

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



Mémoire de fin d'étude

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

THEME

Etude d'un bâtiment (R+9+sous sol Parking) à usage multiples contre venté part des voiles porteur avec l'application ETABS.



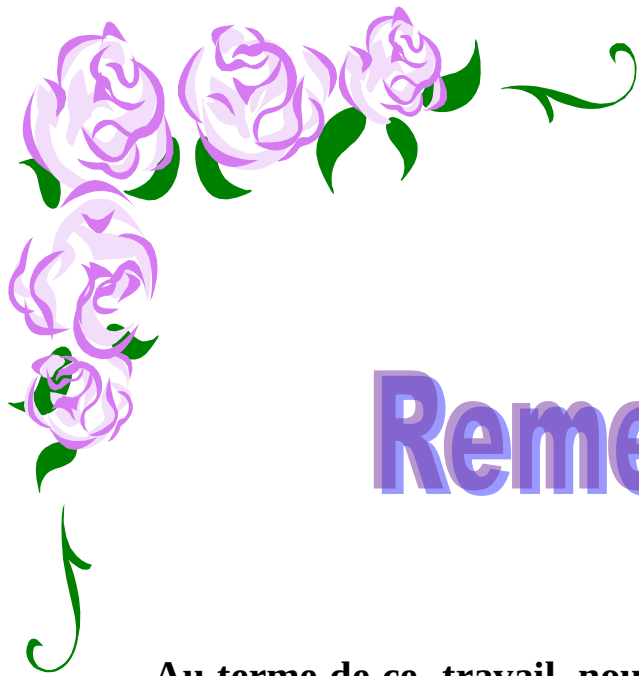
Etudié par:

M^{me} DJADI Lilia

M^{me} SACI Malha

Dirigé par: M^r DERRADJ

Année 2016-2017



Remerciements

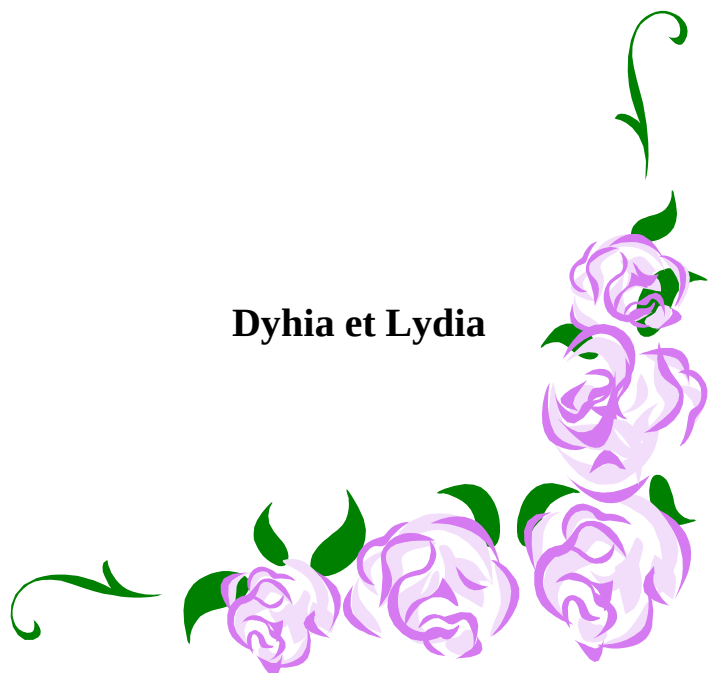
Au terme de ce travail, nous remercions DIEU le tout puissant de nous accorder d'avoir accompli ce travail qui présente le fruit de plusieurs années de sacrifice.

Nous somme également très reconnaissants à notre promoteur Mr :DERRADJ de nous avoir suivis et orienté durant l'élaboration de ce mémoire.

Nos remerciements s'adressent aussi au corps enseignants et à tous les personnels du département de génie civil, et aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Que toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire trouve ici l'expression de nos plus profonds Sentiments.

Dyhia et Lydia



Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

- *Ma très chère mère la quelle je ne
remercierai jamais assez*
- *A la mémoire de mon père*
- *Mes sœurs et mes frères*
- *Mes très chers neveux et nièces*
- *Mes chers amis (es)*
- *Tous ceux qui me sont très chers.*



Lilia

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

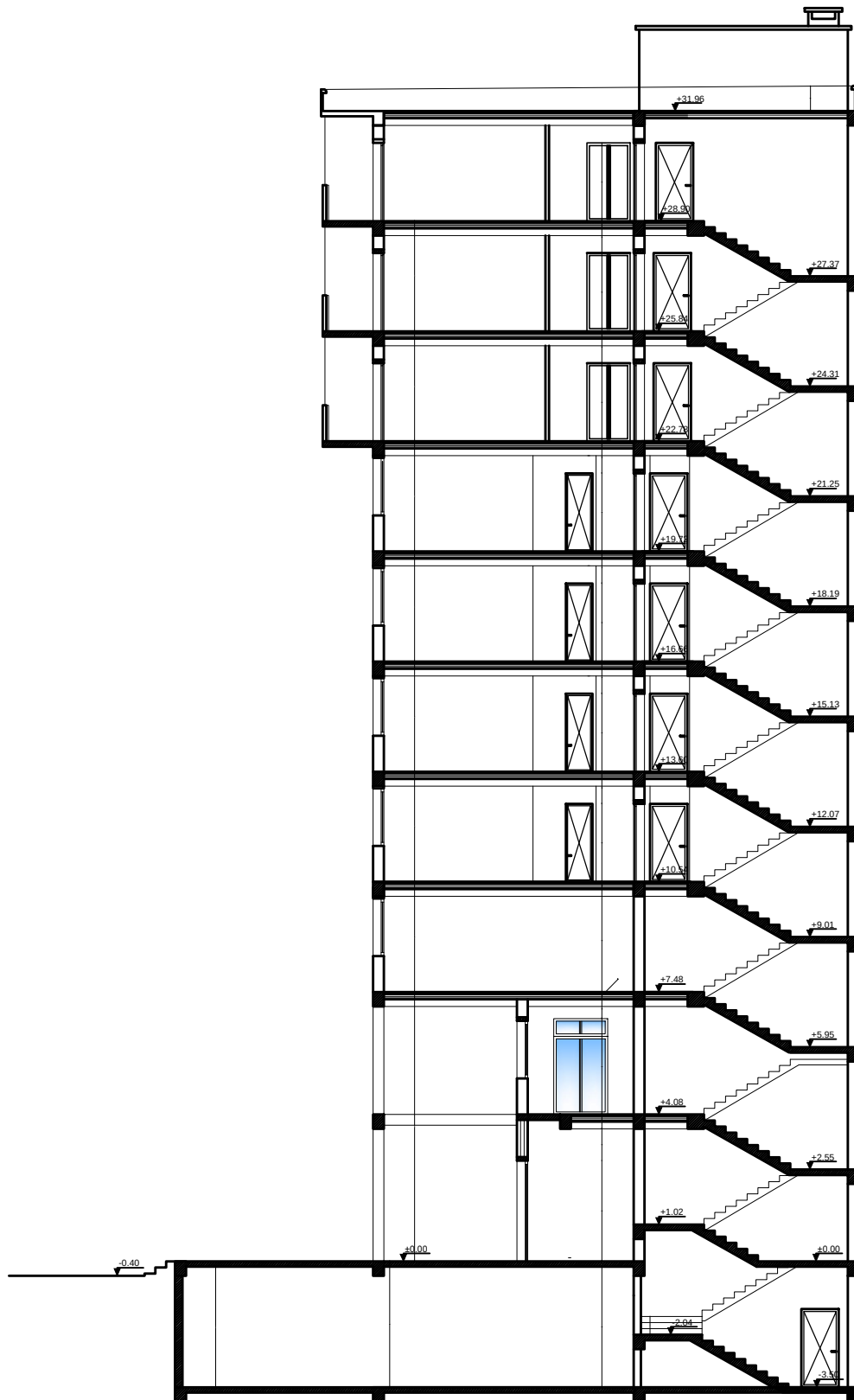
- *A mes parents aux quels je ne remercierais jamais assez*
- *Mes sœurs et mes frères*
- *A mes neveux ma plus grande source de bonheur*
- *Mes chers amis (es), chacun en son nom*
- *Tous ceux qui me sont très chers.*



Malha



façade principale

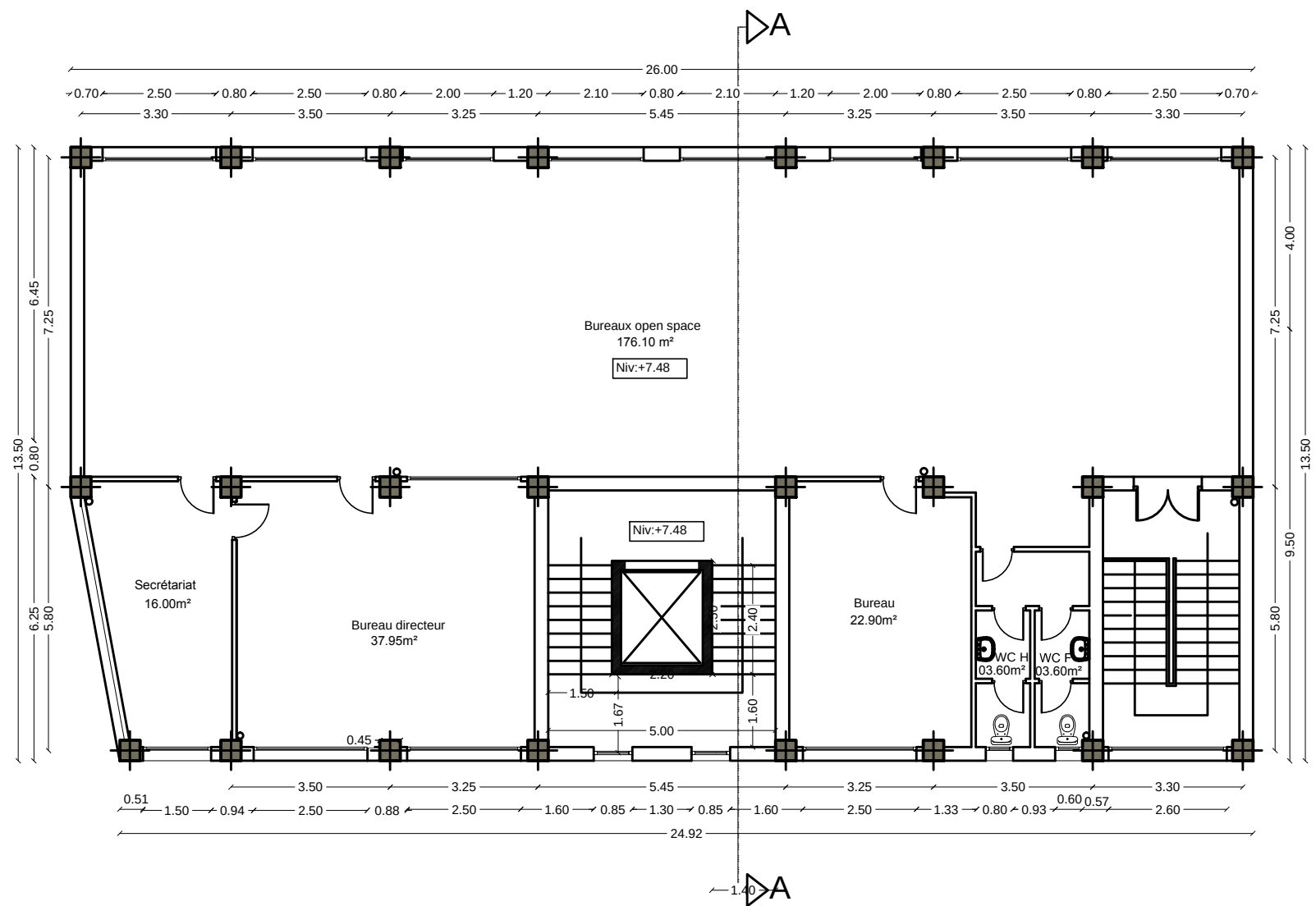


coupe A-A



plan du 7ème et 9ème

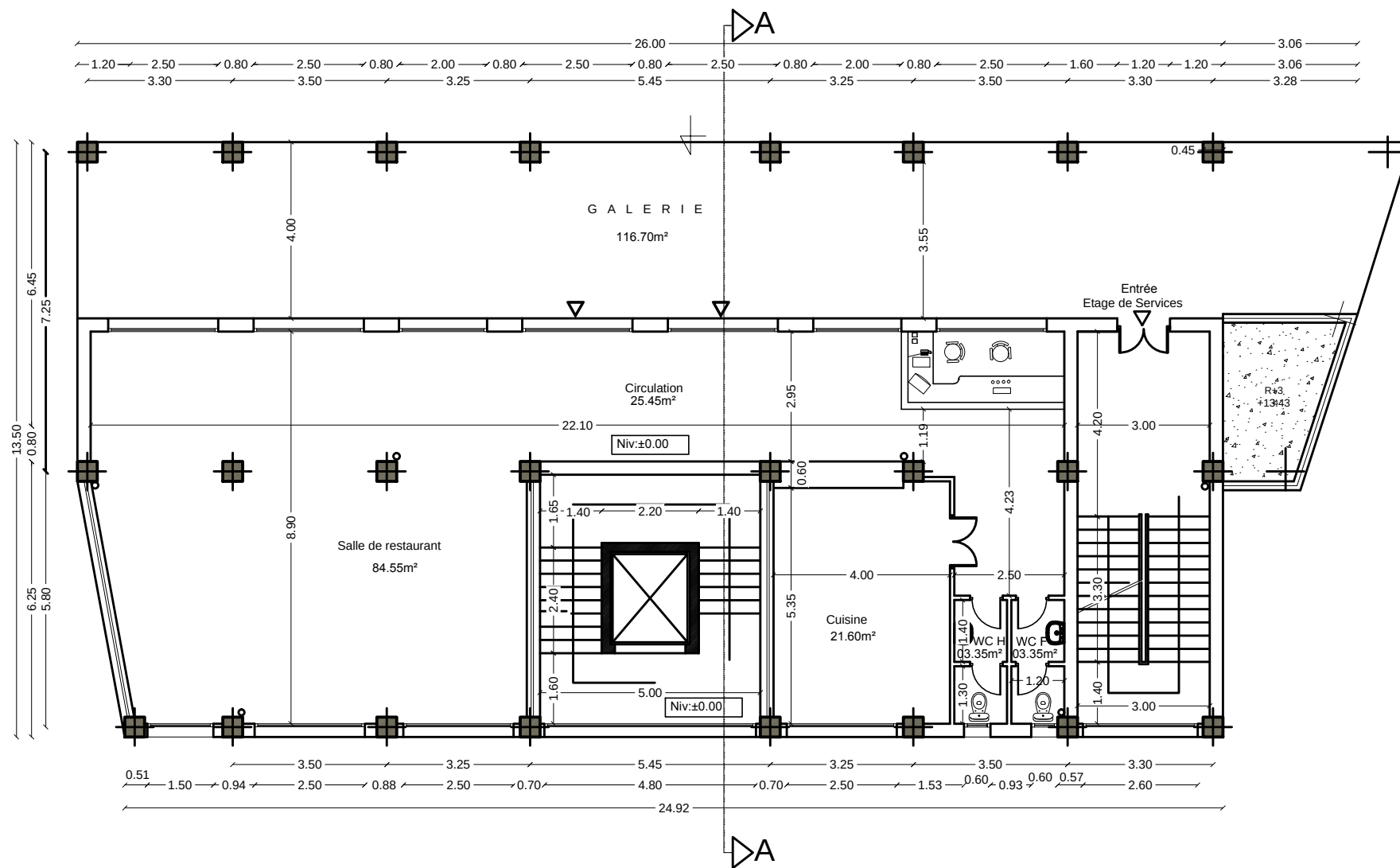




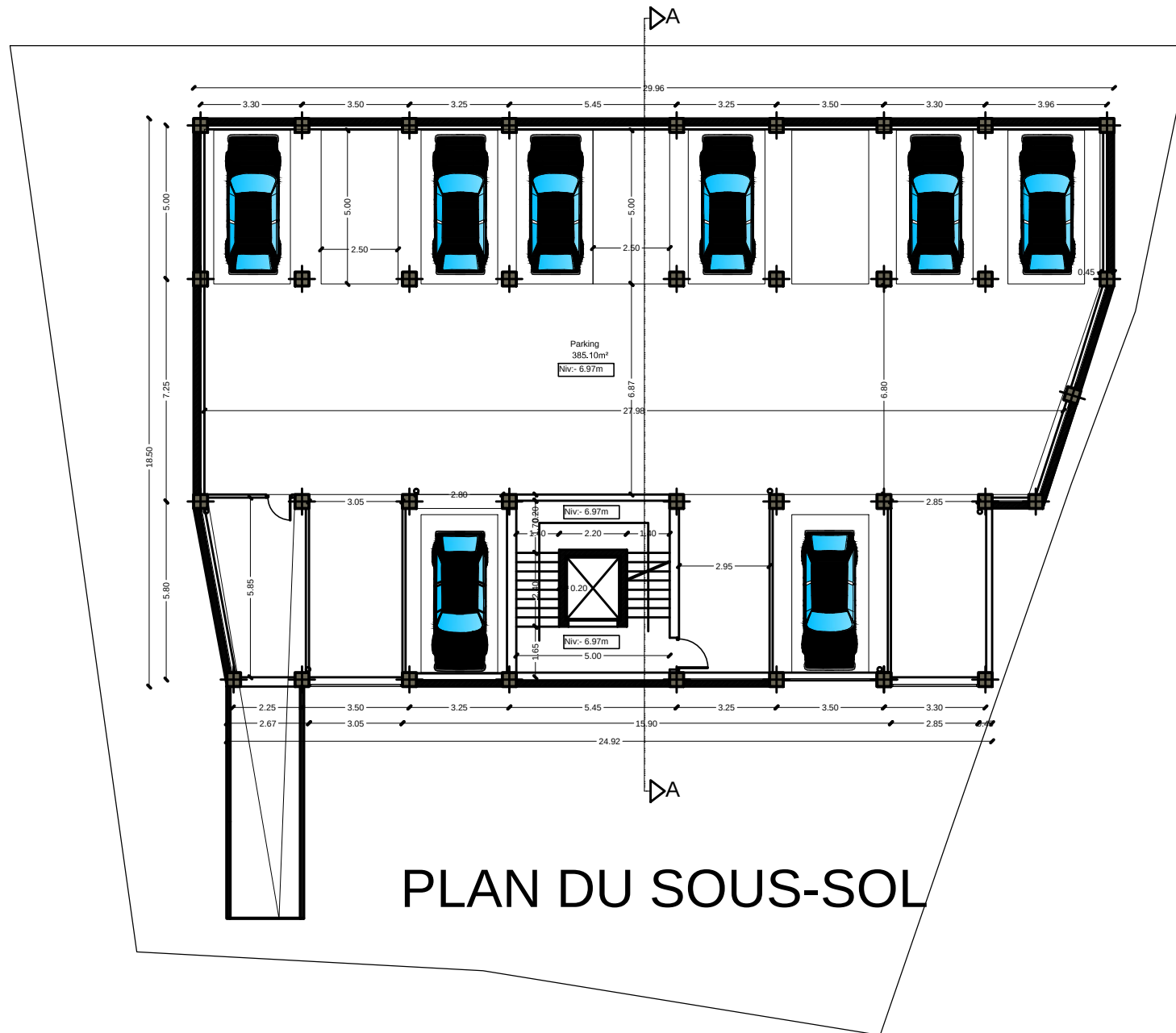
plan du 2ème



plan du 1er



plan du rdc



Sommaire

Introduction générale

	Page
Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage.....	1
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.....	09
Chapitre III : Calcul des éléments	
III.1 Acrotère.....	25
III.2 Balcons.....	34
III.3 La poutre de chainage.....	46
III.4 La salle machine.....	54
III.5 Les escaliers	65
III.6 Poutre palière.....	95
Chapitre IV : Calcul des planchers	105
Chapitre V : Etudes de contreventement.....	146
Chapitre VI : Modélisation.....	169
Chapitre VII : Vérification des exigences du RPA.....	193
Chapitre VIII : Ferrailage des éléments	
VIII.1 Poteaux.....	206
VIII.2 Poutres.....	218
VIII.3 Voiles.....	230
Chapitre IX : Etude de l'infrastructure.....	251
Chapitre X : Etude du mur plaque.....	273
Chapitre XI : La pathologie des structures	282

Conclusion générale

Bibliographie

La construction des bâtiments a connu un développement rapide, surtout après la seconde guerre mondiale. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction qui permettent d'améliorer le comportement des structures et assurer une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis à des phénomènes naturels tel que les séismes.

Comme l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se présente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense. Le dernier séisme dévastateur du 21 mai 2003, qui a touché les régions de centre du pays (Boumèdes, Alger et Tizi – ouzou) est un grand exemple très probant d'énormes pertes tant humaines que matérielles.

Les expertises effectuées suite au séisme 2003 ont révélé que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

A cet effet, et à travers le monde, on a créé et imposé des règlements visant à cadrer les constructions en zones sismiques et à les classer, afin de mieux les concevoir et réaliser. Dans notre pays, on utilise le RPA99 révisé en 2003 comme règlement parasismique.

Ces règlements sont le fruit de longues années d'expériences et de recherche approfondie, dont le but est d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques.

CHAPITRE

I

DESCRIPTION ET PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Introduction.

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage à savoir :

- Ses caractéristiques géométriques (longueur, largeur et hauteur totale de bâtiment).
- Ses éléments constitutifs :(éléments structuraux et non structuraux).
- Les caractéristiques des matériaux composants l'ouvrage.

I.2. Description de l'ouvrage.

Notre projet consiste à l'étude d'une tour (R + 9 + Sous sols) à usage d'habitation et commercial. Cet ouvrage sera implanté à Tizi-Ouzou qui est classée selon le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa). Cet ouvrage est composé :

- Le sous-sol parking.
- D'un RDC un restaurant.
- De 2 étages service.
- De neuf (07) étages à usage d'habitation,
- Deux (02) cages d'escalier, la première de sous-sol jusqu'au le neuvièmes étage l'autre de service de RDC jusqu'au 2ème étages
- D'une (01) cage d'ascenseur.

I.3. Caractéristiques géométriques.

La présente structure a pour dimensions :

- Longueur total 30.16 m
- Largeur total 18.72 m
- Hauteur totale sons l'acrotère 35,45 m
- Hauteur du RDC 4.08 m.
- Hauteur des étages courants 3.06 m.
- Hauteur du sous-sol 3.50 m.
- Hauteur de l'acrotère 0.70 m

I.4. Eléments de l'ouvrage.

I.4.1. Ossature.

Ce bâtiment est en ossature mixte composée des portiques transversaux et longitudinaux et d'un ensemble de voiles.

✓ Portiques :

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

✓ Voile :

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

I.4.2. Planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment et supportant les revêtements et les surcharges.

Dans notre bâtiment nous avons un seul type de plancher :

✓ Plancher en corps creux :

Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées. Ils ont pour fonctions :

- Supporter et transmettre les charges et surcharges aux éléments porteurs de la structure (participent à la stabilité de la structure).
- Isolation thermique et acoustique entre les différents niveaux.

I.4.3. Les Balcons :

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

I.4.4. Les escaliers :

Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier, composée de paliers et de paillasse, réalisées en béton armé coulé sur place.

I.4.5. Cage d'ascenseur :

Le bloc comporte aussi une (1) cage d'ascenseur réalisée en voiles coulés sur place.

I.4.6. Maçonnerie.**➤ Murs extérieurs :**

Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur (10+5+15).

➤ Murs intérieurs :

Ils sont réalisés en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

I.4.7. Les Revêtements :

Les revêtements utilisés sont :

- Carrelages scelle pour le revêtement horizontal
- Céramiques pour les cuisines et salles d'eaux.
- Enduits plâtres pour les cloisons intérieurs.
- Mortier de ciment pour les murs extérieurs.

I.4.8. Système de coffrage :

On opte pour un coffrage métallique dans le but de limiter le temps d'exécution pour les voiles et pour les portiques.

I.4.9. Terrasse inaccessible :

Notre bâtiment sera muni d'une terrasse inaccessible réalisée en corps creux et d'une dalle de compression avec un revêtement composé de :

- Forme de pente 2 % pour faciliter l'écoulement des eaux.
- Revêtement d'étanchéité.
- Protection (gravier roulé).

I.4.10. Fondations :

On appelle fondation la partie d'un ouvrage reposant sur terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage.

Sa fonction est de reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

I.5. Données du site :

• Le bâtiment est implanté dans une zone classée par les règles parasismiques Algériennes 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2
- Le site est considéré comme ferme (S2).
- Contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 2\text{bar}$.

I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux.**I.6.1. Béton :**

Il sera préparé suivant une étude de composition établie par laboratoire en utilisant les matériaux : sables, graviers, ciment et eau.

Le ciment utilisé est de classe 325(CPA325) dosé à 350 kg/m^3 de béton.

Le béton du présent ouvrage sera conforme aux règles BAEL91 révisé 2003 et le RPA 99 révisé 2003 applicables en ALGERIE.

Le dosage courant par 1m^3 sera comme suit :

- Granulats : (sable 0/5, gravier 5/25)
 - sable 400L
 - graviers 800L
- Ciment 350 kg/m^3 (CPA325)
- Eau de gâchage 175L

I.6.1.a. La résistance caractéristique du béton à la compression :

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours de temps de durcissement notée f_{c28} .

Pour l'étude de ce projet on prend $f_{c28} = 25[\text{MPa}]$, car il est facile à obtenir sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier.

La résistance caractéristique à la compression à $j \leq 28$ jours est définie par :

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

I.6.1.b. La résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance caractéristique du béton à la traction à j jours noté f_{tj} est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{avec :} \quad f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$$

Dans laquelle f_{tj} et f_{cj} sont exprimés en [MPa]

$$\text{à } t = 28 \text{ jours, } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

I.6.1.c. La contrainte limite de service à la compression :

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

I.6.1.d. La contrainte limite ultime à la compression :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ (exprimé en [MPa])}$$

Avec :

- θ : Coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions.
- $\theta = 1$: si la durée d'application est > 24 heures.
- $\theta = 0,9$: si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.
- $\theta = 0,85$: si la durée d'application est < 1 heure.

$$\text{A } j = 28j \Rightarrow f_{bc} = 14,2 [\text{MPa}].$$

γ_b : Coefficient de sécurité qui a pour valeurs :

$\gamma_b = 1,5$ dans le cas d'une situation courante

$\gamma_b = 1,15$ dans le cas d'une situation accidentelle.

I.6.1.e. Diagrammes contraintes- déformation du béton : (Art A.4.3, 41 BAEI 91):

Le diagramme déformation (ε_{bc}) – contraintes (σ_{bc}) du béton pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit « parabole - rectangle ».

En compression avec flexion, les déformations relatives du béton sont limitées à 3.5‰.

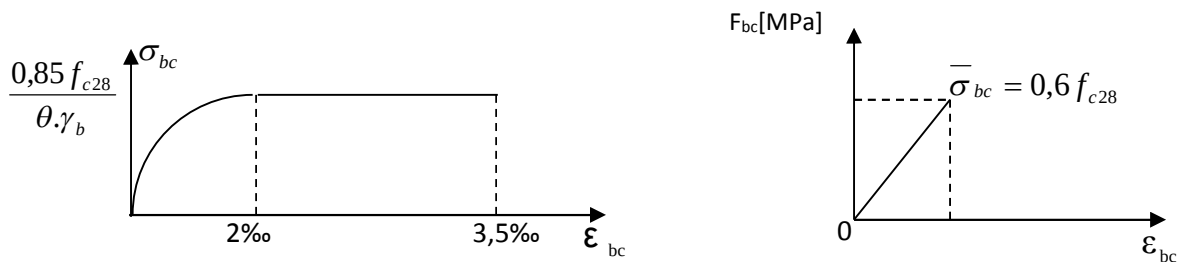


Fig I.1: Diagramme de la déformation relative du béton

$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2 \text{ ‰}$ compression pure

Avec : (ε_{bc} raccourcissement du béton).

$2 \text{ ‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5 \text{ ‰}$ compression avec flexion.

En compression **pure**, les déformations relatives du béton sont limitées à 2‰.

I.6.1.f. Déformations longitudinales du béton :

- Module de déformation longitudinale instantanée du béton à j jours (Art A.2.1, 21 BAEI 91)

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \text{ MPa .}$$

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

- Module de déformation différée du béton à j jours : (Art A.2.1, 21 BAEI 91)

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} \text{ MPa .}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa, } E_{vj} = 10818,87 \text{ MPa}$$

- Module de déformation transversale :

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

Avec : E : Module de Young.

ν : Coefficient de poisson.

➤ Le coefficient de poisson ν :

Il est défini par le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale il est égale par :

- $\nu = 0$ (à l'ELU) pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré.
- $\nu = 0,2$ (à l'ELS) pour le calcul en considérant le béton fissuré.

I.6.1.d. Contrainte tangentielle conventionnelle : (BAEL 91 modifié 99/ Art 5.1)

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Cas d'une fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 [\text{MPa}] \right).$$

- Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 [\text{MPa}] \right).$$

I.6.2. L'acier :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression.

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 02 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

I.6.2.1. Caractéristiques des aciers utilisés :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de $[\psi]$ scellement
Acier en barres	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14 ‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 ($\Phi < 6$)	T S	520	550	8 ‰	1,3	1

Tableau I.1 : Caractéristiques des aciers utilisés.

I.6.2.2. module d'élasticité longitudinal :

Il est noté (E_s), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

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

I.6.2.3. Diagramme contrainte déformation de calcul :

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

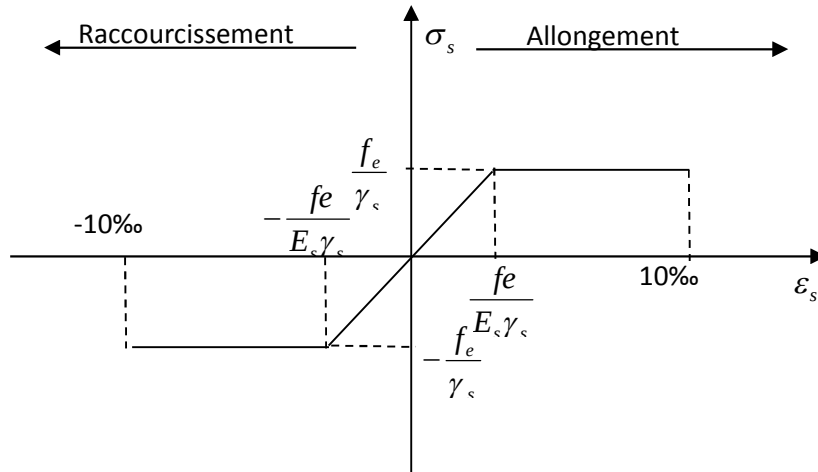


Fig I.2: Diagramme relatif aux états de limites.

I.6.2.4. Limite d'élasticité :

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

Avec :

$$\gamma_s : \text{Coefficient de sécurité} : \begin{cases} \gamma_s = 1,15 & \text{situation durable.} \\ \gamma_s = 1 & \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

I.6.2.5. La contrainte maximale des armatures tendues à l'ELS :

Il est indispensable de limiter l'ouverture des fissures dans le béton (risque de corrosion des aciers) ; on distingue trois cas de fissuration :

a. Fissuration peu nuisible : (BAEL9 /Art 4-5-32)

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

b. Fissuration préjudiciable : (BAEL91/Art 4-5-33)

$$\sigma_s \leq \sigma_{st} = \min (2/3 f_e, 110\sqrt{n \cdot f_{t28}}) \text{ en MPa.}$$

c. Fissuration très préjudiciable : (BAEL91 / Art 4-5.34)

$$\sigma_s \leq \sigma_{st} = \min (0,5 \times f_e, \sqrt{n \cdot f_{t28}}) \text{ en MPa}$$

I.6.2.6. Protection des armatures : (Art A.7-2 4 BAEL91).

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets intempéries et des 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 embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3 \text{ cm}$: Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)
- $C \geq 1 \text{ cm}$: Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

Conclusion :

Dans cette partie, on a déterminé les différents éléments constitutifs de notre structure dont on effectuera les calculs et vérifications dans les chapitres qui suivent.

CHAPITRE

II

Prédimensionnement des éléments

II.1. Pré dimensionnement des éléments

II.1.1. Les planchers

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment, capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux.

Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferraillée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite portée.

Le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations, son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$h_{tp} \geq L/22,5$$

Avec :

h_{tp} : hauteur totale du plancher

L : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles, dans notre cas la portée libre maximale :

$$L = 7,25 - 0,25 = 7.00\text{m}$$

Ce qui nous donne :

$$h_{tp} \geq 700/22,5 = 31.11 \text{ cm}$$

Remarque

D'après les calculs on a (25+5) comme il n'est pas disponible sur le marché on opte pour un plancher de (16+5) c'est-à-dire $h_{tp} = 21 \text{ (cm)}$

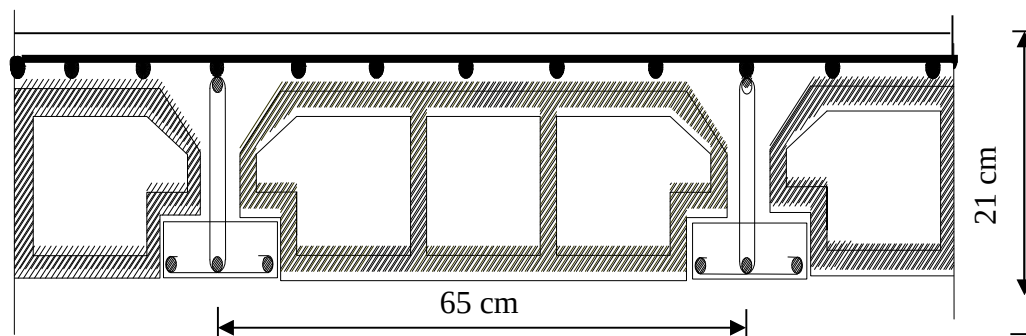


Fig II.1. Coupe d'un plancher à corps creux

II.1.2. Les poutres

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

- ❖ h_t : hauteur comprise entre $L/15 \leq h_t \leq L/10$.
- ❖ b : largeur comprise entre $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$.
- ❖ L_{max} : portée libre entre nus d'appuis.

On distingue les poutres principales qui servent comme appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

❖ **Poutres principales**

Poutres axes

Ont pour longueur : $L_{\max} = 7.25 - 0.25 = 7.00\text{m}$

La hauteur de la Poutre est :

$$700/15 \leq h_t \leq 700/10 \Rightarrow 46.66 \leq h_t \leq 70 \text{ cm} \quad \text{soit } h_t = 55 \text{ cm.}$$

La largeur de la Poutre est :

$$0.4 (55) \leq b \leq 0.7 (55) \Rightarrow 22 \leq b \leq 38.5 \text{ cm} \quad \text{soit } b = 35 \text{ cm.}$$

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

- $b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 35 \geq 20 \text{ cm}$ condition Vérifiée.
- $h_t \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 55 \geq 30 \text{ cm}$ condition Vérifiée.
- $h_t / b \leq 4 \dots\dots\dots 55/35 = 1.57 \leq 4$ condition Vérifiée.

❖ **Poutres secondaires**La hauteur de la Poutre : on a $L_{\max} = 5.45 - 0.25 = 5.20 \text{ m}$

$$520 / 15 \leq h_t \leq 520/10 \Rightarrow 34.66 \leq h_t \leq 52.00 \text{ cm} \quad \text{soit } h_t = 50 \text{ cm}$$

La largeur de la Poutre est :

$$0.4 (50) \leq b \leq 0.7 (50) \Rightarrow 20.00 \leq b \leq 35.00 \text{ cm} \quad \text{soit } b = 30 \text{ cm}$$

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

- $b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 30 \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow$ condition Vérifiée.
- $h_t \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 50 \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow$ condition Vérifiée.
- $h_t / b \leq 4 \dots\dots\dots 50 / 30 = 1.66 \leq 4 \Rightarrow$ condition Vérifiée.

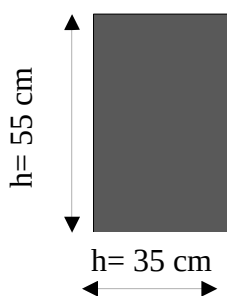
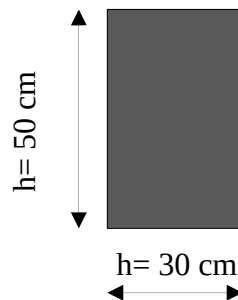
***Poutre principale******Poutre secondaire***

Fig II.2: Les poutres principales et les poutres secondaires.

II .1.3. Les poteaux

Les poteaux seront prés dimensionnés à L'ELS en considérant un effort de compression axial N , qui sera repris uniquement par la section du béton.

La section du poteau à déterminée est celle du poteau le plus sollicité, qui est donnée par la relation suivante

$$S \geq N/\sigma_{bc}$$

Avec :

N : effort de compression revenant au poteau qui est considéré égal à $(G+Q)$

σ_{bc} : contrainte admissible du béton à la compression simple

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

Remarque

L'effort normal « N » sera déterminé à partir de la descente de charge.

On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges de différents niveaux du bâtiment.

II.2. Détermination des charges et surcharges

II .2.1. Les charges permanentes

❖ Plancher terrasse (inaccessible).

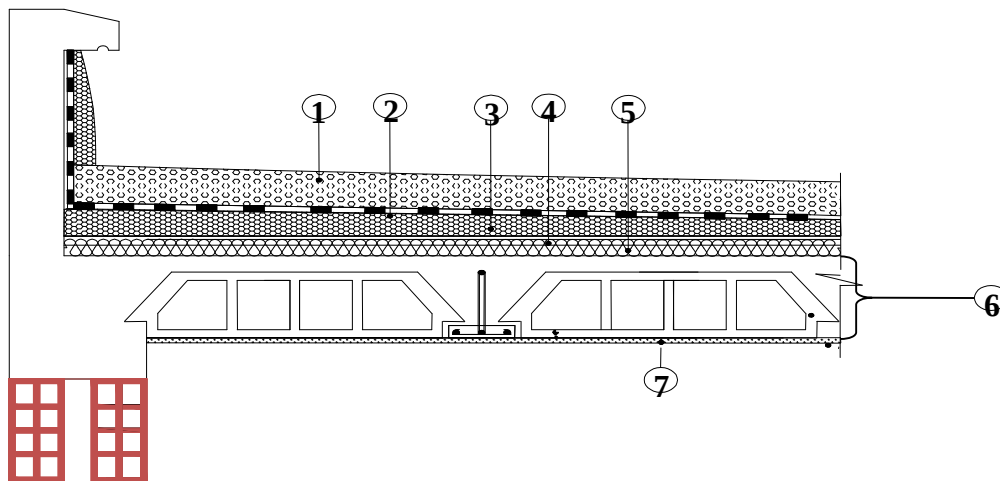


Fig II.3: Coupe plancher terrasse inaccessible

	Eléments	Epaisseurs e(m)	Poids volumique ρ [KN/m ³]	Charges G[KN /m ²]
1	Couche de gravier roulé	0,05	20	1,00
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Béton en forme de pente	0,07	22	1,54
4	Pare vapeur (feuille polyane)	Feuille	01	0,01
5	Isolation thermique	0,04	04	0,16
6	Plancher à corps creux (16+4)	0,20	/	2,80
7	Enduit sous plafond	0,02	10	0,20
Charge permanente total (G)				5,83

Tableau II.1 : Charges permanentes (G) Plancher terrasse

❖ Plancher d'étage courant

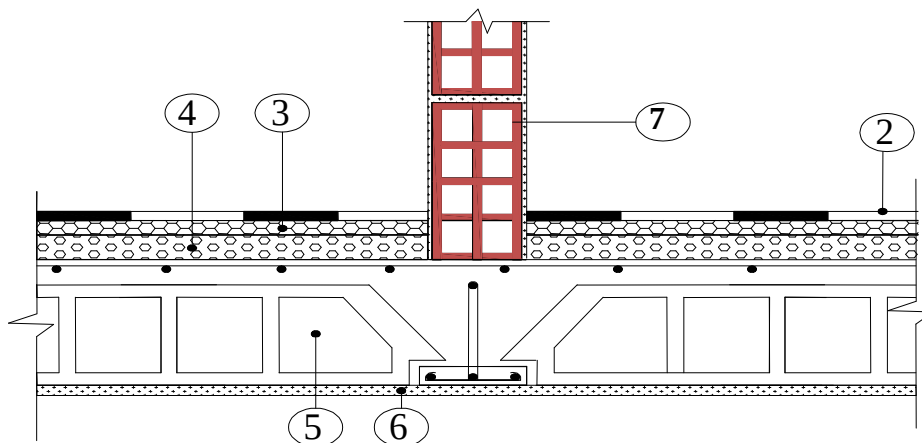


Fig II.4: Coupe plancher étage courant

	Eléments	Epaisseurs e(m)	Poids volumique ρ [KN/m ³]	Charges G [KN/m ²]
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,03	22	0,60
3	Lit de sable	0,03	18	0,66
4	Isolation phonique	0,01	10	0,10
5	Dalle en corps creux	0,21	14	2,94
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
7	Cloison interne	0,10		0,90
Charge permanente totale (G)				5,80

Tableau II.2 : Charges permanentes (G) Plancher étage.

❖ Balcon:

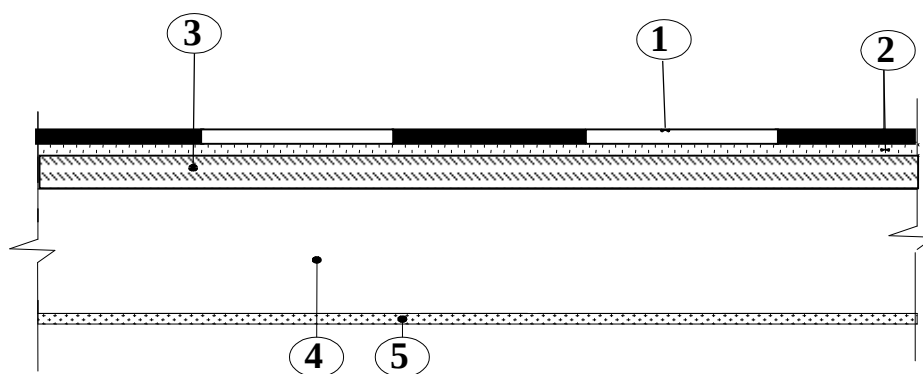


Fig .II.5: Coupe sur balcon

	Eléments	Epaisseurs e(m)	Poids volumique ρ [KN/m ³]	Charges G [KN/m ²]
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	22	0,44
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle en béton armée	0,15	25	3,75
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanente totale (G)				4,95

Tableau II.3: Charge permanente du balcon

❖ Les murs

Mur extérieur

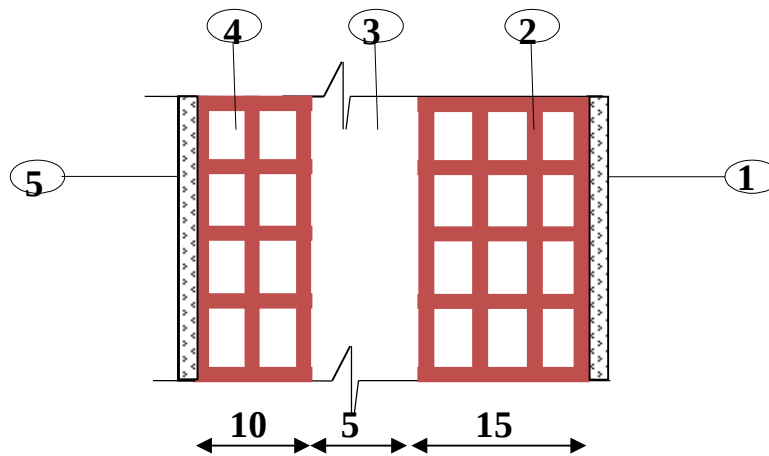


Fig II.6: Coupe d'un mur extérieur

	Eléments	Epaisseurs $e(m)$	Poids volumique $\rho[KN/m^3]$	Charges $G[KN /m^2]$
1	Enduit ciment	0,02	18	0,36
2	Briques creuses extérieur	0,15		0,90
3	Lame d'aire	0,05	/	/
4	Briques creuses intérieure	0,10	09	0,90
5	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanente totale (G)				2,36

Tableau II.4: Charge permanente du mur extérieur

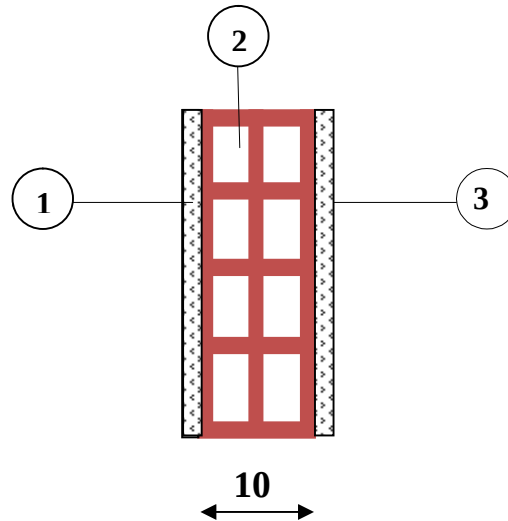
Mur intérieur

Fig II.7: Coupe d'un mur intérieur

	Eléments	Epaisseurs e(m)	Poids volumique ρ [KN/m ³]	Charges G [KN /m ²]
1	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
2	Briques creuses intérieure	0,10	09	0,90
3	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanente totale (G)				1,30

Tableau II.5: charge permanente du mur intérieur

❖ **L'acrotère**

On a $h_t = 70$ cm

Charge permanente G

$$G = \left[(0.7 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + ((0.03 \times 0.01)/2) \right] \times 25$$

$$G = 1.962 = 2 \text{ KN/ml}$$

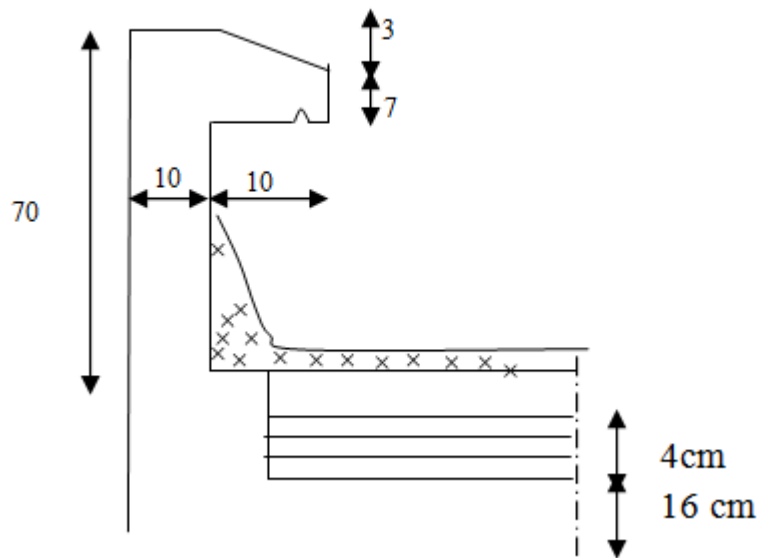


Fig II.8: Coupe transversale de l'acrotère

II.2. Les surcharges d'exploitation

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

- Plancher terrasse $Q = 1,00 \text{ kN/m}^2$
- Plancher étage courant : à usage d'habitation $Q = 1,50 \text{ kN/m}^2$
- Plancher du RDC..... $Q = 1,50 \text{ kN/m}^2$
- L'acrotère..... $Q = 1,00 \text{ kN/ml}$
- L'escalier..... $Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$
- Balcons..... $Q = 3,50 \text{ kN/m}^2$

II.3 Descente de charge

II.3.1. Charges et surcharges revenant au poteau

II.3.1.1. Surface d'influence

Surface d'influence du poteau le plus chargé (E-2).

$$S_1 = 2,575 \times 3,475 = 9,00 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1,475 \times 3,475 = 5,13 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 2,575 \times 2,75 = 7,09 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1,475 \times 2,75 = 4,06 \text{ m}^2$$

$$S_T = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 25,30 \text{ m}^2$$

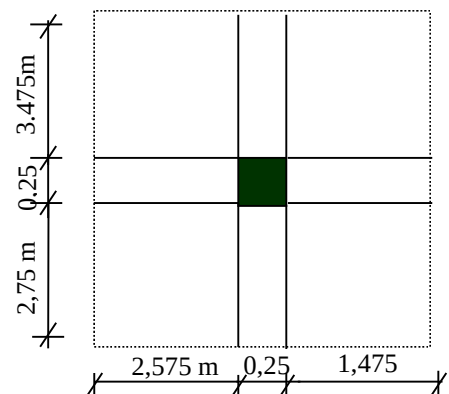


Fig II.9: Surface d'influence du Poteau

On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges de différents niveaux du bâtiment

✓ **Plancher terrasse inaccessible :**

$$G_{pt} = S \times G_{pt}$$

Avec:

S: Surface du plancher revenant au poteau

G_{tr} : Charge permanente du plancher terrasse

$$G_{pt} = 25.3 \times 5.83$$

$$G_{pt} = 147.5 \text{ KN}$$

✓ **Plancher courant :**

$$G_{tc} = S \times G_{tc}$$

Avec

S : Surface du plancher revenant au poteau

G_{tc} : Charge permanente du plancher courant

$$G_{pt} = 25.3 \times 5.80$$

$$G_{pt} = 147 \text{ KN}$$

✓ **Poutre principale:**

$$G_{pp} = S_{pp} \times L \times \rho$$

Avec :

S_{pp} : Section transversale de la poutre principale.

ρ : poids volumique du béton 25 KN/m³.

L : Longueur de la poutre.

$$G_{pp} = 0.55 \times 0.35 \times 25 \times 7$$

$$G_{pp} = 34 \text{ KN}$$

✓ **Poutre secondaire:**

$$G_{ps} = S_{ps} \times L \times \rho$$

Avec :

S_{ps} : Section transversale de la poutre secondaire.

ρ : Poids volumique du béton

$$G_{ps} = 0.50 \times 0.35 \times 25 \times 5.2$$

$$G_{ps} = 31 \text{ KN}$$

✓ **Poteaux :****Poteaux étages courant:**

$$G_{\text{pot}} = S_{\text{pot}} \times H \times \rho$$

Avec :

 S_{pot} : Section horizontale du poteau. ρ : Poids volumique du béton

H : hauteur d'étage

$$G_{\text{pot}} = 0.35 \times 0.30 \times 3.06 \times 25$$

$$G_{\text{pot}} = 8 \text{ KN}$$

Poteaux du RDC:

$$G_{\text{pot}} = S_{\text{pot}} \times H \times \rho$$

Avec :

 S_{pot} : Section horizontale du poteau. ρ : Poids volumique du béton

H : hauteur d'étage

$$G_{\text{pot}} = 0.35 \times 0.30 \times 4.08 \times 25$$

$$G_{\text{pot}} = 11 \text{ KN}$$

Poteaux du sous-sol

$$G_{\text{pot}} = S_{\text{pot}} \times H \times \rho$$

Avec :

 S_{pot} : Section horizontale du poteau. ρ : Poids volumique du béton

H : hauteur d'étage

$$G_{\text{pot}} = 0,35 \times 0,30 \times 3.35 \times 25$$

$$G_{\text{po}} = 9 \text{ KN}$$

II.3.1.2. Charges permanentes revenant à chaque plancher☐ **Plancher terrasse**

$$G = 5,83 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 1,00 \text{ kN/m}^2$$

☐ **Plancher étage courant habitation**

$$G = 5,56 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

➤ **Plancher rez-de-chaussée**

$$G = 5,56 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

II.3.1.3. Poids revenant à chaque plancher:

Poids du plancher

$$P = G \times S$$

Plancher terrasse :

$$P = 5,83 \times 25,21$$

$$P = 150 \text{ KN}$$

Plancher étage :

$$P = 5,56 \times 25,21$$

$$P = 140,17 \text{ KN}$$

II.3.1.4. Surcharges d'exploitation:

Plancher terrasse

$$Q_0 = 1,00 \times 25,3$$

$$Q_0 = 25,3 \text{ kN}$$

Plancher d'étage courant

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_{11} = 1,50 \times 25,3 = 38 \text{ kN}$$

Plancher RDC :

$$Q_{10} = 2,5 \times 25,3$$

$$Q_{10} = 28 \text{ KN}$$

Plancher sous-sol :

$$Q_{11} = 3,5 \times 25,3$$

$$Q_{11} = 88,6 \text{ KN}$$

II.3.2. Loi de dégression de charge

En raison du nombre d'étages qui composent la tour étudiée $n > 5$, on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.

$$\Sigma_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

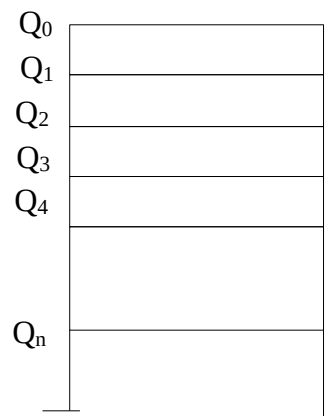
$$\Sigma_2 = Q_0 + 0,9 (Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\vdots$$

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

Pour $n \geq 5$



➤ Coefficients de dégression des surcharges

Niveaux	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Coeff	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.687	0.66	0.65

Tableau II.6: Coefficients de dégression des surcharges

II.3.2.1. Les surcharges cumulées

$$Q_0 = 25.3 \text{ KN}$$

$$Q_0 + Q_1 = 25.3 + 38 = 63.3 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 25.3 + 0,95(2 \times 38) = 97.5 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 25.3 + 0,90(3 \times 38) = 128 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 25.3 + 0,85(4 \times 38) = 154.5 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 25.3 + 0,80(5 \times 38) = 177.3 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 25.3 + 0,75(6 \times 38) = 196.3 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 25.3 + 0,714(7 \times 38) = 215.23 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 25.3 + 0,687(8 \times 38) = 232 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,66(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 25.3 + 0,66(9 \times 38) = 251 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 25.3 + 0,65((9 \times 38) + 28) = 266 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,636(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11}) = 25.3 + 0,636((9 \times 38) + 28 + 88.6) = 323.3 \text{ KN}$$

➤ Tableau récapitulatif de la descente de charge:

Niveaux	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitation (KN)		Efforts normaux (KN)	Section adoptée	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G	G cumulé	Q	Q cumulé	N=Gc+Q _c	S≥N/σ _{bc}	Section adoptée
9	147.5	34	0,00	181.5	181.5	25.3	25.3	207	138.0	35x35
8	147	34	8	189.5	371.0	38	63.3	434.3	289.5	35x35
7	147	34	8	189.5	560.5	38	101.3	662.0	441.3	35x35
6	147	34	8	189.5	750.0	38	139.3	889.3	592.8	40x40
5	147	34	8	189.5	939.5	38	177.3	1167.0	778.0	40x40
4	147	34	8	189.5	1129.0	38	215.3	1344.3	896.2	40x40
3	147	34	8	189.5	1318.5	38	253.3	1572.0	1048.0	45x45
2	147	34	8	189.5	1508.0	38	291.3	1799.3	1199.5	45x45
1	147	34	8	189.5	1697.5	38	329.3	2027.0	1351.3	45x45
RDC	147	34	11	192.5	1890.0	28	357.3	2247.3	1498.2	50x50
Sous-sol	147	34	9	190.5	2080.5	88.6	456.0	2536.5	1691.0	50x50

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

Remarque

Il est évident que d'autres calculs relatifs aux poteaux de rive conduisent à des sections transversales inférieures à celles déterminées pour les poteaux centraux, mais le RPA (ADDENDA 2003) recommande la même section pour l'ensemble des poteaux d'un même étage

II.3.2.2. Vérification des conditions du RPA (article 7.4.1).

- ✓ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ en zone IIa :
 $\text{Min}(b_1, h_1) = 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$ en zone IIa (OK)
- ✓ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$ (h_e : hauteur d'étage courant)
 $\text{Min}(b_1, h_1) = 30 \text{ cm} \geq \frac{306}{20} = 15.30 \text{ cm}$ (OK)
- ✓ $\text{Min} \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Poteaux Niveau	sous-sol ; RDC.....	$1/4 < (b/h = 50/50 = 1) < 4$ (OK)
Poteaux Niveau	1, 2, 3	$1/4 < (b/h = 45/45 = 1) < 4$ (OK)
Poteaux Niveau	4, 5, 6.....	$1/4 < (b/h = 40/40 = 1) < 4$ (OK)
Poteaux Niveau	7, 8, 9.....	$1/4 < (b/h = 35/35 = 1) < 4$ (OK)

➤ Vérification de poteaux au flambement:

Afin d'éviter tout risque de flambement des poteaux on doit vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50 \quad (\text{BAEL 99 B.8.4.1})$$

λ : Elancement de poteau.

l_f : Longueur de flambement

Le poteau est encasté à ses extrémités..... $l_f = 0,7L_0$

i : Rayon de giration

$$i = [I/S]^{1/2}$$

I : Moment d'inertie

$$I = hb^3/12$$

S : Section transversale du Poteau

L_0 : Longueur libre de poteau, délimitée par les faces supérieures de deux planchers successif

Finalement $\lambda = 2,42 L_0 / b$

Poteau du sous-sol et RDC: 50x50[cm²]

Sous-sol $\lambda = 2,42 \times (329/50) = 15.92 < 50 \Rightarrow$ condition vérifiée.

RDC : $\lambda = 2,42 \times (387/50) = 18.73 < 50 \Rightarrow$ condition vérifiée.

Poteau du 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} étage: 45x45[cm²]

$\lambda = 2,42 \times (285/45) = 15.32 < 50 \Rightarrow$ condition vérifiée.

.Poteau du 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème} et étage: 40x40[cm²]

$$\lambda = 2,42 \times (285 / 40) = 17.24 < 50$$

⇒ condition vérifiée

Poteau du 7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} étage: 35X35[cm²]

$$\lambda = 2,42 \times (285 / 35) = 19.70 < 50$$

⇒ condition vérifiée

Conclusion :

La condition étant vérifiée, tous les poteaux de l'ossature sont prémunis contre le flambement.

II.4. Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés, d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part, à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales. Le Pré dimensionnement se fera conformément aux règles (RPA 99 version 2003) :

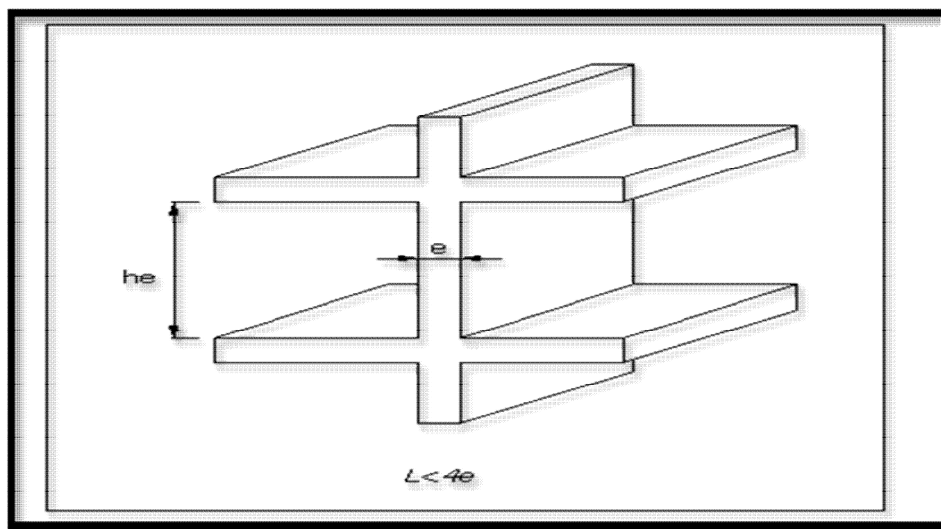


Fig II.10: Vue en 3D d'un voile

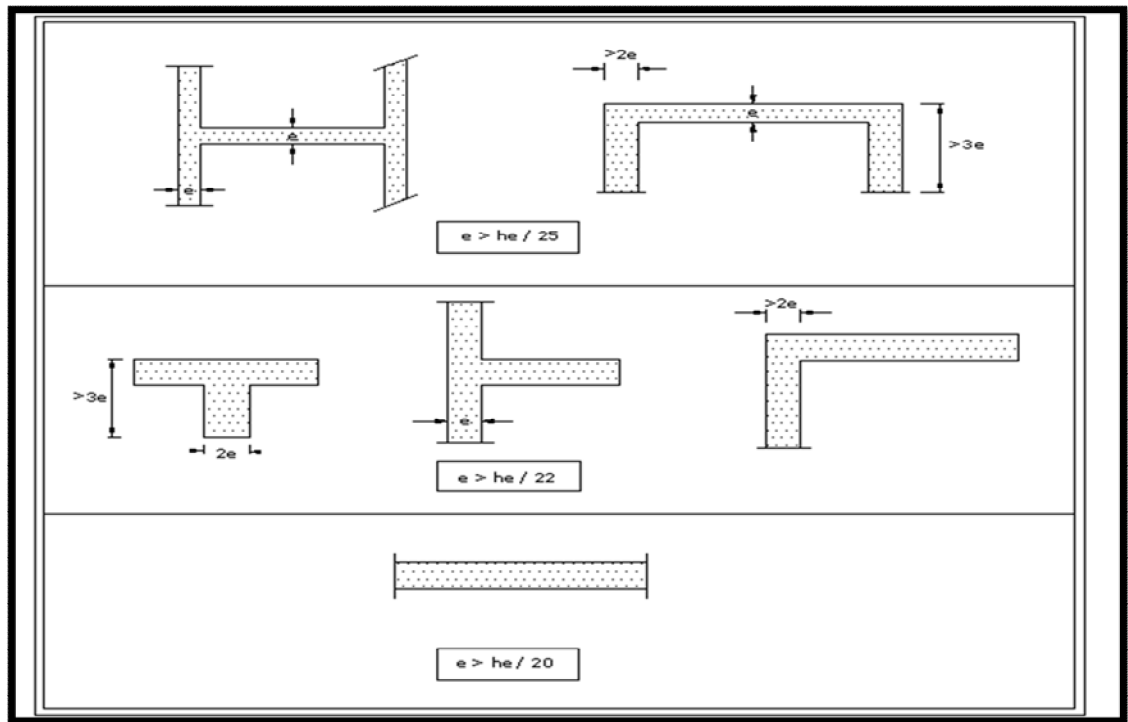


Fig II.10: Coupe de voile en plan

➤ Epaisseur du voile :

Le pré dimensionnement des voiles de contreventement sera conforme au RPA 99 qui exige les conditions suivantes :

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

Dans notre cas :

Pour le sol (parking):

$$h_e = 289 - 15 = 274 \text{ cm.}$$

$$e = h_e / 20$$

$$e = 274 / 20 = 14 \text{ cm}$$

Pour le RDC

$$h_e = 408 - 40 = 368 \text{ cm.}$$

$$e = h_e / 20$$

$$e = 368 / 20 = 18.4 \text{ cm.}$$

Pour l'étage courant:

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

$$e = h_e / 20$$

$$e = 286 / 20 = 14.3 \text{ cm.}$$

En conclusion, on adoptera pour une épaisseur de 20 cm pour tous les voiles.

➤ **Largeur du voile :**

Les voiles de contreventements doivent satisfaire la condition suivante :

Avec : **L** : largeur du voile.

a : épaisseur du voile.

$$L_{\min} \geq 4a$$

$L \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

Pour que les voiles puissent assurer une fonction de contreventement, sa longueur (ℓ) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur.

Dans notre cas $\ell_{\min} = \mathbf{110 \text{ cm}} > \mathbf{4 a} = 80 \text{ cm} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

CHAPITRE

III

**Calcul des
éléments**

Après avoir pré-dimensionné les éléments de contreventement, on passera au dimensionnement des éléments non structuraux à savoir l'acrotère, les planchers, les escaliers et les balcons.

III.1. Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse, dont il forme un écran **pour** toute chute et, de plus, il participe dans la mise hors eau de la structure.

L'acrotère est assimilée à une console encastrée au niveau du plancher terrasse. Il est soumis à un effort G dû à son poids propre et une poussée latérale Q dû à la main courante engendrant un mouvement de renversement M dans la section d'encastrement.

Le calcul se fera en flexion composée pour une bande de 1m de largeur.

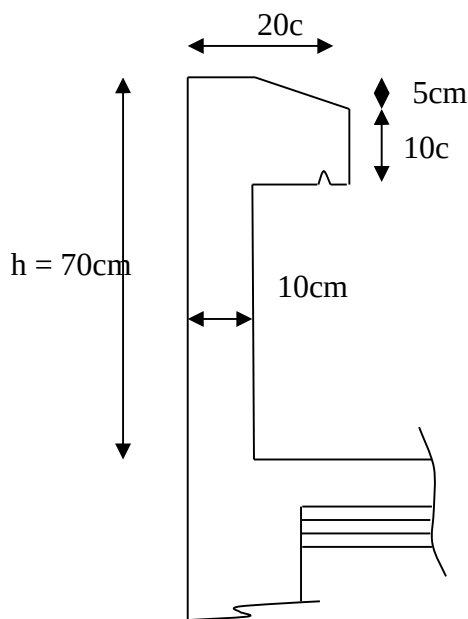


Fig III.1: Coupe verticale de l'acrotère

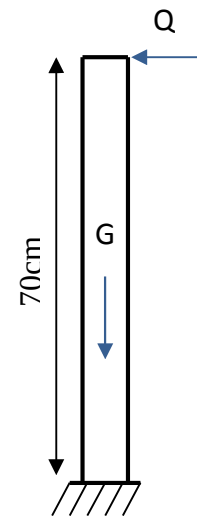


Fig III.2: Schéma statique de l'acrotère

III.1.1 calcul des sollicitations

A- Calcul des efforts :

➤ Effort normal dû au poids propre :

Poids propre de l'acrotère : $G = \gamma_b . S . 1m$

Avec : ρ : Masse volumique du béton.

S : Section de l'acrotère

$$G = 25 \times (0,7 \times 0,1 + 0,01 \times 0,01 + 0,01 \times 0,03/2)$$

$$G = 1,76 \text{ KN/ml}$$

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

- Moment de renversement M dû à la surcharge Q :

$$M = Q \times H$$

$$M = 1 \times 0.7 \times 1 \text{ ml}$$

$$\mathbf{M=0,7KN.m}$$

- Effort tranchant :

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

$$T = 1 \times 1$$

$$\mathbf{T=1KN}$$

- Effort normal dû au poids propre G :

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

$$N = 1 \times 1.76 \text{ KN/ml}$$

$$\mathbf{N=1.76KN/ml}$$

-Diagramme des efforts internes :

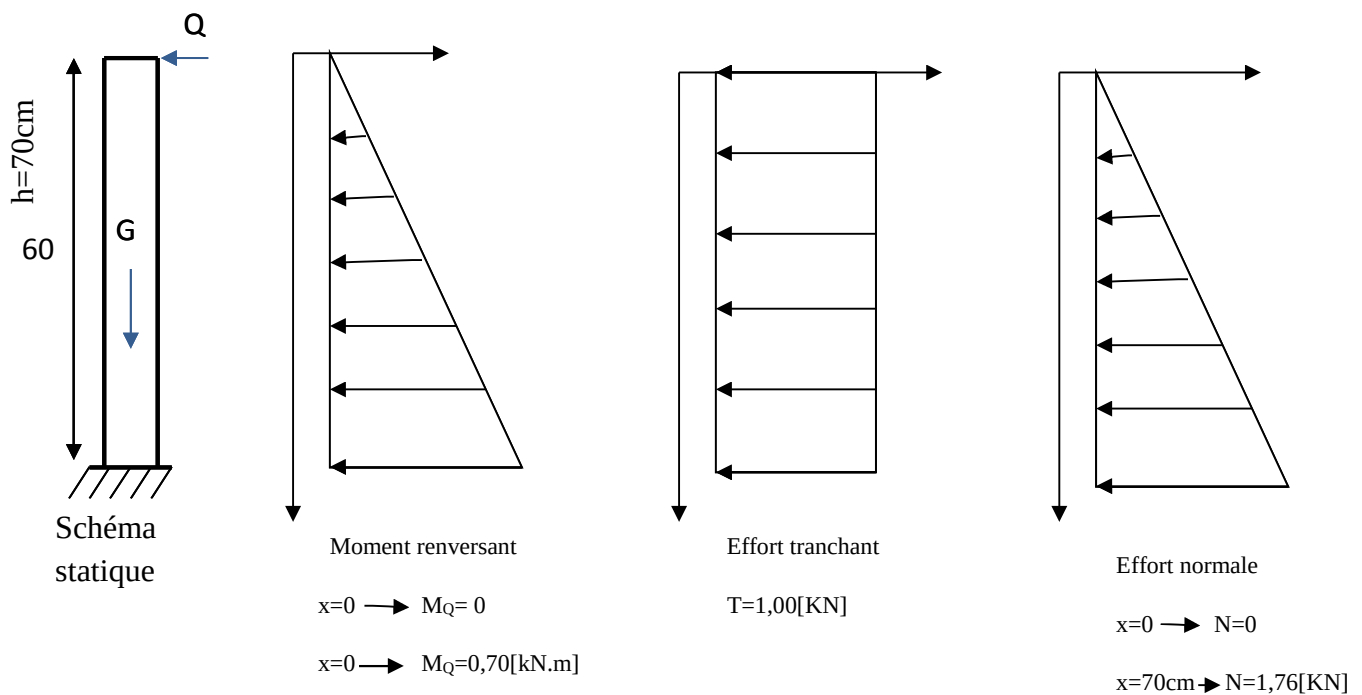


Fig.III.3: Diagramme des efforts internes

b. Combinaison de charge :**A l'ELU :**

$$\begin{cases} N_u = 1.35G = 1.35 \times 1,76 = 2.376 \text{ (KN)} \\ M_u = 1.5 M_Q = 1.5 \times 0.7 = 1.05 \text{ (KN.m)} \\ T_u = 1.5 \times T = 1.5 \times 1,00 = 1,50 \text{ KN} \end{cases}$$

A l'ELS :

$$\begin{cases} N_s = G = 1.76 \text{ (KN)} \\ M_s = M_Q = 0.7 \text{ (KN.m)} \\ T_s = T = 1,00 \text{ KN} \end{cases}$$

III.1.2 Ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire de hauteur « $h = 10\text{cm}$ » et de largeur « $b = 100\text{cm}$ », soumise à un effort normal « N » et un moment de renversement « M ».

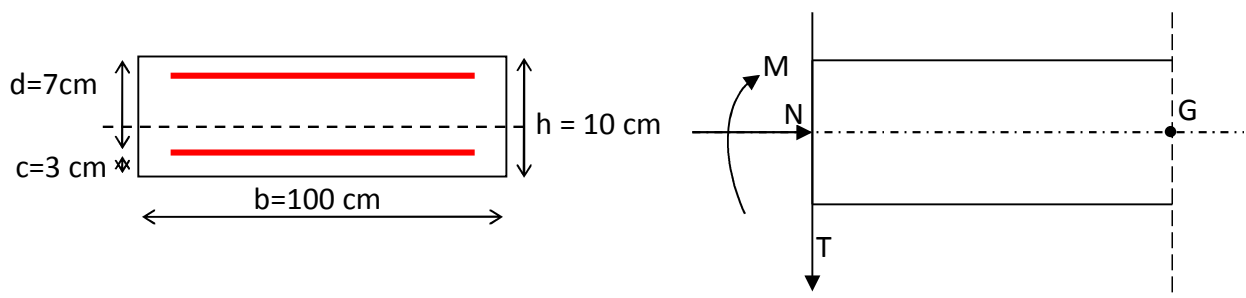


Fig III.4: Dimensions de la section à ferrailer [cm]

Avec :

- h : Epaisseur de la section.
- c et c' : La distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton
- $d = h - c$: Hauteur utile
- M_f : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues

a) Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,06}{2,376} = 0,446\text{m} > \frac{h}{2} - c' = 0,02\text{m} \rightarrow \text{section partiellement comprimée}$$

$e_u > \frac{h}{2} - c' \rightarrow$ le centre de pression « C_p » se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures et N est un effort de compressions, d'où la section est partiellement comprimée.

Le calcul se fait en deux étapes ; la première fictive en flexion simple puis on retourne à la section réelle en flexion composée.

b) Armatures principales :**b.1-Section des armatures fictives (en flexion simple) :**

$$M_{fu} = N_u \cdot a$$

Avec

a: distance entre le centre de pression «Cp» et le centre de gravité « C_G » des armatures inférieures tendues.

$$a = e + \frac{h}{2} - c = 0,446 + 0,05 - 0,03 = 0,466 \text{ m.}$$

$$M_f = N_U \cdot a = 2.376 \times 0,466 = 1.107 \text{ KN m.}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{1,5} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1,107 \times 10^6}{1000 \times 70^2 \times 14,2} = 0,016$$

$$\mu = 0,016 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

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

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{1.107 \times 10^5}{0,992 \times 7 \times 348 \times 10^2} = 0,458 \text{ cm}^2$$

b.2-Section des armatures réelles (en flexion composée) :

$$A_{st} = A_f - \frac{N_U}{\sigma_{st}} ; \quad \sigma_{st} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = 0,458 - \frac{2,31 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,39 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } \rightarrow 5\text{HA8/ml} \rightarrow A_{st} = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec: } S_t = 20 \text{ cm}$$

c) Armatures de répartition :

$$A_r \geq A_{st}/4$$

$$A_r = \frac{251}{4} = 62,75 \text{ cm}^2$$

On prend $\rightarrow 4HA8 \rightarrow A_r = 2,01 \text{ cm}^2$ Avec: $S_t = 20 \text{ cm}$

III.1.3 Vérifications à l'ELU:**a-Vérification de la condition de non fragilité (Art A-4.2.1/BAEL 91):**

$$A_{st} \geq A_{min}$$

$$A_{min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0,445.d}{e_s - 0,185.d} \right] \quad \text{avec} \quad e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,7}{1,76} = 40 \text{ cm}$$

$$A_{min} = 0,23 \frac{100 \times 7 \times 2,1}{400} \left[\frac{40 - 0,445 \times 7}{40 - 0,185 \times 7} \right] = 0,80 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

b-Vérification au cisaillement (BAEL 91/Art A.5.2.1) :

La fissuration étant préjudiciable, donc :

$$\bar{\tau} = \frac{0,07.f_{cj}}{\gamma_b} \quad \bar{\tau} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,0214 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1,16 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c-Vérification des contraintes d'adhérence et d'entraînement des barres :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{avec} \quad \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9.d.\sum u_i} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 125,6} = 0,189 \text{ MPa}$$

$\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum u_i = n.\pi.\phi = 5 \times 3,14 \times 0,8 = 12,56 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = 0,189 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

d-Espacement des barres :

- Armatures principales : $S_t \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm.}$ $S_t = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifiée}$
- Armatures de répartition : $S_t \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm.}$ $S_t = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifiée}$

e-Ancrages des barres :

La longueur de scellement droit est :

$$L_s = \frac{\phi.f_e}{4.\tau_s} = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,84} = 28,17 \text{ MPa} \quad \text{soit } L_s = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Avec: } \tau_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

III.1.4 Vérification à L'E.L.S :

$$M_s = 0,7 \text{ KN m} ; N_s = 1,76 \text{ KN.} ; e_s = 40 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{h}{2} - c' = 2 \text{ cm} \quad e_s = 40 > e_0 = 2 \text{ cm.}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la section, donc la section est partiellement comprimée donc la vérification est nécessaire.

On dispose de deux manière pour vérifier, soit on fait une vérification de contraintes soit on procède à un calcul d'armatures à l'ELS et on compare avec celui à l'ELU et on prend le maximum sans oublier $A_{st \min}$.

A-Section d'armatures fictives :

$$M_{fs} = N_s \cdot a = N_s (e_s + 0,5 h - c) = 1,76 \times (40 + 2) \times 10^{-2} = 0,74 \text{ [KN m]}$$

$$M_s = \frac{b \cdot d^2}{2} \cdot \bar{\sigma}_{bc} \cdot \bar{\alpha} \cdot \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right)$$

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \cdot \bar{\sigma}_{bc}}{15 \cdot \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{ct28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \quad (\text{fissuration préjudiciable}).$$

$$\text{Avec: } \eta = 1,6 \rightarrow \text{HA}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \{267 ; 201,63\} \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ [MPa].}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201,63} = 0,527$$

$$M_s = \frac{1000 \times 70^2}{2} \times 15 \times 0,527 \times \left(1 - \frac{0,527}{3}\right) \times 10^{-6} = 15,96 \text{ KN.m}$$

$$M_s > M_f \rightarrow \text{section fictive simplement armée.}$$

➤ Les armatures fictives :

$$A_{fs} = \frac{M_{fs}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,74 \times 10^5}{0,824 \times 7 \times 201,63 \times 10^2} = 0,636 \text{ cm}^2$$

B-Section d'armatures réelles :

$$A_{st} = A_{fs} - \frac{N_s}{\sigma_{st}} = 0,636 - \frac{1,76 \times 10}{201,63} = 0,55 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0,55 \text{ cm}^2$$

C-Armatures de répartitions :

$$A_r \geq \frac{A_{st}}{4}$$

• Conclusion :

→ Armatures principales : 5HA8/ml avec $S_t = 20$ cm.

→ Armatures de répartitions : 5HA8/ml avec $S_t = 20$ cm.

E-Vérification de l'acrotère au séisme (Art 6.2.3 / RPA 99) :

L'acrotère est un élément non structural soumis à une force horizontale

$$F_p = 4.A.C_p.W_p$$

Avec :

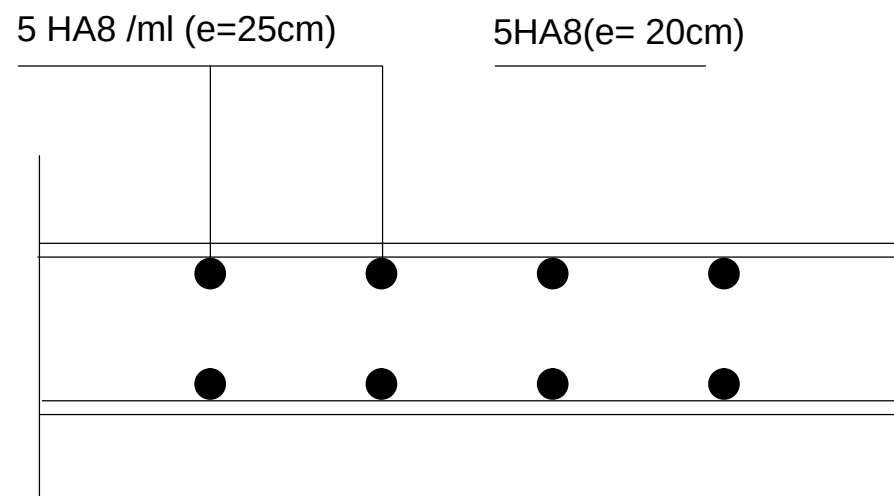
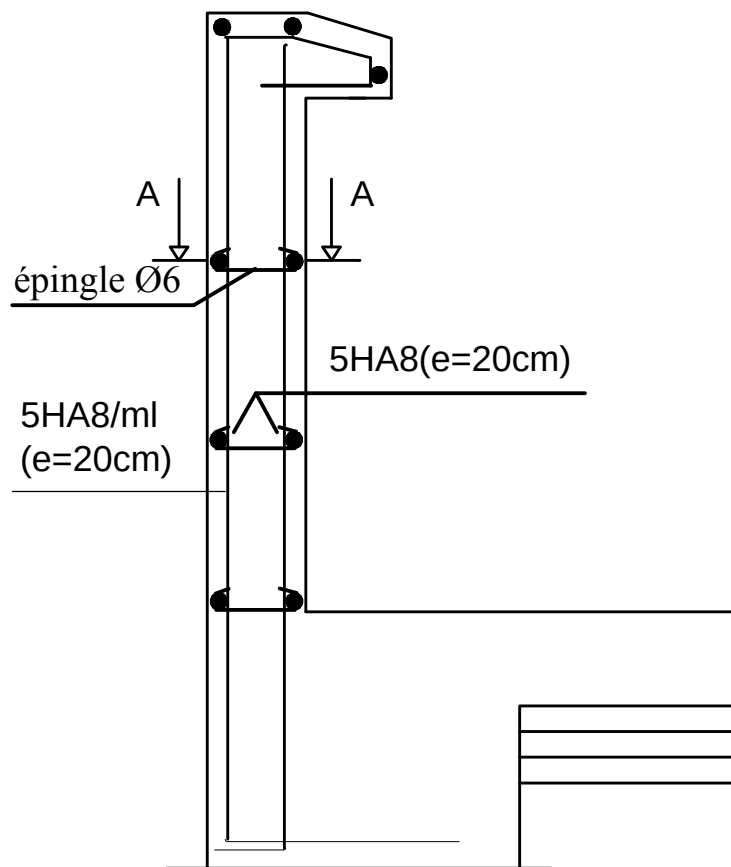
- A: coefficient d'accélération de zone, dans notre cas.
 $A = 0,15$ (Zone II_a, groupe d'usage 2).
- C_p : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires.
 $C_p = 0,3$ (tableau 6.1 /RPA 99) .
- W_p : poids de l'élément.
 $W_p = 1,76$ [KN/ml].

Donc : $F_p = 4 \times 0,3 \times 0,15 \times 1,76 = 0,32$ [KN/ml] < Q = 1 [KN/ml].

• Conclusion :

La condition étant vérifiée, donc l'acrotère sera calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

On adopte pour ferrailage celui adopté précédemment



Coupe A-A

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil
Melle: DJADI Lilia Melle: SACI Malha	Plan de ferrailage de l'acrotère	
Mr : DERRADJ		

III.2. Calcul des balcons

Le balcon est assimilé à une console en béton armé, encastrée d'un côté et libre de l'autre. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur.

III.2.1. Balcon de façade principale

III.2.1.1. Dimensionnement

L'épaisseur de la dalle pleine est déterminée par la condition de la résistance à la flexion suivante :

$$ep \geq \frac{L}{10} \quad \text{Avec } L : \text{largeur de a console.}$$

$$ep \geq \frac{160}{10} = 16 \text{ cm}$$

On prend : $ep = 16 \text{ cm}$

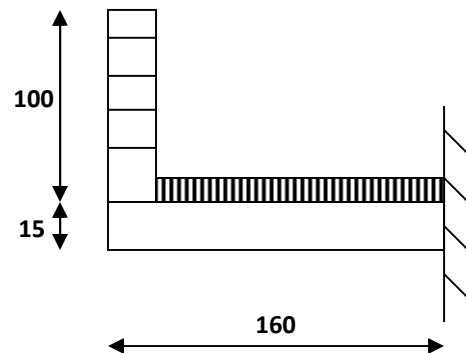


Fig III.6: Coupe vertical du balcon [cm]

III.2.1.2. Détermination des charges et surcharges

➤ Charges permanentes

Poids propre de la dalle pleine (16 cm)	4 KN/m ²
Carrelage (2cm)	0,40 KN/m ²
Mortier de pose (2 cm)	0,44 KN/m ²
Lit de sable (2 cm)	0,36 KN/m ²
Enduit de plâtre	0,20 KN/m ²
	G₁ = 5,4 KN/m²

➤ **Le poids du garde-corps en brique creuses :**

Brique creuses (10cm)..... $0.1 \times 9 = 0.9 \text{ KN/m}^2$

Enduit extérieur en ciment (1.5cm)..... $0.015 \times 18 = 0.27 \text{ KN/m}^2$

Enduit intérieur en ciment (1.5cm)..... $0.015 \times 18 = 0.27 \text{ KN/m}^2$

$$G_2 = 1.44 \text{ KN/m}^2 \times 1\text{m} = 1.44 \text{ KN/ml}$$

➤ **Surcharges d'exploitation** (uniformément répartie).

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

➤ **Combinaison d'action**

Les combinaisons de charges à l'ELU :

Pour la dalle :

$$q_u = (1.35G_1 + 1.5Q) \times 1\text{m} = (1.35 \times 5.4 + 1.5 \times 3.5) \times 1\text{m}$$

$$q_u = 12.54 \text{ KN/ml.}$$

Pour le garde-corps :

$$g_u = (1.35G_2) \times 1\text{m} = (1.35 \times 1.44) \times 1\text{m} = 1.94 \text{ KN/ml.}$$

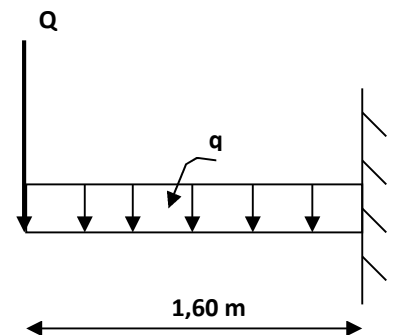


Fig III.7 : Schéma statique des balcons

Les combinaisons de charges à l'ELS :

Pour la dalle :

$$q_s = (G_1 + Q) \times 1\text{m} = (5.4 + 3.5) \times 1\text{m} = 8.9 \text{ KN/ml.}$$

Pour le garde-corps :

$$g_s = G_2 \times 1\text{m} = 1.44 \text{ KN/ml.}$$

III.3.1.3. Calcul des armatures :

➤ **Ferraillage :**

A. Calcul des efforts internes :

Le balcon sera calculé comme une section rectangulaire $(100 \times 16) \text{ cm}^2$ soumise à la flexion simple. Le calcul se fait pour une bande de 1ml.

à ELU :

Le moment fléchissant :

$$M_u = (-q_u l^2 / 2) + g_u x l = [-12.54 \times (1.60)^2 / 2] + 1.94 \times 1.60 \times 1\text{m} = -19.15 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant :

$$V_u = q_u l + g_u = 12,54 \times 1,60 + 1,94 \times 1 = 22,00 \text{ KN}$$

a) Armatures principales

La section dangereuse se situe au niveau de l'encastrement, celle-ci est soumise à un moment fléchissant uniquement, elle sera donc ferrillée à la flexion simple.

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{19,15 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,080$$

$$\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,958$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{19,15 \times 10^3}{0,958 \times 12 \times 348} = 4,79 \text{ cm}^2$$

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

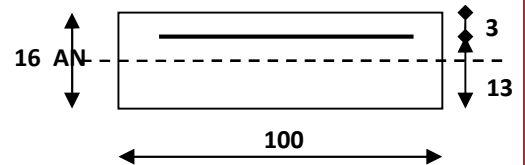


Fig III.8: Dimensions de la section à ferriller [cm]

b) Armature transversales

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

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

III.3.1.4. Vérification à l'ELU**A. Condition de non fragilité**

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

$$A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2 < A_t = 7,92 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

B. Vérification l'effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ avec :

$$\text{fissuration préjudiciable} \Rightarrow \overline{\tau_u} = \min \left\{ 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\} = 2,5MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{22,00 \times 10^3}{10^3 \times 120} = 0,18MPa$$

Ce qui donne $\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow$ (condition vérifiée).

C. Vérification d'adhérence

On a :

$$\overline{\tau_{su}} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15MPa$$

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \Sigma U_i} = \frac{22,00 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 263,8} = 0,772MPa \quad \text{avec } (\Sigma U_i = n \pi \Phi = 7 \times 3,14 \times 1,2 = 26,38cm).$$

Ce qui donne $\tau_{su} < \overline{\tau_{su}} \Rightarrow$ (condition vérifiée).

III.3.1.5. Vérification à l'ELS.

La fissuration étant préjudiciable avec $\eta = 1,6$

On doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\} = 201,63MPa$$

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa$$

A. Vérification des contraintes dans les aciers :

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} + g_s \times l = \frac{8,9 \times 1,6^2}{2} + 1,44 \times 1,6 = 13,70KN.m$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_u}{b \times d} = \frac{100 \times 7,92}{100 \times 13} = 0,609 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,884 \\ K_1 = 28,10 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_u} = \frac{13,70 \times 10^6}{0,884 \times 130 \times 792} = 150,52MPa$$

$\sigma_s = 150,52MPa < \overline{\sigma_s} = 201,63MPa \Rightarrow$ condition vérifiée.

B. Vérification des contraintes dans le béton :

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

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{150,52}{28,10} = 5,36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 5,36 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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

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)

C. Vérification de l'état limite de déformation

$$\text{On doit vérifier que : } f_v < \bar{f}_v = \frac{L}{250} = \frac{1600}{250} = 6,4 \text{ mm}$$

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 :

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

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

$$I = \frac{100 \times 15^3}{12} = 28125 \text{ cm}^4$$

I : moment d'inertie du balcon.

$$E = 1081,887 \text{ KN/cm}^2 :$$

E : module de déformation différée du béton.

$$F_1 = \frac{8,9 \times 10^{-2} \times (160)^4}{8 \times 1081,887 \times 28125} = 0,2396 \text{ cm}$$

$$F_2 = \frac{1,44 \cdot 10^{-2} \times (160)^3}{3 \times 1081,887 \times 28125} = 0,0006 \text{ cm}$$

$$F = 0,240 + 0,0006 = 0,2406 \text{ cm} = 240,6 \text{ mm}$$

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

III.3.2. Balcon de façade secondaire:

III.3.2.1. Dimensionnement

L'épaisseur de la dalle pleine est déterminée par la condition de la résistance à la flexion suivante :

$$ep \geq \frac{L}{10} \quad \text{avec } L : \text{largeur de la console.}$$

$$ep \geq \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}$$

On prend : $ep = 15 \text{ cm}$

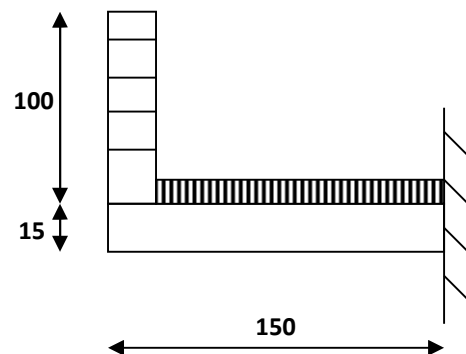


Fig III.10: Coupe vertical du balcon [cm]

III.3.2.2. Détermination des charges et surcharges

➤ Charges permanentes

Poids propre de la dalle pleine (15 cm)	3,75 KN/ml
Carrelage (2cm)	0,40 KN/ml
Mortier de pose (2 cm)	0,44 KN/ml
Lit de sable (2 cm)	0,36 KN/ml
Enduit de plâtre	0,20 KN/ml
	G₁ = 4,95 KN/m

➤ La charge concentrée pour le mur extérieur

$$G_{m.ext} = 2,36 \text{ KN/m}^2$$

$$G_1 = 2,36(3,06 - 0,21) = 6,73 \text{ KN/ml}$$

➤ **Surcharges d'exploitation:** (uniformément répartie)

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

➤ **Combinaison d'action**

Les combinaisons de charges à l'ELU :

Pour la dalle :

$$q_u = [1,35G_1 + 1,5 Q] \times 1\text{m} = 1,35(4,95) \times 1\text{m} + 1,5(3,5) \times 1\text{m}$$

$$q_u = 11,93\text{KN/ml.}$$

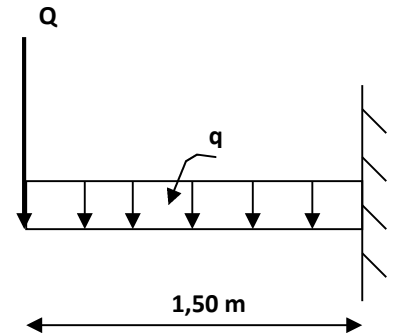


Fig III.11: Schéma statique des balcons

➤ **La charge concentrée pour le mur extérieur :**

$$g_u = (1,35G_2) \times 1\text{m} = 1,35(6,73) \times 1\text{m} = 9,09\text{KN/ml.}$$

Les combinaisons de charges à l'ELS :

Pour la dalle :

$$q_s = (G_1 + Q) \times 1\text{m} = (4,95 + 3,5) \times 1\text{m} = 8,45\text{KN/ml.}$$

$$\text{Pour le garde-corps : } g_s = G_2 \times 1\text{m} = 6,73\text{KN/ml.}$$

III.3.2.3: Calcul des armatures :

➤ **Ferraillage :**

A. Calcul des efforts internes :

Le balcon sera calculé comme une section rectangulaire (100x15) cm² soumise à la flexion simple. Le calcul se fait pour une bande de 1ml.

à ELU :

Le moment fléchissant :

$$M_u = (q_u l^2 / 2) + g_u xl = [11,94 \times (1,50)^2 / 2] + 9,09 \times 1,50 = 27,07\text{KNm}$$

L'effort tranchant :

$$V_u = q_u l + g_u = 11,94 \times 1,50 + 9,09 = 27,00\text{KN}$$

a) Armatures principales

La section dangereuse se situe au niveau de l'encastrement, celle-ci est soumise à un moment fléchissant uniquement, elle sera donc ferrillée à la flexion simple.

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{27,07 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,132$$

$$\mu = 0,132 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,929$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{27,07 \times 10^3}{0,929 \times 12 \times 348} = 7,00 \text{ cm}^2$$

On adopte : **7HA14 = 10.77 cm²** avec **St = 15 cm**

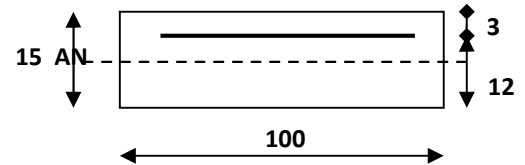


Fig III.12: Dimensions de la section à ferriller [cm]

b) Armature transversales

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{10,77}{4} = 2,69 \text{ cm}^2$$

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

III.3.2.4: Vérification à l'ELU**a) Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \left(0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \cdot d \cdot b = 0,23 \cdot 100 \cdot 12 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,45 \text{ cm}^2 < A_t = 10,77 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

b) Vérification l'effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ avec :

$$\text{fissuration préjudiciable} \Rightarrow \overline{\tau_u} = \min \left\{ 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{27,00 \times 10^3}{10^3 \times 120} = 2,25 \text{ MPa}$$

Ce qui donne $\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow$ (condition vérifiée).

c) Vérification d'adhérence

On a :

$$\overline{\tau_{su}} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \Sigma U_i} = \frac{27,00 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 263,8} = 0,95 \text{ MPa} \quad \text{avec } (\Sigma U_i = n \pi \Phi = 7 \times 3,14 \times 1,2 = 26,38 \text{ cm}).$$

Ce qui donne $\tau_{su} < \overline{\tau_{su}} \Rightarrow$ (condition vérifiée).

III.3.2.5: Vérification à l'ELS

La fissuration étant préjudiciable avec $\eta = 1,6$,

On doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

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

a) Vérification des contraintes dans les aciers :

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} + g_s \times l = \frac{6,73 \times 1,5^2}{2} + 8,45 \times 1,5 = 20,25 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_u}{b \times d} = \frac{100 \times 10,77}{100 \times 12} = 0,900 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,866 \\ K_1 = 22,31 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_u} = \frac{20,25 \times 10^6}{0,866 \times 120 \times 1077} = 180,93 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 180,93 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition vérifiée.

b) Vérification des contraintes dans le béton :

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

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{180,93}{22,31} = 8,11MPa$$

$$\sigma_b = 8,11MPa \leq \bar{\sigma}_b = 15MPa \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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

L'espacement :**• Pour les armatures principales :**

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

On prend $S_t = 15cm < 33cm$ (condition vérifiée).

• Pour les armatures de répartition :

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

On prend $S_t = 15cm < 45cm$ (condition vérifiée).

c) Vérification de l'état limite de déformation

$$\text{On doit vérifier que : } f_v < \bar{f}_v = \frac{L}{250} = \frac{1500}{250} = 6 \text{ mm}$$

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 :

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

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

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

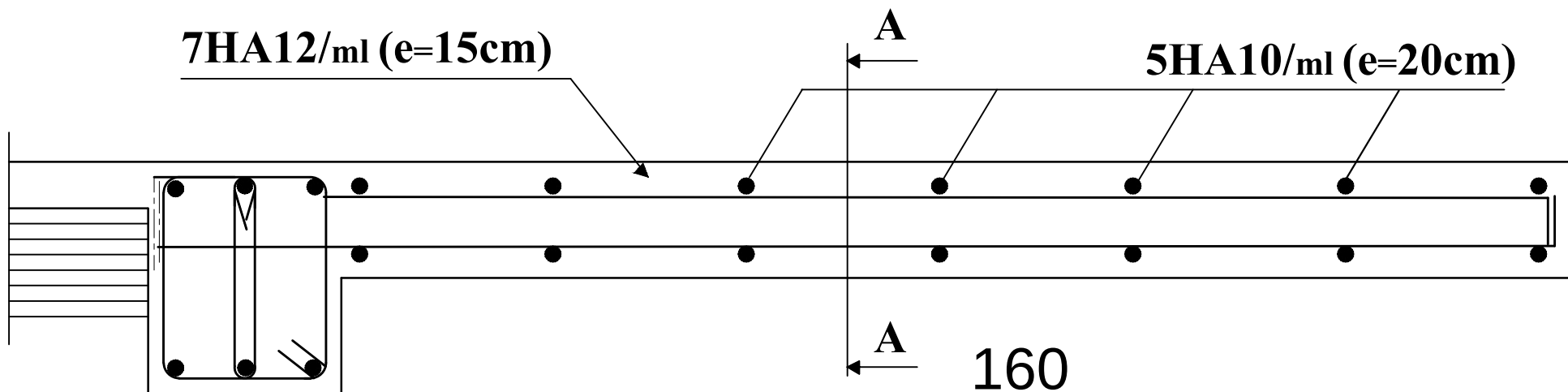
$$E = 1081,887KN/cm^2 : \quad E: \text{module de déformation différée du béton.}$$

$$F_1 = \frac{11,93 \cdot 10^{-2} \times (150)^4}{8 \times 1081,887 \times 28125} = 1,98 \text{ cm}$$

$$F_2 = \frac{9,09 \cdot 10^{-2} \times (150)^3}{3 \times 1081,887 \times 28125} = 0,00336 \text{ cm}$$

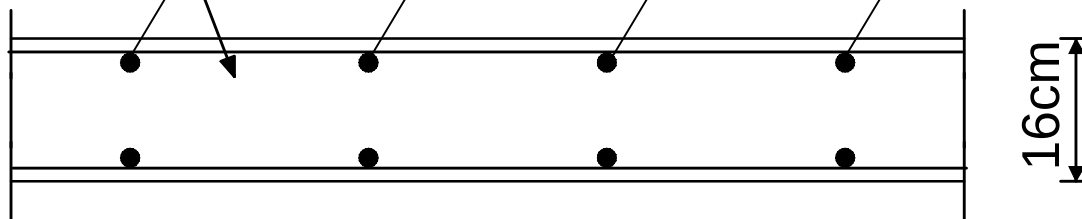
$$F = 1,98 + 0,00336 = 1,983 \text{ cm} = 19,83 \text{ mm}$$

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



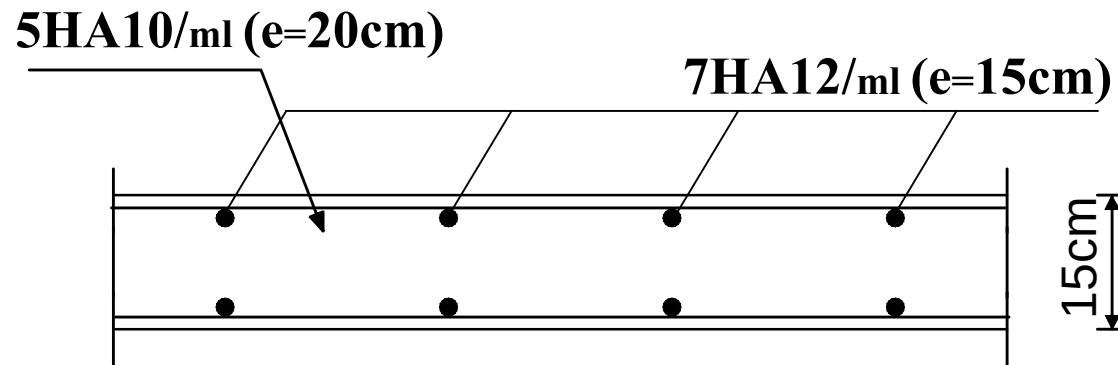
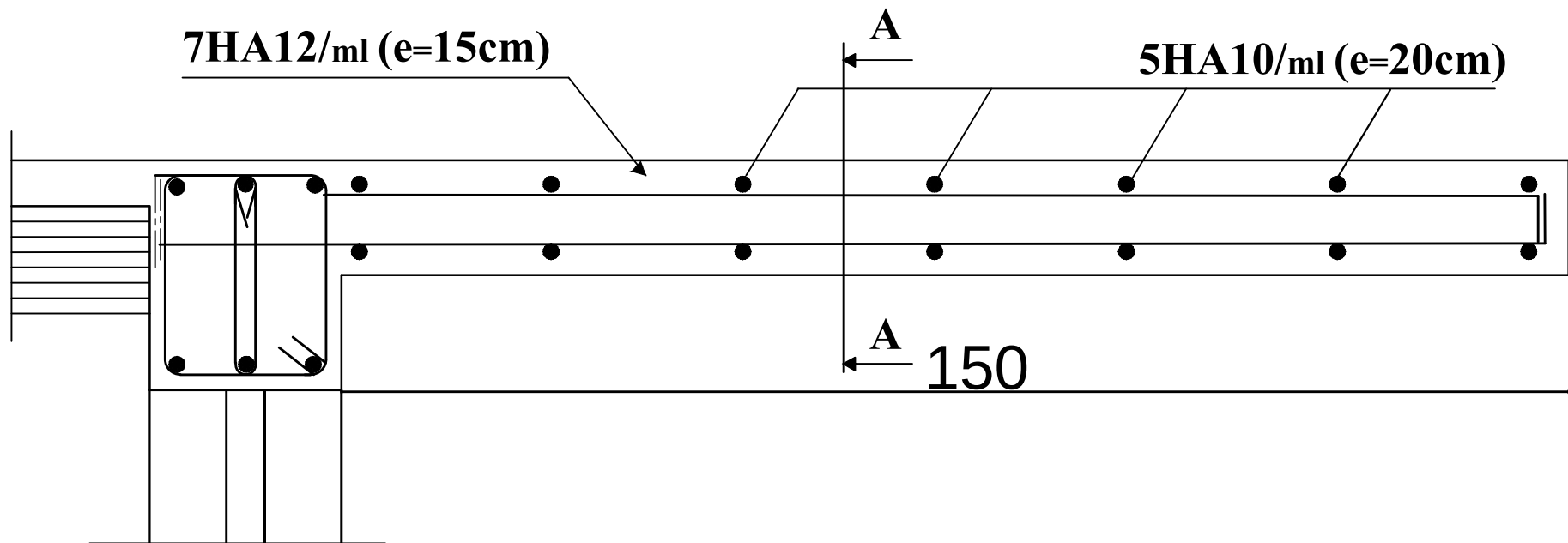
5HA10/ml (e=20cm)

7HA12/ml (e=15cm)



Coupe A-A

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil
Melle: DJADI Lilia Melle: SACI Malha	Plan de ferrailage de balcon	
Mr : DERRADJ		



Coupe A-A

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil
Melle: DJADI Lilia Melle: SACI Malha	Plan de ferrailage de balcon	
Mr : DERRADJ		

III.4.1: Etude de la poutre de chainage :

C'est une poutre qui se pose sur deux appuis semi encastré à ses extrémités, elle supporte en plus de son poids propre celui de la cloison extérieur.

III.4.1.1: Dimensionnement :

Le dimensionnement de la poutre se fait avec la formule suivante :

$$\text{La hauteur} \quad \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$\text{La largeur} \quad 0,4h \leq b \leq 0,7h$$

Avec : L : la longueur libre dans le sens considéré

$$L = 330 - 30 = 300\text{cm}$$

$$\frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10}$$

$$20 \leq h \leq 30 \quad \Rightarrow \quad \text{on opte pour une hauteur de } \mathbf{h = 30 \text{ cm}}$$

$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \quad \Rightarrow \quad \text{on opte pour une largeur de } \mathbf{b = 25 \text{ cm}}$$

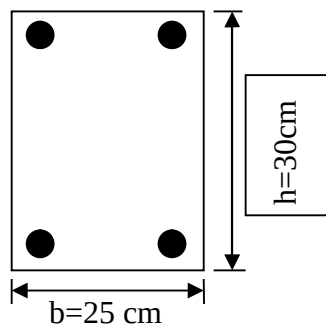


Fig III.14: poutre de chainage

III.4.1.2: Détermination Des Sollicitations :**A. Charge permanentes :**

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

Poids du mur (simple cloison) : $3,06 \times 0,30 \times 1,30 = 3,588 \text{ KN/ml.}$

Poids du plancher : $5,10 \times 0,65/2 = 1,66 \text{ KN/ml.}$

$G_t = 7,123 \text{ KN/ml}$

B. Surcharge d'exploitation :

$$Q = 3.5 \times 0.65/2 = 1.14 \text{ KN/ml.}$$

C. Combinaison de charge :

A l'ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow q_u = 11,32 \text{ KN/ml.}$

A l'ELS : $q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 8,263 \text{ KN/ml.}$

III.4.2: Calcul à l'ELU :

On considère que la poutre est simplement appuyée

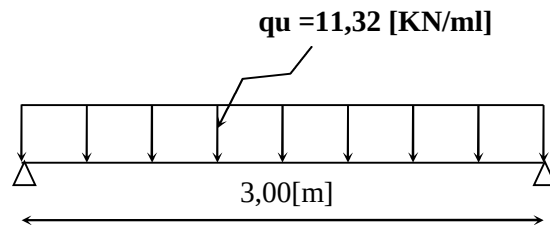


Fig.III.15: Schéma isostatique

➤ Calcul des moments :

Pour le calcul des moments dans des poutres semi encastré ; on tiendra compte des coefficients d'ajustement.

$$\text{En travées : } M_t = 0,85 \times \frac{q_u \times l^2}{8} = 0,85 \times \frac{11,32 \times 4,05^2}{8} = 19,73 \text{ KN m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,30 \times \frac{q_u \times l^2}{8} = 0,30 \times \frac{11,32 \times 4,05^2}{8} = 6,96 \text{ KN m}$$

➤ Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{11,32 \times 4,05}{2} = 22,923 \text{ KN}$$

III.4.3: Calcul des armatures à L'ELU :**En travée:**

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

$$\mu = \frac{19,73 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0,076 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.076 \Rightarrow \beta = 0.960$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{19,73 \times 10^5}{0.960 \times 27 \times 348 \times 10^2} = 2,18 \text{ cm}^2$$

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

Aux appuis :

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

$$\mu = \frac{6,96 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0,026 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.026 \Rightarrow \beta = 0.987$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{6,96 \times 10^5}{0.987 \times 27 \times 348 \times 10^2} = 0,75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$$

III.4.4: Vérification à l'ELU :**III.4.4.1: Vérification de la condition de non fragilité (Art A 4.2.1/BAEL 9)**

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times d \times b$$

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 27 \times 25 = 0,81$$

$$A_{\min} = 0.81 \text{ cm}^2 < A_t = 3.39 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$A_{\min} = 0.03 \text{ cm}^2 < A_a = 2.35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

III.4.4.2: Vérification de la condition de l'adhérence des barres

(Art 6.13/BAEL 91) :

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$ $\tau = \Psi_s \cdot f_{t28}$ Avec ($\Psi_s = 1.5 \rightarrow HA$)

$$\tau = 1.5 \times 2.1 = \mathbf{3.15 MPa}$$

 $\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$ Avec $\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n\pi\Phi = 3 \times 3.14 \times 1.2 = 113 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{22,923 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 113} = \mathbf{0.83 \text{ MPa}}$$

 $\tau_{se} < \tau_{se} \Rightarrow$ Condition vérifiée $\Rightarrow$ pas de risque d'entraînement des barres.**III.4.4.3: Vérification au cisaillement (BAEL 91/Art 5.2.2) :**On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$\tau_u = \frac{22,923 \times 10}{25 \times 27} = \mathbf{0.339 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right] \text{ (fissuration préjudiciable).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.15 \times 25}{1.5}, 4 \text{ MPa} \right] \quad \bar{\tau}_u = \min(2.5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}) = \mathbf{2.5 \text{ MPa}}$$

 $\tau_u = 0.339 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée $\Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement.

Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis:

Dans le béton : (BAEL 91 mod 99 / Art A.5.1, 313)

$$\frac{2T_u}{b \times 0.9d} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u = 22,923 \leq 0.4b \times 0.9d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 405 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Au niveau des aciers : (BAEL 91 mod 99 / Art A.5.1, 321)

$$A_a = 2,35 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(22,923 + \frac{-6,96}{0,9 \times 0,27} \right) = -0,016 \leq 0 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc l'effort tranchant **Vu** n'a pas d'influence sur les armatures.

III.4.4.4: Calcul des ancrages des barres. (BAEL 91 modifié 99 Art A.6.1, 21)

$$\tau_{Se} = 0,6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{Se}} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante, la longueur d'ancrage mesurée hors crochets :

$$L_{cr} = 0,4 L_s \quad L_{cr} = 0,4 \times 35,27 = 14,11 \text{ cm}$$

Soit $L_{cr} = 15 \text{ cm}$

III.4.4.5: Calcul des armatures transversales :

(BAEL 91 modifié 99 Art A.7.2, 2)

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \emptyset_1 \right\} = \min \left\{ 0,857, 2,5, 1,2 \right\} = 0,857 \text{ cm}$$

Soit : $\emptyset_t = 8 \text{ mm} \leq 8,57 \text{ mm}$

On prend un cadre et un étrier en HA8 ; $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Selon le (BAEL 91 modifié 99 Art A.5.1, 21) L'espacement des plans successifs des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$St \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm}) = \min (24,3 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) \Rightarrow \text{Soit } St = 20 \text{ cm.}$$

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} > 0,4 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \quad \frac{2,01 \times 400}{25 \times 20} = 1,60 \text{ Mpa} > 0,40 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

III.4.4.6: Exigence du RPA version 2003 (Art7.5.2.2) :

- **En zone nodale (appuis) :**

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varnothing \text{ cm}\right) = \min(7,5 \text{ cm}; 12 \text{ cm}) \implies \text{Soit } St = 7 \text{ cm.}$$

- **En zone courante (travée) :**

$$St \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} \implies \text{Soit } St = 15 \text{ cm.}$$

III.4.4.7: Quantité d'armatures transversales minimales (Art-7.5.2.2):

$$At \geq A_{\min} = 0,003 \times S \times b \times t$$

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$$

$$At = 2,01 \geq A_{\min} = 1,125 \text{ cm}^2 \implies (\text{condition vérifiée})$$

III .4.5: Vérification à L'ELS :

$$q_s = G + Q \implies q_s = 8,263 \text{ KN/ml.}$$

III.4.5.1: Calcul des efforts :**Les moments :**

En tenant compte de semi encastrement :

$$\text{En travées : } M_t = 0,85 \times \frac{q_s \times l^2}{8} = 0,85 \times \frac{8,263 \times 4,05^2}{8} = 14,40 \text{ KN m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,30 \times \frac{q_s \times l^2}{8} = 0,30 \times \frac{8,263 \times 4,05^2}{8} = 5,08 \text{ KN m}$$

Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{8,263 \times 4,05}{2} = 16,73 \text{ KN}$$

III.4.5.1.1: Vérification des contraintes dans le béton:

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

$$\sigma_b = \sigma_s \times K$$

Aux appuis :

$$\rho_l = \frac{100A_a}{b d} = \frac{100 \times 2,35}{30 \times 27}$$

$$\rho_l = 0,290 \longrightarrow \beta_1 = 0,915 \longrightarrow K_1 = 43,82 \implies K = \frac{1}{K_1} = 0,022$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 x d A_t} = \frac{5,08 \times 10^6}{0,915 \times 270 \times 2,35 \times 10^2} = 87,50 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = \sigma_s \times K = 87,50 \times 0,022 = 1,92 \text{ MPA} < 15 \text{ Mpa} \implies \text{(Condition vérifiée)}$$

En travée :

$$\rho_l = \frac{100A_t}{b d} = \frac{100 \times 3,39}{30 \times 27}$$

$$\rho_l = 0,418 \longrightarrow \beta_1 = 0,901 \longrightarrow K_1 = 35,50 \implies K = \frac{1}{K_1} = 0,028$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 x d A_t} = \frac{14,40 \times 10^6}{0,901 \times 270 \times 3,39 \times 10^2} = 174,61 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = \sigma_s \times K = 174,61 \times 0,028 = 4,89 \text{ MPA} < 15 \text{ Mpa} \implies \text{(Condition vérifiée)}$$

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

➤ **Etat limite d'ouverture des fissurations** [BAEL91 modifiée 99/Art A.4.5, 3]:

La fissuration est préjudiciable

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e \cdot 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201,63 \text{ MPA}$$

Avec η c'est le coefficient de fissuration qui vaut 1,6 pour les aciers en HA

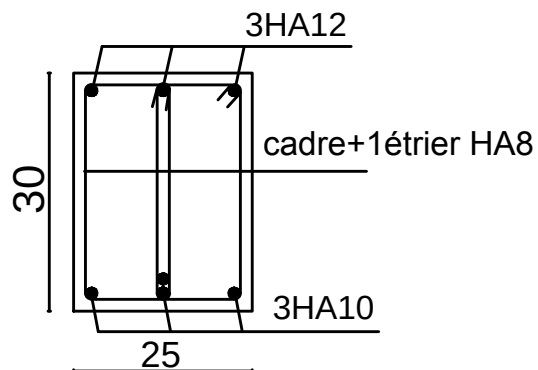
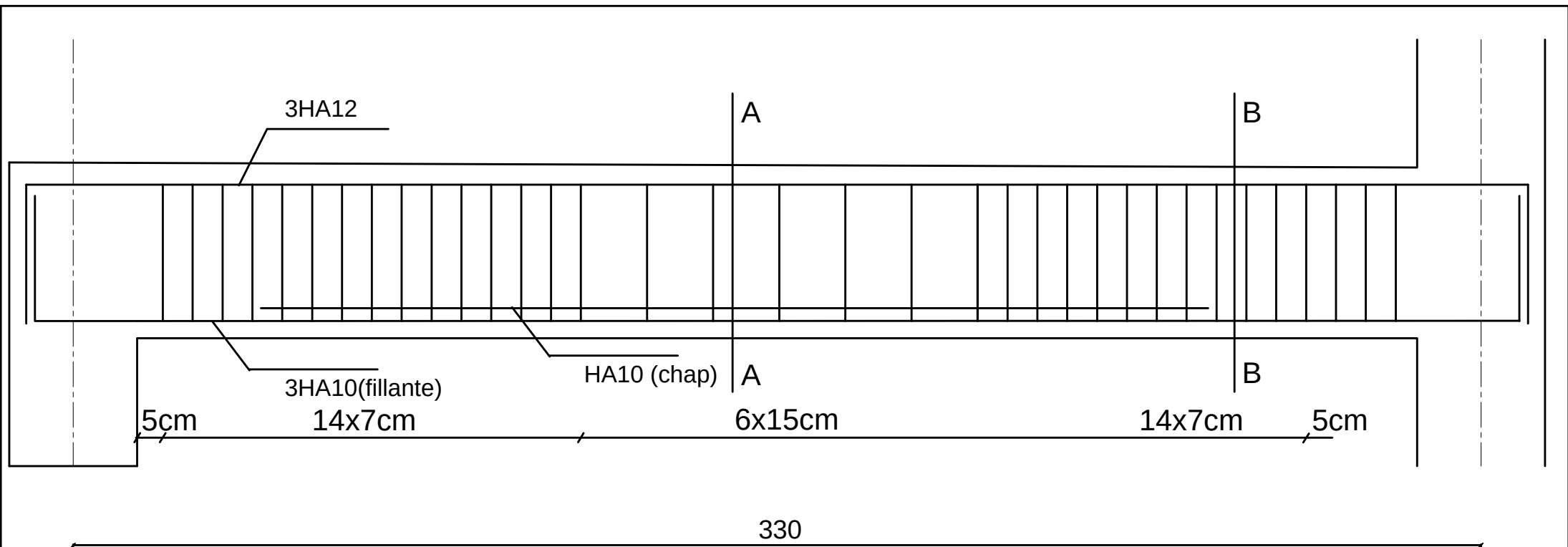
$$\sigma = 174,61 < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \implies \text{Condition vérifiée}$$

III.4.5.1.2: Vérification de la flèche : [BAEL.99/Art B.6.5,2] :

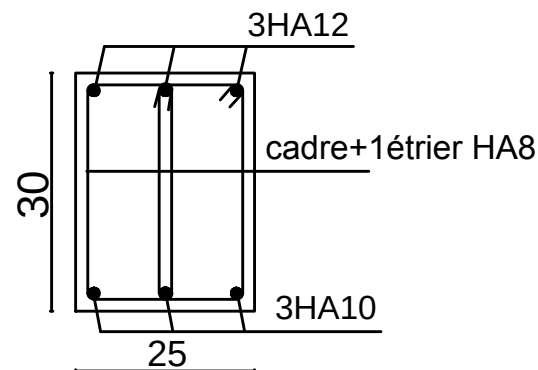
On peut dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$
- $\frac{A_t}{b d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

- $\frac{30}{405} = 0,074 > \frac{1}{16} = 0,0625$ → condition vérifiée
- $\frac{h}{L} = 0,074 \geq \frac{14,4}{10 \times 20,23} = 0,071$ → condition vérifiée
- $\frac{A_t}{b d} = \frac{3,39}{30 \times 27} = 0,0042 < \frac{4,2}{400} = 0,01$ → condition vérifiée



Coupe A-A



Coupe B-B

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil
Melle: DJADI Lilia Melle: SACI Malha	Plan de ferrailage de la poutre de chaînage	
Mr : DERRADJ		

III.5: Etude de la salle machine

III.5.1: Introduction

Notre bâtiment est constitué d'une cage d'ascenseur de caractéristiques suivantes :

- Vitesse d'entraînement $V=1(\text{m/s})$
- La surface de la cabine est de $3,5\text{m}^2$ soit $(2,05 \times 1,70)$.
- La charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 10 tonnes.

III.5.2: Calcul de la dalle pleine

III.5.2.1: dimensionnement

❖ L'épaisseur de la dalle h_t doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{l}{45} \leq h_t \leq \frac{l}{40} \quad \text{Avec : } l : \text{la plus grande portée de la cabine}$$

$$\text{Donc : } \frac{205}{45} \leq h_t \leq \frac{205}{40} \Leftrightarrow 4,56\text{cm} \leq h_t \leq 5,13\text{cm}$$

Le règlement préconise une épaisseur minimale égale à $15\text{cm} \Rightarrow h_t = 15\text{cm}$

$$\text{❖ } \rho = \frac{l_x}{l_y} \text{ avec } \left\{ \begin{array}{l} l_y : \text{la grande portée de la cabine} \\ l_x : \text{La petite portée la cabine} \\ l_x \leq l_y \end{array} \right.$$

$$\rho = \frac{1,70}{2,05} = 0,83 \Leftrightarrow 0,4 \leq \rho = 0,83 \leq 1 \dots\dots\dots (1)$$

$$h_t = 15\text{cm} \geq \frac{l_x}{30} = 5,7\text{cm} \dots\dots\dots (2)$$

(1) et (2) $\Rightarrow$ le panneau rectangulaire isolé, portant dans les deux sens Pour l'étude de cette dalle on considère dans une première phase, la dalle simplement appui sur les 04 cotés.

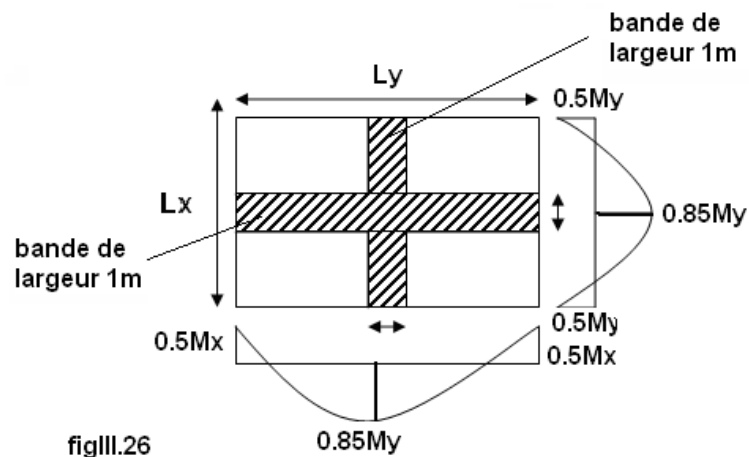


Fig III.17: panneau rectangulaire isolé

III.5.2.2: Calcul à L'ELU

La dalle repose sur 04 cotés, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au centre du panneau

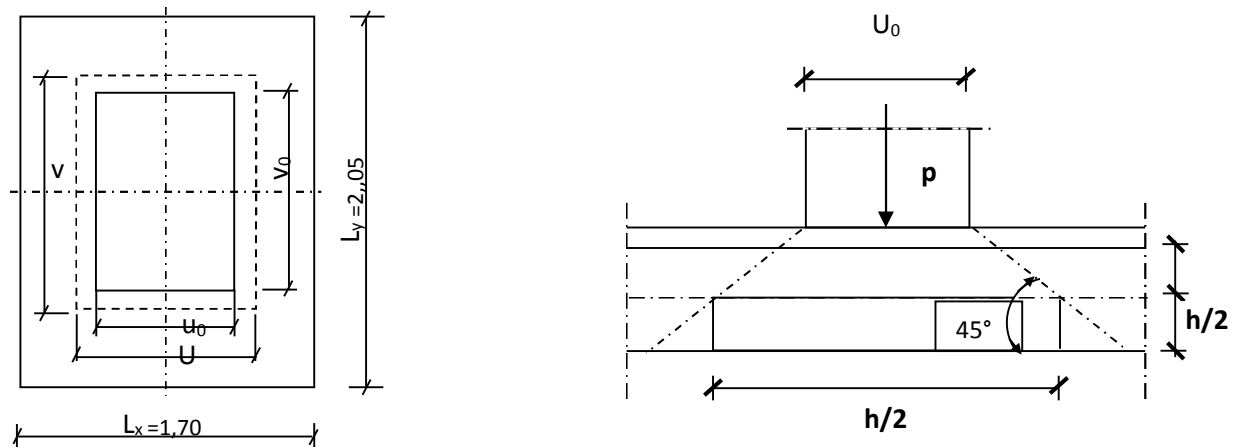


Fig III.18: schéma représentatif du la diffusion de la charge

On a : $\{U = U_0 + 2e_0 + h_0$

$\{V = V_0 + 2e_0 + h_0$

Avec : e : épaisseur du revêtement (5cm)

$U_0=V_0=80\text{cm}$ (centrée sur la dalle)

Donc :

$$U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

III.5.2.2.1: Calcul des sollicitations

G_0 : poids de système de levage = 100 KN

G : poids propre de la dalle et les revêtements = $(25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) = 4.85 \text{ KN/m}^2$

Q : charge d'exploitation = 1 KN/m^2

III.5.2.2.2: Combinaison de charge

Poids de la dalle :

$$G = 25 \times 0.15 + 22 \times 0.05 = 4.85 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1) = 8.048 \text{ KN/ml}$$

$$q_{0u} = 1.35Q = 1.35 \times 100 = 135 \text{ KN}$$

III.5.2.2.3. Calcul des moments

➤ **Les moments dus au système de levage (M_{x1} , M_{y1})**

$$M_{x1} = (M_1 + \nu M_2)q$$

$$M_{y1} = (\nu M_1 + M_2)q$$

Avec :

$$\nu : \text{Coefficient de poisson} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \nu = 0 & \text{à l'E.L.U} \\ \nu = 0.2 & \text{à l'E.L.S} \end{cases}$$

M_1 et M_2 coefficient donnés en fonction de $\left\{ \rho, \frac{U}{L_x}, \frac{V}{L_y} \right\}$ à partir des abaques de **PIGEAUD**

$$\begin{cases} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{170}{205} = 0.83 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{105}{170} = 0.62 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{105}{205} = 0.51 \end{cases}$$

Selon les abaques de **PIGEAUD**

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0,9 \\ M_1 = 0,0866 \\ M_2 = 0,0719 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \rho = 0,8 \\ M_1 = 0,095 \\ M_2 = 0,067 \end{array} \right.$$

Pour $\rho = 0,83$ (avec interpolation)

$$M_1 = 0,082$$

$$M_2 = 0,067$$

• **A L'EL.U**

$$M_{x1} = 0,082 \times 135 = 11,48 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 0,067 \times 135 = 9,05$$

➤ **Les moments dus aux poids propre de la dalle pleine (M_{x2} , M_{y2})**

$0.4 \leq \rho = 0,83 \leq 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = \mu_x q L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{array} \right.$$

$$\rho = 0,83 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0531 \\ \mu_y = 0,649 \end{array} \right.$$

Donc:

$$M_{x2} = 0,0531 \times 8,048 \times (1,70)^2 = 1,24 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = 0,649 \times 1,24 = 0,80 \text{ KNm}$$

➤ **Superposition des moments agissant au centre du panneau**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11,48 + 1,24 = 12,72 \text{ KNm}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9,05 + 0,80 = 9,85 \text{ KNm}$$

III.5.2.3: Ferrailage**Sens X-X ($M_x = 12,72 \text{ KNm}$) :****En travée :**

$$M_t = 0,85 \times 12,72 = 10,81 \text{ KNm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10,81}{1 \times (0,12)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,052 \quad \text{Avec } \begin{cases} b = 1 \text{ m de longueur} \\ d : \text{hauteur utile} \end{cases}$$

$$\mu = 0,052 \longrightarrow \beta = 0,973$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{10,81 \times 10^5}{0,973 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 2,66 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA10 = 3.92 cm² avec : S_t = 20 cm

Aux appuis :

$$M_a = -0,3 \times 12,72 = -3,82 \text{ Kn.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3,82}{1 \times (0,12)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,018$$

$$\mu = 0,018 \Rightarrow \beta = 0,991$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{3,82 \times 10^5}{0,991 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 0,92 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA8 = 2.51 avec S_t = 20 cm

Sens Y-Y ($M_y = 9,85 \text{ Kn.m}$).**En travée :**

$$M_t = 0,85 \times 9,85 = 8,37 \text{ Kn.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8,37}{1 \times (0,12)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,040$$

$$\mu = 0,040 \Rightarrow \beta = 0,980$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{8,37 \times 10^5}{0,980 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 2,05 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 = 3.14 cm² avec S_t = 25 cm

Aux appuis :

$$M_a = -0,3 \times 9,85 = -3 \text{ KNm}$$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3}{1 \times (0.12)^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0,014$$

$$\mu = 0,014 \longrightarrow \beta = 0.993$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{3 \times 10^5}{0,993 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 0,723 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

III.5.2.4: Vérification à l'ELU**III.5.2.4.1: Condition de non fragilité****❖ Armatures parallèles a L_x**

$$\text{On doit vérifier que : } W_x = \frac{A_{tx}}{bh} \geq w_0 \frac{3 - \rho_x}{2}$$

Avec :

$$W_0 = 0.8\% \text{ pour les HAfeE400}$$

$$\left. \begin{array}{l} \checkmark W_x = \frac{3,92}{100 \times 15} = 0,00262 \\ \checkmark 0,0008 \times \frac{3 - 0,45}{2} = 0,000868 \end{array} \right\} \text{Condition vérifié}$$

❖ Armatures parallèles a L_y

On doit vérifier que :

$$W_y = \frac{A_{ty}}{bh} \geq w_0$$

$$\checkmark \frac{A_{ty}}{bh} = \frac{3,14}{100 \times 15} = 0,0021 > 0,0008 \Rightarrow \text{condition vérifié}$$

III.5.2.4.2: Diamètre minimal des barres : (art A-7.21 BAEL91)

On doit vérifier que :

$$\Phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15mm$$

$$\Phi = 10mm < \Phi_{\max} = 15mm \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.5.2.4.3: condition de non poinçonnement

On doit vérifier que $q_u \leq 0.045 U_{ch} \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec : μ_c , Périmètre de contour de l'aire sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$\mu_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (1,05 + 1,05) = 4,2 \text{ m}$$

$$Q = 100 \text{ KN}$$

$$\bar{Q} = \frac{0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times 25000}{1,5} = 472,5 \text{ KN}$$

$$Q = 100 \text{ KN} < \bar{Q} = 472,5 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire

III.5.2.4.4: Contrainte tangentielle

Les efforts sont max au voisinage de la charge

$$\text{Au milieu de } U : T_{\max} = V_u = \frac{q}{2U + V} = \frac{q}{3U} = \frac{10}{3 \times 1,05} = 3,175 \text{ tonne avec } (U=V)$$

$$\text{Au milieu de } V : T_{\max} = V_u = \frac{q}{2V + U} = \frac{q}{3V} = \frac{10}{3 \times 1,05} = 3,175 \text{ tonne}$$

$$\text{On doit vérifier que } \tau = \frac{T_{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}$$

La fissuration est peu nuisible donc :

$$\tau \leq \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau = \frac{3,175}{1 \times 12} = 0,265 \text{ Mpa} \quad 0,265 < 3,33 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

III.5.2.5: Vérification a l'ELS**III.5.2.5.1: Calcul les moments****➤ Les moments engendrés par le système de levage**

$$M_{x1} = (M_1 + vM_2)q_s$$

$$M_{y1} = (M_2 + vM_1)q_s$$

$$q_s = G + Q = 100 + 0 = 100 \text{ KN}$$

$$v = 0.2 \text{ (à L'ELS)}$$

Donc :

$$M_{x1} = (0,082 + 0,2 \times 0,067) \times 100 = 9,54 \text{ KN / ml}$$

$$M_{y1} = (0,067 + 0,2 \times 0,082) \times 100 = 8,34 \text{ KN / ml}$$

➤ Les moments engendrés par le poids propre de la dalle

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

$$\rho = 0,83 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0600 \\ \mu_y = 0,750 \end{cases} \quad (\text{À L'E.L.S } v = 0.2)$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 = 0,0600 \times 5,85 \times (1,25)^2 = 0,55 \text{ (KN.m)}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} = 0,750 \times 0,55 = 0,41 \text{ (KN.m)}$$

➤ Superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9,54 + 0,55 = 10,09 \text{ (KN.m)}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8,34 + 0,41 = 8,75 \text{ (KN.m)}$$

III.4.2.5.2: Ferrailage**❖ Sens X-X****En travée**

$$M_t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 10,09 = 8,58 \text{ (KN.m)}$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8,58}{1 \times (0,12)^2 \times 14,2 \times (10)^3} = 0,042 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,042 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,766$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{8,58 \times 10^5}{0,766 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 2,68 \text{ cm}^2$$

Aux appuis

$$M_a = -0,3 \times M_x = -0,3 \times 10,09 = -3,03 \text{ (KN.m)}$$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3,03}{1 \times (0,12)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,015 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,015 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,828$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{3,03 \times 10^5}{0,828 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 0,88 \text{ cm}^2$$

❖ Sens Y-Y**En travée**

$$M_t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 8,75 = 7,44 \text{ (KN.m)}$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7,44}{1 \times (0,12)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,036 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,036 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,775$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{7,44 \times 10^5}{0,775 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 2,30 \text{ cm}^2$$

Aux appuis

$$M_a = -0,3 \times M_y = -0,3 \times 8,75 = -2,63 \text{ (KN.m)}$$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2,63}{1 \times (0,12)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,013 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,013 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,837$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{2,63 \times 10^5}{0,837 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 0,75 \text{ cm}^2$$

Conclusion

Les armatures adoptées à l'ELU sont largement suffisantes.

III.5.2.6: Contraintes de compression dans le béton

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton si les conditions suivantes sont vérifiées. Selon J.P MOULIN (B.A.E.L)

La section est rectangulaire

La nuance des aciers est de Fe E400

$$\alpha \leq \frac{\mu - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ? \quad \text{Avec : } \mu = \frac{M_u}{M_s}$$

❖ Sens X-X

	M_{xu} (KN.m)	M_{xs} (KN.m)	$\mu = \frac{M_{xu}}{M_{xs}}$	$\frac{\mu - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	α	Observation
En travée	10,81	8,58	1,26	0,38	0,0667	vérifiée
Aux appuis	-3,82	-3,03	1,26	0,38	0,0227	vérifiée

Tableaux III.1: vérification selon X-X

❖ Sens Y-Y

	M_{yu} (KN.m)	M_{ys} (KN.m)	$\mu = \frac{M_{yu}}{M_{ys}}$	$\frac{\mu - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	α	Observation
En travée	8,37	7,44	1,13	0,32	0,0510	vérifiée
Aux appuis	-3	-2,63	1,14	0,32	0,0176	vérifiée

Tableaux III.2: vérification selon Y-Y

III.5.2.6: Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu préjudiciable $\Rightarrow$ Aucune vérification n'est nécessaire.

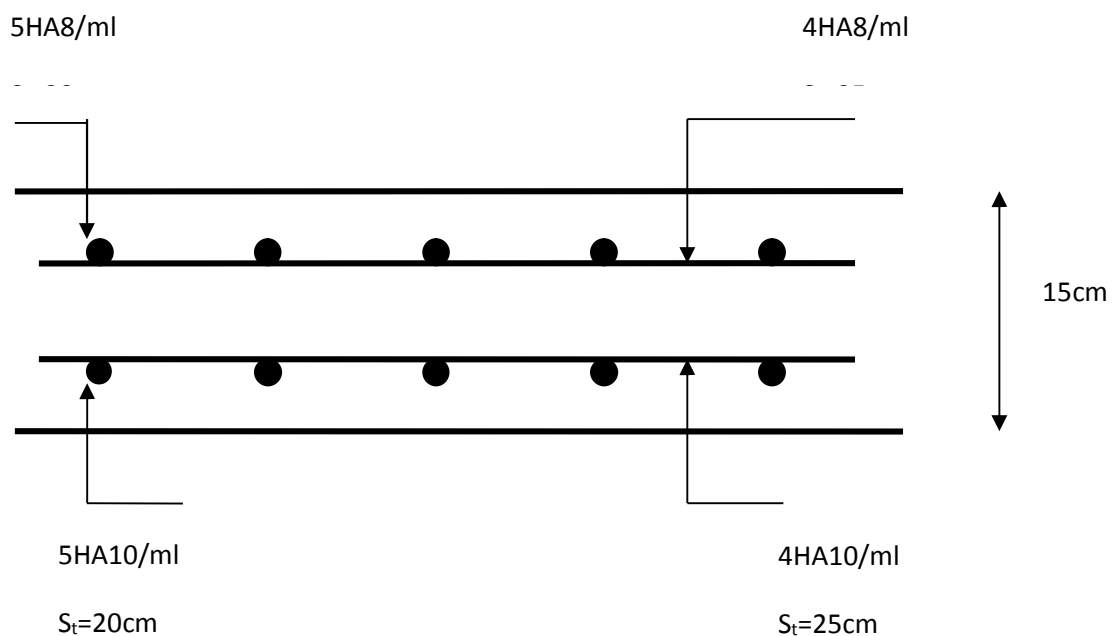
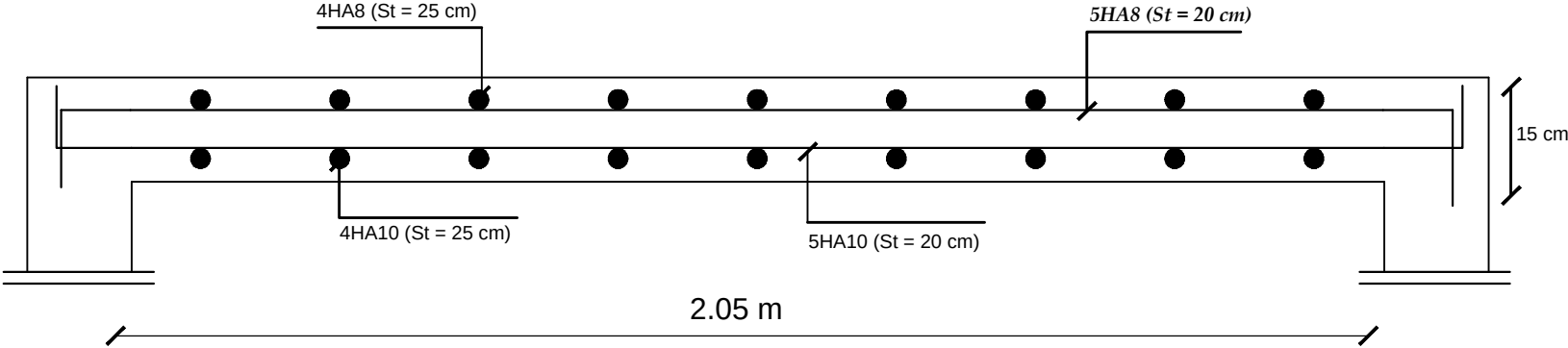
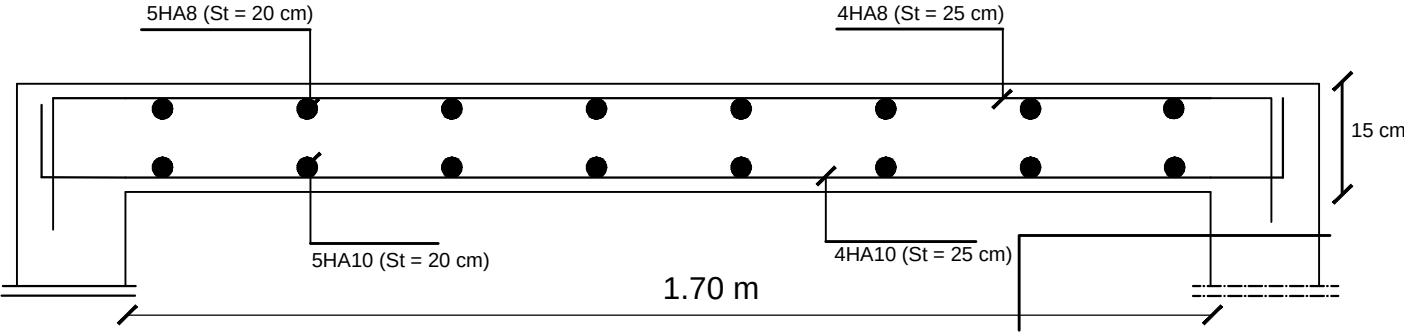


Fig III.19: Ferrailage de la dalle de la salle machine

Sens y-y



Sens x-x



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil
Melle: DJADI Lilia Melle: SACI Malha	Plan de ferrailage de la dalle de la salle machine	
Mr : DERRADJ		

III.6.Calcul des escaliers :

III.6.1.Introduction :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et palier) permet de passer d'un niveau à un autre.

➤ Caractéristiques dimensionnelles :

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.
- **Hauteur de contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varient de 13 à 17 cm.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- **La montée** : correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est une plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.
- **L'emmarchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0.65 m de collet, si $E \geq 1$ m.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

III.6.2. les escaliers :

Il comporte trois volées différentes, de hauteur égale à 1,05 ; 1,53 et 1,53m.

Pré dimensionnement :

Schéma statique:

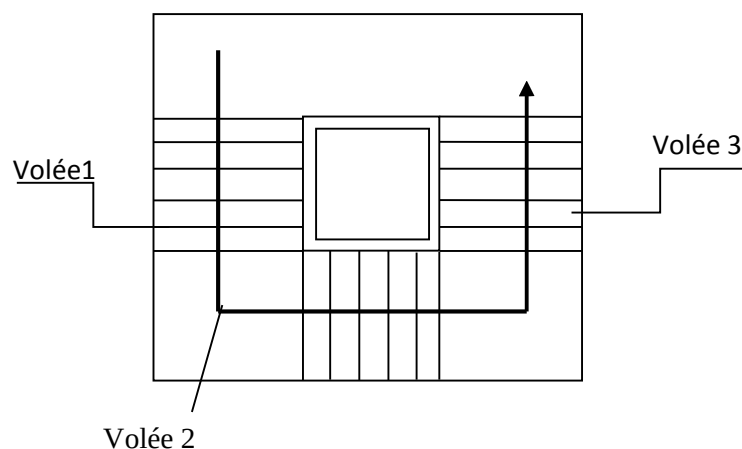


Fig III.19. Présentation schématique des escaliers

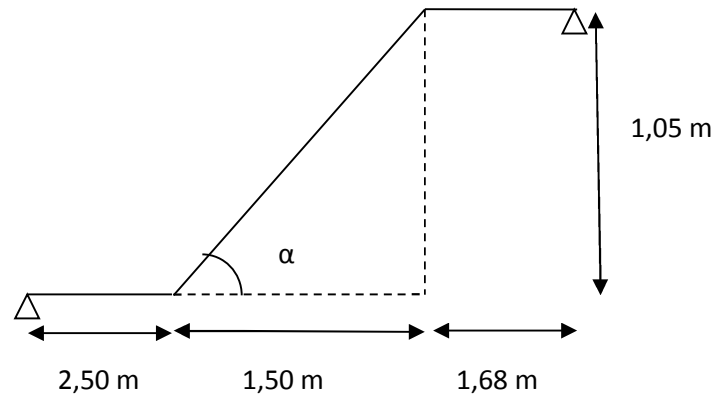
a. Dimensionnement :➤ **Volée 1** ($H = 1,05 \text{ m}$)

fig III.20 schéma statique de l'escalier

On prend la hauteur des contres marches $h = 17 \text{ cm}$

Le nombre de contres marche : $n = \frac{H}{h} = \frac{105}{17} = 6$

Le nombre de marches $m = n - 1 = 5$ marches.

On prend le girant $g = 30 \text{ cm}$

$L = g \times m = 30 \times 5 = 150 \text{ cm}$

b. Vérification de la loi de Blondel :

$60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm}$

$60 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm}$ vérifiée.

c. Dimensionnement de la paillasse :

$$\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20}$$

Angle d'inclinaison :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{105}{150} = 0.7 \Rightarrow \alpha = 35^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L}{L_1} \Rightarrow L_1 = \frac{150}{\cos 35^\circ} = 183,12 \text{ cm}$$

Longueur réelle de la paillasse :

$L' = L_1 + L_2 + L_3 = 250 + 183,12 + 168 = 601,12 \text{ cm}$.

D'où :

$$\frac{601,12}{30} \leq e_p \leq \frac{601,12}{20} \Rightarrow 20,04\text{cm} \leq e_p \leq 30,06\text{cm}$$

On prend $e_p = 25\text{ cm}$.

III.6.3. Détermination des charges et surcharges :

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément répartie sur la paillasse, le calcul se fait pour une bande de 1 m de projection horizontale et considérant une partie simplement appuyée en flexion simple.

a) Charges permanentes :

➤ Palier :

Eléments	Poids volumique [KN/m ³]	Surfaces pour 1ml [m ²]	Charges [KN/ml]
P .propre du palier	25	1x0,20	5,00
Lit de sable	18	1x0,02	0,36
Carrelage	20	1x0,01	0,20
Mortier de pose	22	1x0,02	0,44
Enduit ciment	22	1x0,02	0,44
Charge permanente	$G = \Sigma G_i$		6,44

Tableau III.3: charges permanentes de palier

➤ paillasse :

Eléments	Poids volumique [KN/m ³]	Surfaces pour 1ml [m ²]	Charges [KN/ml]
P .propre de la paillasse	25	$\frac{1 \times 0,25}{\cos 35}$	6,63
P. propre des marches	25	$\frac{1 \times 0,17}{2}$	2,125
Lit de sable	18	1x0,02	0,36
Carrelage	20	1x0,01	0,20
Mortier de pose	22	1x0,01	0,22
Enduit ciment	22	$\frac{1 \times 0,02}{\cos 31,47}$	0,515
Garde corps	/	/	0,20
Charge permanente	$G = \Sigma G_i$		10,25

Tableau III.4: charges permanentes du paillasse

III.6.3.1. Combinaisons des charges à l'ELU:

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

a) La volée :

$$q_u = 1,35 \times 10,25 + 1,5 \times 2,5 = 17,59 \text{ [KN/ml]} \quad (Q = 2,5 \text{ KN/ml donnée par le CBA})$$

b) Le palier :

$$q_u = 1,35 \times 6,44 + 1,5 \times 2,5 = 12,44 \text{ [KN/ml]}$$

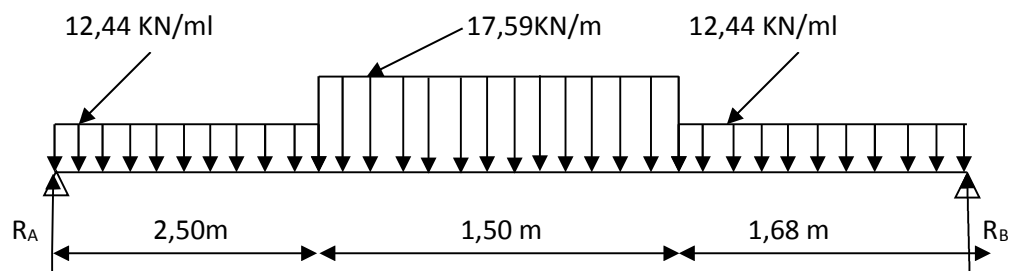
➤ Calcul des efforts internes :**Réactions d'appuis :**

Fig III.21: schéma statique d'escalier a l'ELU

$$\sum F = 0.$$

$$R_A + R_B = 12,44 \times 2,50 + 17,59 \times 1,50 + 12,44 \times 1,68 = 78,38 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B (2,50 + 1,50 + 1,68) - 12,44 \times 1,68 \left(\frac{1,68}{2} + 1,50 + 2,50 \right) - 17,59 \times 1,50 \left(\frac{1,50}{2} + 2,50 \right) -$$

$$12,44 \times 2,50 \left(\frac{2,50}{2} \right) = 0$$

$$R_B = 39,75 \text{ KN}$$

$$R_A = 38,63 \text{ KN}$$

➤ Efforts tranchants et moments fléchissant :

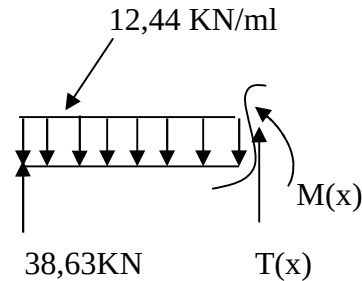
a) Efforts tranchants :

o $0 \leq x \leq 2,50 \text{ m}$

$$T(x) + 38,63 - 12,44X = 0$$

$$T(x) = 12,44 X - 38,63$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } X = 0 \rightarrow T(0) = -38,63 \text{ KN} \\ \text{Pour } X = 2,50 \rightarrow T(2,5) = -7,53 \text{ KN} \end{array} \right.$$



o $2,50 \text{ m} \leq x \leq 4,00 \text{ m}$

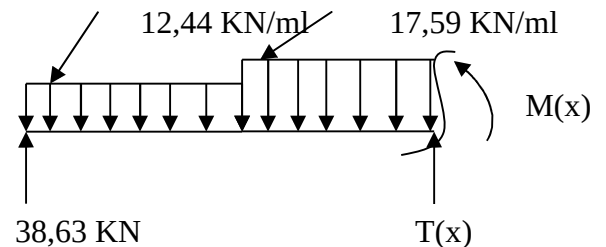
$$T(x) + 38,63 - 12,44 (2,5) - 17,59 (x - 2,5) = 0$$

$$T(x) = 12,44 (2,5) + 17,59 (x - 2,5) - 38,63$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 2,50 \rightarrow T(2,50) = -7,53 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 4 \rightarrow T(4) = 18,86 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$T(x) = 0 \rightarrow 17,59 (x - 2,5) - 7,53 = 0$$

$$x = 2,93 \text{ m}$$

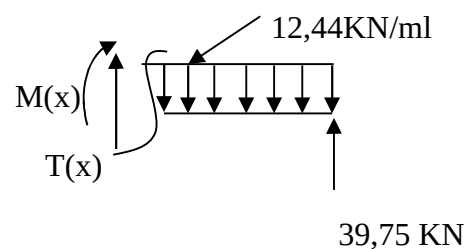


o $0 \text{ m} \leq x \leq 1.68 \text{ m}$

$$T(x) + 39,75 - 12,44 (x) = 0$$

$$T(x) = 12,44 (x) - 39,75$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \text{ m} \rightarrow T(0) = -39,75 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 1.68 \text{ m} \rightarrow T(1.68) = -18,86 \text{ KN} \end{array} \right.$$



b) Le moment fléchissant :

$$\text{o } 0 \leq x \leq 2,50 \text{ m}$$

$$M(x) - 38,63x + 12,44x \frac{x}{2} = 0$$

$$M(x) = 38,63x - 12,44 \frac{x^2}{2}$$

$$\text{Pour } x = 0 \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN m}$$

$$\text{Pour } x = 2,50 \text{ m} \rightarrow M(2,50) = 57,7 \text{ KN m}$$

$$\text{o } 2,50 \text{ m} \leq x \leq 4,00 \text{ m}$$

$$M(x) - 38,63x + 12,44 \cdot 2,5 \left(x - \frac{2,5}{2} \right) + \frac{17,59}{2} (x - 2,5)^2 = 0$$

$$M(x) = 38,63x - 12,44 \cdot 2,5 \left(x - \frac{2,5}{2} \right) - \frac{17,59}{2} (x - 2,5)^2$$

$$\text{Pour } x = 2,5 \text{ m} \rightarrow M(2,50) = 57,7 \text{ KN m}$$

$$\text{Pour } x = 4,0 \text{ m} \rightarrow M(4,00) = 49,21 \text{ KN m}$$

Le moment max :

$$x = 2,93 \text{ m} \quad M(2,93) = 59,31 \text{ KN m}$$

$$\text{o } 0 \text{ m} \leq x \leq 1,68 \text{ m}$$

$$M(x) - 39,75x + 12,44 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M(x) = 39,75x - 12,44 \frac{x^2}{2}$$

$$\text{pour } x = 0 \text{ m} \quad M(0) = 0 \text{ KN m}$$

$$\text{Pour } x = 1,68 \text{ m} \quad M(1,68) = 49,22 \text{ KN m}$$

En tenant compte des semi encastremets les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

$$M_{\text{travée}} = 0,85 \times 59,31 = 50,41 \text{ KN m}$$

$$M_{\text{appui}} = -0,3 \times 59,31 = -17,79 \text{ KN m}$$

Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU:

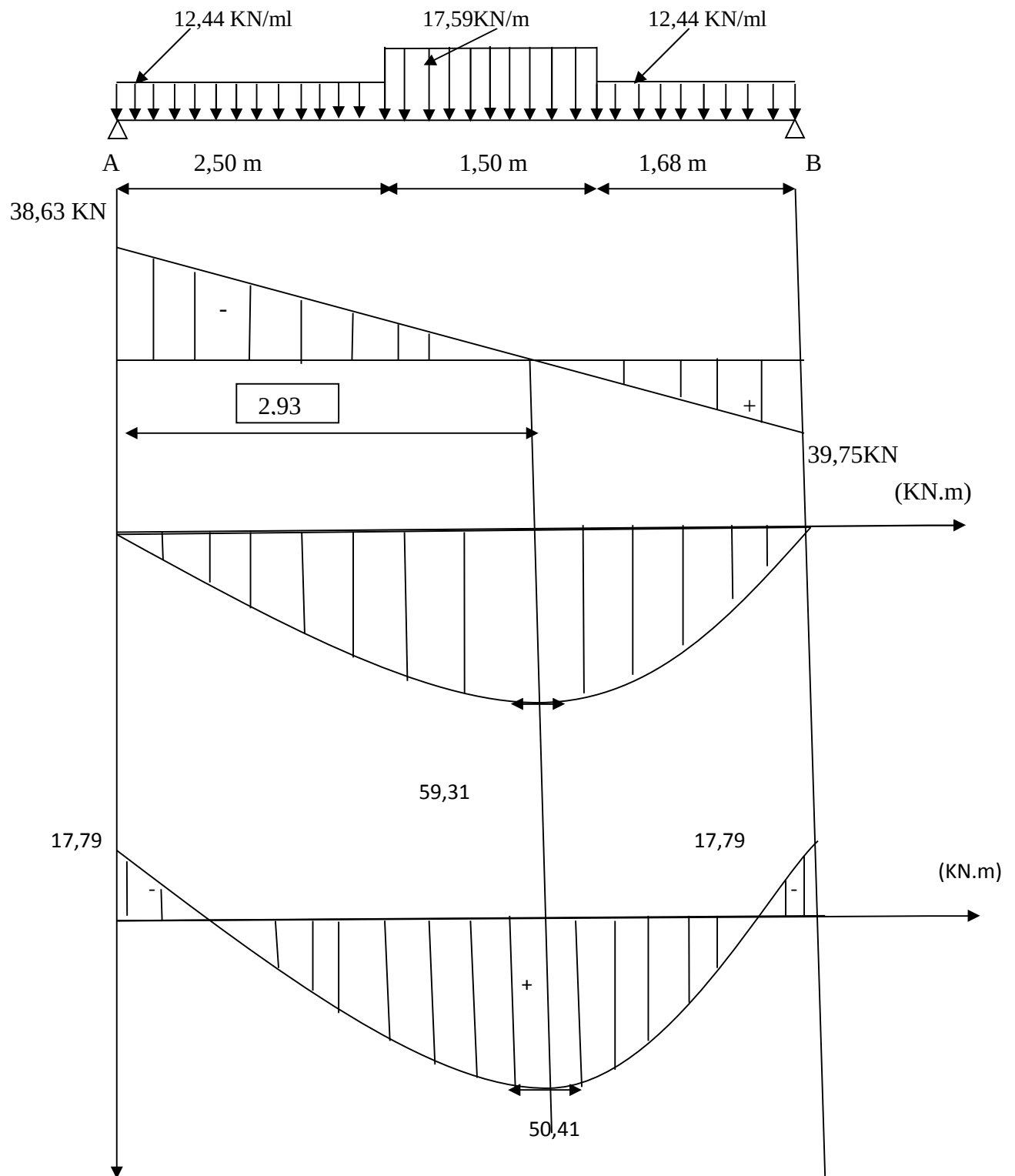


Fig III.22: Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

➤ **Calcul des armatures :**

On calcule une section rectangulaire dont les caractéristiques géométriques sont :

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

a) En travée:

$$M_u^t = 50,41 \text{ KN m}$$

1. Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{50,41 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,110 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,110 \quad \beta = 0,942$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{50,41 \times 10^3}{0,942 \times 18 \times 348} = 8,54 \text{ cm}^2$$

Soit 6 HA 14 = 9,24 cm² avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

2. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{9,24}{4} = 2,31 \text{ cm}^2$$

Soit 3HA12 = 2,39 cm² avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

b) En appui :**1. Armatures principales :**

$$M_u^a = 17,79 \text{ KN m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{17,79 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,038 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,038 \quad \beta = 0,981$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_s} = \frac{17,79 \times 10^3}{0,981 \times 18 \times 348} = 2,90 \text{ cm}^2$$

Soit 4 HA 10 = 3.14 cm² , avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}^2$

2. Armatures de repartions :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = 0,79 \text{ cm}^2$$

Soit 4 HA 8 = 2.01 cm² , avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}^2$

III.5.3.2. Les vérifications à l'ELU :**➤ Vérification du non fragilité du béton :**

[Art A 4.2 ,1/BAEL 91 modifié 99]

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

a) En travée $A_t = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{\min} \longrightarrow$ condition vérifiée.

b) Aux appuis : $A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} \longrightarrow$ condition vérifiée.

➤ Vérification de contrainte tangentielle [Art A 5.1,2/BAEL 91 modifié 99]

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec T_u : effort tranchant maximal

$$T_u = 39,75 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{39,75 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,22 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,22 \text{ Mpa}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{3,33; 5 \text{ MPa}\}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton (au niveau des appuis) :**
(BAEL 91modifié 998/Art A.5.1.313)

On doit vérifier que :

$$T_{\max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ab \quad \text{Avec } a \leq 0,9 d$$

$$T_{\max} = 39,75 \text{ KN} < 0,4 \frac{25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,18 \times 1 = 1080 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton :**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donné par :

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

Avec :

$\psi = 1,5$ pour les aciers HA

$\sum u$: Périmètre utile des aciers.

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9.d.\sum u} = \frac{39,75 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 14 \times 3,14 \times 4} = 1,40 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

- **Longueur de scellement :**

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_{sc}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

avec

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

Les règles de BAEL [Art A.6.1,253/BAEL 91modifié 99] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale $0,4 l_s$ pour les aciers HA.

$$L_a = 0,4 l_s = 0,4 \times 49,38 = 19,75 \text{ cm.}$$

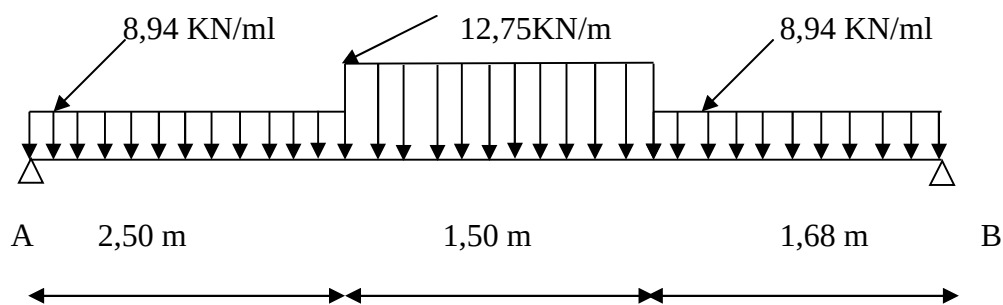
III.5.3.2. Calcul à l'ELS:**➤ Combinaison de charges :****Palier :** $q_u = G + Q = 6,44 + 2,5 = 8,94 \text{ KN/ml}$.**Paillasse :** $q_u = G + Q = 10,25 + 2,5 = 12,75 \text{ KN/ml}$ **➤ Calcul des efforts internes :****a. Réactions d'appuis :**

Fig III.23: schéma statique a l'ELS

$$\sum F = 0$$

$$R_A + R_B = 8,94 \times 2,50 + 12,75 \times 1,50 + 8,94 \times 1,68 = 56,49 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B (1,68 + 1,50 + 2,50) - 8,94 \times 1,68 \left(\frac{1,68}{2} + 1,50 + 2,50 \right) - 12,75 \times 1,50 \left(\frac{1,50}{2} + 2,50 \right) - 8,94 \times 2,50 \left(\frac{2,50}{2} \right) = 0$$

$$R_B = 28,66 \text{ KN}$$

$$R_A = 27,83 \text{ KN}$$

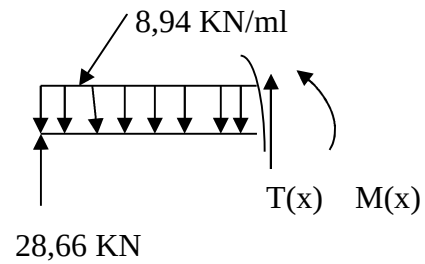
b. Efforts tranchant:

$$o \quad 0 \leq x \leq 2,50 \text{ m}$$

$$T(x) + 28,66 - 8,94 (x) = 0$$

$$T(x) = 8,94 (x) - 28,66$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \rightarrow T(0) = -28,66 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 2,50 \rightarrow T(2,50) = -6,31 \text{ KN} \end{array} \right.$$

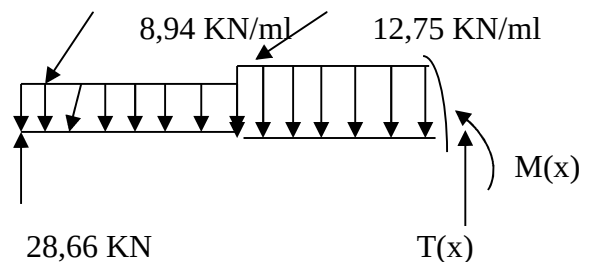


$$o \quad 2,50 \text{ m} \leq x \leq 4,00 \text{ m}$$

$$T(x) + 28,66 - 8,94 (2,50) - 12,75 (x - 2,50) = 0$$

$$T(x) = 12,75 (x - 2,50)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 2,50 \rightarrow T(2,50) = -6,31 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 4,00 \rightarrow T(4,00) = 12,82 \text{ KN} \end{array} \right.$$



$$T(x) = 0 \rightarrow 12,75 (x - 2,50) - 6,31 = 0$$

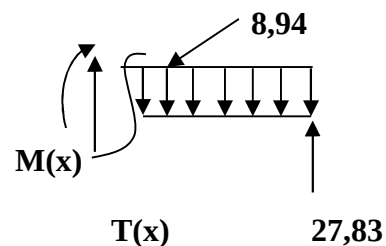
$$x = 3,00 \text{ m}$$

$$o \quad 0 \text{ m} \leq x \leq 1,68 \text{ m}$$

$$T(x) + 27,83 - 8,94 (x) = 0$$

$$T(x) = 8,94 (x) - 27,83$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \text{ m} \rightarrow T(0) = -27,82 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 1,68 \text{ m} \rightarrow T(1,68) = -12,82 \text{ KN} \end{array} \right.$$



c. Le moment fléchissant :**o $0 \leq x \leq 2,50$ m**

$$M(x) - 28,6x + 8,94x \frac{x}{2} = 0$$

$$M(x) = 28,66x - 8,94 \frac{x^2}{2}$$

Pour $x = 0 \rightarrow M(0) = 0$

Pour $x = 2,50$ m $\rightarrow M(2,50) = 43,71$ KN m

o $2,50$ m $\leq x \leq 4,00$ m

$$M(x) - 28,66x + 8,94 \cdot 2,5 \left(x - \frac{2,5}{2} \right) + \frac{12,75}{2} (x - 2,5)^2 = 0$$

$$M(x) = 28,66x - 8,94 \cdot 2,5 \left(x - \frac{2,5}{2} \right) - \frac{12,75}{2} (x - 2,5)^2 = 0$$

Pour $x = 2,50$ m $\rightarrow M(2,50) = 43,71$ KN m

Pour $x = 4,00$ m $\rightarrow M(4,00) = 38,83$ KN m

Le moment max :

$x = 3,00$ m $M(3,00) = 45,27$ KN m

o 0 m $\leq x \leq 1,68$ m

$$M(x) - 27,83x + 8,94 \frac{x^2}{2} = 0$$

pour $x = 0$ m $\rightarrow M(0) = 0$ KN m

Pour $x = 1,68$ m $\rightarrow M(1,68) = 39,80$ KN m

En tenant compte des semi encastremets les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

$$M_{\text{travée}} = 0,85 \times 45,27 = 38,48 \text{ KN m}$$

$$M_{\text{appui}} = -0,3 \times 45,27 = -13,58 \text{ KN m}$$

Diagram illustrating the structural analysis of a continuous beam with three spans. The beam is supported by three points (A, B, and C) and subjected to three different uniformly distributed loads.

Span Dimensions and Loads:

- Span 1 (A to B): Length = 2,50 m, Load = 8,94 kN/ml
- Span 2 (B to C): Length = 1,50 m, Load = 12,75 kN/ml
- Span 3 (C to D): Length = 1,68 m, Load = 8,94 kN/ml

Shear Force Diagram (V):

- The shear force starts at 28,66 kN at support A.
- It crosses the zero line at a distance of 3,00 m from support A.
- The shear force is negative in the first span and positive in the second span.
- The shear force at support C is 12,82 kN.
- The shear force is positive in the third span.

Bending Moment Diagram (M):

- The bending moment is negative in the first span and positive in the second and third spans.
- The maximum negative bending moment at support A is 13,58 kN.m.
- The maximum positive bending moment at support C is 45,2 kN.m.
- The maximum negative bending moment at support D is 13,58 kN.m.

UMMTO

III.5.3.3. Vérification à l'ELS :

- **Etat limite de résistance de béton à la compression :**
(Art.A.4.5, 2/BAEL 91 modifié 99)

La contrainte de compression est limitée à :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 9,24}{100 \times 18} = 0,513 \implies K_1 = 31,30 \text{ et } \beta_1 = 0,892$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_s} = \frac{38,48 \times 10^3}{0,892 \times 18 \times 9,24} = 259,37 \text{ MPa} \implies \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

La contrainte dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{259,37}{31,30} = 8,29 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{OK}$

- **Vérification de la flèche :**

Les règles (Art.B.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

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

Avec h : hauteur totale (20 cm)

L : portée entre nus d'appuis (L = 5,68 m) ;

M_t : moment max en travée (M_t = 50,41) ;

M₀ : moment max de la travée isostatique ;

A : section des armatures ;

b : largeur de la section ;

d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{568} = 0.035 \leq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

➤ Volée 2 et volée 3 (H = 1.53 m)

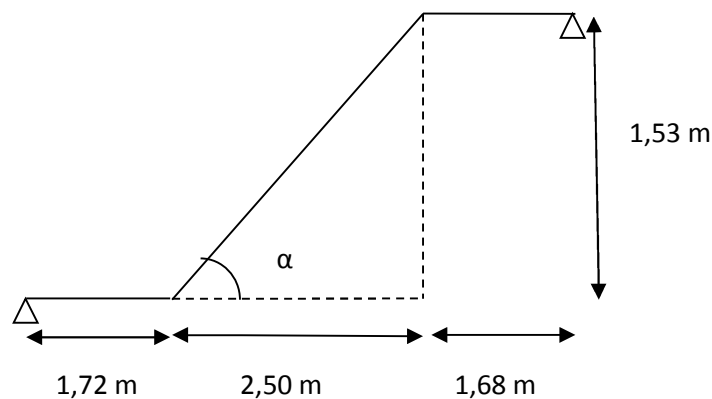


Fig III.25: schéma statique de l'escalier.

On prend la hauteur des contre marches $h = 17 \text{ cm}$

Le nombre de contre marche : $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$

Le nombre de marches $m = n - 1 = 8$ marches.

On prend le girant $g = 30 \text{ cm}$

$$L = g \times m = 30 \times 6 = 240 \text{ cm}$$

a. Vérification de la loi de Blondel :

$$60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \quad \text{vérifiée.}$$

b. Dimensionnement de la paillasse :

$$\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20}$$

Angle d'inclinaison :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0,637 \Rightarrow \alpha = 32,49^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L}{L_1} \Rightarrow L_1 = \frac{240}{\cos 32,49^\circ} = 284,53 \text{ cm}$$

Longueur réelle de la paillasse :

$$L' = L_1 + L_2 + L_3 = 172 + 284,53 + 168 = 624,53 \text{ cm.}$$

D'où

$$\frac{624,53}{30} \leq e_p \leq \frac{624,53}{20} \Rightarrow 20,82 \text{ cm} \leq e_p \leq 31,23 \text{ cm}$$

On prend $e_p = 25 \text{ cm}$.

III.6.4. Détermination des charges et surcharges :

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément répartie sur la paillasse, le calcul se fait pour une bande de 1 m de projection horizontale et considérant une partie simplement appuyée en flexion simple.

➤ Palier :

Eléments	Poids volumique [KN/m ³]	Surfaces pour 1ml [m ²]	Charges [KN/ml]
P .propre du palier	25	1x0,20	5,00
Lit de sable	18	1x0,02	0,36
Carrelage	20	1x0,01	0,20
Mortier de pose	22	1x0,02	0,44
Enduit ciment	22	1x0,02	0,44
Charge permanente	$G = \Sigma G_i$		6,44

Tableau III.5: charges permanentes de palier

➤ **paillasse :**

Eléments	Poids volumique [KN/m ³]	Surfaces pour 1ml [m ²]	Charges [KN/ml]
P .propre de la paillasse	25	$\frac{1 \times 0,25}{\cos 32,49}$	7,41
P. propre des marches	25	$\frac{1 \times 0,17}{2}$	2,125
Lit de sable	18	1x0,02	0,36
Carrelage	20	1x0,01	0,20
Mortier de pose	22	1x0,01	0,22
Enduit ciment	22	$\frac{1 \times 0,02}{\cos 31,47}$	0,515
Garde-corps	/	/	0,20
Charge permanente	$G = \sum G_i$		11,03

Tableau III.6: charges permanentes de paillasse

III.6.4.1. Combinaisons des charges à l'ELU:

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

a) La volée :

$$q_u = 1,35 \times 11,03 + 1,5 \times 2,5 = 18,64 \text{ [KN/ml]} \quad (Q = 2,5 \text{ KN/ml donnée par le CBA})$$

b) Le palier :

$$q_u = 1,35 \times 6,44 + 1,5 \times 2,5 = 12,44 \text{ [KN/ml]}$$

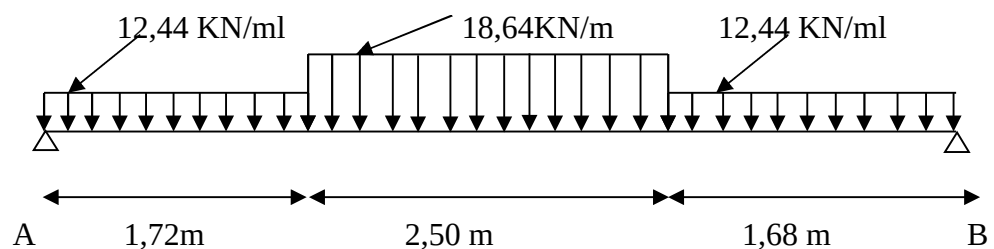
➤ **Calcul des efforts internes :****Réactions d'appuis :**

Fig III.26: schéma statique d'escalier à l'ELU.

$$\sum F = 0.$$

$$R_A + R_B = 12,44 \times 1,72 + 18,64 \times 2,50 + 12,44 \times 1,68 = 88,90 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B(1,72 + 2,50 + 1,68) - 12,44 \times 1,68 \left(\frac{1,68}{2} + 2,50 + 1,72 \right) - 18,64 \times 2,50 \left(\frac{2,50}{2} + 1,72 \right) - 12,44 \times 1,72 \left(\frac{1,72}{2} \right) = 0$$

$$R_B = 44,50 \text{ KN}$$

$$R_A = 44,40 \text{ KN}$$

➤ **Efforts tranchants et moments fléchissant :**

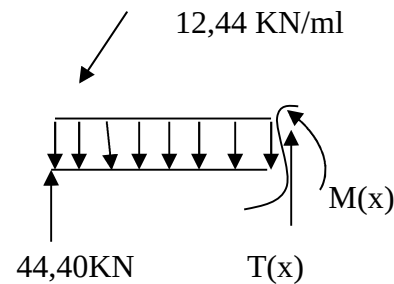
a. Efforts tranchants :

o $0 \leq x \leq 1,72 \text{ m}$

$$T(x) + 44,40 - 12,44 \cdot x = 0$$

$$T(x) = 12,44 \cdot x - 44,40$$

$$\begin{cases} \text{Pour } X = 0 \rightarrow T(0) = -44,40 \text{ KN} \\ \text{Pour } X = 1,72 \rightarrow T(1,72) = -23,00 \text{ KN} \end{cases}$$

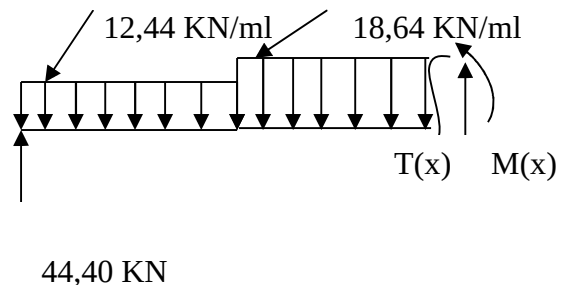


o $1.80 \text{ m} \leq x \leq 3.60 \text{ m}$

$$T(x) + 44,40 - 12,44(1,72) - 18,64(x - 1,72) = 0$$

$$T(x) = 12,44(1,72) + 18,64(x - 1,72) - 44,40$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 1,72 \rightarrow T(1,72) = -23,00 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 4,22 \rightarrow T(4,22) = 23,60 \text{ KN} \end{cases}$$



$$T(x) = 0 \rightarrow 12,44(1,72) + 18,64(x - 1,72) - 44,40 = 0$$

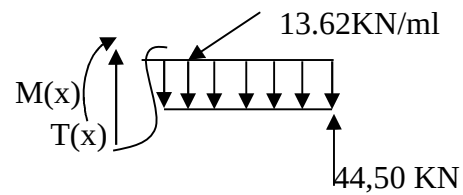
$$x = 2.95 \text{ m.}$$

o $0 \text{ m} \leq x \leq 1,68 \text{ m}$

$$T(x) + 44,50 - 12,44(x) = 0$$

$$T(x) = 12,44(x) - 44,50$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \text{ m} \quad \rightarrow T(0) = -44,50 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 1,80 \text{ m} \quad \rightarrow T(1,80) = -23,60 \text{ KN} \end{array} \right.$$



b. Le moment fléchissant :

o $0 \leq x \leq 1,72 \text{ m}$

$$M(x) - 44,40x + 12,44x \frac{x}{2} = 0$$

$$M(x) = 44,40x - 12,44 \frac{x^2}{2}$$

$$\text{Pour } x = 0 \quad \rightarrow \quad M(0) = 0 \text{ KN m}$$

$$\text{Pour } x = 1,80 \text{ m} \quad \rightarrow \quad M(1,80) = 57,97 \text{ KN m}$$

o $1,72 \text{ m} \leq x \leq 4,22 \text{ m}$

$$M(x) - 44,40x + 12,44 \cdot 1,72 \left(x - \frac{1,72}{2} \right) + \frac{18,64}{2} (x - 1,72)^2 = 0$$

$$M(x) = 44,40x - 12,44 \cdot 1,72 \left(x - \frac{1,72}{2} \right) - \frac{18,64}{2} (x - 1,72)^2$$

$$\text{Pour } x = 1,72 \text{ m} \quad \rightarrow \quad M(1,72) = 57,97 \text{ KN m}$$

$$\text{Pour } x = 4,22 \text{ m} \quad \rightarrow \quad M(4,22) = 57,22 \text{ KN m}$$

Le moment max :

$$x = 2,95 \text{ m} \quad M(2,95) = 72,16 \text{ KN m}$$

o $0 \text{ m} \leq x \leq 1,68 \text{ m}$

$$M(x) - 44,50x + 12,44 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M(x) = 44,50x - 12,44 \frac{x^2}{2}$$

$$\text{pour } x = 0 \text{ m} \quad M(0) = 0 \text{ KN m}$$

$$\text{Pour } x = 1,68 \text{ m} \quad M(1,68) = 57,20 \text{ KN m}$$

En tenant compte des semi encastres les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

$$M_{\text{travée}} = 0,85 \times 72,16 = 61,34 \text{ KN m}$$

$$M_{\text{appui}} = -0,3 \times 72,16 = -21,65 \text{ KN.m}$$

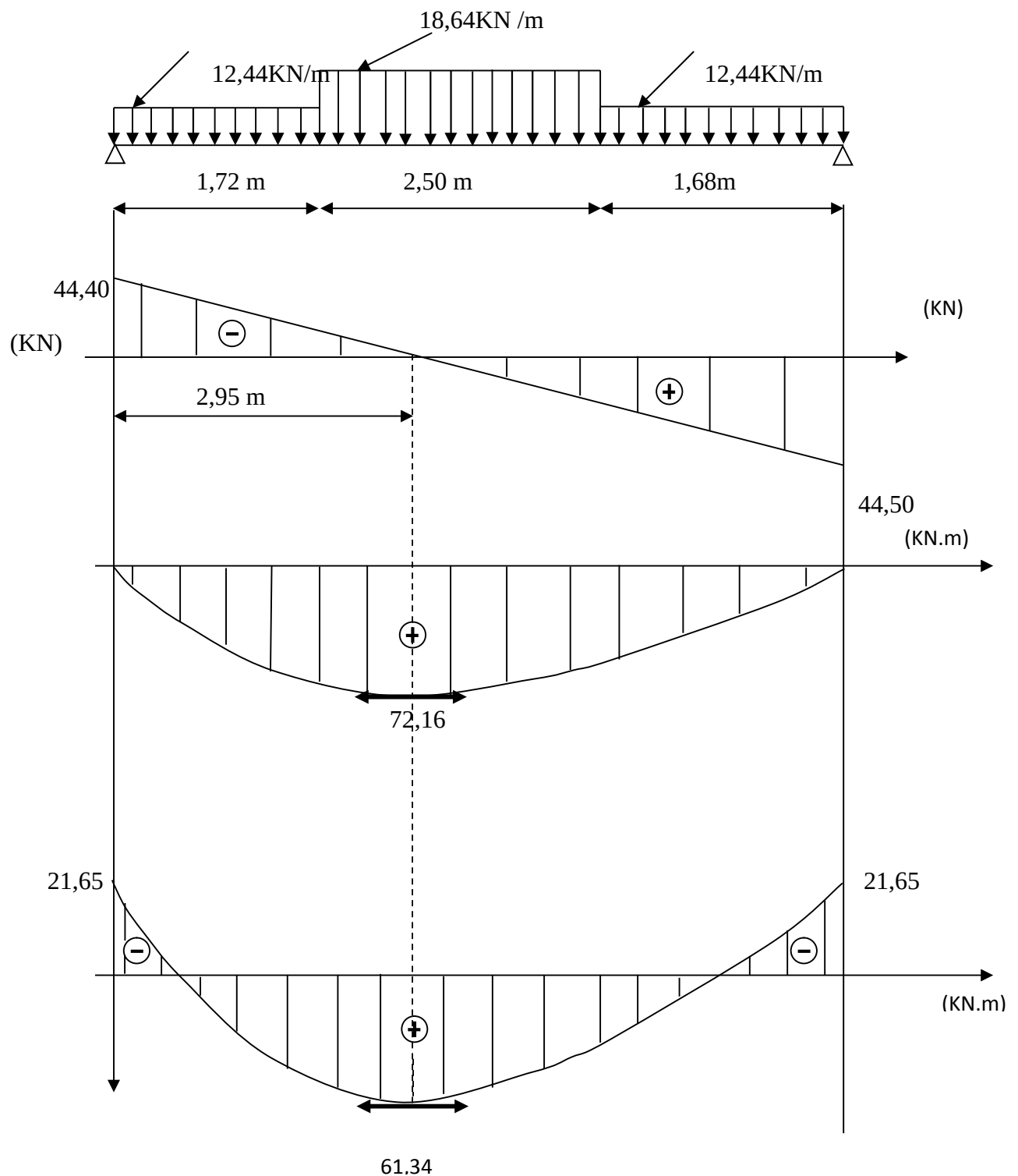
Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU:

Fig III.27: Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

➤ **Calcul des armatures :**

On calcule une section rectangulaire dont les caractéristiques géométriques sont :

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

a. En travée:

$$M_u^t = 61,34 \text{ KN m}$$

Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{61,34 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,133 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,133 \quad \beta = 0,928$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{61,34 \times 10^3}{0,928 \times 18 \times 348} = 10,55 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 6 \text{ HA } 16 = 12,06 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{12,06}{4} = 3,02 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 3 \text{ HA } 10 = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}.$$

b. En appui :**Armatures principales :**

$$M_u^a = 21,65 \text{ KN m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{21,65 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,047 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,047 \quad \beta = 0,975$$

$$A_u = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_s} = \frac{21,65 \times 10^3}{0,975 \times 18 \times 348} = 3,54 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 4 \text{ HA } 12 = 4,52 \text{ cm}^2, \quad \text{avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}^2$$

Armatures de repartions :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit 4 HA 8 = 2.01 cm² , avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}^2$

III.6.4.2. Les vérifications à l'ELU :

➤ **Vérification du non fragilité du béton:**[Art A4.2,1/BAEL91 modifié 99]

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

a) En travée $A_t = 12,06 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ → condition vérifiée.

b) Aux appuis : $A_a = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ → condition vérifiée

➤ **Vérification de contrainte tangentielle:**[Art A5.1,2/BAEL91 modifié 99]

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec T_u : effort tranchant maximal

$$T_u = 44,50 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{44,50 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,25 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{3,33; 5 \text{ MPa}\}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

(BAEL 91modifié 99/Art A.5.1.313).

On doit vérifier que :

$$T_{\max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ab \quad \text{Avec } a \leq 0,9 d$$

$$T_{\max} = 44,50 \text{ kN} < 0,4 \frac{25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,18 \times 1 = 1080 \text{ kN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton :**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donné par :

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

Avec :

$\psi = 1,5$ pour les aciers HA

$\sum u$: Périmètre utile des aciers.

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u} = \frac{44,50 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 14 \times 3,14 \times 4} = 1,56 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

➤ **Longueur de scellement :**

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_{se}} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,44 \text{ cm}$$

Avec

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

Les règles de BAEL [Art A.6.1,253/BAEL 91modifié 99] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale $0,4 l_s$ pour les aciers HA.

$$L_a = 0,4 l_s = 0,4 \times 56,44 = 22,58 \text{ cm.}$$

III.6.4.3. Calcul à l'ELS:**➤ Combinaison de charges :**

Palier : $q_u = G + Q = 6,44 + 2,5 = 8,94 \text{ KN/ml}$.

Paillasse : $q_u = G + Q = 10,03 + 2,5 = 13,53 \text{ KN/ml}$

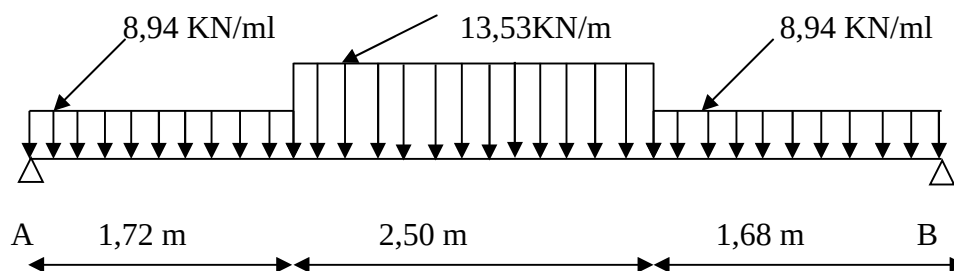
➤ Calcul des efforts internes :**a. Réactions d'appuis :**

Fig III.28: schema statique a l'ELS.

$$\sum F = 0$$

$$R_A + R_B = 8,94 \times 1,72 + 13,53 \times 2,50 + 8,94 \times 1,68 = 64,23 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B (1,68 + 2,50 + 1,68) - 8,94 \times 1,68 \left(\frac{1,68}{2} + 2,50 + 1,72 \right) - 13,53 \times 2,50 \left(\frac{2,50}{2} + 1,72 \right) -$$

$$8,94 \times 1,72 \left(\frac{1,72}{2} \right) = 0$$

$$R_B = 32,15 \text{ KN}$$

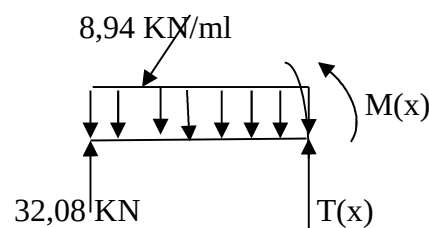
$$R_A = 32,08 \text{ KN}$$

b. Efforts tranchant:

o $0 \leq x \leq 1,72 \text{ m}$

$$T(x) + 32,07 - 8,94 (x) = 0$$

$$T(x) = 8,94 (x) - 32,0$$

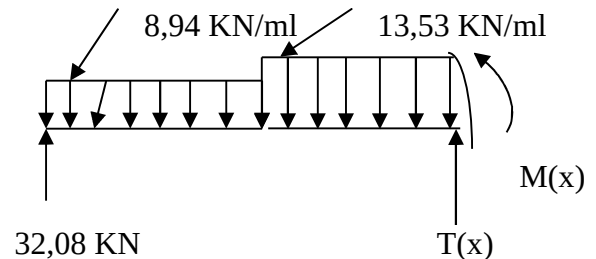


$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \rightarrow T(0) = -32,08 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 1,80 \rightarrow T(1,80) = -16,70 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$o \quad 1,72 \text{ m} \leq x \leq 4,22 \text{ m}$$

$$T(x) + 32,08 - 8,94(1,72) - 13,53(x - 1,72) = 0$$

$$T(x) = 13,53(x - 1,72) - 16,70$$



$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 1,72 \rightarrow T(1,72) = -16,70 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 4,22 \rightarrow T(4,22) = 17,13 \text{ KN} \end{array} \right.$$

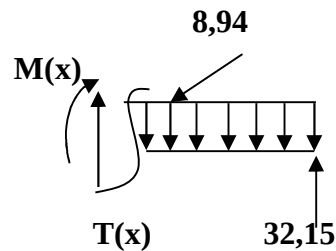
$$T(x) = 0 \rightarrow 13,53(x - 1,72) - 16,70 = 0$$

$$x = 2,95 \text{ m}$$

$$o \quad 0 \text{ m} \leq x \leq 1,68 \text{ m}$$

$$T(x) + 32,15 - 8,94(x) = 0$$

$$T(x) = -32,15 + 8,94(x)$$



$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \text{ m} \rightarrow T(0) = -32,15 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 1,68 \text{ m} \rightarrow T(1,68) = -17,13 \text{ KN} \end{array} \right.$$

c. Le moment fléchissant :

$$o \quad 0 \leq x \leq 1,72 \text{ m}$$

$$M(x) - 32,08x + 8,94x \frac{x}{2} = 0$$

$$M(x) = 32,08x - 8,94 \frac{x^2}{2}$$

$$\text{Pour } x = 0 \rightarrow M(0) = 0$$

$$\text{Pour } x = 1,72 \text{ m} \rightarrow M(1,72) = 41,95 \text{ KN m}$$

$$o \quad 1,80 \text{ m} \leq x \leq 3,60 \text{ m}$$

$$M(x) - 32,08x + 8,94 \times 1,72 \left(x - \frac{1,72}{2} \right) + \frac{13,53}{2} (x - 1,72)^2 = 0$$

$$\text{Pour } x = 1,72 \text{ m} \rightarrow M(1,72) = 41,94 \text{ KN m}$$

Pour $x = 4,22 \text{ m}$ $\rightarrow M(4,22) = 41,43 \text{ KN m}$

Le moment max :

$x = 2,95 \text{ m}$ $M(2,95) = 52,27 \text{ KN m}$

o $0 \text{ m} \leq x \leq 1,68 \text{ m}$

$$M(x) - 32,15x + 8,94 \frac{x^2}{2} = 0$$

pour $x = 0 \text{ m}$ $\rightarrow M(0) = 0 \text{ KN m}$

Pour $x = 1,68 \text{ m}$ $\rightarrow M(1,68) = 41,40 \text{ KN m}$.

En tenant compte des semi encastres les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

$$M_{\text{travée}} = 0,85 \times 52,27 = 44,43 \text{ KN m}$$

$$M_{\text{appui}} = -0,3 \times 52,27 = -15,68 \text{ KN m}$$

Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant à l'ELS :

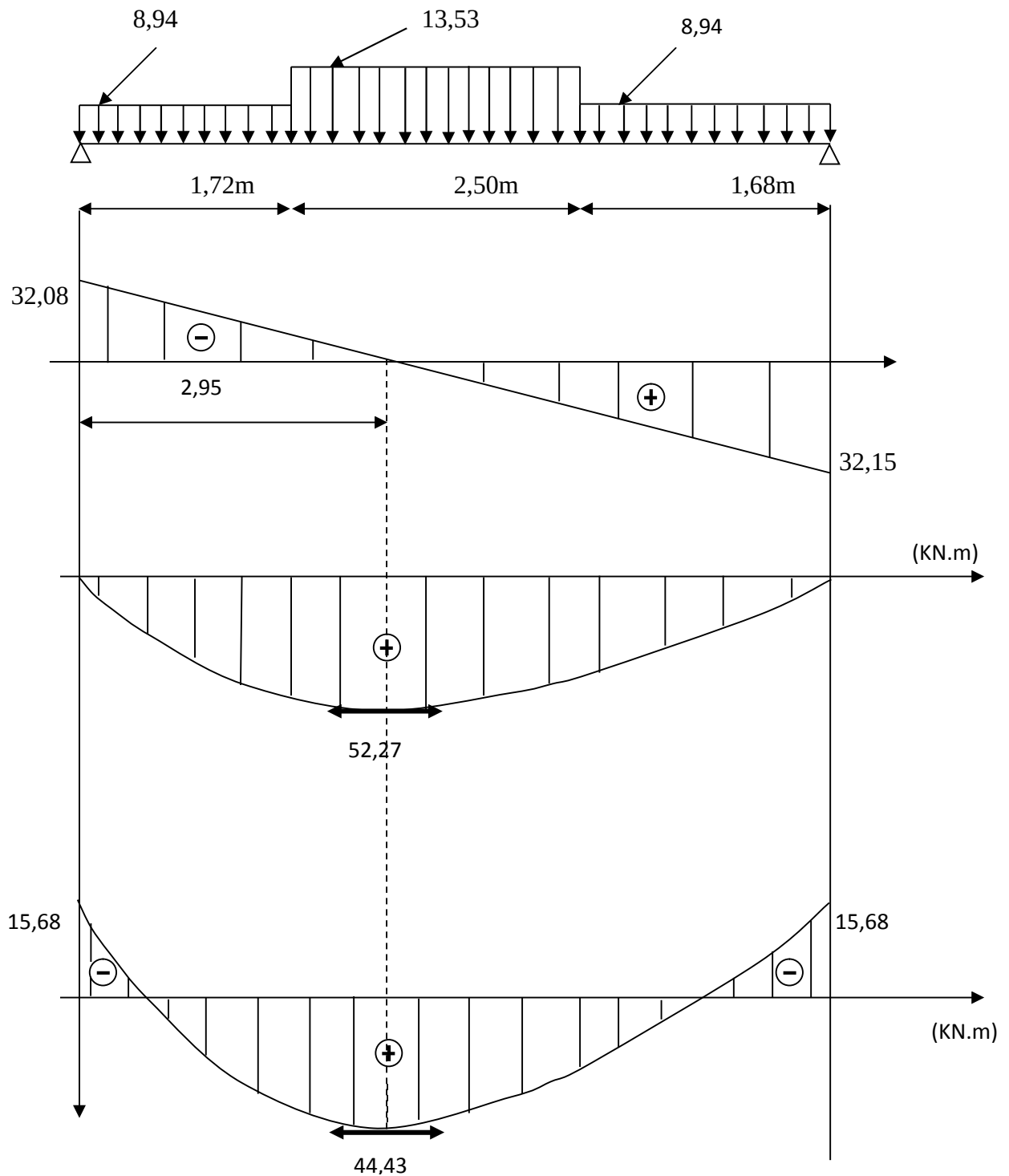


Fig III.29: Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

III.6.4.4. Vérification à l'ELS :**➤ Etat limite de résistance de béton à la compression:**

(Art.A.4.5, 2/BAEL 91 modifié 99)

La contrainte de compression est limitée à :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 12,06}{100 \times 18} = 0,67 \implies K_1 = 26,67 \text{ et } \beta_1 = 0,880$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_s} = \frac{44,43 \times 10^3}{0,880 \times 18 \times 12,06} = 232,58 \text{ MPa} \implies \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

$$\text{La contrainte dans le béton est : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{232,58}{26,67} = 8,72 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

➤ Vérification de la flèche :

Les règles (Art.B.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

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

Avec h : hauteur totale (20 cm)

L : portée entre nus d'appuis (L = 5,90 m) ;

M_t : moment max en travée (M_t = 44,43) ;

M₀ : moment max de la travée isostatique ;

A : section des armatures ;

b : largeur de la section ;

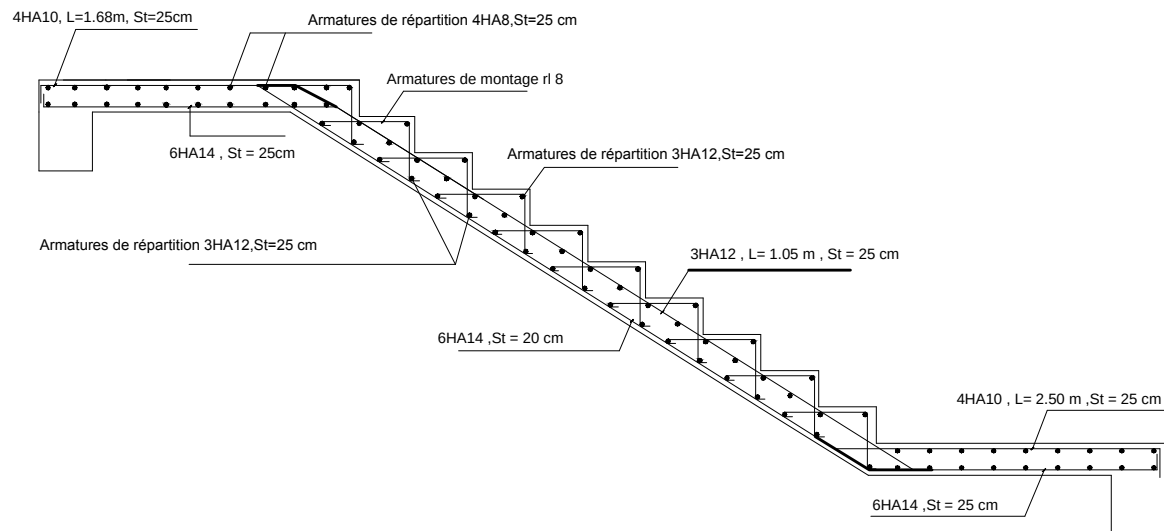
d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{590} = 0.034 \leq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

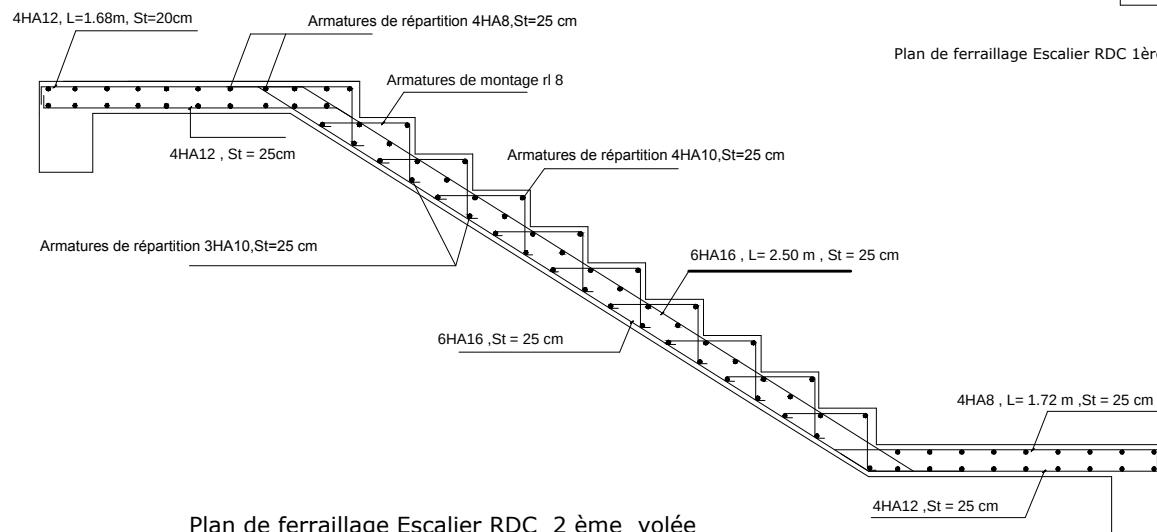
Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.



Plan de ferrailage Escalier RDC 1ère volée



Plan de ferrailage Escalier RDC 2ème volée

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil
Melle: DJADI Lilia Melle: SACI Malha	Plan de ferrailage Des Escalier	
Mr : DERRADJ		

III.7. Calcul de la poutre palière.**III.7.1. Pré dimensionnement de la poutre palière:**➤ **La hauteur de la poutre:**

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{510}{15} \leq h_t \leq \frac{510}{10}$$

$$34,00 \leq h_t \leq 51,00 \quad \text{Soit : } h_t = 40\text{m}$$

➤ **La largeur de la poutre**

Recommandation de RPA 99 Version 2003 :

$$h_t \geq 30, \quad b \geq 20, \quad 0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$$

$$\text{La poutre aura donc une section : } \left. \begin{array}{l} h_t = 40\text{cm} \\ b = 25\text{cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h_t}{b} = 1,6 < 4.$$

La section de la poutre palière est de (25x40) cm²**III .7.2. Charges et surcharges :**Poids propre $G = 25 \times 0,25 \times 0,40 = 2,5 \text{ KN/ml}$ Réaction du palier à l'ELU $R_u = 29,18 \text{ KN/ml}$ Réaction du palier à l'ELS $R_s = 21,05 \text{ KN/ml}$ Poids du mur extérieur $2,36(2,04 - 0,35) = 3,988 \text{ KN/ml}$ **Réaction d'appui :**

$$R = \frac{q \times L}{2} \Rightarrow q = \frac{2 \times R}{L}$$

$$\text{ELU} \rightarrow q = \frac{2 \times R_u}{L} \quad q = \frac{2 \times 29,18}{5,10} = 11,44 \text{ [KN / ml]}$$

$$\text{ELS} \rightarrow q = \frac{2 \times R_s}{L} \quad q = \frac{2 \times 21,05}{5,10} = 8,25 \text{ [KN / ml]}$$

III.7.3. Combinaisons de charges :

$$\text{ELU : } Q = 1,35 \times 2,5 + 29,18 = 32,56 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } Q = 2,5 + 21,05 = 23,55 \text{ [KN/ml]}$$

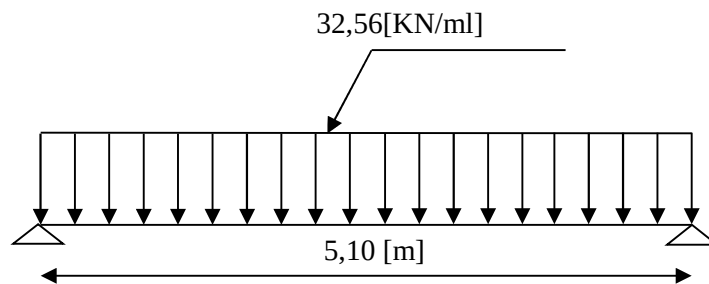
a-Moment fléchissant et l'effort tranchant à l'ELU

Fig III.29. Schéma statique de calcul à l'ELU.

$$M_0 = q_u \frac{l^2}{8} \quad M_0 = 32,56 \times \frac{(5,10)^2}{8} = 105,86 \text{ [KN.m]}$$

$$T = \frac{q \times l}{2} \quad T = \frac{32,56 \times 5,10}{2} = 83,03 \text{ [KN]}$$

Pour tenir compte de semi encastrement :

$$M_a = -0,30 M_0 = -0,30 \times 105,86 = -31,76 \text{ [K Nm]}$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 105,86 = 90 \text{ [KN m]}$$

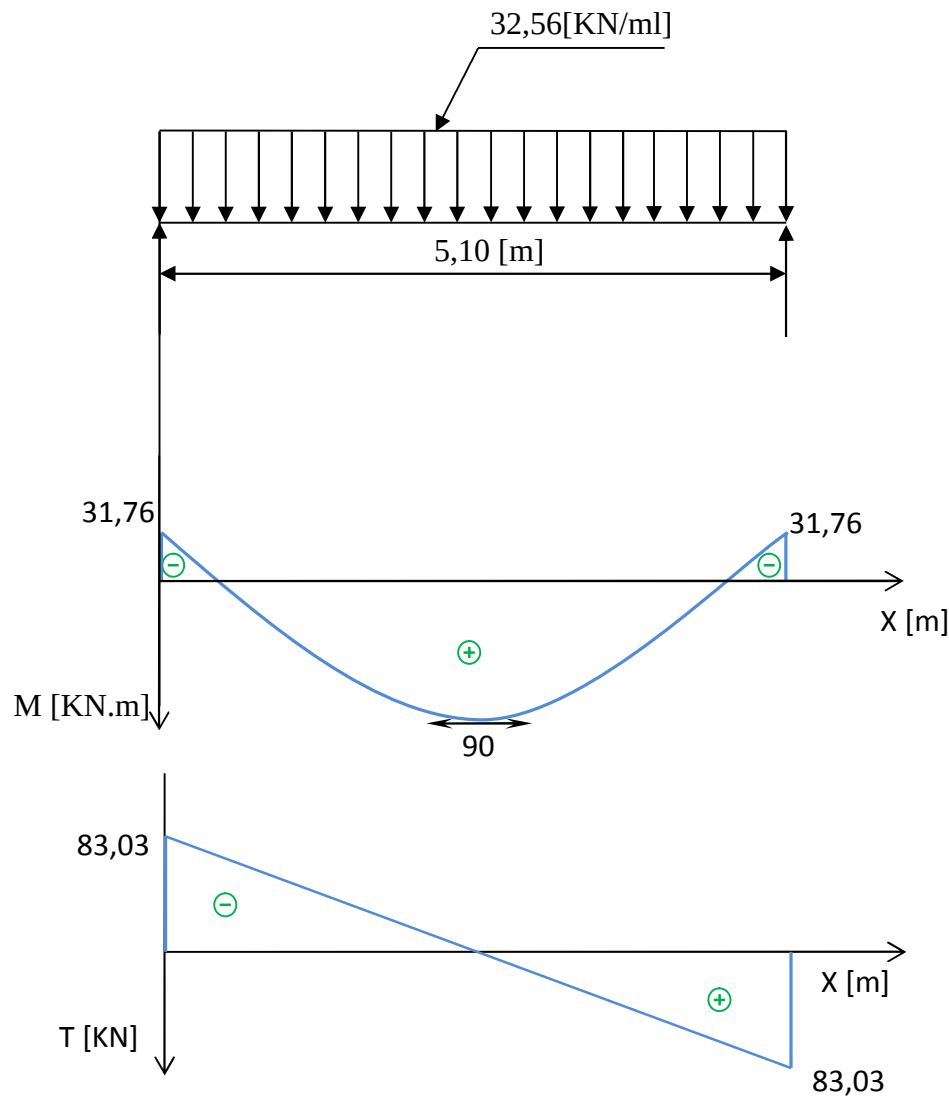


Fig III.30: Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELU.

III.6.4. Calcul des armatures à l'ELU :

Les moments max en travée et sur appuis sont comme suite :

$$M_{t \max} = 90 \text{ [KN m]} \quad M_{a \max} = 31,76 \text{ [KN m]}$$

a) En travée :

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\mu = \frac{90 \cdot 10^6}{250 \times 380^2 \times 14,2} = 0,176 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0,176 \rightarrow \beta = 0,902$$

$$A_{st} = \frac{M_{t \max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{90 \times 10^3}{0,902 \times 38 \times 348} = 7,55 [cm^2]$$

Soit : $A_{st} = 4T16 = 8,04 [cm^2]$ avec $\rightarrow S_t = 20 [cm]$

b) Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_{a \max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{31,76 \times 10^6}{250 \times 380^2 \times 14,2} = 0,062 < \mu_l = 0,392 \rightarrow SSA.$$

$$\mu = 0,035 \rightarrow \beta = 0,968$$

$$A_a = \frac{M_{a \max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \quad A_a = \frac{31,76 \times 10^3}{0,968 \times 38 \times 348} = 2,48 [cm^2]$$

Soit : $A_a = 3T12 = 3,39 [cm^2]$ avec $\rightarrow S_t = 20 [cm]$.

III.7.5. VERIFICATION A L'ELU :

a)Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91/ Art A.4.2):

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 25 \times 38 \times 2,1}{400} = 1,15 [cm^2]$$

- **En travée:** $A_t = 8,04 [cm^2] > A_{\min} = 1,15 [cm^2] \rightarrow$ Condition vérifiée
- **Aux appuis:** $A_a = 3,39 [cm^2] > A_{\min} = 1,15 [cm^2] \rightarrow$ Condition vérifiée

b-Vérification au cisaillement (BAEL91/ Art A.5.1,1):

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{83,03 \times 10^3}{380 \times 250} = 0,874 [MPa]$$

Fissuration peu nuisible

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

$$\tau_u = 0,874 MPa < \bar{\tau}_u = 3,33 MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

On doit vérifier que: $T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b$

$$T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 380 \times 250 \times 10^{-3} = 570 \text{ [KN]}$$

$$T_{\max} = 83,03 \text{ [KN]} < 570 \text{ [KN]} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sur les armature (BAEL91/ Art.A. 5.1,312):

Au niveau de l'appui :

Il est de bonne construction pour équilibrer l'effort tranchant d'ancrer la nappe d'armatures inférieures suffisante avec sa longueur de scellement il faut vérifier cette condition :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{ancré}}$$

$$\text{Avec : } A_{\text{ancré}} = \frac{\gamma_s \cdot T_{\max}}{f_e} \quad A_{\text{ancré}} = \frac{1,15 \times 83,03 \times 10}{400} = 2,39 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_{\text{adopté}} = 3,39 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\text{ancré}} = 2,39 \text{ [cm}^2\text{]} \rightarrow \text{Les armatures sont suffisantes}$$

d-Vérification de la contrainte l'adhérence (BAEL91/ Art .A.6.13):

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3,14 \times 1,6 = 20,10 \text{ [cm]}$$

$$\tau_{se} = \frac{83,03 \times 10^3}{0,9 \times 380 \times 201} = 1,21 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_{se} = 1,21 \text{ [MPa]} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ [MPa]} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec :

- τ_{se} : Contrainte d'adhérence limite ultime
- $\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence

d) Ancrage des barres:**Calcul de la longueur de scellement droit (BAEL91/ Art .A.6.1,22):**

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4\tau_{su}}$$

Avec : $\tau_{su} = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28}$

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

$$L_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,44 \text{ [cm]}$$

On prend $\rightarrow L_s = 60 \text{ [cm]}$

Etant donnée la longueur de scellement dépasse la largeur du poteau a qui les barres sont ancrée alors le B.A.E.L.91 admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet dont la longueur d'ancrage hors crochet égale à $0,4L_s$ s'il s'agit d'une barre à haute adhérence de classe FeE400 ou FeE500 (BAEL1A.6.1.253)

$$L_C = 0,4L$$

$$L_C = 0,4 \times 60 = 24 \text{ [cm]}.$$

e) Exigence de (R.P.A99 version 2003) [Art 7.5.2.2].**Escapement:**

$$S_t \leq \min(0,9d, 40\text{cm}) = \min(34,2, 40) = 34,2 \text{ [cm]}$$

$$\text{Zone nodal: } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi, 30\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}, 12 \times 1,6\right) = 10 \text{ [cm]}.$$

$$\text{Soit : } S_t = 10 \text{ [cm]}.$$

$$\text{Zone courant: } S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ [cm]}$$

$$\text{Soit : } S_t = 20 \text{ [cm]}$$

Quantité d'armatures transversales minimale :

$$A_t = 0,003 S_t b = 0,003 \times 20 \times 25 = 1,5 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,5 \text{ cm}^2. \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

f-Pourcentage minimum des armatures transversales (BAEL91Art .5.1,22)

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

$$\text{Avec : } A_{\text{min}} = \frac{0,4 \cdot b \cdot S_t}{f_e} \quad A_{\text{min}} = \frac{0,4 \times 25 \times 20}{400} = 0,5 [\text{cm}^2]$$

$$A_{\text{adopté}} = 3,39 [\text{cm}^2] > A_{\text{min}} = 0,38 [\text{cm}^2] \quad \rightarrow \text{Les armatures sont suffisantes}$$

III.7.6. Calcul à l'ELS :

$$\text{ELS : } R_s = 21,05 [\text{KN}]$$

$$R = \frac{q \times L}{2} \Rightarrow q = \frac{2 \times R}{L}$$

$$\text{ELS} \rightarrow q = \frac{2 \times R_s}{L} \quad q = \frac{2 \times 21,05}{5,10} = 8,25 [\text{KN / ml}]$$

$$Q = 2,5 + 8,25 = 10,75 [\text{KN/ml}]$$

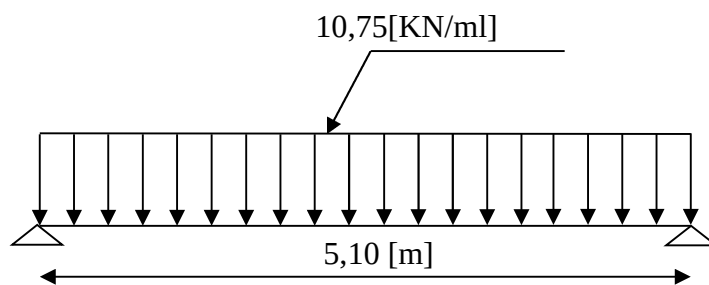


Fig .III.31: Schéma statique de calcul à l'ELS.

➤ Moment fléchissant et l'effort tranchant à l'ELS :

$$M_0 = q_u \frac{l^2}{8} \quad M_0 = 10,75 \times \frac{(5,10)^2}{8} = 49,95 [\text{KN} \cdot \text{m}]$$

$$T = \frac{q \times l}{2} \quad T = \frac{10,75 \times 5,10}{2} = 27,41 [\text{KN}]$$

Pour tenir compte de semi encastrement :

$$M_a = -0,30 M_0 = -15 [\text{KN m}]$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 42,46 [\text{KN m}]$$

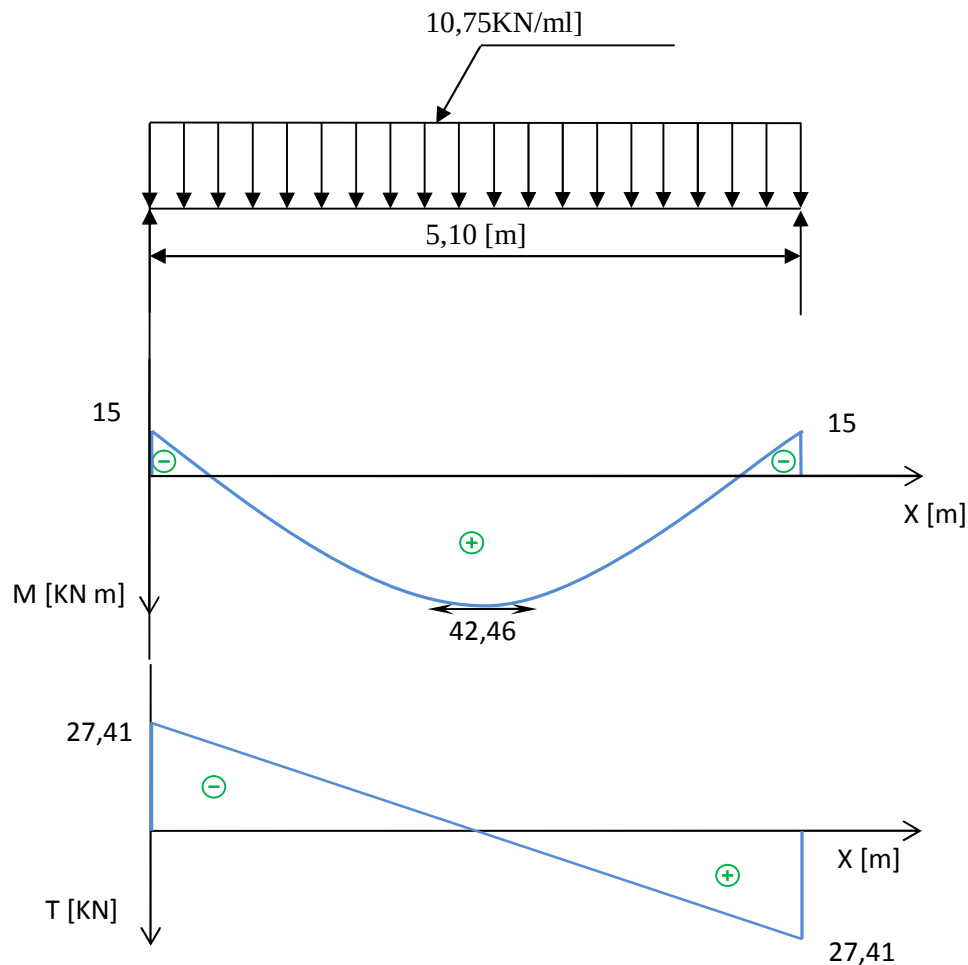


Fig.III.32: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

III.7.7. Vérification à l'ELS :

a) Vérification de la résistance à la compression du béton (BAEL91Art. A.4.5,2)

On doit vérifier :

- $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ avec $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [MPa]}$
- $\sigma_{st} = K \cdot \sigma_{bc}$ avec $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$
- $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

En travée**➤ Dans l'acier**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_{st} = 4HA16 = 8,04 \text{ [cm}^2\text{]}$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 8,04}{25 \times 38} = 0,846 \rightarrow \beta_1 = 0,869 \rightarrow k = 23,17$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_{st} = \frac{42,46 \times 10^6}{0,869 \times 380 \times 804} = 201,71 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{st} = 201,71 \text{ [MPa]} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ [MPa]} \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

➤ Dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{201,71}{23,17} = 8,71 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = 8,71 \text{ [MPa]} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [MPa]} \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

Aux appuis

La section d'armatures adoptée à l'ELU aux appuis est $A_{st} = 3HA12 = 3,39 \text{ [cm}^2\text{]}$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 38} = 0,357 \rightarrow \beta_1 = 0,907 \rightarrow k = 38,76$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 10^6}{0,907 \times 380 \times 339} = 128,38 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{st} = 128,38 \text{ [MPa]} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ [MPa]} \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

➤ **Dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{128,38}{38,76} = 3,31[\text{MPa}]$$

$$\sigma_{bc} = 3,31[\text{MPa}] < \bar{\sigma}_{bc} = 15[\text{MPa}]. \quad \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

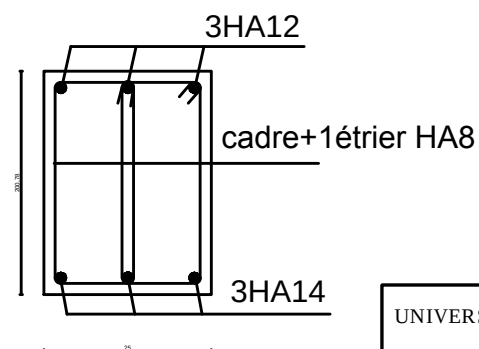
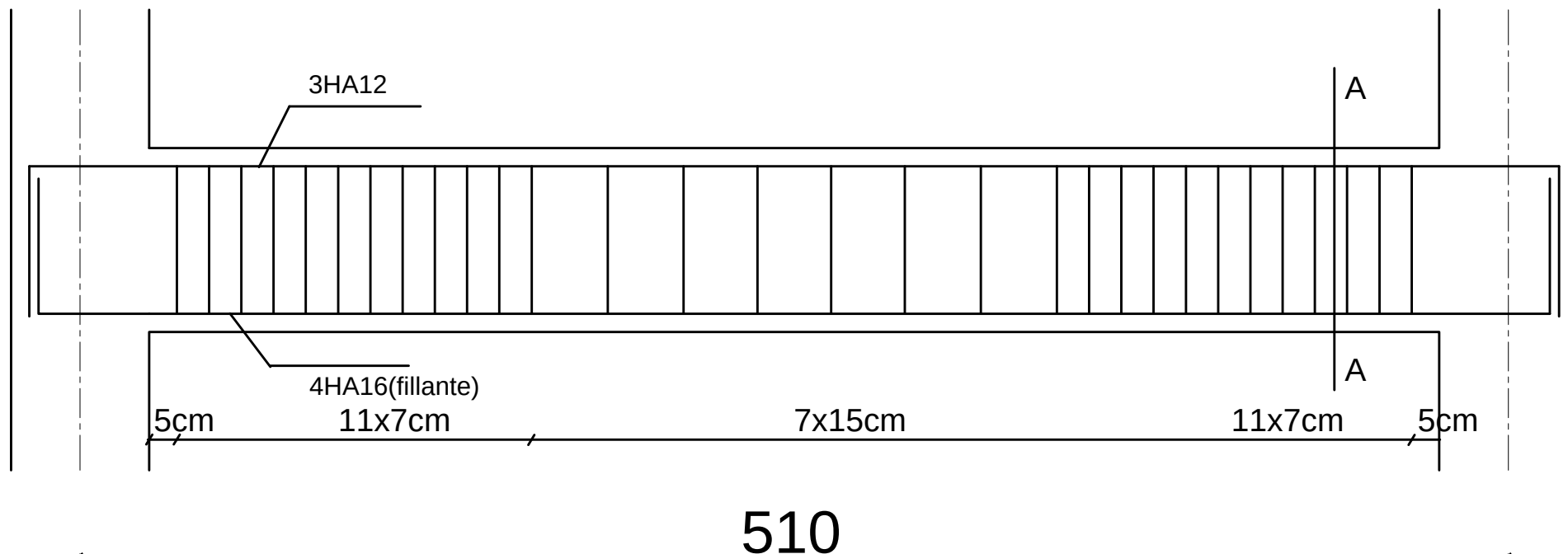
b-Vérification de l'état limite de déformation

On peut se dispenser de la justification de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites.

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$
- $\frac{A_t}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{F_e}$
- $\frac{h}{L} = \frac{40}{510} = 0,078 > \frac{1}{16} = 0,062 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$
- $\frac{h}{L} = 0,078 > \frac{42,46}{10 \times 49,95} = 0,085 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$
- $\frac{A_t}{b d} = \frac{8,04}{25 \times 38} = 0,0085 < \frac{3,6}{400} = 0,009 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$

Conclusion :

Les contraintes à l'ELS étant vérifiée le calcul à l'ELS n'est pas nécessaire ; on adopte les armatures calculée à l'ELU.



Coupe A-A

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil
Melle: DJADI Lilia Melle: SACI Malha	Plan de ferrailage de la poutre palière	
Mr : DERRADJ		

CHAPITRE

IV

calcul des planches

IV. Calcul des planchers :

IV.1. Introduction :

La structure est composée de plancher à corps creux d'épaisseur (16+5) coulée sur place armée d'un quadrillage « treillis soudé » de nuance (TLE520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas excéder à.

- 20 [cm] pour les armatures $\perp$ aux poutrelles ; (Art.B.6.8-423_B.A.E.L.91_modifié.99)
- 33 [cm] pour les armatures // aux poutrelles

IV.2. Calcul des armatures :

❖ **La section d'armatures perpendiculaire aux poutrelles :**

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \geq \text{Si } L' \leq 50 \text{ [cm]}$$

$$A_{\perp} \geq A_{\perp} = \frac{4 \times L'}{f_e} \text{ Si } 50 \leq L' \leq 80 \text{ [cm]}$$

L' : entre axes des poutrelles en [cm]

$$\text{Dans notre cas } L' = 65 \text{ [cm]} \quad A_{\perp} = \frac{4 \times L'}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ [cm}^2 \text{ / .ml]}$$

Selon le tableau des armatures on adoptera 5T5 = 0.98 cm² dont l'espacement est de 20 cm

❖ **La section d'armatures parallèle aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ [cm}^2 \text{ / .ml]}$$

Soit 5T5 avec un espacement de 20 cm.

• Conclusion :

La dalle de compression sera ferrailée par treillis soudé TLE520 de dimension 5 x 5 x 200 x 200 mm²

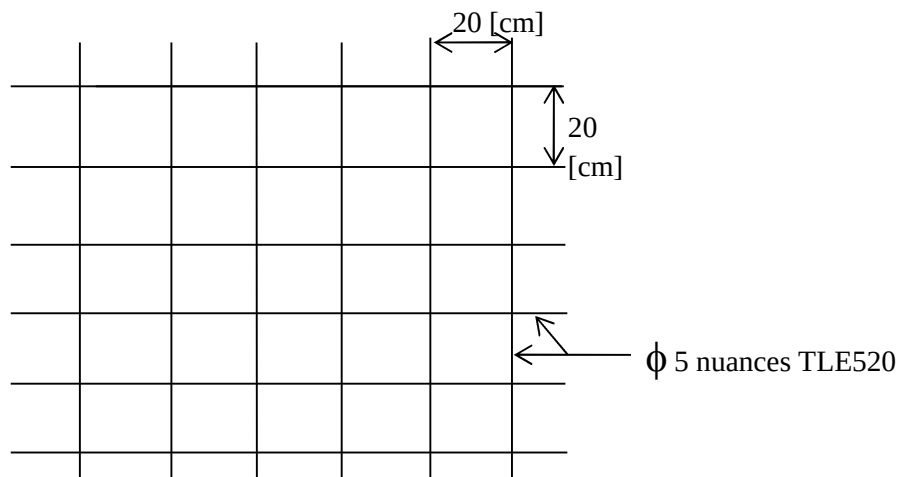


Fig IV.1-Treillis soudé de 20x20 [cm]

IV.3. Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont préfabriquées, et seront calculées en deux étapes, avant et après le coulage de la dalle de compression.

❖ Les dimensions de la section en T:

$b = 65\text{cm}$, distance entre axes de deux poutrelle.

$h = (16+5)$, hauteur du plancher en corps creux.

$b_0 = 12\text{cm}$, largeur de la poutrelle.

$h_0 = 5\text{ cm}$, épaisseur de la dalle de compression.

$b_1 = \text{débord. } b_1 = (b - b_0) / 2 = (65 - 12) / 2 = 26.5\text{ cm.}$

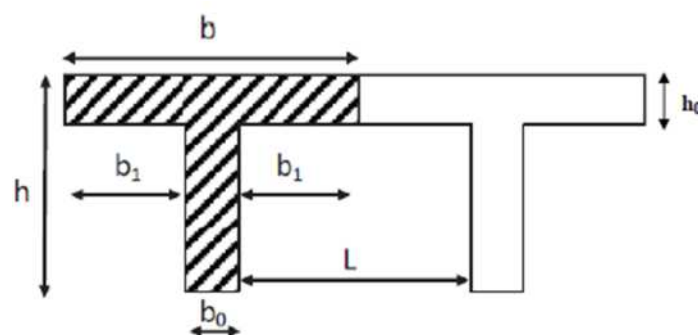


Figure .IV.2: Section en T.

IV.3.1 Avant coulage de la dalle de compression :

Avant le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités (figure III.2). Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

❖ Calcul à l'ELU

- poids propre de la poutrelle $25 \times 0,12 \times 0,05 = 0,15 \text{ KN/ml}$
- poids propre du corps creux $0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/ml}$
- surcharge Q due au poids propre de l'ouvrier $Q = 1 \text{ KN/ml}$

La hauteur de la poutrelle est de $h = 21 \text{ cm}$

La hauteur de la dalle de compression..... $h_0 = 5 \text{ cm}$

La largeur de la nervure $b_0 = 12 \text{ cm}$

Enrobage $c = 2 \text{ cm}$

La hauteur utile $d = 21 - 2 = 19 \text{ cm}$

La largeur de la dalle de compression $b = 65 \text{ cm}$

a. Combinaison d'actions :

A l'ELU : $Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 (0,15 + 0,62) + 1,5 \times 1 = 2,54 \text{ KN/ml}$

A l'ELS : $Q_s = G + Q = (0,15 + 0,62) + 1 = 1,77 \text{ KN/ml}$

b. Calcul des efforts internes max :

➤ Calcul du moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8}$$

$$M_u = \frac{2,54 \times (5,45)^2}{8} = 9,43 [\text{KN.m}]$$

➤ Calcul de l'effort tranchant

$$V_u = \frac{q_u l}{2}$$

$$V_u = \frac{2,54 \times 5,45}{2} = 6,92 [\text{KN}]$$

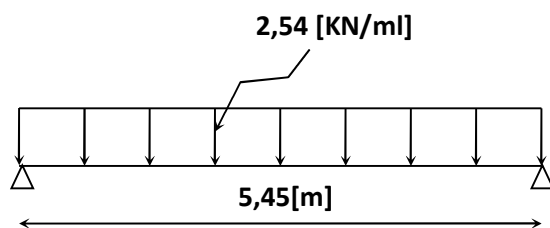


Fig.IV.3 Schéma isostatique

c. Calcul des armatures : les armatures sont données par la formule suivante :

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9,43 \times 10^3}{12 \times 3^2 \times 14,2} = 6,15$$

$$\mu_l = 0,392 ; \quad \mu_b > \mu_l \longrightarrow \text{S.D.A}$$

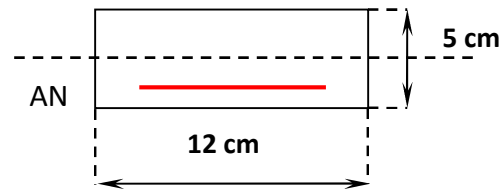


Fig .IV.4 : Coupe transversale de la poutre

• Conclusion :

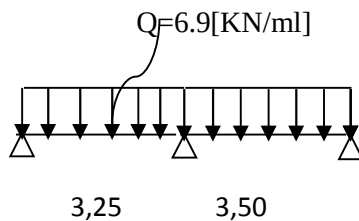
Vue la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir un étiage pour aidé la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

VI.3.2. Après coulage de la dalle de compression :

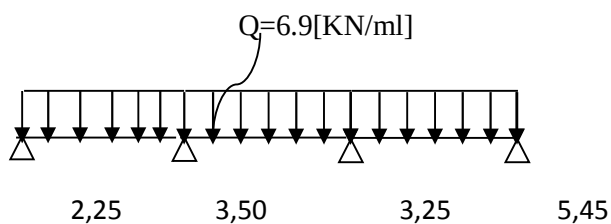
Après coulage de la dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre continue en Té qui repose sur plusieurs appuis, partiellement encastré à ces deux extrémités elle est soumise aux charges suivantes :

Nous avons 5 cas à étudier :

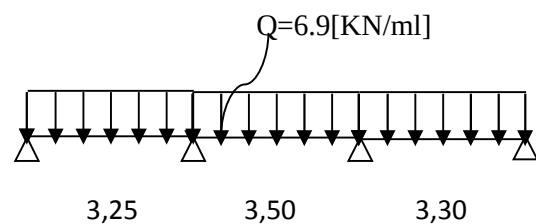
1^{er} cas :



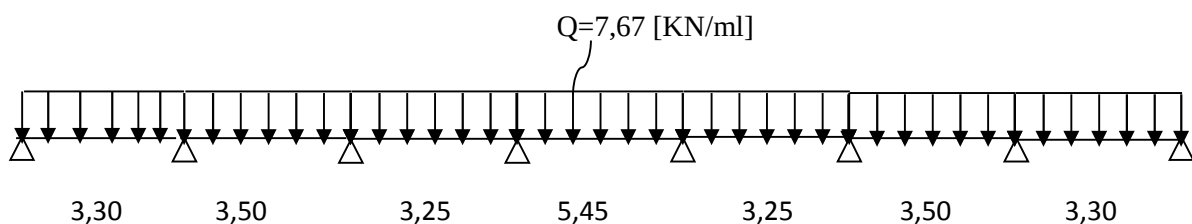
2^{eme} cas :

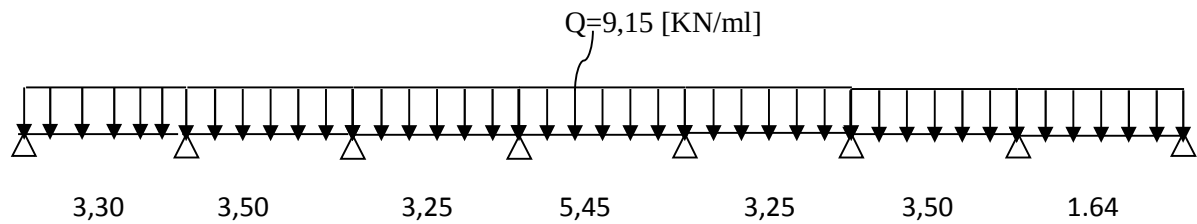


3^{eme} cas :



4^{eme} cas :



5^{eme} cas :

Poids du plancher $G = 6,14 \times 0,65 = 4 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation $Q = 1,5 \times 0,65 = 1 \text{ KN/ml}$

a. Combinaison d'actions :

À l'ELU : $Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times (4) + 1,5 \times (1) = \mathbf{6.9 \text{ KN/ml}}$

À l'ELS : $Q_s = G + Q = 4 + 1 = 5 \text{ KN/ml}$

b. Calcul des efforts internes :**➤ Calcul des moments :**

La détermination des moments se fera à l'aide de l'une des trois méthodes suivantes :

- ✓ Méthode forfaitaire.
- ✓ Méthode des trois (3) moments.
- ✓ Méthode de Caquot.

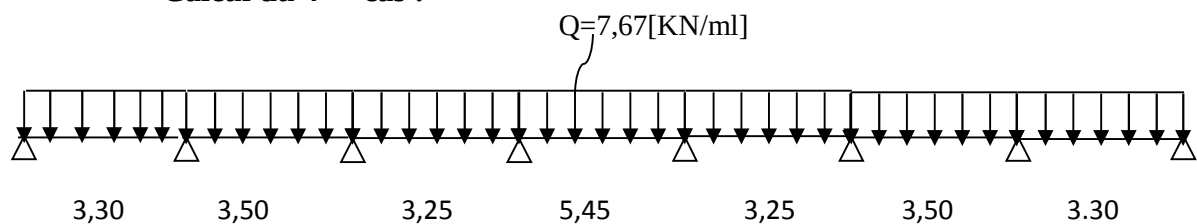
• Calcul du 4^{eme} cas :

Fig.IV.5 : Schéma statique de la poutrelle

c. Choix de la méthode de calcul :**Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

$$1. \begin{cases} Q = 5 \text{ KN/ml} < 2G = 8 \text{ KN/ml} \longrightarrow \text{condition vérifiée} \\ Q \leq 5 \text{ KN} \end{cases}$$

2. les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité $\longrightarrow$ condition vérifiée

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

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

$$\frac{3,30}{3,50} = 0,94, \quad \frac{3,50}{3,25} = 1,07, \quad \frac{3,25}{5,45} = 0,59, \quad \frac{5,45}{3,25} = 1,67, \quad \frac{3,25}{3,50} = 0,92, \quad \frac{3,50}{3,30} = 1,06$$

$\longrightarrow$ Condition non vérifiée

4. la fissuration est considérée comme non préjudiciable. $\longrightarrow$ Condition vérifiée

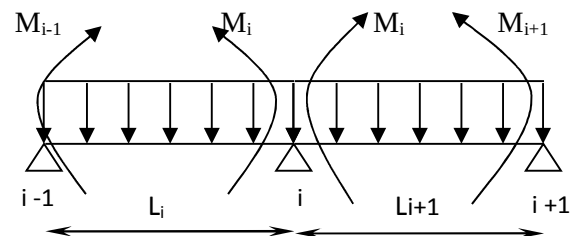
• Conclusion

Vu que l'Hypothèse 3 n'est pas vérifiée donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

Dans ce cas on va utiliser la méthode des trois moments.

Méthode des trois moments :

Exposition de la méthode :



1. Rappel :

Les équations des trois moments donnés par les expressions suivantes :

• Aux appuis :

$$M_{i-1} \cdot l_i + 2 \cdot M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} \cdot l_{i+1} = 6EI \cdot (\varphi_{ie} - \varphi_{iw})$$

• En travée

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_{i+1}} \dots \dots \dots (1)$$

$$\mu(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 \dots \dots \dots (2)$$

Injectant (2) dans (1) on aura : $M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} + 1 \frac{x}{l_i}$

La position du moment max $\rightarrow \rightarrow \rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \rightarrow x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q.l_i}$

Avec :

M_{i-1} , M_i et M_{i+1} : Sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis « i-1 », « i » et « i+1 ».

L_i : Portée de la travée à gauche de l'appui 'i'.

L_{i+1} : Portée de la travée à droite de l'appui 'i'.

P_i : Charge répartie à gauche de l'appui 'i'.

P_{i+1} : Charge répartie à droite de l'appui 'i'.

2. Les combinaisons de charge :

La charge et surcharge revenant à un mètre linéaire de poutrelle du l'étage courant

$g = 4 \text{ KN/ml}$

$q = 1,5 \text{ KN/ml}$

A l'ELU : $Q_u = 1,35.g + 1,5 q = 1,35 \times 4 + 1,5 \times 1,5 = 7,65 \text{ KN/ml}$

A l'ELS : $Q_s = g + q = 4 + 1,5 = 5,5 \text{ KN/ml}$

3. Calcul a l'ELU :

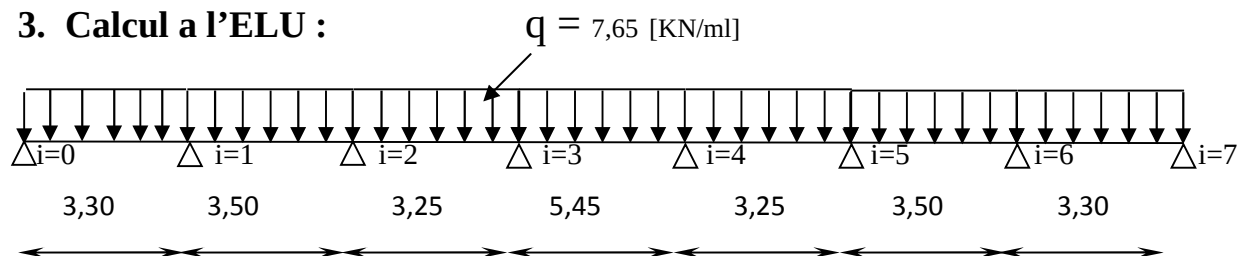


Figure IV.6 : Schéma statique d'une poutre sur plusieurs appuis

a. Calcul des moments aux appuis :

$$M_0 = M_7 = 0$$

$$13,60M_1 + 3,50M_2 = -150,73 \dots\dots\dots (1).$$

$$3,50M_1 + 13,50M_2 + 3,25M_3 = -147,65 \dots\dots\dots (2).$$

$$3,25M_2 + 17,40M_3 + 5,45M_4 = -375,25 \dots\dots\dots (3).$$

$$5,45M_3 + 17,40M_4 + 3,25M_5 = -375,25 \dots\dots\dots (4).$$

$$3,25M_4 + 13,50M_5 + 3,50M_6 = -147,65 \dots\dots\dots (5).$$

$$3,50M_5 + 13,60M_6 = -150,73 \dots\dots\dots (6).$$

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

$$M_0 = 0 \text{ KN.m} \quad M_1 = -9,90 \text{ KN.m} \quad M_2 = -4,55 \text{ m} \quad M_3 = -15,77 \text{ KN.m} \quad M_4 = -15,76 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -4,61 \text{ KN.m} \quad M_6 = -9,90 \text{ KN.m} \quad M_7 = 0 \text{ KN.m}$$

b. Calcul des moments en travée :**Tableau récapitulatif :**

Longueur	Travée	Q (KN /m)	M _i [KN.m]	M _{i+1} [KN.m]	X (m)	Mt [KN.m]
3,30	Travée 0-1	7,65	0	-9,90	1,26	6,05
3,50	Travée 1-2	7,65	-9,90	-4,60	1,95	4,64
3,25	Travée 2-3	7,65	-4,60	-15,77	1,17	0,71
5,45	Travée 3-4	7,65	-15,77	-15,76	2,74	12,64
3,25	Travée 4-5	7,65	-15,76	-4,61	2,07	0,70
3,50	Travée 5-6	7,65	-4,61	-9,90	1,60	4,61
3,30	Travée 6-7	7,65	-9,90	0	2,04	6,05

Tableau. IV.1. Calcul des moments en travée

C. Calcul des efforts tranchant :

$$V(x) = \frac{q_u l_i}{2} - q_u x + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

- Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Longueur	Travée	Q (KN /m)	M_i [KN.m]	M_{i+1} [KN.m]	$V_i(x=0)$ [KN]	$V_{i+1}(x=l_i)$
3,30	Travée 1-2	7,65	0	-9,90	9,62	-15,62
3,50	Travée 2-3	7,65	-9,90	-4,60	14,90	-11,87
3,25	Travée 3-4	7,65	-4,60	-15,77	9,00	-15,87
5,45	Travée 4-5	7,65	-15,77	-15,76	20,85	-20,85
3,25	Travée 5-6	7,65	-15,76	-4,61	15,86	-9,00
3,50	Travée 6-7	7,65	-4,61	-9,90	11,87	-14,90
3,30	Travée 7-8	7,65	-9,90	0	15,62	-9,62

Tableau. IV.2. Calcul de l'effort tranchant

Diagrammes des efforts internes et d'efforts tranchant :

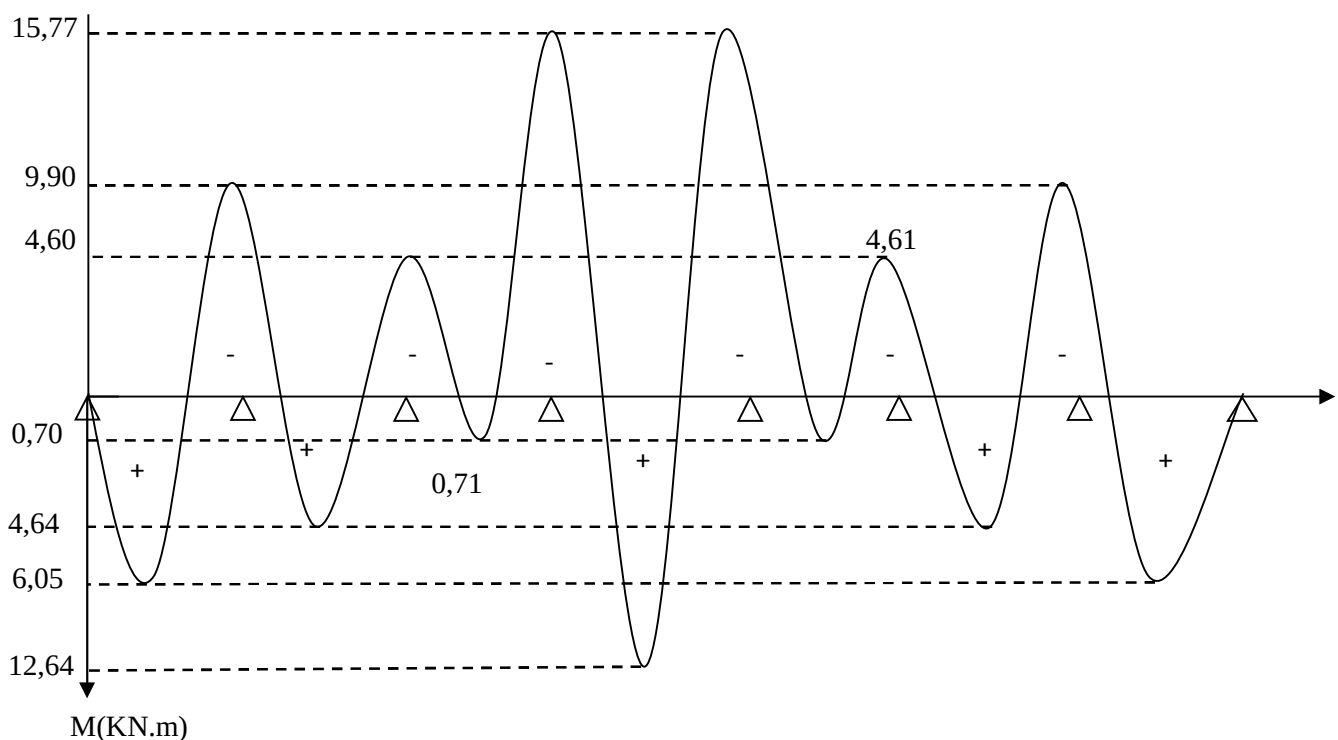


Fig. IV.7 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELU

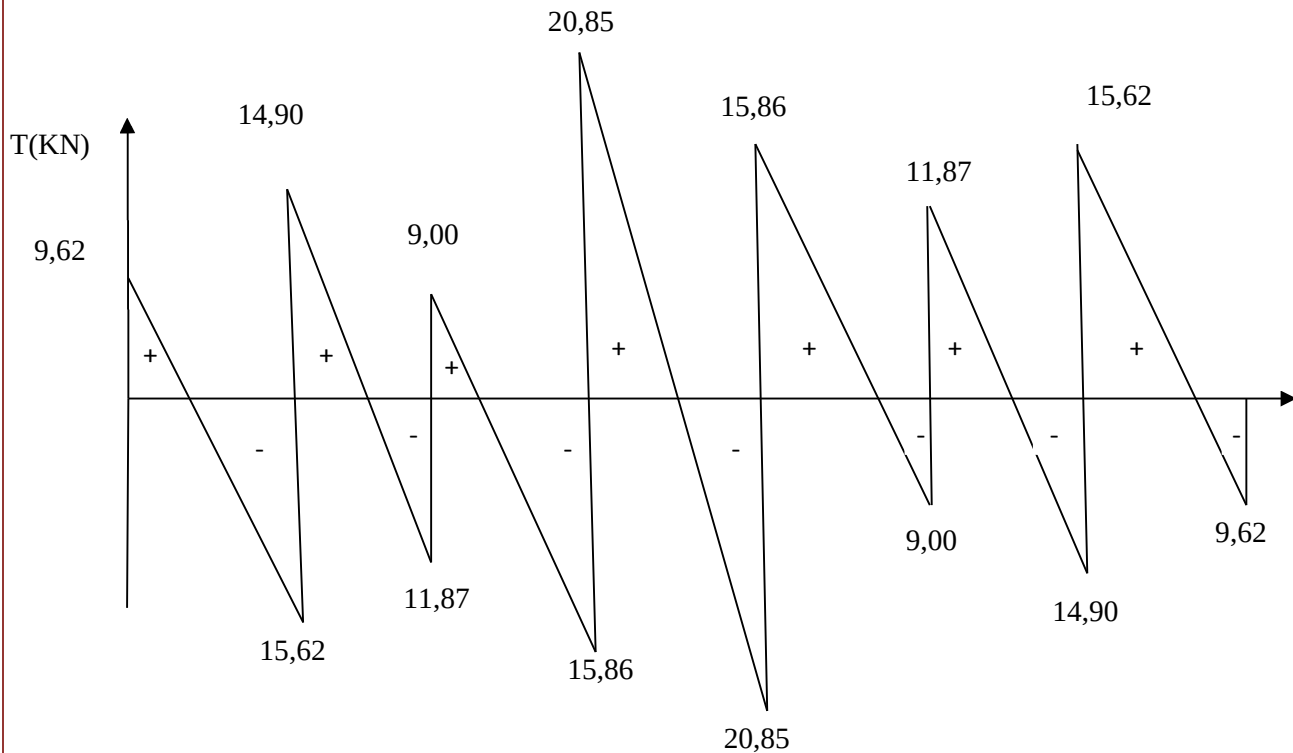


Fig .IV.8 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

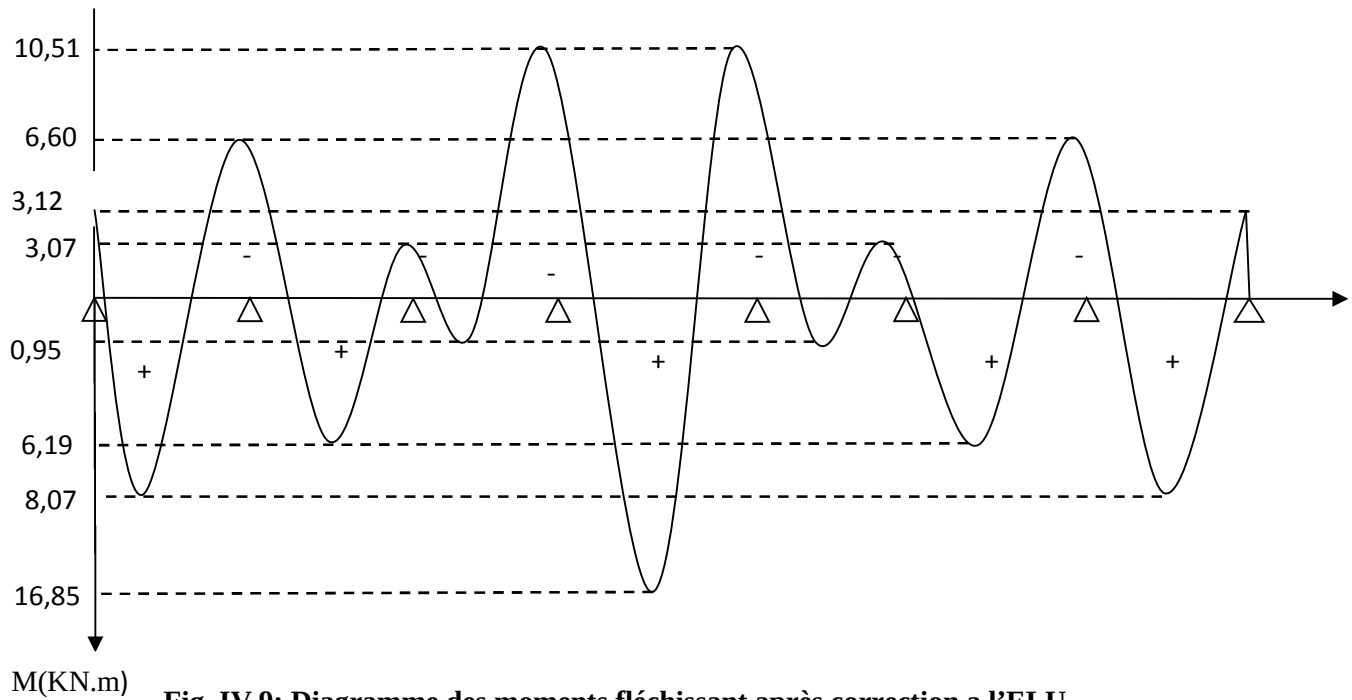
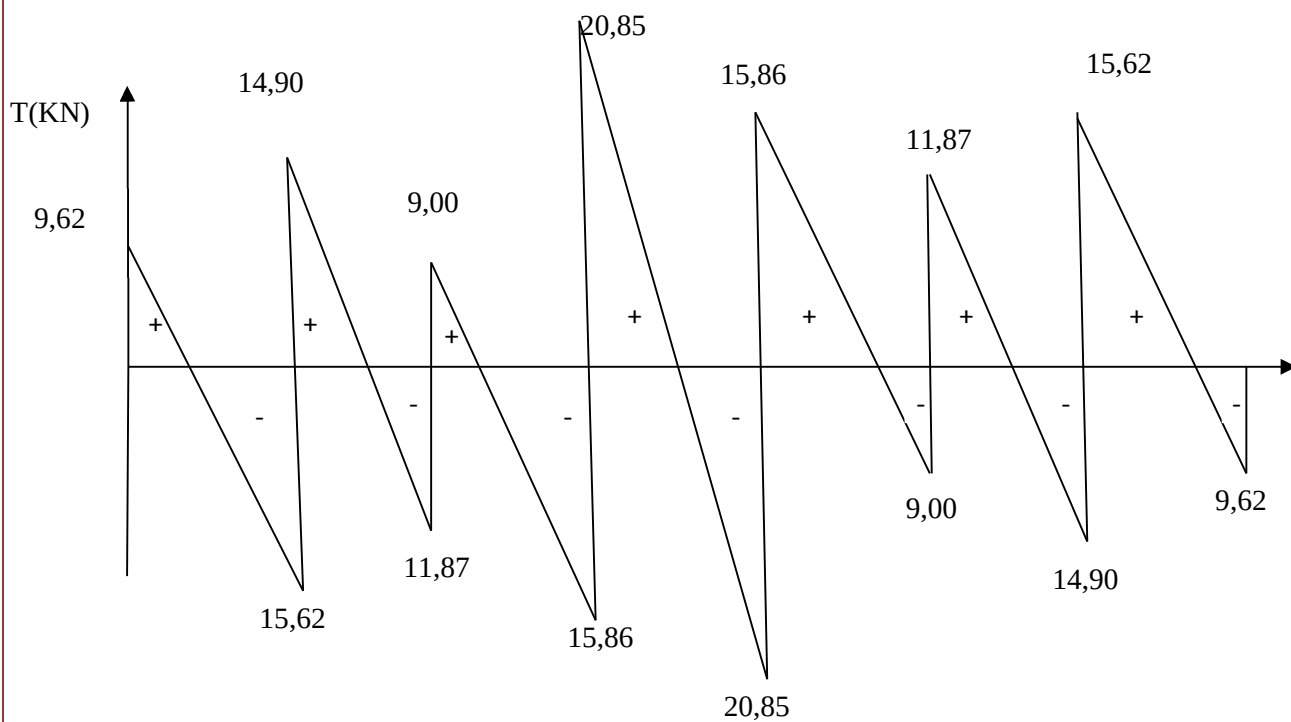
N.B : Les moments calculés par la méthode des trois moments sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

- Augmentation de $1/3$ pour les moments en travée
- Diminution de $1/3$ pour les moments aux appuis.

Pour tenir compte des semi encastrements d'appuis de rives (0 et 4) on multiplie les moments isostatiques par le coefficient 0,3

$$M_0 = (q_u \times l^2 / 8) \times 0,3 = -3,12 \text{ [KN.ml]}$$

$$M_7 = (q_u \times l^2 / 8) \times 0,3 = -3,12 \text{ [KN.ml]}$$

Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants après correction :**Fig. IV.9: Diagramme des moments fléchissant après correction a l'ELU****Fig .IV.10 : Diagramme des efforts tranchants après correction à l'ELU**

Remarque : Après avoir fait les calculs des 4 cas on a trouvé le cas le plus défavorable est celui du quatrième cas, On ignore les autre cas.

N.B : On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées en utilisant le moment maximum qui correspond à la plus grande travée

$$M_{t \max} = 16,85 \text{ KN.m et } M_{3 \max} = 10,51 \text{ KN.m}$$

-Caractéristiques géométriques de la section de calcul :

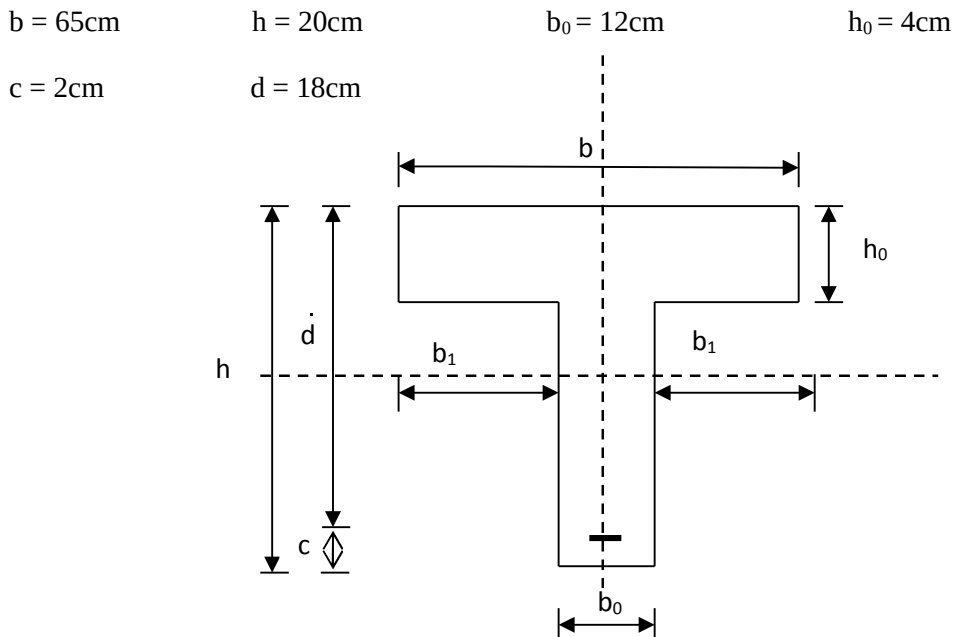


Fig. IV.11 : Section de calcul de la poutrelle après coulage de la dalle de compression (Section en T)

-Caractéristiques des matériaux :

$$f_{bu} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

M_0 : Moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

$$M_0 = b h_0 f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_{t \max} = 16,85 \text{ KN.m} < M_0 = 59,072 \text{ KN.m} \rightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé, la section en T se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de hauteur "h".

Calcul des armatures longitudinales :• **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 \times f_{bu}} = \frac{16,85}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,0563 < 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA} \rightarrow (A_{sc} = 0).$$

$$\mu = 0,0563 \rightarrow \beta = 0,970 \text{ (Du tableau de BAEL)}$$

-Les armatures nécessaires (traction) :

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{16,85 \times 10^2}{0,970 \times 0,18 \times 348 \times 10^5} = 2,77 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_{st} = 3\text{HA}12 = 3,38 \text{ cm}^2$

• **Aux appuis :**

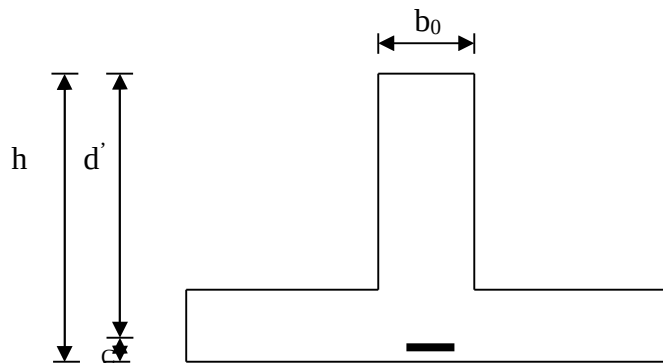
Les moments aux appuis sont négatifs, donc on renverse la section en T et on considère les moments positifs.

$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$c = 2 \text{ cm}$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$d' = 18 \text{ cm}$$



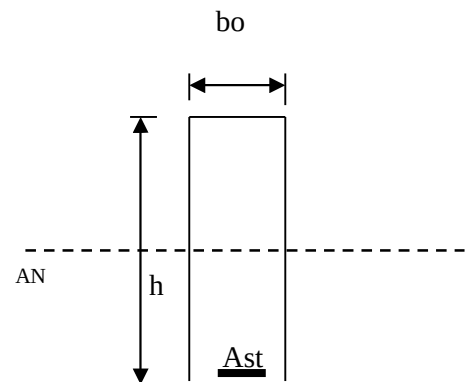
Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension $b_0 \times h$

-Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d'^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10,71}{0,12 \times 0,18^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,1904$$

$$\mu = 0,1904 < 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction



$$\mu = 0,1904 \rightarrow \beta = 0,892$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d' \times f_{su}} = \frac{10,51 \times 10^2}{0,892 \times 0,18 \times 348 \times 10^5} = 1,88 \text{ cm}^2 \text{ Soit } A_{st} = 2\text{HA}12 = 2,25 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures transversales :

- Diamètre des aciers transversaux (a A-7-2-2) :**

Il faut vérifier que :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(10mm; 5,71mm; 12mm)$$

On adopte un diamètre $\phi_t = 6mm$

- La section des armatures transversales :**

$$A_t = 2\phi_6 = 0,56cm^2$$

- L'espacement entre les cadres :**

$$S_t = \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

$$S_{t1} = \min(0,9d; 40cm) = 16,2cm$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t}{0,4} \cdot \frac{f_e}{b_0} = \frac{0,56 \times 235}{0,4 \times 12} = 27,42cm$$

$$\tau_u = \frac{T^{\max}}{b_0 d} = \frac{20,85 \cdot 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,97cm$$

$$S_{t3} \leq \frac{0,8 \cdot f_e \cdot A_t}{(\tau_u - 0,3 f_{t28}) b_0} = \frac{0,8 \times 235 \times 0,56}{(0,97 - 0,3 \times 2,1) \times 12} = 25,80cm$$

$$S_t = \min(16,2cm; 27,42cm; 25,80cm) = 16,2cm \text{ Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

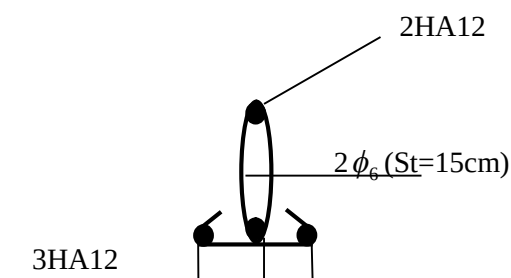


Fig.IV.12 : Schéma de ferrailage de la poutrelle.

IV.3.2.1 Les vérifications :**IV.3.2.1.1 Vérification de la condition de non fragilité :**

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

En travée $A_t = 3,38 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Aux appuis $A_a = 2,25 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

IV.3.2.1.2 Vérification à l'effort tranchant :

Fissuration peu préjudiciable :

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

$$\tau_u = \frac{v_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{20,85 \cdot 10}{12 \times 18} = 0,97 < 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

IV.3.2.1.3 Justification des sections d'appuis vis-à-vis de l'effort tranchant (A-5.1.3):

- Appuis de rive :**

Pour équilibrer l'effort tranchant sur l'appui on doit prolonger les armatures inférieures au-delà du bord de l'appui, cette section d'armature doit vérifier la condition suivante :

$$A_{st \text{ ancrée}} \geq \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{20,85 \times 10^{-3}}{348 \times 10^{-4}} = 0,60 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 3,38 \text{ cm}^2 > 0,60 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{CV.}$$

Donc on peut prolonger les armatures inférieures qu'on a déjà calculées.

IV.3.2.1.4 Ancrage des armatures (longueur de scellement) :

La longueur de l'ancrage droit nécessaire :

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

$$L_s = \frac{\phi x f_e}{4 x \tau_s} = \frac{1,00 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

Pour les aciers à haute adhérence **FeE400**, **l_s=40cm**.

Le règlement de BAEL 91 admet que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à **0,4 L_s** pour les aciers **H.A.** $2\phi = 2\text{cm}$

Donc : $L_c = 0,4L_s = 0,4 \times 40 = 16\text{cm}$

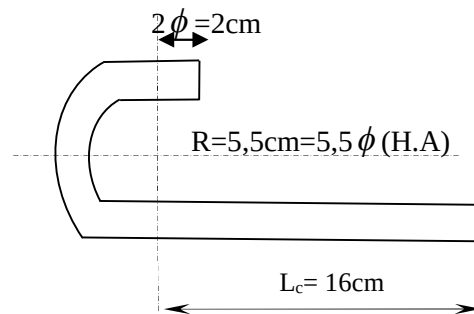


Fig.IV.13 : Définition de l'ancrage normal.

IV.3.2.1.5 Vérification des contraintes tangentielles (cisaillement) :

- **Au niveau de la liaison hourdis/âme :**

$$\tau_u = \frac{V_u(b-b_0)}{h_0 2bZ_b} \leq \bar{\tau}_u \quad (\text{Art-A.5.3.2})$$

Avec : $\tau_b = 0,9d = 0,9 \times 18 = 16,2\text{cm}$

$$\tau_u = \frac{V_u(b-b_0)}{h_0 2bZ_b} = \frac{20,85 \times 10^3 (650 - 120)}{40 \times 2 \times 650 \times 162} = 1,312\text{MPa}$$

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

$$\tau_u = 1,312\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Aux niveaux des appuis :**

$$\tau_u = \frac{2V_u}{b_o \times 0,9 \times d} \leq \frac{0,8 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 13,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2 \times 20,85 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 180} = 2,145\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

IV.3.3. Vérification à l'ELS :**IV.3.3.1. Moment de flexion et effort tranchant à l'ELS :**

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées le BAEL (A-6-5-1) précise que la multiplication des résultats du calcul à l'ELU par le coefficient (q_s/q_u) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS. Les valeurs des efforts internes sont représentées sur les figures ci-dessous.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5,5}{7,65} = 0,72 ; \quad q_u = 7,65 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 5,5 \text{ KN/ml}$$

a. Calcul des moments en travée :**Tableau récapitulatif :**

Longueur	Travée	Q (KN /m)	M_i [KN.m]	M_{i+1} [KN.m]	X (m)	Mt [KN.m]
3,30	Travée 0-1	5,5	0	-7,12	1,26	4,35
3,50	Travée 1-2	5,5	-7,12	-3,27	1,95	3,34
3,25	Travée 2-3	5,5	-3,27	-11,34	1,17	0,52
5,45	Travée 3-4	5,5	-11,34	-11,33	2,73	9,09
3,25	Travée 4-5	5,5	-11,33	-3,31	2,07	0,50
3,50	Travée 5-6	5,5	-3,31	-7,12	1,55	3,31
3,30	Travée 6-7	5,5	-7,12	0	2,04	4,35

Tableau IV.3 : Calcul des moments en travée à l'ELS

b. Calcul des efforts tranchants :

$$V(x) = \frac{q_s l_i}{2} - q_s x \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

- Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Longueur	Travée	Q(KN /m)	M_i [KN.m]	M_{i+1} [KN.m]	$V_i(x=0)$ [KN]	$V_{i+1}(x=l_i)$
3,30	Travée 1-2	5,5	0	-7,12	6,92	-11,23
3,50	Travée 2-3	5,5	-7,12	-3,27	10,73	-8,53
3,25	Travée 3-4	5,5	-3,27	-11,34	6,45	-11,42
5,45	Travée 4-5	5,5	-11,34	-11,33	15,00	-15,00
3,25	Travée 5-6	5,5	-11,33	-3,31	11,41	-6,46
3,50	Travée 6-7	5,5	-3,31	-7,12	8,53	-10,71
3,30	Travée 7-8	5,5	-7,12	0	11,23	-6,92

Tableau.III.4 : Calcul de l'effort tranchant à l'ELS

Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à ELS :

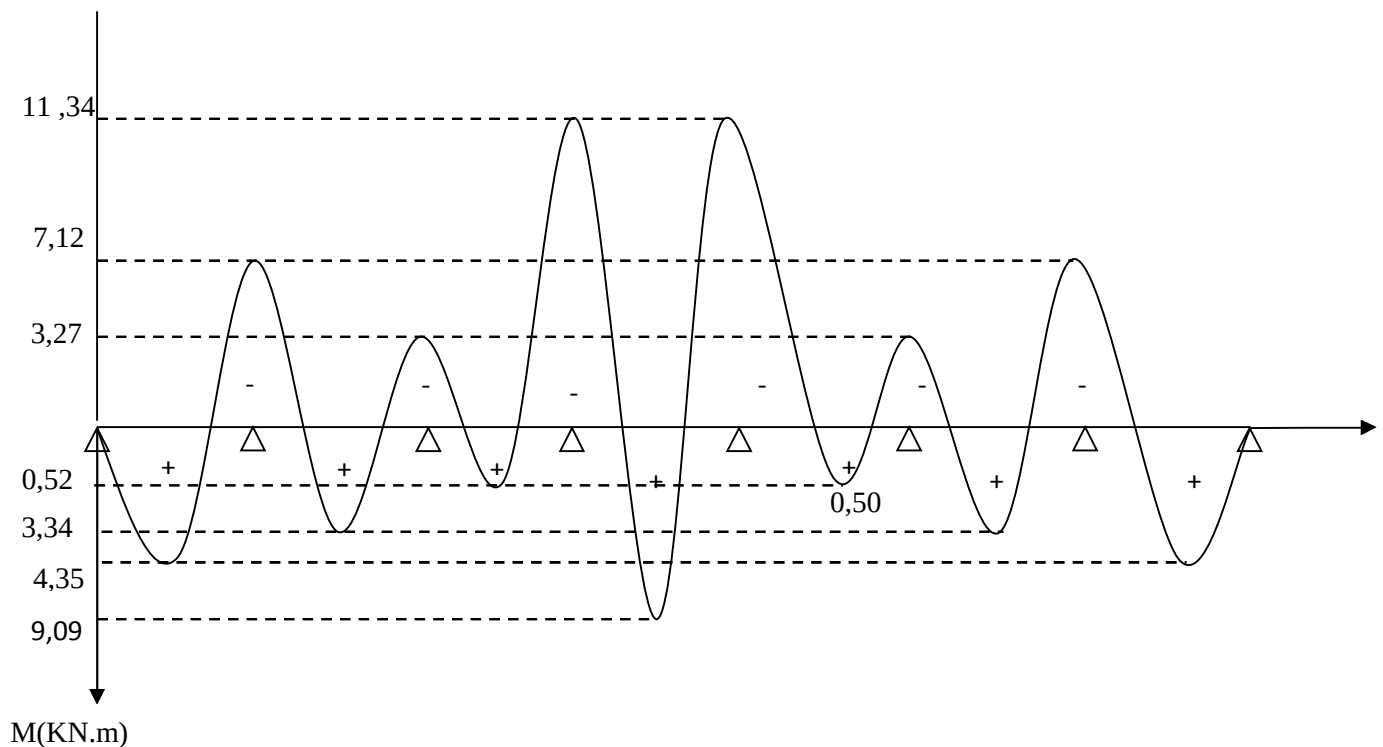


Fig. IV.14: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

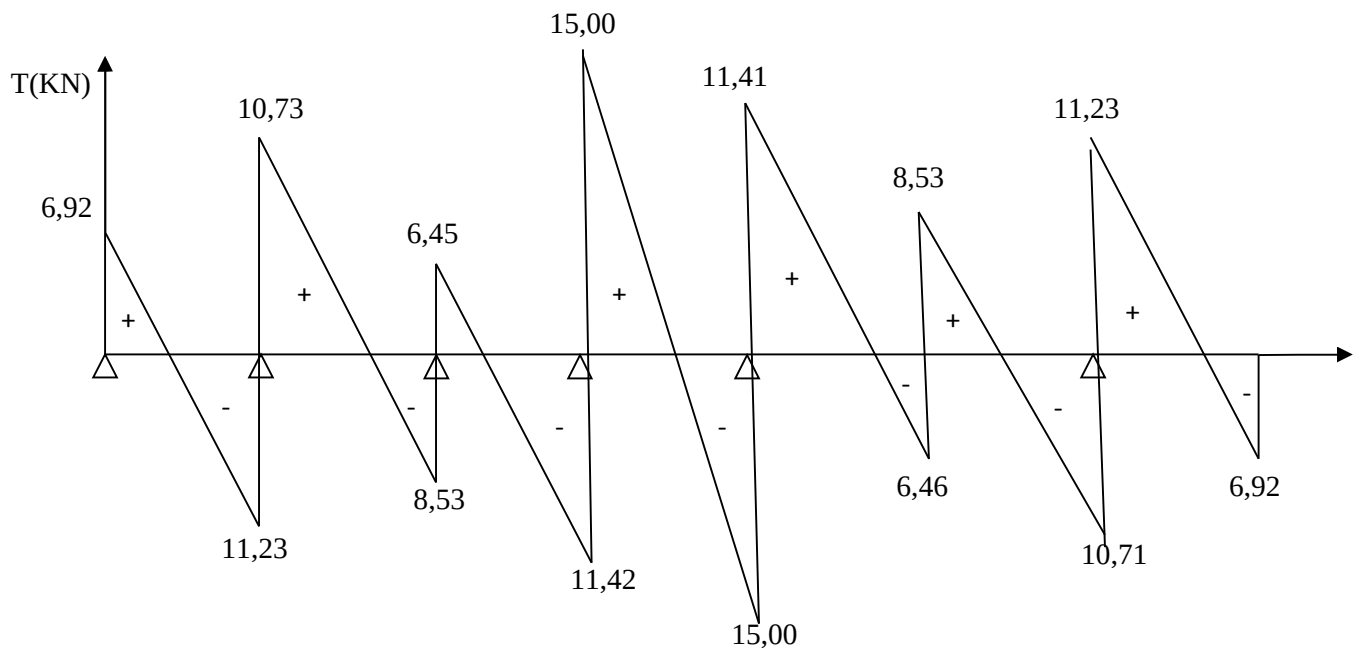


Fig .IV.15 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants après correction :

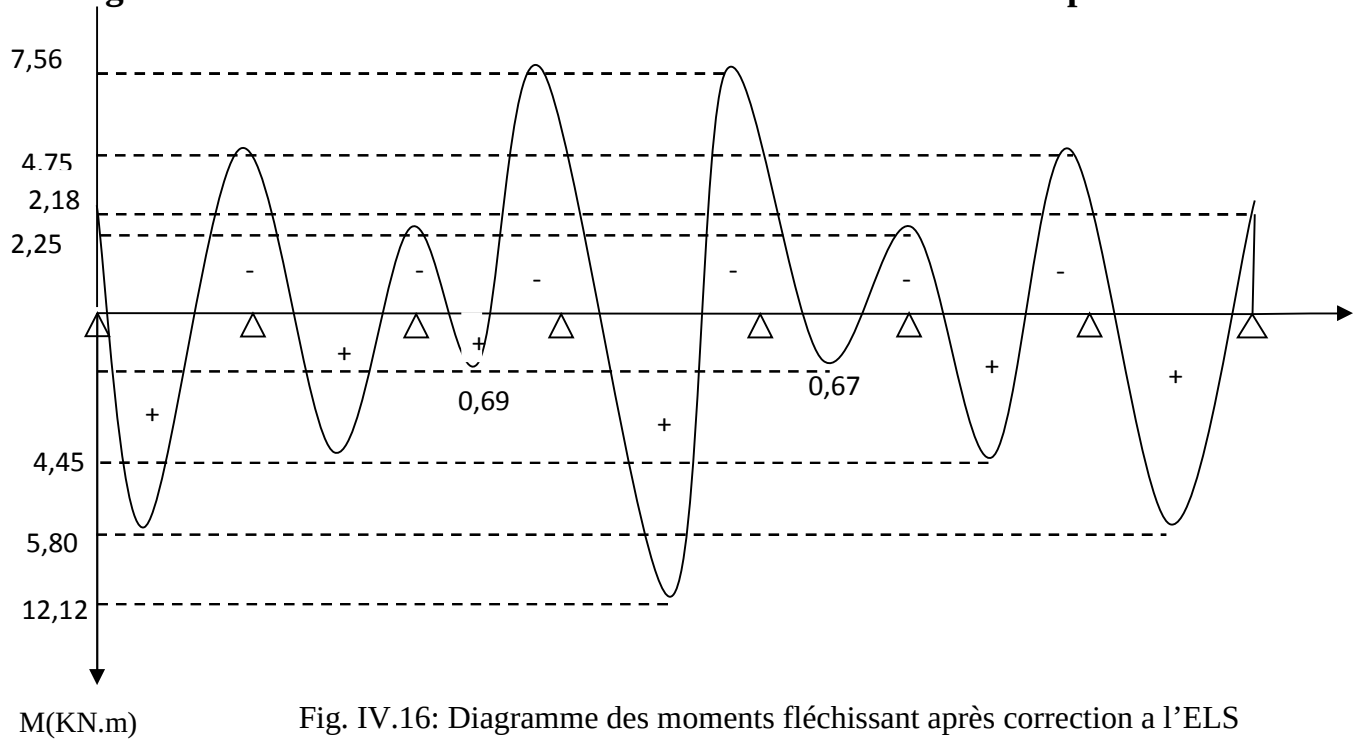


Fig. IV.16: Diagramme des moments fléchissant après correction a l'ELS

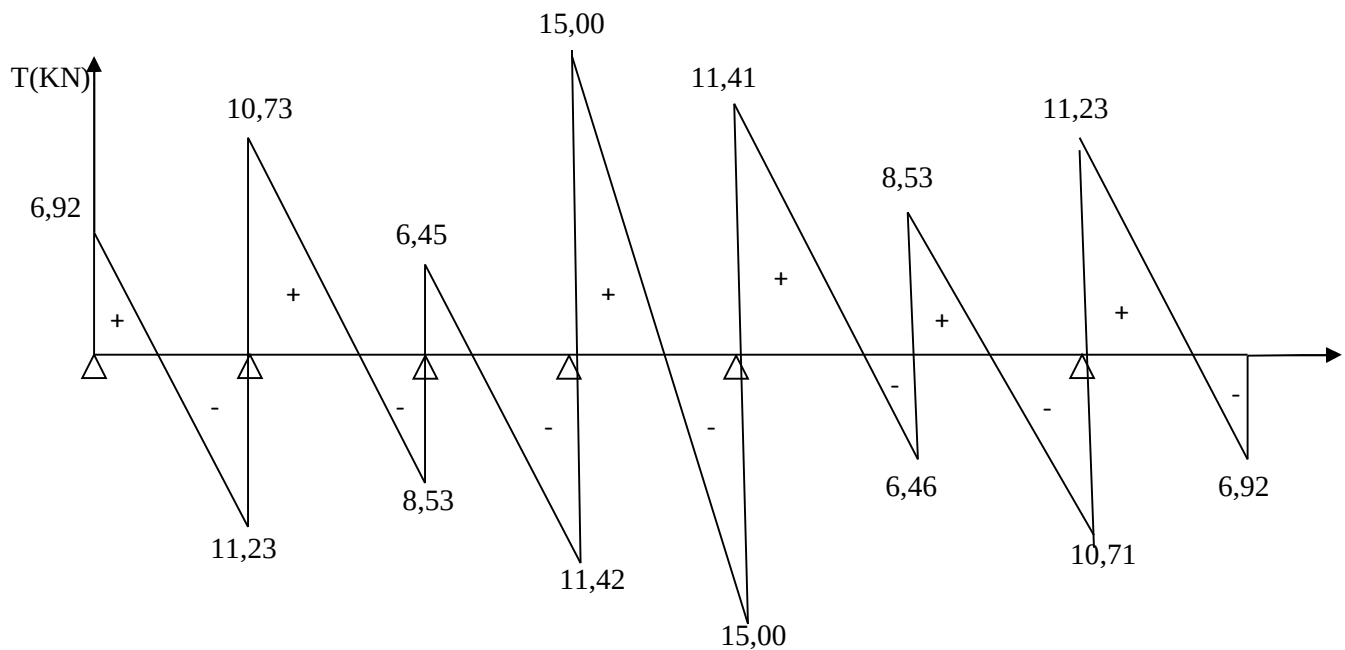


Fig .IV.17 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

a. Etat limite de résistance de béton en compression :

La contrainte de compression dans le béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = \sigma_s \times k$$

En travée :

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_s = 3\phi_{12} = 3,38\text{cm}^2$

$$\varphi_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 4,52}{12 \times 18} = 2,09 \quad \Longrightarrow \quad \beta_1 = 0,820 \rightarrow \alpha_1 = 0,540$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,540}{15(1 - 0,540)} = 0,078$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\frac{M_t^{ser}}{\beta_1 x d x A_s} = \frac{12,12 \times 10^{-3}}{0,820 \times 0,18 \times 4,52 \times 10^{-4}} = 181,67 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\sigma_{bc} = 0,078 \times 181,67 = 14,17 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Aux appuis :**

La section d'armatures adoptée aux appuis :

$$A_s = 2\phi_{12} = 2,25 \text{ cm}^2$$

$$\varphi_1 = \frac{100 x A_s}{b_0 x d} = \frac{100 \times 2,25}{12 \times 18} = 1,042 = \frac{100 \times 2,25}{12 \times 18} = 1,042 \implies \beta_1 = 0,858 \rightarrow \alpha_1 = 0,426$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,426}{15(1 - 0,426)} = 0,0495$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{ser}}{\beta_1 x d x A_s} = \frac{7,56 \times 10^{-3}}{0,858 \times 0,18 \times 2,25 \times 10^{-4}} = 217,56 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\sigma_{bc} = 0,0495 \times 217,56 = 10,77 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

b. Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_{st}}$$

Les poutrelles ne sont pas soumises à des agressions $\rightarrow$ Fissuration peu préjudiciable

$$\overline{\sigma_{st}} = f_e = 400 \text{ MPa}$$

- **En travée :**

$$\sigma_{st} = 181,67 \text{ MPa} < f_e = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

c. Etat limite de déformation :

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

Les règles de BAEL (A.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$L = 380\text{cm}$ (longueur entre nus d'appuis)

$h = 20\text{cm}$ (hauteur totale de la poutrelle).

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{20}{380} = 0,0366 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots (1) \quad \text{CV}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t^s}{M_0} \dots \dots \dots (2).$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ (MPa)} \dots \dots \dots (3).$
- $L < 8,00\text{m} \dots \dots \dots (4).$

Vu que la première condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche.

$$f = \frac{M_t^s L^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{avec :} \quad \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{545}{500} = 1,09\text{cm}$$

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

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

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

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogène par rapport au CDG de la section avec (n

$$= 15) \nu = \max \left[0; 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right]$$

Y_1 : Position de l'axe neutre :

$$Y_1 = \frac{\sum s_i \cdot y_i}{\sum s_i}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3,38}{12 \times 18} = 0,016$$

$$Y_1 = \frac{(b \cdot h_0) h_0 / 2 + (h - h_0) b_0 [(h - h_0) / 2 + h_0] + n \cdot A_{st} \cdot d}{(b \cdot h_0) + (h - h_0) b_0 + n A_{st}}$$

$$Y_1 = \frac{(65 \times 4) 4 / 2 + (20 - 4) \times 12 \times [(20 - 4) / 2 + 4] + 15 \times 4,52 \times 18}{(65 \times 4) + (20 - 4) \times 12 + 15 \times 4,52}$$

$$Y_1 = 7,78\text{cm}$$

$$Y_1 = h - y_1 = 20 - 7,78 = 12,22 \text{ cm}$$

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

$$I_o = \frac{12}{3} [7,78^3 + 12,22^3] + 4(65 - 12) \left[\frac{4^2}{12} + \left(7,78 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 4,52 \cdot (12,22 - 2)^2$$

$$I_o = 23629,66 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) 0,021} = 0,78$$

$$v = \max \left[0; 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,021 \times 181,67 + 2,1} \right] = 0,79$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 23629,66}{1 + 0,78 \times 0,79} = 16082,56$$

$$f = \frac{M_t^s L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{12,12 \times 5450^2 \times 10^6}{10 \times 10818856 \times 1608256 \times 10^4} = 10,7 \text{ mm}$$

$$f = \frac{5450}{500} = 10,9 \text{ mm}$$

$$f = 10,7 \text{ mm} < \bar{f} = 10,9 \text{ mm} \rightarrow \dots\dots\dots \text{CV}$$

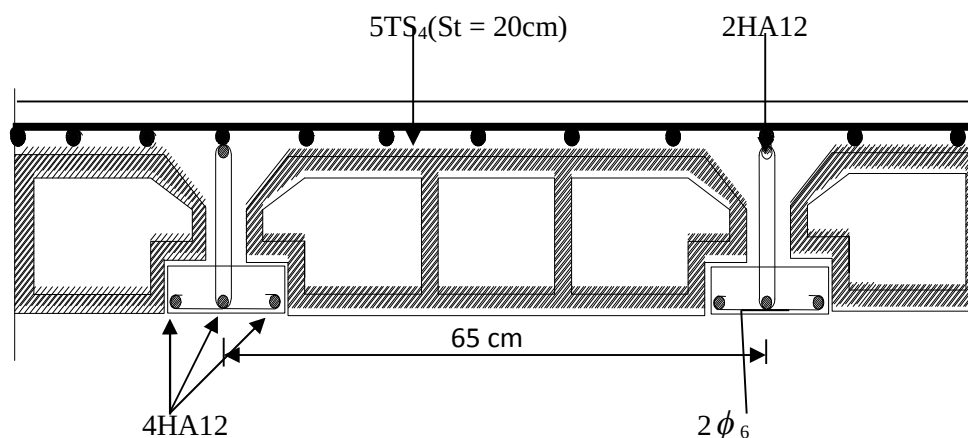


Fig. IV.18 : Plan de ferrailage du plancher en corps creux.

- **Calcul du 5^{ème} cas :**

- 1. Les combinaisons de charge :**

La charge et surcharge revenant à un mètre linéaire de poutrelle du l'étage de service

$$g = 4 \text{ KN/ml}$$

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

A P'ELU : $Q_u = 1,35.g + 1,5 q = 1,35 \times 4 + 1,5 \times 2,5 = 9,15 \text{ KN/ml}$

A P'ELS : $Q_s = g + q = 4 + 2,5 = 6,5 \text{ KN/ml}$

- 2. Calcul à l'ELU**

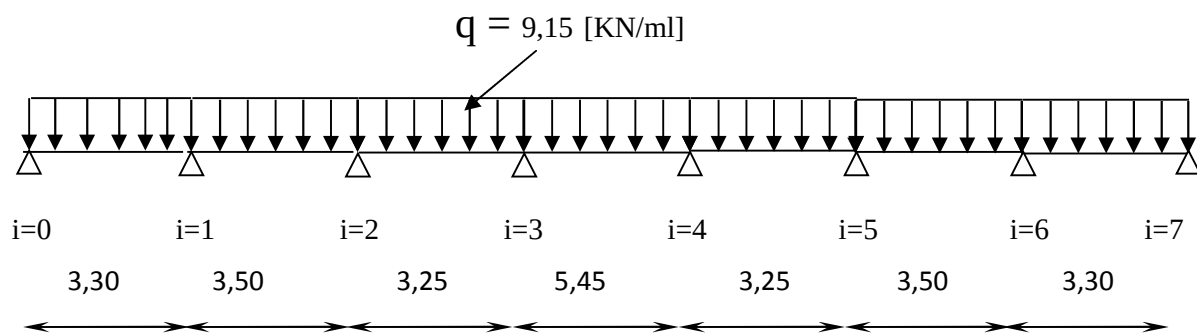


Figure IV.19. Schéma statique d'une poutre sur plusieurs appuis

- a. Calcul des moments aux appuis :**

$$M_0 = M_7 = 0$$

$$13,60M_1 + 3,50M_2 = -180,28 \dots \dots \dots (1).$$

$$3,50M_1 + 13,50M_2 + 3,25M_3 = -176,60 \dots \dots \dots (2).$$

$$3,25M_2 + 17,40M_3 + 5,45M_4 = -448,82 \dots \dots \dots (3).$$

$$5,45M_3 + 17,40M_4 + 3,25M_5 = -448,82 \dots \dots \dots (4).$$

$$3,25M_4 + 13,50M_5 + 3,50M_6 = -176,60 \dots \dots \dots (5).$$

$$3,50M_5 + 13,60M_6 = -180,28 \dots \dots \dots (6).$$

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

$$M_0 = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = -11,86 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -5,35 \text{ m}$$

$$M_3 = -18,86 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -18,86 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -5,50 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = -11,84 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = 0 \text{ KN.m}$$

b. Calcul des moments en travée :
Tableau récapitulatif :

Longueur	Travée	Q (KN /m)	M _i [KN.m]	M _{i+1} [KN.m]	X (m)	Mt [KN.m]
3,30	Travée 0-1	9,15	0	-11,86	1,26	7,23
3,50	Travée 1-2	9,15	-11,86	-5,35	1,95	5,60
3,25	Travée 2-3	9,15	-5,35	-18,86	1,17	0,92
5,45	Travée 3-4	9,15	-18,86	-18,86	2,73	15,11
3,25	Travée 4-5	9,05	-18,86	-5,50	2,07	0,82
3,50	Travée 5-6	9,05	-5,50	-11,84	1,55	5,52
3,30	Travée 6-7	9,15	-11,84	0	2,04	7,24

Tableau. IV.5 : Calcul des moments aux appuis

c. Calcul des efforts tranchant :

$$V(x) = \frac{q_u l_i}{2} - q_u x + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

- Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Longueur	Travée	Q(KN /m)	M _i [KN.m]	M _{i+1} [KN.m]	V _i (x=0)[KN]	V _{i+1} (x=l _i)
3,30	Travée 1-2	9,15	0	-11,86	11,50	-18,69
3,50	Travée 2-3	9,15	-11,86	-5,35	17,87	-14,15
3,25	Travée 3-4	9,15	-5,35	-18,86	10,71	-19,03
5,45	Travée 4-5	9,15	-18,86	-18,86	24,93	-24,93
3,25	Travée 5-6	9,05	-18,86	-5,50	18,98	-10,76
3,50	Travée 6-7	9,05	-5,50	-11,84	14,20	-17,82
3,30	Travée 7-8	9,15	-11,84	0	18,69	-11,50

Tableau. III.2: Calcul de l'effort tranchant

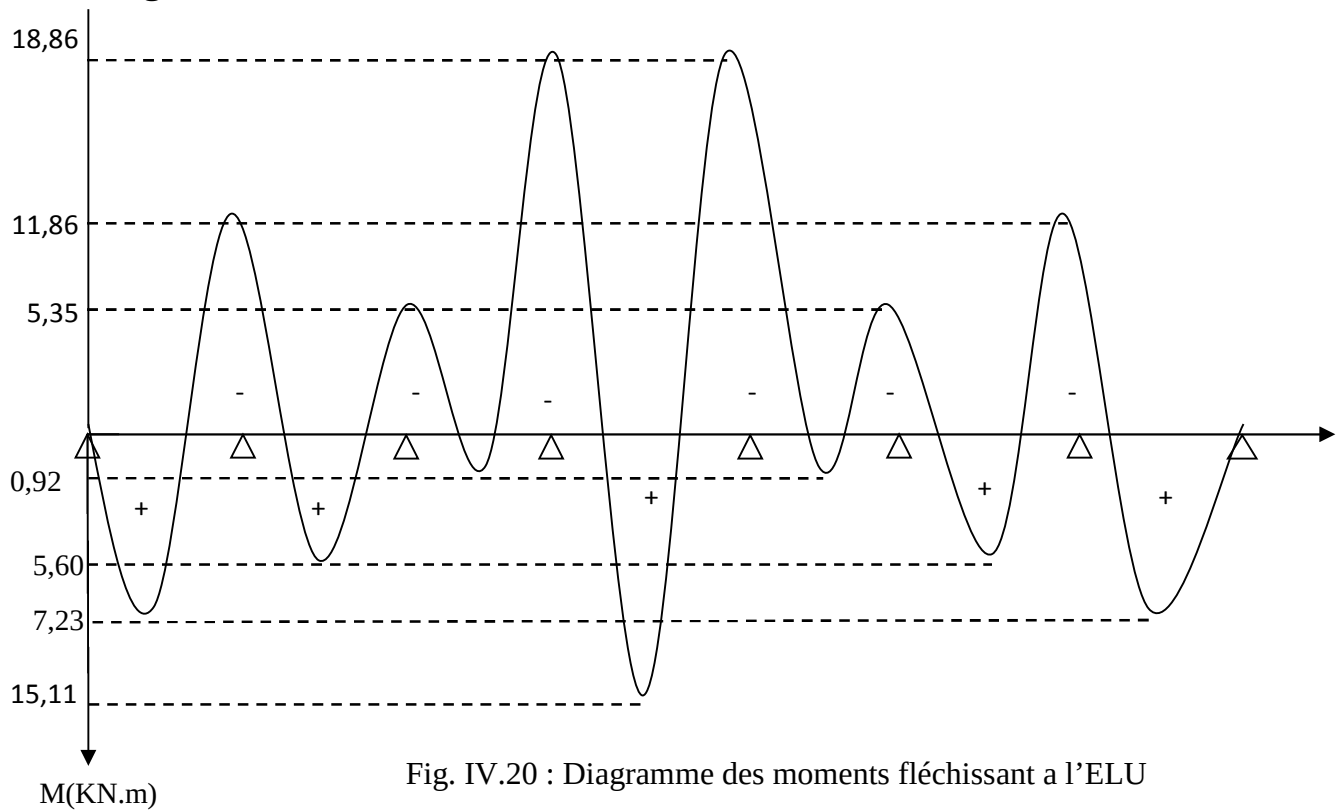
Diagrammes des efforts internes et d'efforts tranchant :

Fig. IV.20 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELU

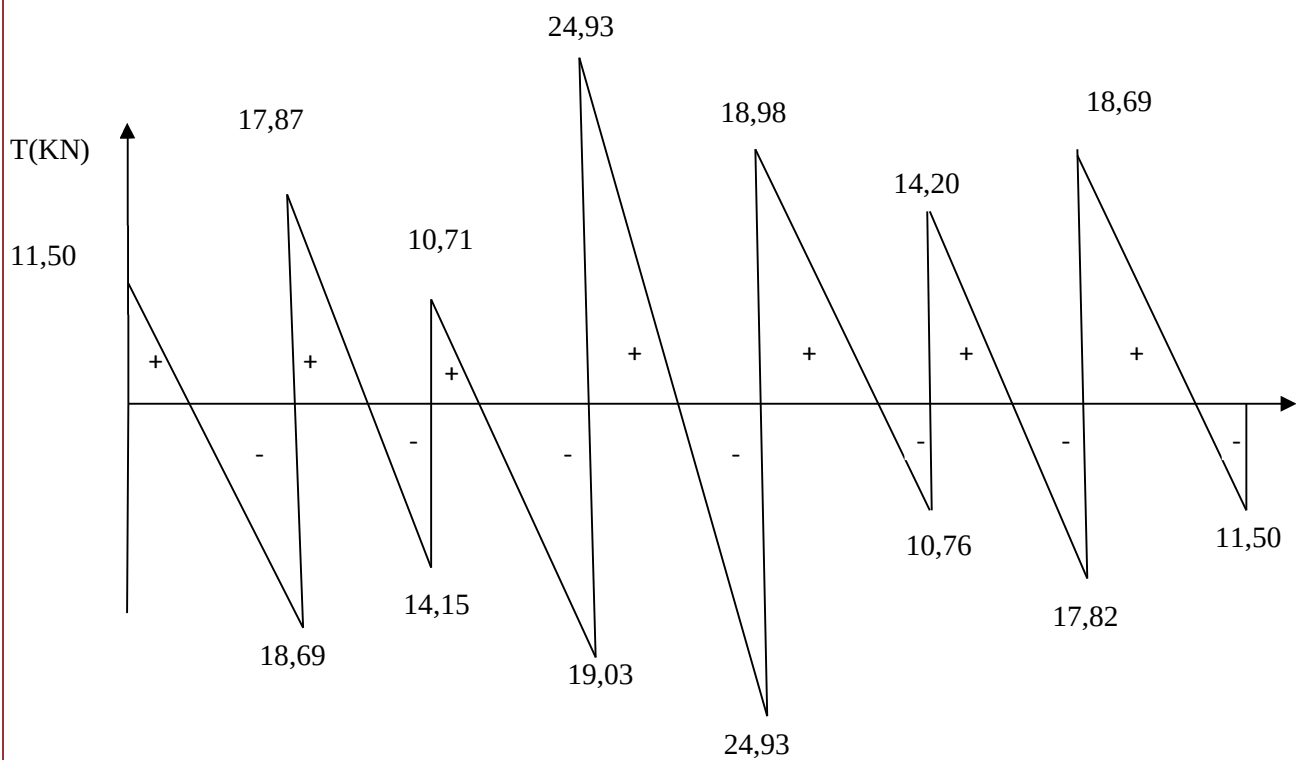


Fig. IV.21 : Diagramme d'efforts tranchants à l'ELU

N.B : Les moments calculés par la méthode des trois moments sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

-Augmentation de $1/3$ pour les moments en travée

-Diminution de $1/3$ pour les moments aux appuis.

Pour tenir compte des semi encastresments d'appuis de rives (0 et 4) on multiplie les moments isostatiques par le coefficient 0,3

$$M_0 = (q_u \times l^2 / 8) \times 0,3 = -3,74 \text{ [KN.ml]}$$

$$M_7 = (q_u \times l^2 / 8) \times 0,3 = -3,74 \text{ [KN.ml]}$$

Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants après correction :

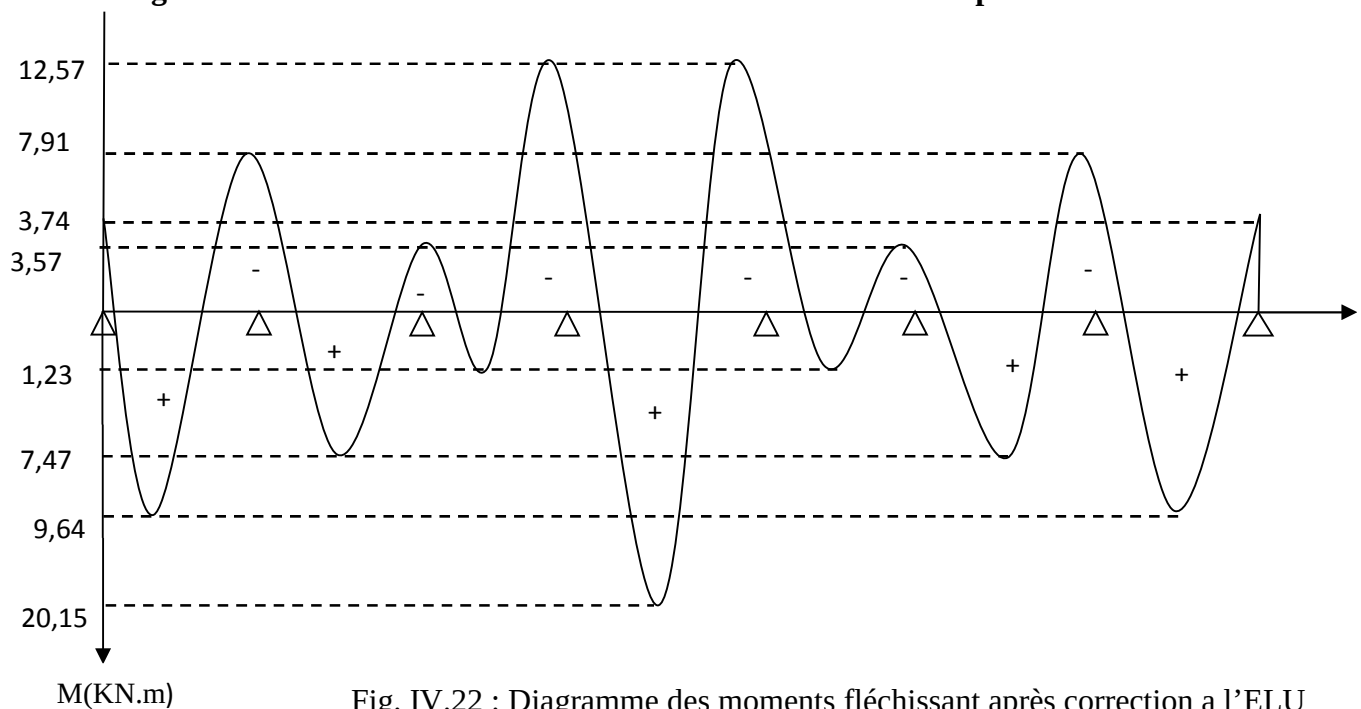


Fig. IV.22 : Diagramme des moments fléchissant après correction à l'ELU

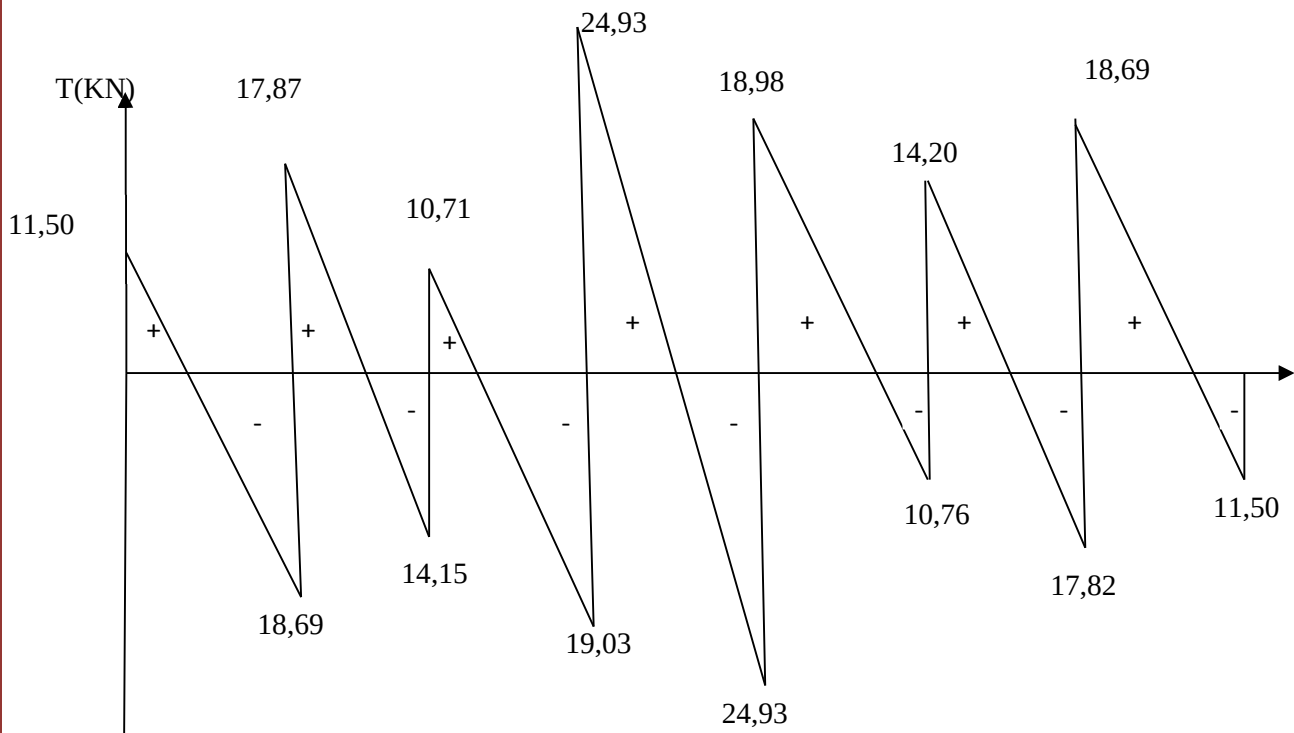


Fig .IV.23 : Diagramme des efforts tranchants après correction à l'ELU

N.B :

On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées en utilisant le moment maximum qui correspond à la plus grande travée

$M_{t \max} = 20,15 \text{ KN.m}$ et $M_{0 \max} = 12,57 \text{ KN}$.

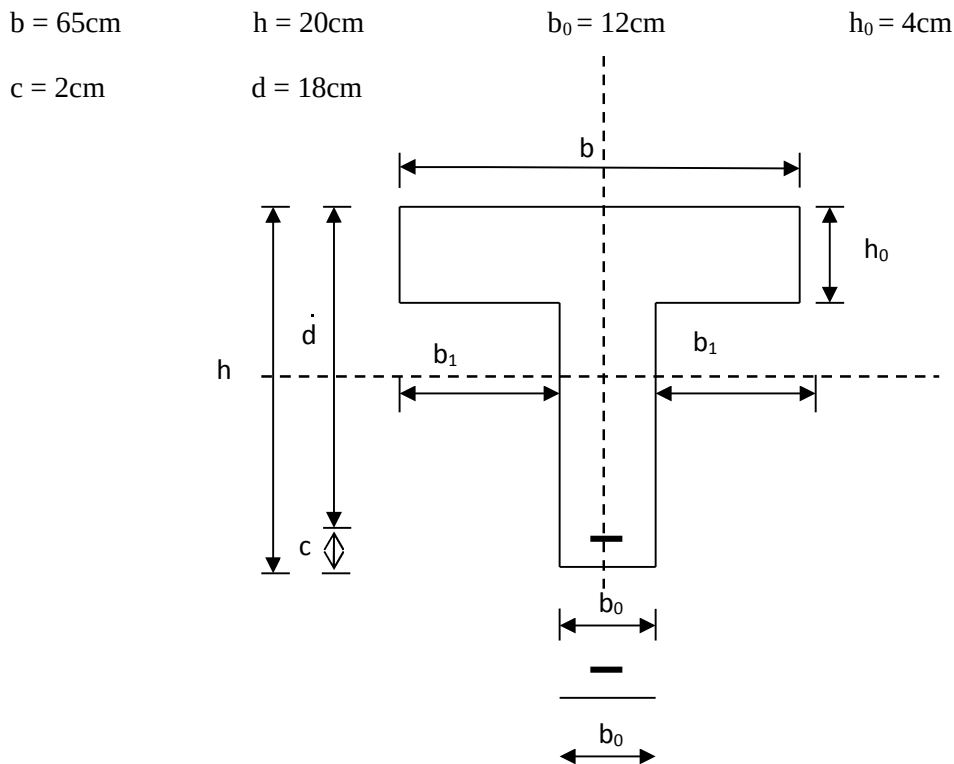
-Caractéristiques géométriques de la section de calcul :

Fig. IV.24: Section de calcul de la poutrelle après coulage de la dalle de compression (Section en T)

-Caractéristiques des matériaux :

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

M_0 : Moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

$$M_o = b \times h_o \times f_{bu} \left(d - \frac{h_o}{2} \right)$$

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

$M_{t \text{ max}} = 20,15 \text{ KN.m} < M_0 = 59,072 \text{ KN.m} \rightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé, la section en T se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de hauteur "h".

Calcul des armatures longitudinales :• **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{20,15}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,0674 < 0,392 \dots \text{SSA} \rightarrow (A_{sc} = 0).$$

$$\mu = 0,0508 \rightarrow \beta = 0,965 \text{ (du tableau de BAEL)}$$

-Les armatures nécessaires (traction) :

$$A_{st} = A_{st} \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{20,15 \times 10^2}{0,965 \times 0,18 \times 348 \times 10^5} = 3,33 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopter } A_{st} = 3\text{HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2$$

• **Aux appuis :**

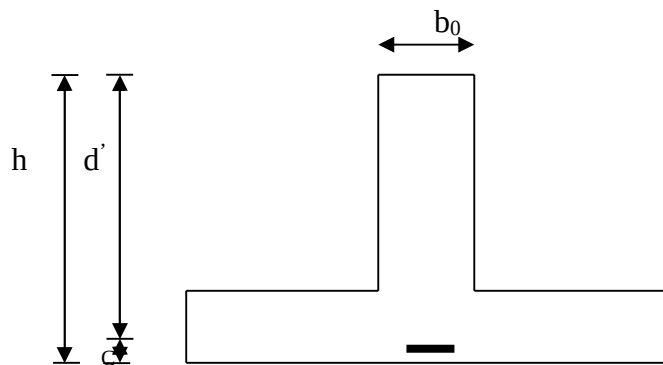
Les moments aux appuis sont négatifs, donc on renverse la section en T et on considère les moments positifs.

$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$c = 2 \text{ cm}$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$d' = 18 \text{ cm}$$



Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension $b_0 \times h$

-Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d'^2 \cdot f_{bu}} = \frac{12,57}{0,12 \cdot (0,18)^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3} = 0,2277$$

$$\mu = 0,2277 < 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$\mu = 0,2277 \rightarrow \beta = 0,869$$

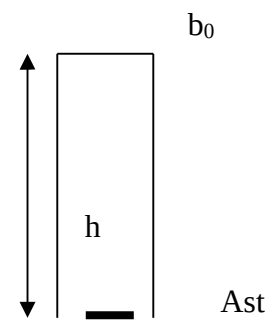


Fig. III-13 :

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d' \cdot f_{su}} = \frac{12,57 \times 10^2}{0,869 \times 0,18 \times 348 \times 10^5} = 2,31 \text{ cm}^2 ; \quad \text{Soit } A_{st} = 3\text{HA}12 = 2,39 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures transversales :**•Diamètre des aciers transversaux (a A-7-2-2) :**

Il faut vérifier que :

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min (10\text{mm} ; 5,71 ; 12\text{mm})$$

On adopte un diamètre $\phi_t = 6\text{mm}$

• La section des armatures transversales :

$$A_t = 2 \phi_6 = 0,56\text{cm}^2$$

• L'espacement entre les cadres :

$$St = \min (St_1 ; St_2 ; St_3)$$

$$St_1 = \min (0,9d ; 40\text{cm}) = 16,2\text{cm}$$

$$St_2 \leq \frac{A_t}{0,4} \cdot \frac{f_e}{b_0} = \frac{0,56 \times 235}{0,4 \times 12} = 27,42\text{cm}$$

$$\tau_u = \frac{T^{\max}}{b_0 d} = \frac{24,93 \cdot 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 1,15\text{cm}$$

$$St_3 \leq \frac{0,8 \cdot f_e \cdot A_t}{(\tau_u - 0,3 f_{t28}) b_0} = \frac{0,8 \cdot 235 \cdot 0,56}{(1,15 - 0,3 \times 2,1) 12} = 16,87\text{cm}$$

$$St = \min (16,2 ; 27,42 ; 16,87) = 16,2 \text{ cm} ; \text{ Soit } St = 15 \text{ cm}$$

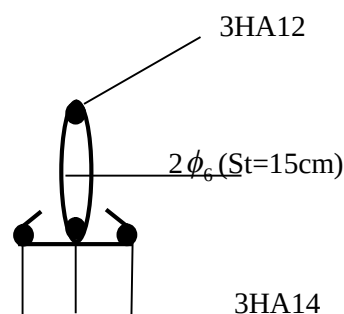


Fig.IV.25 : Schéma de ferrailage de la poutelle

IV.3.4. Les vérifications :**IV.3.4.1. Vérification de la condition de non fragilité :**

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

En travée $A_t = 4,62 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Aux appuis $A_a = 2,39 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

IV.3.4.1.1 Vérification à l'effort tranchant :

Fissuration peu préjudiciable :

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

$$\tau_u = \frac{v_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{17,73 \times 10}{12 \times 18} = 0,82 < 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

IV.3.4.1.2 Justification des sections d'appuis vis-à-vis de l'effort tranchant**(A-5.1.3) :**

- Appuis de rive :**

Pour équilibrer l'effort tranchant sur l'appui on doit prolonger les armatures inférieures au delà du bord de l'appui, cette section d'armature doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{st ancrée}} \geq \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{17,73 \cdot 10^{-3}}{348 \cdot 10^{-4}} = 0,509 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{st}} = 4,62 \text{ cm}^2 > 0,509 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{OK.}$$

Donc on peut prolonger les armatures inférieures qu'on a déjà calculées.

IV.3.4.1.3 Ancrage des armatures (longueur de scellement) :

La longueur de l'ancrage droit nécessaire :

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

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,00 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm.}$$

Pour les aciers à haute adhérence **FeE400**, **$l_s = 40 \text{ cm}$** .

Le règlement de BAEL 91 admet que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à **0,4 L_s** pour les aciers **H.A.** $2\phi = 2\text{cm}$

Donc : $L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm}$

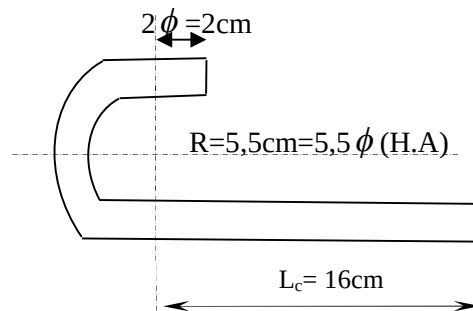


Fig.IV.26 : Définition de l'ancrage normal.

IV.3.4.1.5 Vérification des contraintes tangentielles (cisaillement) :

- **Au niveau de la liaison hourdis/âme :**

$$\tau_u = \frac{V_u(b-b_0)}{h_0 2bZ_b} \leq \bar{\tau}_u \quad (\text{Art -A.5.3.2})$$

Avec : $Z_b = 0,9 d = 0,9 \times 18 = 16,2 \text{ cm}$

$$\tau_u = \frac{V_u(b-b_0)}{h_0 2bZ_b} = \frac{17,73 \times 10^3 (650 - 120)}{40 \times 2 \times 650 \times 162} = 1,115 \text{ MPa}$$

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

$\tau_u = 1,115 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

- **Aux niveaux des appuis :**

$$\tau_u = \frac{2V_u}{b_0 \cdot 0,9 \cdot d} \leq \frac{0,8 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 13,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2 \times 17,73 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 180} = 1,82 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

IV.3.4.2 Vérification à l'ELS :**IV.3.4.2.1 Moment de flexion et effort tranchant à l'ELS :**

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées le BAEL (A-6-5-1) précise que la multiplication des résultats du calcul à l'ELU par le coefficient (q_s/q_u) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS. Les valeurs des efforts internes sont représentées sur les figures ci-dessous.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5}{6.9} = 0,72 \quad ; \quad q_u = 9,15 \text{ KN/ml} , q_s = 6,5 \text{ KN/ml}$$

a. Calcul des moments en travée :**Tableau récapitulatif :**

Longueur	Travée	Q (KN /m)	M _i [KN.m]	M _{i+1} [KN.m]	X (m)	Mt [KN.m]
3,30	Travée 0-1	6,5	0	-8,42	1,26	5,14
3,50	Travée 1-2	6,5	-8,42	-3,85	1,95	3,95
3,25	Travée 2-3	6,5	-3,85	-13,47	1,17	0,60
5,45	Travée 3-4	6,5	-13,47	-13,40	2,74	14,56
3,25	Travée 4-5	6,5	-13,40	-3,92	2,07	0,60
3,50	Travée 5-6	6,5	-3,92	-8,41	1,55	3,92
3,30	Travée 6-7	6,5	-8,41	0	2,04	5,14

Tableau. IV.7 : Calcul des moments en travée

b. Calcul des efforts tranchant :

$$V(x) = \frac{q_s l_i}{2} - q_s x + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

- Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Longueur	Travée	Q(KN /m)	M _i [KN.m]	M _{i+1} [KN.m]	V _i (x=0)[KN]	V _{i+1} (x=l _i)
3,30	Travée 1-2	6,5	0	-8,42	8,17	-13,28
3,50	Travée 2-3	6,5	-8,42	-3,85	12,68	-10,07
3,25	Travée 3-4	6,5	-3,85	-13,47	7,60	-13,52
5,45	Travée 4-5	6,5	-13,47	-13,40	17,73	-17,70
3,25	Travée 5-6	6,5	-13,40	-3,92	13,50	-7,62
3,50	Travée 6-7	6,5	-3,92	-8,41	10,09	-12,66
3,30	Travée 7-8	6,5	-8,41	0	13,27	-8,17

Tableau. IV.8 : Calcul des efforts tranchants

Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants a ELS :

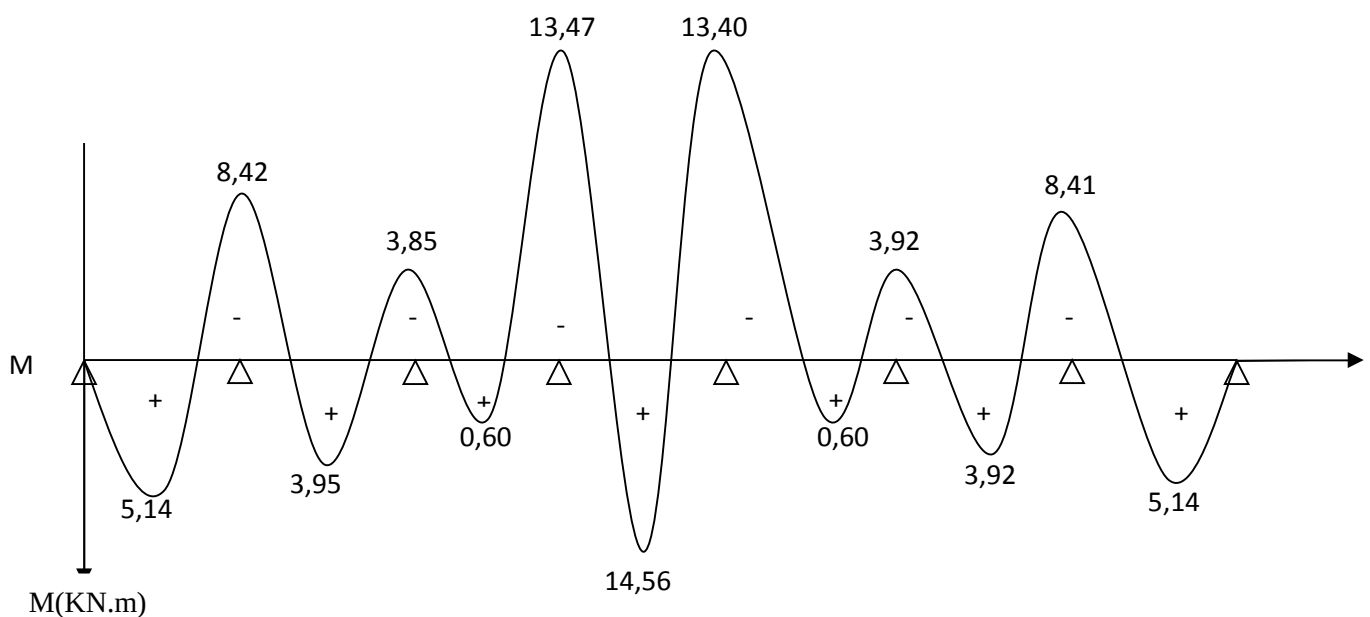


Fig. IV.27: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

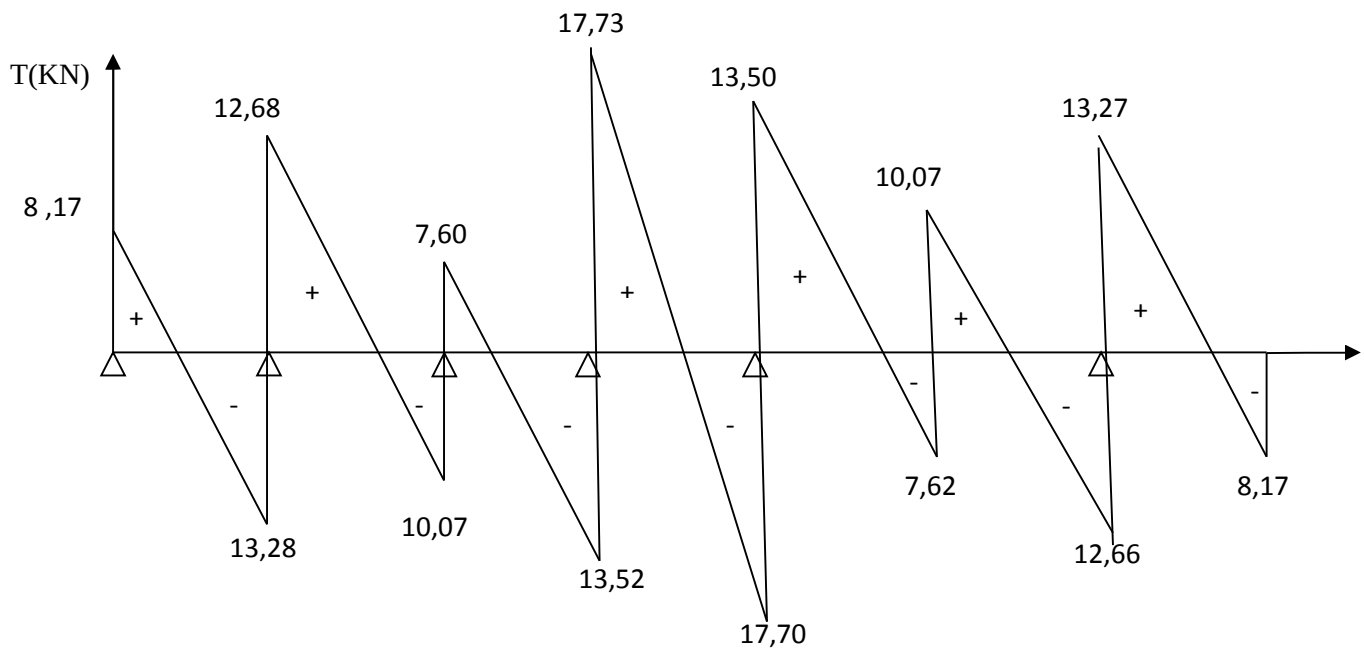


Fig. IV.28: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants après correction :

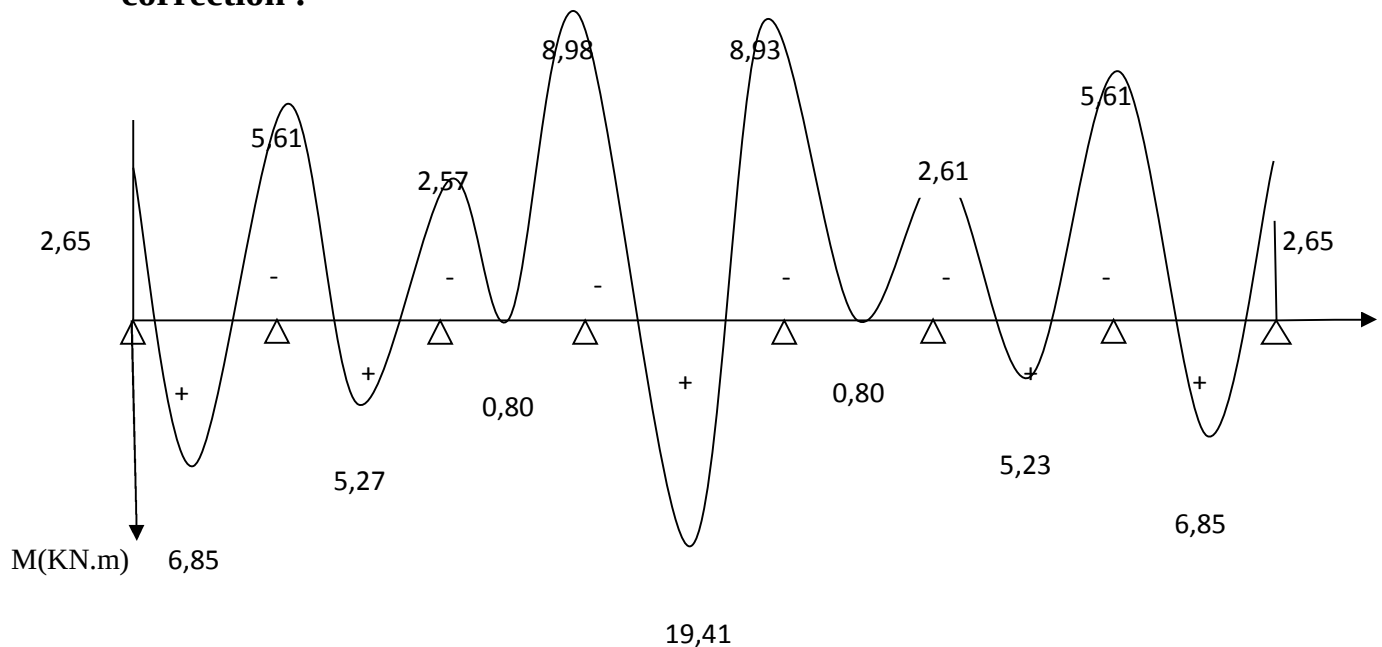


Fig. IV-29 : Diagramme des moments fléchissant après correction à l'ELS

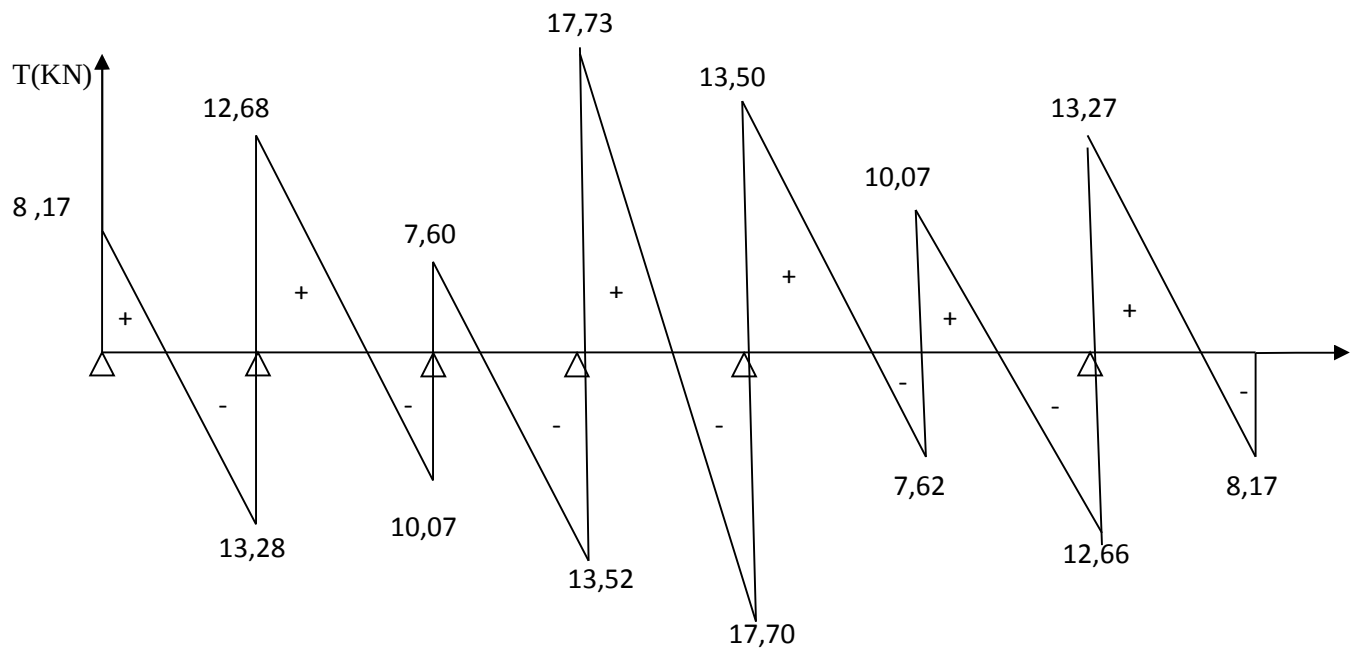


Fig. IV.30: Diagramme des efforts tranchants près correction à l'ELS.

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leur sont relatives sont :

a/-Etat limite de résistance de béton en compression :

La contrainte de compression dans le béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = \sigma_s \times k$$

- **En travée :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_s = 3\phi_{10} = 4,62\text{cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b_0.d} = \frac{100 \times 4,62}{12 \times 18} = 2,138 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0,819 \rightarrow \alpha_1 = 0,543$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,543}{15(1 - 0,543)} = 0,0792$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{19,41 \times 10^{-3}}{0,819 \times 0,18 \times 4,62 \times 10^{-4}} = 285 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

$$\sigma_{bc} = 0,0646 \times 216,47 = 13,98 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \text{condition non vérifiée}$$

Il faut augmenter la section d'acier.

- **Aux appuis :**

La section d'armatures adoptée aux appuis :

$$A_s = 2 \phi_{12} = 2,39 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2,39}{12 \times 18} = 1,106 \implies \beta_1 = 0,855 \rightarrow \alpha_1 = 0,435$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,435}{15(1 - 0,435)} = 0,0513$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{8,98 \times 10^{-3}}{0,855 \times 0,18 \times 2,39 \times 10^{-4}} = 244,14 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

$$\sigma_{bc} = 0,0513 \times 244,14 = 12,52 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU ne sont pas suffisantes à l'ELS.

b/ Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_{st}}$$

Les poutrelles ne sont pas soumises à des agressions $\rightarrow$ Fissuration peu préjudiciable

$$\rightarrow \overline{\sigma_{st}} = f_e = 400 \text{ MPa}$$

- **En travée :**

$$\sigma_{st} = 285 \text{ MPa} < f_e = 400 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

c/ Etat limite de déformation :

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

Les règles de BAEL (A.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$L = 380\text{cm}$ (longueur entre nus d'appuis)

$h = 20\text{cm}$ (hauteur totale de la poutrelle).

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{20}{380} = 0,0366 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots (1) \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t^s}{M_0} \dots \dots \dots (2).$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ (MPa)} \dots \dots \dots (3).$
- $L < 8,00\text{m} \dots \dots \dots (4)$

Vue que la première condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche.

$$f = \frac{M_t^s \cdot L^2}{10 \times E_v I_{fv}} < \bar{f} \quad \text{avec :} \quad \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{5450}{500} = 10,9\text{cm.}$$

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

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

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

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogène par rapport au CDG de la section avec ($n = 15$)

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

Y_1 : Position de l'axe neutre :

$$Y_1 = \frac{\sum s_i \cdot y_i}{\sum s_i}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{4,62}{12 \times 18} = 0,021$$

$$Y_1 = \frac{(b \cdot h_0) h_0 / 2 + (h - h_0) b_0 [(h - h_0) / 2 + h_0] + n \cdot A_{st} \cdot d}{(b \cdot h_0) + (h - h_0) b_0 + n A_{st}}$$

$$Y_1 = \frac{(65 \times 4) 4 / 2 + (20 - 4) \times 12 \times [(20 - 4) / 2 + 4] + 15 \times 4,62 \times 18}{(65 \times 4) + (20 - 4) \times 12 + 15 \times 4,62}$$

$$Y_1 = 7,81\text{cm}$$

$$Y_1 = h - y_1 = 20 - 7,81 = 12,19\text{cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} [7,81^3 + 12,19^3] + 4(65 - 12) \left[\frac{4^2}{12} + \left(7,81 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 4,62 \cdot (12,19 - 2)^2$$

$$I_0 = 23785,87\text{cm}^4$$

Calcul des coefficients :

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) 0,021} = 0,78$$

$$\nu = \max \left[0,1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,021 \times 285 + 2,1} \right] = 0,86$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \nu \cdot \lambda_v} = \frac{1,1 \times 23785,86}{1 + 0,86 \times 0,78} = 15659,83$$

$$\therefore f = \frac{M_t^s \cdot L^2}{10 \times E_v I_{fv}} = \frac{19,41 \times 10^6 (5450)^2}{10 \times 10818,88 \times 15659,83 \times 10^4} = 10,02\text{mm}$$

$$f = \frac{5450}{500} = 10,9\text{mm}$$

$$f = 10,02\text{mm} \quad \bar{f} = 10,9\text{mm} \rightarrow \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Calcul des coefficients :

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) 0,010} = 1,64$$

$$\nu = \max \left[0,1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,010 \times 197,70 + 2,1} \right] = 0,633$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 20138,40}{1 + 0,633 \times 1,64} = 10868,96 \quad \text{avec } I_0 = 10868,96\text{cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \cdot L^2}{E_0 I_{fv}} = \frac{11,00 \times 10^6 (5450)^2}{10 \times 10818,865 \times 10868,96 \times 10^4} = 15,59 \text{ mm}$$

$$f = \frac{5450}{500} = 10,9 \text{ mm}$$

$$f = 15,59 \text{ mm} < \bar{f} = 10,9 \text{ mm} \rightarrow \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

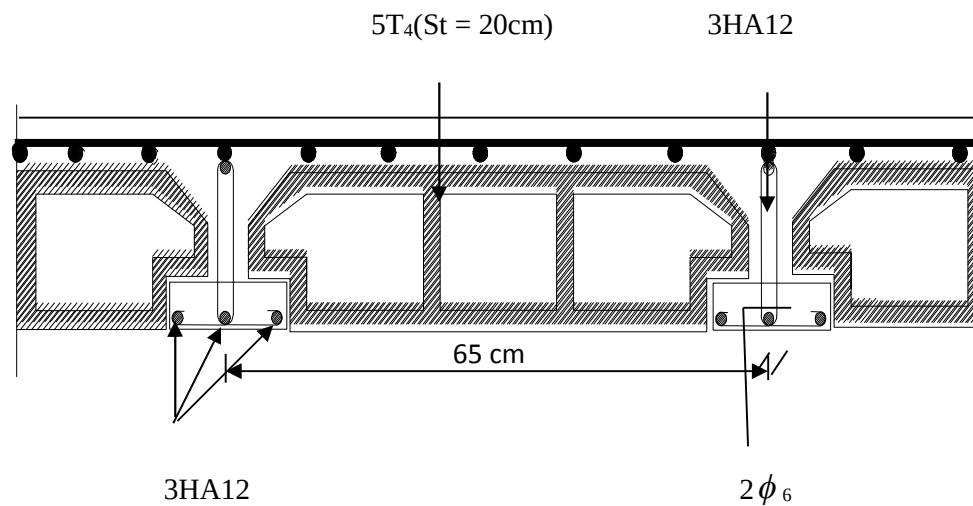
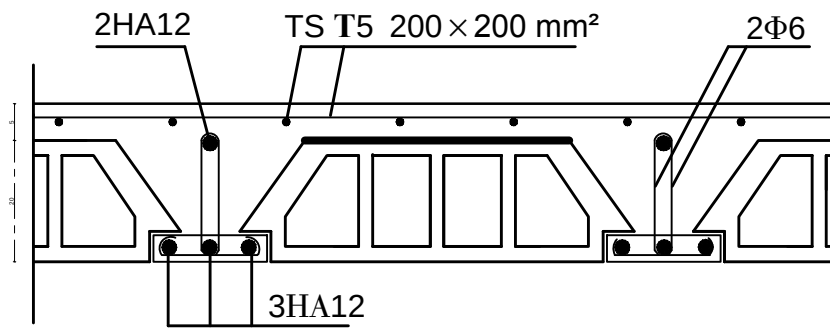
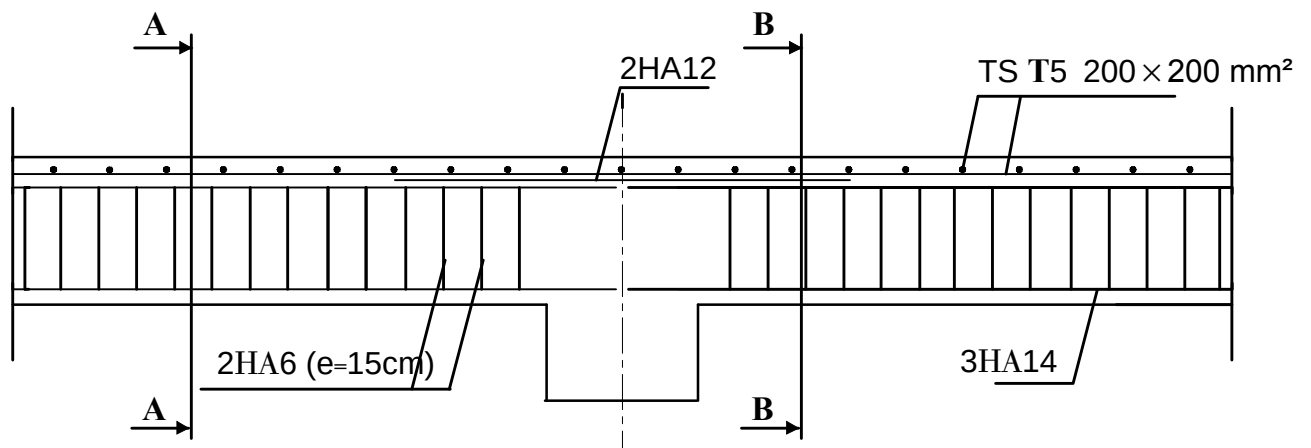
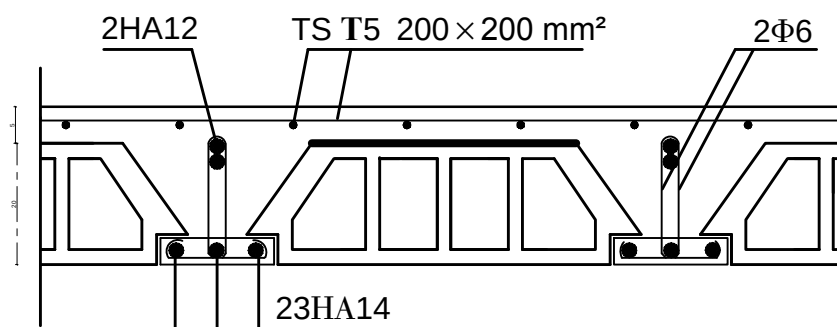


Fig IV.31 : Plan de ferrailage du plancher en corps creux.



coupeA-A



coupeB-B

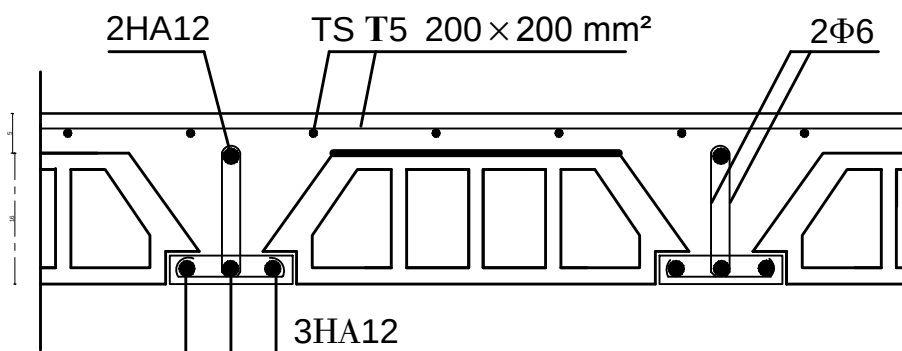
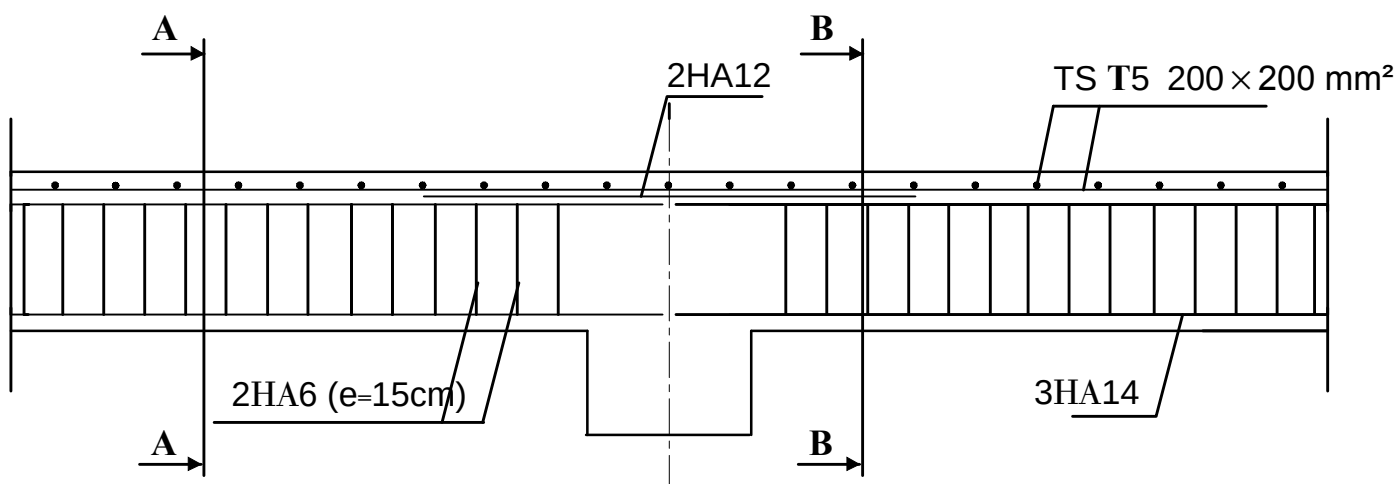
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

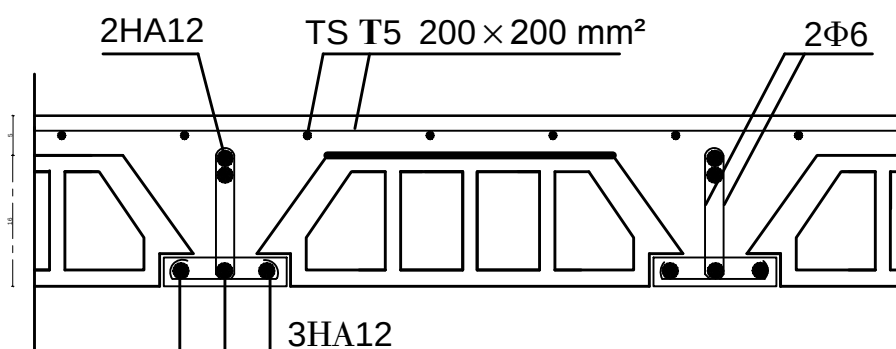
Melle: DJADI Lilia
Melle: SACI Malha

Mr : DERRADJ

Plan de ferrailage des plancher ausage
commercial et bureautique



coupeA-A



coupeB-B

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

Melle: DJADI Lilia
Melle: SACI Malha

Mr : DERRADJ

Plan de ferrailage des planchers usage d'habitation

CHAPITRE

V

Etude de contreventement

V. Caractéristiques géométriques de la structure.

V.1. Introduction.

La présente étude a pour but de déterminer les éléments de contreventement de la structure et leurs caractéristiques géométriques afin d'assurer une sécurité suffisante sous l'action des charges horizontales.

V.2: Calcul des rigidités au niveau des portiques :

V.2.1: Présentation de la méthode :

Pour l'étude des portiques sollicités par les efforts horizontaux, on utilisera la méthode de MUTO celle-ci permet de distribuer les efforts tranchants dans les niveaux, comme elle nous permet de déduire les moments fléchissant et les autres sollicitations dans les poutres et les poteaux de chaque portique.

➤ Hypothèses de calcul :

- Les charges ou les masses sont considérées concentrées au niveau du plancher.
- Les diagrammes de répartition des charges doivent être :
 - Rectangulaire pour le vent.
 - Triangulaire pour le séisme.
- La raideur des poutres ne doit pas être faible devant celle des poteaux.
- La raideur des travées adjacentes d'une même portée ne doit pas être trop différente.

V.2.2: Etape de calcul :

V.2.2.1: Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres :

$$\text{Rigidité linéaire d'un poteau} \quad K_p = \frac{I_p}{h_c}$$

$$\text{Rigidité linéaire d'une poutre} \quad K_i = \frac{I}{L_c}$$

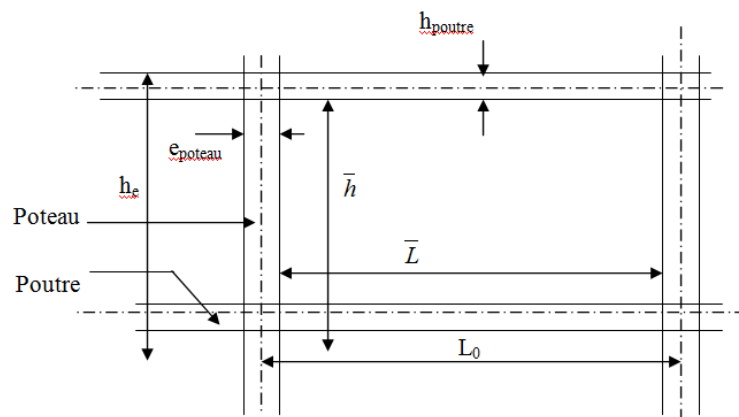


Fig. V.1 : Identification des paramètres

Avec : I : Moment d'inertie de l'élément.

h_c, L_c : Hauteur et longueur calculées qui seront déterminées ultérieurement.

$$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} \cdot e_{\text{poteau}} \quad ; \quad L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} \cdot h_{\text{poutre}}$$

$\bar{h}$: Hauteur de poteau entre nus des poutres.

$\bar{L}$: Longueur de la poutre entre nus des appuis (poteau).

h_0 : Hauteur des poteaux entre axes des poutres.

h_p : Hauteur de la poutre.

e_p : Largeur des poteaux

L_0 : Longueur de la poutre entre axes des poteaux.

K : Rigidité linéaire (poutre, poteau)

V.2.2.2: Calcul des coefficients $\bar{K}$ relatifs aux portiques :

➤ Cas d'étage courant :

$$\text{En général : } \bar{K} = \frac{\sum K_i \text{ sup} + \sum K_i \text{ inf}}{2 \cdot K_{\text{pot}}}$$

➤ Cas de RDC :

$$\bar{K} = \frac{K_1}{K_{\text{pot}}}$$

V.2.2.3: Calcul des coefficients des rigidités des poteaux « a_{ij} » :

➤ Cas d'étage courant et du niveau terrasse :

$$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$$

➤ Cas du RDC :

$$\text{Poteau encastré à la base} \quad a = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$$

$$\text{Poteau articulé à la base} \quad a = \frac{0,5 \cdot \bar{K}}{1 + 2\bar{K}}$$

V.2.2.4: Calcul des rigidités des poteaux (i) au niveau (j) :

$$r_{ij} = \frac{12 \cdot E_i \cdot a_{ij} \cdot I_p}{h_c^3}$$

Avec : E_i : Module de déformation du béton ; $E_i = 11000 \sqrt{f_{c28}} = 3,216 \cdot 10^5 \text{ daN/cm}^2$.

I_p : Inertie de poteau.

h_c : Hauteur du poteau.

V.2.2.5: Calcul des rigidités d'un portique de niveau (j) dans le sens x-x et y-y :

$$R_{jx} = \sum r_{ij} \text{ Pour chaque niveau dans le sens longitudinal.}$$

$$R_{jy} = \sum r_{ij} \text{ Pour chaque niveau dans le sens transversal.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants

- Sens x-x (sens longitudinal) :
- portique (1-1):

NIVEAU	POT	hc(cm)	L _c (cm)	Kpot(cm ³)	K poutre	$\bar{K}$	a _{ij}	r _{ij} (daN/cm)	R _{jx}
7,8,9	A	273,5	215	457,228	1453,488	1,624	0,448	10568,034	89976,370
	B	273,5	340	457,228	919,117	2,594	0,564	13304,400	
	C	273,5	315	457,228	992,063	2,089	0,510	12030,575	
	D	273,5	535	457,228	584,112	1,723	0,462	10898,285	
	E	273,5	315	457,228	992,063	1,723	0,462	10898,285	
	F	273,5	340	457,228	919,117	2,089	0,510	12030,575	
	G	273,5	320	457,228	976,562	2,072	0,508	11983,396	
						1,076	0,349	8232,687	
4,5,6	A	276	210	772,246	1488,095	0,963	0,325	12726,591	99367,461
	B	276	335	772,246	932,835	1,567	0,439	17190,688	
	C	276	310	772,246	1008,046	1,256	0,387	15154,433	
	D	276	530	772,246	589,622	1,034	0,340	13313,972	
	E	276	310	772,246	1008,046	1,034	0,340	13313,972	
	F	276	335	772,246	932,835	1,256	0,387	15154,433	
	G	276	315	772,246	992,063	1,246	0,383	14997,798	
						0,643	0,243	9515,574	
1,2,3	A	278,5	205	1226,997	1524,390	0,621	0,236	14407,960	127718,017
	B	278,5	330	1226,997	946,969	1,007	0,334	20390,926	
	C	278,5	305	1226,997	1024,590	0,803	0,286	17460,494	
	D	278,5	525	1226,997	595,238	0,660	0,248	15140,568	
	E	278,5	305	1226,997	1024,590	0,660	0,248	15140,568	
	F	278,5	330	1226,997	946,969	0,803	0,286	17460,494	
	G	278,5	310	1226,997	1008,046	0,796	0,284	17338,392	
						0,410	0,170	10378,615	
RDC	A	383	200	1359,878	1562,000	0,574	0,222	7942,417	70229,453
	B	383	325	1359,878	961,384	0,927	0,316	11305,305	
	C	383	300	1359,878	1041,666	0,736	0,269	9623,920	
	D	383	520	1359,878	600,961	0,603	0,231	8264,407	
	E	383	300	1359,878	1041,666	0,603	0,231	8264,407	
	F	383	325	1359,878	961,384	0,736	0,269	9623,920	
	G	383	305	1359,878	1024,969	0,730	0,267	9552,366	
						0,376	0,158	5652,711	
Sous-sol	A	325	200	1602,564	1562,000	0,974	0,495	28983,522	178760,998
	B	325	325	1602,564	961,384	0,599	0,422	24709,185	
	C	325	300	1602,564	1041,666	0,649	0,433	25353,263	
	D	325	520	1602,564	600,961	0,374	0,368	21547,346	
	E	325	300	1602,564	1041,666	0,649	0,433	25353,263	
	F	325	325	1602,564	961,384	0,599	0,422	24709,185	
	G	325	305	1602,564	1024,969	0,639	0,480	28105,234	

Tableau V.1: Les rigidités de portique (1-1) dans le sens x-x

➤ portique (2-2):

NIVEAU	POT	hc(cm)	Lc(cm)	K _{pot} (cm ³)	K poutre	$\bar{K}$	a _{ij}	r _{ij} (daN/cm)	R _{jx}
7,8,9	A	273,5	320	457,228	976,562	1,067	0,347	8185,508	75395,528
	B	273,5	340	457,228	919,117	2,073	0,508	11983,396	
	C	273,5	315	457,228	992,063	2,089	0,510	12030,575	
	D	273,5	535	457,228	584,112	1,723	0,462	10898,285	
	E	273,5	315	457,228	992,063	1,723	0,462	10898,285	
	F	273,5	340	457,228	919,117	2,089	0,510	12030,575	
	G	273,5	320	457,228	976,562	2,073	0,508	11983,396	
						1,067	0,347	8185,508	
4,5,6	A	276	315	772,246	992,062	1,789	0,472	18482,927	182636,378
	B	276	335	772,246	932,835	3,471	0,634	24826,643	
	C	276	310	772,246	1008,046	3,500	0,636	24904,961	
	D	276	530	772,246	589,622	2,881	0,590	23103,658	
	E	276	310	772,246	1008,046	2,881	0,590	23103,658	
	F	276	335	772,246	932,835	3,500	0,636	24904,961	
	G	276	315	772,246	992,063	3,471	0,634	24826,643	
						1,789	0,472	18482,9271	
1,2,3	A	278,5	310	1226,997	1008,046	0,410	0,170	36019,900	169721,154
	B	278,5	330	1226,997	946,969	0,796	0,284	17338,392	
	C	278,5	305	1226,997	1024,590	0,803	0,286	17460,494	
	D	278,5	525	1226,997	595,238	0,660	0,248	15140,658	
	E	278,5	305	1226,997	1024,590	0,660	0,248	15140,658	
	F	278,5	330	1226,997	946,969	0,803	0,286	17460,494	
	G	278,5	310	1226,997	1008,046	0,796	0,284	15140,658	
						0,410	0,170	36019,900	
RDC	A	383	305	1359,878	1024,969	0,376	0,158	5652,711	65471,276
	B	383	325	1359,878	961,384	0,730	0,257	9194,600	
	C	383	300	1359,878	1041,666	0,736	0,269	9623,920	
	D	383	520	1359,878	600,961	0,603	0,231	8264,407	
	E	383	300	1359,878	1041,666	0,603	0,231	8264,407	
	F	383	325	1359,878	961,384	0,736	0,269	9623,920	
	G	383	305	1359,878	1024,969	0,730	0,257	9194,600	
						0,376	0,158	5652,711	
Sous-sol	A	325	305	1602,564	1024,969	0,639	0,431	25236,158	204698,787
	B	325	325	1602,564	961,384	0,599	0,422	24709,185	
	C	325	300	1602,564	1041,666	0,649	0,433	25353,263	
	D	325	520	1602,564	600,961	0,374	0,368	21547,346	
	E	325	300	1602,564	1041,666	0,638	0,431	25236,158	
	F	325	325	1602,564	961,384	0,599	0,422	24709,185	
	G	325	305	1602,564	1024,969	0,639	0,431	25236,158	
	H	325	139	1602,564	2248,201	1,401	0,558	32672,334	

Tableau V.2: Les rigidités de portique (2-2) dans le sens x-x

➤ portique (3-3), (4-4):

Niveau	pot	hc(cm)	Lc(cm)	Kpot(cm3)	K poutre	$\bar{K}$	a _{ij}	r _{ij} (daN/cm)	R _{jx}
7,8,9	A	273,5	320	457,228	976,562	1,067	0,347	8185,508	86195,528
	B	273,5	340	457,228	919,117	2,073	0,508	11983,396	
	C	273,5	315	457,228	992,063	2,089	0,510	12030,575	
	D	273,5	535	457,228	584,112	1,723	0,462	10898,285	
	E	273,5	315	457,228	992,063	1,723	0,462	10898,285	
	F	273,5	340	457,228	919,117	2,089	0,510	12030,575	
	G	273,5	320	457,228	976,562	2,073	0,508	11983,396	
						1,067	0,347	8185,508	
4,5,6	A	276	315	772,246	992,062	0,642	0,242	9476,416	105727,604
	B	276	335	772,246	932,835	1,246	0,383	14997,798	
	C	276	310	772,246	1008,046	1,257	0,385	15076,116	
	D	276	530	772,246	589,622	1,034	0,340	13313,972	
	E	276	310	772,246	1008,046	1,034	0,340	13313,972	
	F	276	335	772,246	932,835	1,257	0,385	15076,116	
	G	276	315	772,246	992,063	1,246	0,383	14997,798	
						0,642	0,242	9476,416	
1,2,3	A	278,5	310	1226,997	1008,046	0,410	0,170	10378,615	120636,138
	B	278,5	330	1226,997	946,969	0,796	0,284	17338,392	
	C	278,5	305	1226,997	1024,590	0,803	0,286	17460,494	
	D	278,5	525	1226,997	595,238	0,660	0,248	15140,568	
	E	278,5	305	1226,997	1024,590	0,660	0,248	15140,568	
	F	278,5	330	1226,997	946,969	0,803	0,286	17460,494	
	G	278,5	310	1226,997	1008,046	0,796	0,284	17338,392	
						0,410	0,170	10378,615	
RDC	A	383	305	1359,878	1024,969	0,376	0,158	5652,711	66186,808
	B	383	325	1359,878	961,384	0,730	0,267	9552,366	
	C	383	300	1359,878	1041,666	0,736	0,269	9623,920	
	D	383	520	1359,878	600,961	0,604	0,231	8264,407	
	E	383	300	1359,878	1041,666	0,604	0,231	8264,407	
	F	383	325	1359,878	961,384	0,736	0,269	9623,920	
	G	383	305	1359,878	1024,969	0,730	0,267	9552,366	
						0,376	0,158	5652,711	
Sous-sol	A	325	305	1602,564	1024,969	0,390	0,372	21781,556	201362,290
	B	325	325	1602,564	961,384	0,599	0,422	24709,185	
	C	325	300	1602,564	1041,666	0,649	0,433	25353,263	
	D	325	520	1602,564	600,961	0,374	0,368	21547,346	
	E	325	300	1602,564	1041,666	0,649	0,433	25353,263	
	F	325	325	1602,564	961,384	0,599	0,422	24709,185	
	G	325	305	1602,564	1024,969	0,639	0,431	25236,158	
	H	325	139	1602,564	2248,201	1,401	0,558	32672,334	

Tableau V.3: Les rigidités de portique (3-3) et (4-4) dans le sens x-x

➤ Sens y-y (sens transversal) :

Portique (A-A):

Niveau	pot	hc(cm)	L _c (cm)	Kpot(cm ³)	K poutre	$\bar{K}$	a _{ij}	r _{ij} (daN/cm)	R _{jx}
7,8,9	A	268,5	581,5	465,743	834,497	0,895	0,309	7703,956	39192,941
	B	268,5	717,5	465,743	676,321	1,621	0,447	11144,558	
	C	268,5	492,5	465,743	985,300	1,783	0,471	11742,923	
						1,057	0,345	8601,504	
4,5,6	A	271	576,5	794,537	841,735	0,529	0,209	8645,585	46020,577
	B	271	712,5	794,537	681,067	0,958	0,323	13361,359	
	C	271	487,5	794,537	995,405	1,054	0,345	14271,421	
						0,626	0,238	9842,212	
1,2,3	A	273,5	571,5	1272,695	849,099	0,333	0,142	9153,400	50666,002
	B	273,5	705,5	1272,695	687,824	0,603	0,231	14890,390	
	C	273,5	482,5	1272,695	1005,721	0,665	0,249	16050,680	
						0,395	0,164	10571,532	
RDC	A	378	566,5	1939,788	856,593	0,220	0,099	4108,739	23199,849
	B	378	702,5	1939,788	690,762	0,398	0,165	6847,899	
	C	378	477,5	1939,788	1016,252	0,440	0,180	7470,433	
						0,261	0,115	4772,778	
Sous-sol	A	320	566,5	1939,788	856,593	0,220	0,324	22163,783	97069,159
	B	320	702,5	1939,788	690,762	0,399	0,374	25584,119	
	C	320	477,5	1939,788	1016,252	0,440	0,385	26336,594	
	H					0,261	0,336	22984,663	

Tableau V.4: Les rigidités de portique (A-A) dans le sens y-y

Portiques (B-B),(C-C),(D-D),(E-E),(F-F),(G-G) et (H-H):

Niveau	pot	hc(cm)	L _c (cm)	Kpot(cm ³)	K poutre	$\bar{K}$	a _{ij}	r _{ij} (daN/cm)	R _{jx}
7,8,9	A	268,5	572,5	465,743	847,616	0,909	0,312	7778,752	39317,601
	B	268,5	717,5	465,743	676,321	1,636	0,449	11194,422	
	C	268,5	492,5	465,743	985,300	1,783	0,471	11742,923	
						1,057	0,345	8601,504	
4,5,6	A	271	567,5	794,537	855,084	0,538	0,211	8728,318	49289,043
	B	271	712,5	794,537	681,067	0,966	0,325	13444,092	
	C	271	487,5	794,537	995,405	1,054	0,345	14271,421	
						0,626	0,238	9845,212	
1,2,3	A	273,5	562,5	1272,695	862,685	0,338	0,144	9282,321	50794,922
	B	273,5	705,5	1272,695	687,824	0,609	0,232	14954,850	
	C	273,5	482,5	1272,695	1005,721	0,665	0,249	16050,680	
						0,390	0,163	10507,071	
RDC	A	378	557,5	1939,788	870,422	0,224	0,100	3721,522	20952,169
	B	378	702,5	1939,788	690,762	0,404	0,168	6252,157	
	C	378	477,5	1939,788	1016,252	0,440	0,180	6698,740	
						0,261	0,115	4279,750	
Sous-sol	A	320	557,5	1939,788	870,422	0,224	0,325	19935,607	294325,949
	B	320	702,5	1939,788	690,762	0,404	0,376	230163,964	
	C	320	477,5	1939,788	1016,252	0,440	0,385	23616,027	
	H					0,261	0,336	20610,351	

Tableau V.5: Les rigidités des portiques (B-B),(C-C),(D-D),(E-E),(F-F),(G-G) et (H-H) dans le sens y-y

Portique (I-I)

Niveau	pot	hc(cm)	L _c (cm)	Kpot(cm ³)	K poutre	$\bar{K}$	a _{ij}	r _{ij} (daN/cm)	R _{jx}
7,8,9	B	268,5	715,5	465,743	676,321	0,726	0,266	6631,884	26976,311
	C	268,5	492,5	465,743	985,300	1,783	0,471	11742,923	
						1,057	0,345	8601,504	
4,5,6	B	271	712,5	794,537	681,067	0,428	0,176	7280,493	31367,126
	C	271	487,5	794,537	995,405	1,054	0,345	14271,421	
						0,626	0,238	9845,212	
1,2,3	B	273,5	707,5	1272,695	687,824	0,270	0,118	7606,346	35448,558
	C	273,5	482,5	1272,695	1005,721	0,665	0,249	16050,680	
						0,395	0,164	10571,532	
RDC	B	378	702,5	1939,788	690,762	0,178	0,081	3014,433	13992,923
	C	378	477,5	1939,788	1016,252	0,440	0,180	6698,740	
						0,261	0,115	4279,750	
Sous-sol	B	320	702,5	1939,788	690,762	0,178	0,311	19076,843	63303,221
	C	320	477,5	1939,788	1016,252	0,440	0,385	23616,027	
	H					0,261	0,336	20610,351	

Tableau V.6: Les rigidités des portiques (I-I) dans le sens y-y

V-3) Caractéristiques géométriques des voiles :**V- 3-1) Introduction :**

L'étude du contreventement est une étape très importante et décisive dans l'étude de tous bâtiment ; elle mérite le plus grand soin .Elle consiste a parer la structure contre les deux types de sollicitations horizontales (vent et séisme).

V-3-2) Notion d'inertie équivalente :

La notion d'inertie équivalente permet, par un artifice de calcul, d'assimiler les refends avec ouvertures aux refends linéaires pleins.

Pour la distribution des efforts horizontaux, il suffit de remplacer chaque refends avec ouverture par un refend fictif dont son inertie équivalente est évaluée comme suit.

Par définition, nous appellerons inertie équivalente I_e du refend considéré, l'inertie d'un refend linéaire plein fictif qui est soumis aux même efforts horizontaux, uniformément réparti sur la hauteur du bâtiment, présenterait à son sommet une flèche égale à celle du refend avec ouvertures.

La flèche de ce refend fictif est :
$$f = \frac{H_0 \cdot Z^3}{8E \cdot I_e}$$

Avec :

I_e : Inertie équivalente.

H_0 : Effort tranchant à la base du refend.

Z : Hauteur du bâtiment.

Remarque :

Certains auteurs recommandent de considérer comme étant pratiquement monolithique si les deux conditions suivantes sont respectées :

- La hauteur des linteaux au moins égale à 20% de la hauteur de l'étage.
- La largeur de l'ouverture (ou somme des largeurs des ouvertures) en plan horizontal au plus égale à 15% de la largeur du refend dans le même plan. (MARIUS-DIVERS).

V.4. Etude des refends:**a. Calcul des inerties :**➤ **Inerties des refends pleins :**

- Les refends longitudinaux

$$I_y = e.L^3/12$$

$$I_x = L.e^3/12 \lll I_y$$

On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe X.

- Les refends transversaux :

$$I = I_x = e.L^3/12$$

On néglige l'inertie des refends transversaux par rapport à l'axe Y.

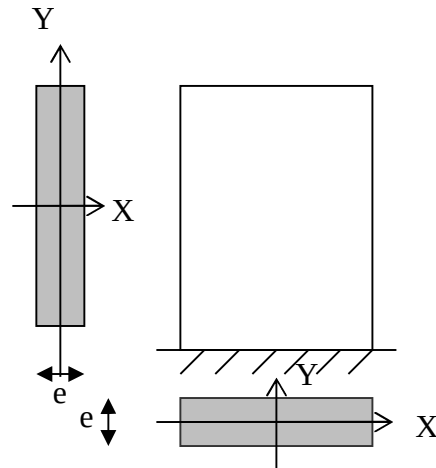


Fig.V-2 : Coupe sur des voiles pleins

Remarque :

La négligence due à la faible rigidité du refend suivant son épaisseur.

➤ **Inertie d'un refend à une seule file d'ouverture :**

$$I_e = \frac{a_n I}{\frac{60}{11} \frac{2mc}{I_0} \frac{\Psi_0}{\alpha^2} + 1}$$

$$a_n = \frac{11}{20} + \frac{9}{20n} - \frac{1}{30n^2} - \frac{1}{30n^3}$$

Si $n < 11$ niveaux.

$$a_n = 1 \quad \text{Si } n \geq 11 \text{ niveaux.}$$

I: Inertie totale de refend. $I = I_1 + I_2 + 2mc = I_0 + 2mc$. ($I_0 = I_1 + I_2$).

c : Demi distance entre les centres de gravité des deux éléments de refend.

m: Moment statique de chacun des éléments de refends par rapport au c.d.g de l'ensemble.

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}}$$

A_1, A_2 : Aires des éléments de refend.

α : Degré de monolithisme. $\alpha = \omega Z$

Z: Hauteur de bâtiment.

ω : Coefficient de monolithisme.

$$\omega^2 = \frac{3E'i}{EI_0} \frac{I}{m} \frac{c}{a^3 h}$$

E: Module d'élasticité du matériau constituant le refend.

E' : Module d'élasticité du matériau constituant le linteau. (Généralement $E = E'$).

i: Inertie de linteau. $i = e B^3/12$.

a: Demi portée libre de l'ouverture.

h: Hauteur d'étage.

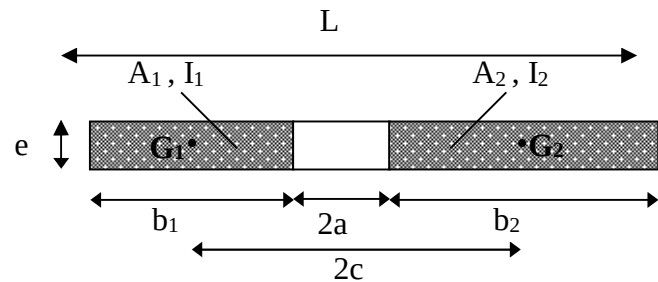


Fig .V.3: Coupe sur un voile à une seule file d'ouverture

b. Calcul des rigidités des voiles :

Dans le sens (x-x) : $R_{vx} = \frac{12 \cdot E \cdot I_y}{h_e^3}$

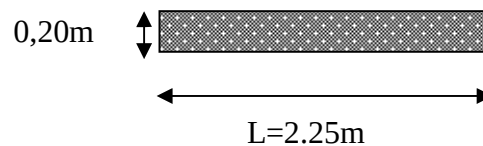
Dans le sens (y-y) : $R_{vy} = \frac{12 \cdot E \cdot I_x}{h_e^3}$

Avec : I_y, I_x : Inerties des voiles longitudinaux et transversaux respectivement
 h_e : Hauteur d'étage.

➤ Exemples de calcul :

• Refend plain (VT1) et (VT2) :

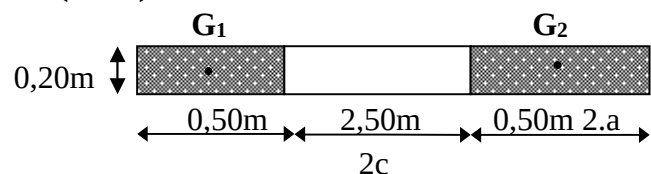
$e_p = 0.20m$



$$I_e = \frac{e \cdot L^3}{12} = \frac{0.2 \times (2.25)^3}{12} = 0,190 \text{ m}^4.$$

Fig .V.4 : Coupe sur le voile VT1

• Refend avec une seule file d'ouverture (VT3) :



$2,50m \rightarrow a = 1,25m.$

$2.c = 3 \text{ m} \rightarrow c = 1,50m$

$A_1 = 0,2 \times 0,50 = 0,1m^2$

$A_2 = 0,2 \times 0,5 = 0,1m^2$

Fig .V.5 : Coupe sur le voile VT3

$$m = \frac{2.c}{\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}} = \frac{2 \times 1,5}{\frac{1}{0,1} + \frac{1}{0,1}} = 0,15$$

$$I_1 = \frac{0,2 \times 0,50^3}{12} = 2,083 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_2 = \frac{0,2 \times 0,50^3}{12} = 2,083 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_0 = I_1 + I_2 = 4,166 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4.$$

$$I = I_0 + 2.m.c = 4,166 \cdot 10^{-3} + 2 \times 0,15 \times 1,5 = 0,454166 \text{ m}^4.$$

$$i = 0,20 \times 2,50^3 / 12$$

$$i = 0,2604 \text{ m}^4$$

$$W^2 = \frac{3 \times 0,2604 \times 0,454166 \times 1,5}{4,166 \times 10^{-3} \times 0,15 \times 1,25^3 \times 3,50} = 124,583$$

$$\alpha = W.Z = 11,116 \times 35,12 = 390,39^\circ$$

$$\psi_0 = \frac{2}{3} + \frac{2 + \alpha^2}{\alpha^3} \times \frac{sh\alpha}{ch\alpha} - \frac{2}{\alpha^2 \cdot ch\alpha}$$

$$\psi_0 = \frac{2}{3} + \frac{2 + 390,39^2}{390,39^3} \times \frac{sh390,39}{ch390,39} - \frac{2}{390,39^2 \cdot ch390,39} = 0,671.$$

Donc:

$$I_e = \frac{a_n I}{\frac{60}{11} \frac{2mc}{I_0} \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1} = \frac{1 \times 0,454166}{\frac{60}{11} \frac{2 \times 0,15 \times 1,5}{4,166 \cdot 10^{-3}} \frac{0,67}{390,39^2} + 1} = 0,453 \text{ m}^4.$$

Les autres refends se calculent de la même manière et les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux suivants :

-Sens longitudinal :

• Pour le sous-sol :

VOILE	VL ₁	VL ₂	VL ₃	VL ₄	VL ₅	VL ₆
I _{ex} (m ⁴)	0,0827	0,0827	0,068	0,453	0,068	0,068

• Pour le RDC, 1^{er} étage :

VOILE	VL ₁	VL ₂	VL ₃	VL ₄	VL ₅	VL ₆
I _{ex} (m ⁴)	0,349	0,349	0,0682	0,430	0,068	0,068

• Pour le 2^{ème} étage :

VOILE	VL ₁	VL ₂	VL ₃	VL ₄	VL ₅	VL ₆
I _{ex} (m ⁴)	0,572	0,189	0,0682	0,430	0,068	0,068

- Pour le 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} 6^{ème} étage :

VOILE	VL1	VL2	VL3	VL4	VL5	VL6
$I_{ex}(m^4)$	0,572	0,572	0,0682	0,430	0,068	0,068

- Pour le 7^{ème} et 8^{ème} 9^{ème} étage :

VOILE	VL1	VL2	VL3	VL4	VL5	VL6
$I_{ex}(m^4)$	0,572	0,572	0,0682	0,430	0,068	0,068

Tableaux .V.7: Inerties des voiles longitudinaux

-Sens transversal :

- Pour le sous-sol, RDC et 1^{er} étage :

VOILE	VT1	VT2	VT3	VT4
$I_{ey}(m^4)$	0,189	0,189	0,690	0,690

- Pour le 2^{ème} 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étage :

VOILE	VT1	VT2	VT3	VT4
$I_{ey}(m^4)$	0,189	0,189	0,676	0,676

- Pour le 7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} étage :

VOILE	VT1	VT2	VT3	VT4
$I_{ey}(m^4)$	0,189	0,189	0,690	0,690

Tableaux .V.8: Inerties équivalentes des voiles transversaux

➤ Rigidités des voiles par niveau dans le sens longitudinal (x-x):

NIVEAU	VOILE	he(m)	L(m)	Iy(m ⁴)	r _{vx} (daN/cm)	r _{vx} (daN/cm)
07,08 ET 09	VL1	3,06	3,25	0,189	25456,272	136305,541
	VL2	3,06	3,25	0,189	25456,272	
	VL3	3,06	1,60	0,068	9158,87	
	VL4	3,06	3,50	0,430	57916,387	
	VL5	3,06	1,60	0,068	9158,87	
	VL6	3,06	1,06	0,068	9158,87	
03,04,05 ET 06	VL1	3,06	3,25	0,570	76772,885	200417,635
	VL2	3,06	3,25	0,570	76772,885	
	VL3	3,06	1,60	0,068	9158,87	
	VL4	3,06	3,50	0,714	96168,140	
	VL5	3,06	1,60	0,068	9158,87	
	VL6	3,06	1,60	0,068	9158,87	
02	VL1	3,06	3,25	0,572	77042,263	247693,569
	VL2	3,06	3,25	0,349	47006,556	
	VL3	3,06	1,60	0,068	9158,87	
	VL4	3,06	3,50	0,714	96168,140	
	VL5	3,06	1,60	0,068	9158,87	
	VL6	30,6	1,60	0,068	9158,87	
01	VL1	3,06	3,25	0,572	77042,263	277687,276
	VL2	3,06	3,25	0,572	77042,263	
	VL3	3,06	1,60	0,068	9158,87	
	VL4	3,06	3,50	0,714	96168,140	
	VL5	3,06	1,60	0,068	9158,87	
	VL6	3,06	1,60	0,068	9158,87	
R.D.C	VL1	4,08	3,25	0,572	32502,205	117167,038
	VL2	4,08	3,25	0,572	32502,205	
	VL3	4,08	1,60	0,068	3863,898	
	VL4	4,08	3,50	0,714	40570,934	
	VL5	4,08	1,60	0,068	3863,898	
	VL6	4,08	1,60	0,068	3863,898	
SOUS-SOL	VL1	3,50	3,25	0,0827	7443,867	74024,627
	VL2	3,50	3,25	0,0827	7443,867	
	VL3	3,50	1,60	0,068	6120,713	
	VL4	3,50	3,50	0,453	40774,754	
	VL5	3,50	1,60	0,068	6120,713	
	VL6	3,50	1,60	0,068	6120,713	

Tableaux .V.9: Rigidités des voiles par niveau dans le sens longitudinal (x-x)

➤ Rigidités des voiles par niveau dans le sens transversal (y-y):

NIVEAU	VOILE	he(m)	L(m)	Ix(m ⁴)	r _{vy} (daN/cm)	r _{vy} (daN/cm)
07, 08 et 09	VT1	3,06	2,25	0,189	25456,272	10963,738
	VT2	3,06	2,25	0,189	25456,272	
	VT3	3,06	3,46	0,690	92935,597	
	VT4	3,06	3,46	0,690	92935,597	
02, 03, 04, 05 et 06	VT1	3,06	2,25	0,189	25456,272	233012,44
	VT2	3,06	2,25	0,189	25456,272	
	VT3	3,06	3,46	0,676	91049,948	
	VT4	3,06	3,46	0,676	91049,948	
01	VT1	3,06	2,25	0,189	25456,272	236783,738
	VT2	3,06	2,25	0,189	25456,272	
	VT3	3,06	3,46	0,690	92935,597	
	VT4	3,06	3,46	0,690	92935,597	
	VT5	3,06	2,50	0,195	26264,408	
	VT6	3,06	2,50	0,195	26264,408	
RDC	VT1	4,08	2,25	0,189	10739,364	99893,138
	VT2	4,08	2,25	0,189	10739,364	
	VT3	4,08	3,46	0,690	39207,205	
	VT4	4,08	3,46	0,690	39207,205	
sous-sol	VT1	3,50	2,25	0,189	17011,983	158238,448
	VT2	3,50	2,25	0,189	17011,983	
	VT3	3,50	3,46	0,690	62107,241	
	VT4	3,50	3,46	0,690	62107,241	

Tableaux .V.10: Rigidités des voiles par niveau dans le sens transversal (y-y)

V.9. Calcul de l'inertie fictive des portiques :

Le calcul se fera avec la méthode itérative (méthode des approximations successives) ; elle consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques en calculant leurs déplacements au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces latérales égales à une tonne chacune, en suite on compare ces déplacements aux flèches que produira un refend bien déterminé de l'ouvrage. L'inertie égale à 1 m⁴ sous l'effet d'un même système de forces horizontales.

Inertie fictive des portiques est donnée par la formule suivante :

$$I_{ei} = \frac{f_i}{\sum_{i+1}^n \Delta_i}$$

I_{ei} : Inertie équivalente du portique au niveau « i ».

f_i : Flèche du refend au niveau « i ».

$\sum \Delta_i$: Déplacement du portique au niveau « i ».

a. Calcul des déplacements des portiques :

➤ Rotation d'étage :

1. Niveau d'étage courant :

$$E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{tn}}$$

2. Niveau de R.D.C :

-Pour un poteau encasté à la base :

$$E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p1}}$$

-Pour un poteau articulé a la base :

$$E\theta_1 = \frac{2M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1}}$$

M_{n+1} : Moment d'étage.

$\sum K_{tn}$: Somme des raideurs de toutes les poutres de l'étage considéré.

$\sum K_{pn}$: Somme des raideurs de tous les poteaux de l'étage considéré.

b. Calcul du déplacement :

$$E\psi_n = \frac{M_n}{12 \sum K_{pt}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

$$\Delta_n = \psi_n \cdot h$$

ψ_n : Rapport du déplacement relatif du niveau « n » à la hauteur « h » qui sépare ces deux niveaux.

c. Calcul des flèches dans les refends :

Le calcul des flèches dans les refends sollicités par des forces horizontales quelconques appliquées au droit de chaque plancher, sera effectué par la méthode des 'Moments des aires'.

$$F_i = \sum S_i d_i / E.I$$

F_i : Flèche du refend au niveau (i)

S_i : Elément de surface du niveau (i) ;

d_i : Distance entre le C DG de S et le niveau considéré.

Pour rappel, la surface d'un trapèze est : $S = (b_{i+1} + b_i).h / 2$

La distance (d_i) entre le CDG du trapèze et son petit coté est donnée par :

$$d_i = (2b_i + b_{i+1}).h / 3(b_i + b_{i+1})$$

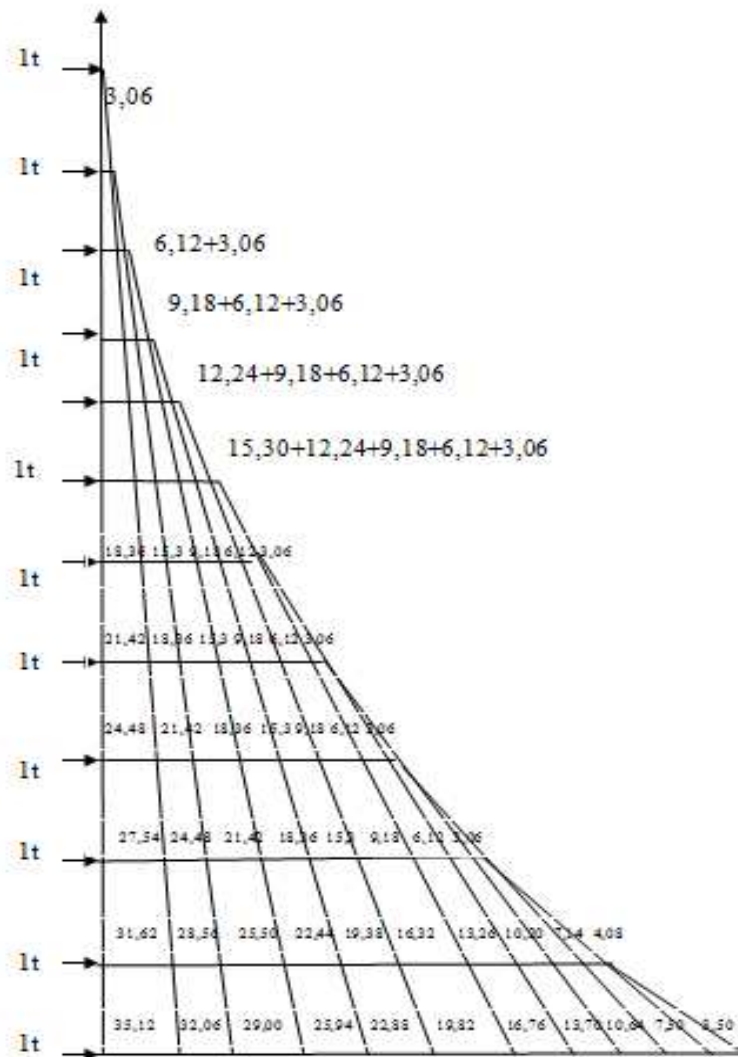
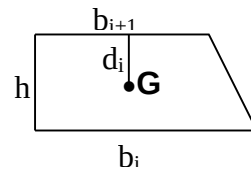


Fig V.6 : Diagramme des moments des aires.

NIVEAU	b_i	b_{i+1}	$h(m)$	d_i	S_i	$S_i \cdot d_i$	$f \cdot EI$
1	201.96	168.30	3.50	1,803	647,955	1168,26	1168,26
2	168.30	137.70	4.08	2,108	624,24	1315,897	4752,00
3	137.70	110.16	3.06	1,587	379,226	601,831	10309,30
4	110.16	85.68	3.06	1,594	299,635	477,618	16075,35
5	85.68	64.26	3.06	1,603	229,408	367,741	22413,33
6	64.26	45.90	3.06	1,615	168,545	272,200	29357,75
7	45.90	30.60	3.06	1,632	117,045	191,017	36736,73
8	30.60	18.36	3.06	1,658	74,909	124,199	44407,06
9	18.36	9.18	3.06	1,700	42,136	71,631	47258,90
10	9.18	3.06	3.06	1,785	18,727	33,427	60190,47
11	3.06	0	3.06	2,04	4,68	9,547	68271,76

Tableau V.10: Récapitulatif de calcul des flèches des refends :

NIV	$\sum K_{tn}$	$\sum K_{pt}$	M_n	M_{n+1}	$E \theta$	$E \psi$	Δ_i	$\sum \Delta_i$	f_i	I_{ei}
11	0,0068	0,0032	3.06	0	18,750	28,125	75,515	37989,974	68271,76	1,797
10	0,0068	0,0032	9.18	3.06	75,000	103,125	276,890	37914,432	60190,47	1,587
9	0,0068	0,0032	18.36	9.18	168,750	356,250	956,531	37637,542	47258,90	1,556
8	0,0069	0,0054	30.60	18.36	295,655	416,985	1130,029	36681,011	44407,06	1,210
7	0,0069	0,0054	45.90	30.6	462,198	656,100	1778,031	35550,982	36736,73	1,033
6	0,0069	0,0054	56.18	45.9	616,425	878,562	2380,903	33772,951	29357,75	0,869
5	0,0070	0,0086	77.60	56.18	849,880	1195,057	3268,480	31392,048	22413,33	0,713
4	0,0070	0,0086	102.08	77.6	1059,523	1562,320	4272,945	28123,568	16075,35	0,571
3	0,0070	0,0086	129.62	102.08	1379,166	1990,892	5445,089	23850,623	10309,30	0,432
2	0,0072	0,0095	160.22	129.62	1677,318	2455,441	9281,566	18405,534	4752,00	0,258
1	0,0072	0,0130	193.88	160.22	1781,187	2851,240	9123,968	9123,968	1168,26	0,128

Tableau V.11: Inerties fictives des portiques « Sens longitudinal »:

NIV	$\sum K_{tn}$	$\sum K_{pt}$	M_n	M_{n+1}	$E \theta$	$E \psi$	Δ_i	$\sum \Delta_i$	f_i	I_{ei}
11	0,0025	0,0014	3,06	0	51,00	207,642	557,518	116782,530	68271,76	0,584
10	0,0025	0,0014	9,18	3,06	204,00	673,928	1809,496	116225,012	60190,47	0,517
9	0,0025	0,0014	18,36	9,18	459,00	1424,357	3824,398	114415,516	47258,90	0,413
8	0,0025	0,0023	30,60	18,36	816,00	1746,195	4735,680	110591,118	44407,06	0,401
7	0,0025	0,0023	45,90	30,6	1275,00	2708,543	7340,151	105855,438	36736,73	0,347
6	0,0025	0,0023	56,18	45,9	1701,33	3849,759	10432,846	98515,287	29357,75	0,298
5	0,0025	0,0038	77,60	56,18	2229,66	3667,249	10029,926	88082,441	22413,33	0,254
4	0,0025	0,0038	102,08	77,6	2994,66	4850,75	13266,800	78056,515	16075,35	0,205
3	0,0025	0,0038	129,62	102,08	3861,66	6261,931	17126,381	64789,715	10309,30	0,159
2	0,0025	0,0058	160,22	129,62	4830,66	6648,171	25130,086	47663,34	4752,00	0,099
1	0,0025	0,0058	193,88	160,22	4256,01	7041,64	22533,248	22533,248	1168,26	0,051

Tableau V.12: Inertie fictive des portiques « Sens Transversal »

Inerties moyennes des portiques :**➤ Sens longitudinal :****Portique:**

NIVEAU	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
$I_{ey}(m^4)$	1,797	1,587	1,556	1,210	1,033	0,869	0,713	0,571	0,432	0,258	0,128

Tableau .V.13: Inertie moyenne des portiques sens longitudinal

Voile

NIVEAU	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
$I_{ey}(m^4)$	1,778	1,778	1,778	1,778	1,778	1,778	1,778	1,395	1,332	1,332	0,822

Tableau .V.14: Inertie moyenne des voiles sens longitudinal

$I_{\text{moy}} = 0,923 \text{ m}^4$ (portiques).

$I_{\text{moy}} = 1,575 \text{ m}^4$ (voiles).

➤ Sens transversal :**Portique:**

NIVEAU	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
$I_{ex}(m^4)$	0,584	0,517	0,413	0,401	0,347	0,298	0,254	0,205	0,159	0,099	0,051

Tableau .V.15: Inertie moyenne des portiques sens transversal

Voile:

NIVEAU	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
$I_{ex}(m^4)$	3,160	3,160	3,160	1,730	1,730	1,730	1,730	1,730	1,758	1,758	1,758

Tableau .V.16: Inertie moyenne des voiles sens transversal

$I_{\text{moy}} = 0,302 \text{ m}^4$ (portiques).

$I_{\text{moy}} = 1,813 \text{ m}^4$ (voiles).

Interprétation des résultats :**➤ Sens longitudinal :**

La moyenne des inerties des voiles : $1,575 \text{ m}^4$.

La moyenne des inerties des portiques : $0,923 \text{ m}^4$.

Inertie totale (voiles + portiques) : $2,498 \text{ m}^4$.

Portiques → 36,70 %.

Voiles → 63,30 %.

➤ **Sens transversal :**

La moyenne des inerties des voiles : $1,813\text{m}^4$.

La moyenne des inerties des portiques : $0,302\text{ m}^4$.

Inertie totale (voiles+ portiques) : $2,115\text{ m}^4$.

Portiques → 14,16 %.

Voiles → 85,84 %.

Conclusion :

La structure est contreventée par des voiles porteurs, les recommandations de RPA sont les suivantes:

Le système est constitué de voiles et de portiques dans ce cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

CHAPITRE

VI

**MODELISATION DE
LA STRUCTURE**

VI.1) Introduction:

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans « la théorie des poutres » pour chaque type d'élément, (une fonction forme) fonction de déformation de la forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être divisée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœuds, tout en considérant inconnue les déformations au niveau des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, ensuite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

VI.2. Description de l'ETABS :

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries particulièrement adaptée aux bâtiments, et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques. Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppées les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc.

➤ Etapes de modélisation:

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- 1**-Introduction de la géométrie du modèle.
- 2**-Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- 3**-Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...).
- 4**-Définition des charges (G, Q)
- 5**-Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- 6**-Définition du séisme.
- 7**-Introduction des combinaisons d'actions.
- 8**-Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
- 9**-Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- 10**-Exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

❖ Rappel : (terminologie)

- Grid line : ligne de grille
- Joints : nœuds
- Frame : portique (cadre)
- Shell : voile
- Elément : élément
- Restraints : degrés de liberté(D.D.L)
- Loads : charge
- Uniformed loads : point d'application de la charge
- Define : définir
- Materials : matériaux
- Concrete : béton
- Steel : acier
- Frame section : coffrage
- Column : poteau
- Beam : poutre

VI.3. Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.1.4

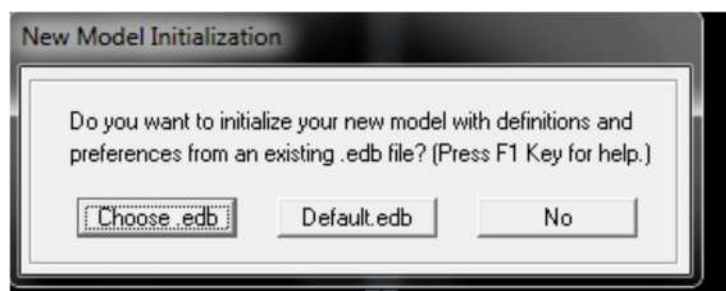
Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS

VI.3.1 Etapes de modélisation :**Première étape :**

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

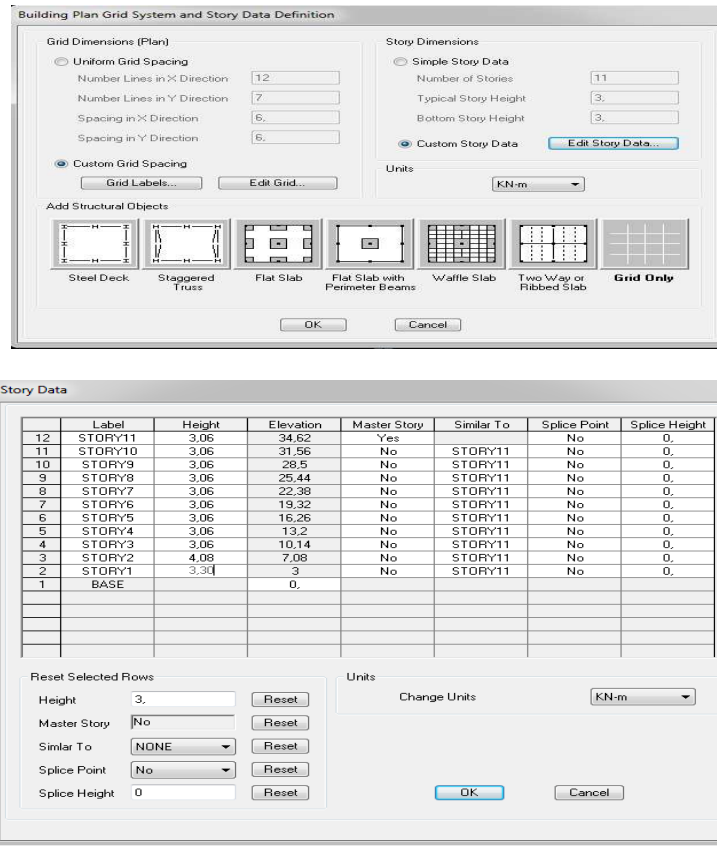
Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne ton-m comme unités de base pour les forces et déplacements



Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, cette option permet d'introduire :



- Le nombre de portiques suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre des étages.

Le nombre de lignes dans la direction X ou Y (**Number lines in X direction**)

Longueur de travée dans le sens de X ou Y (**spacing in X direction**) (entre axes)

Le nombre d'étage (**Number of stories**)

La hauteur d'étage courant (**typical story hight**)

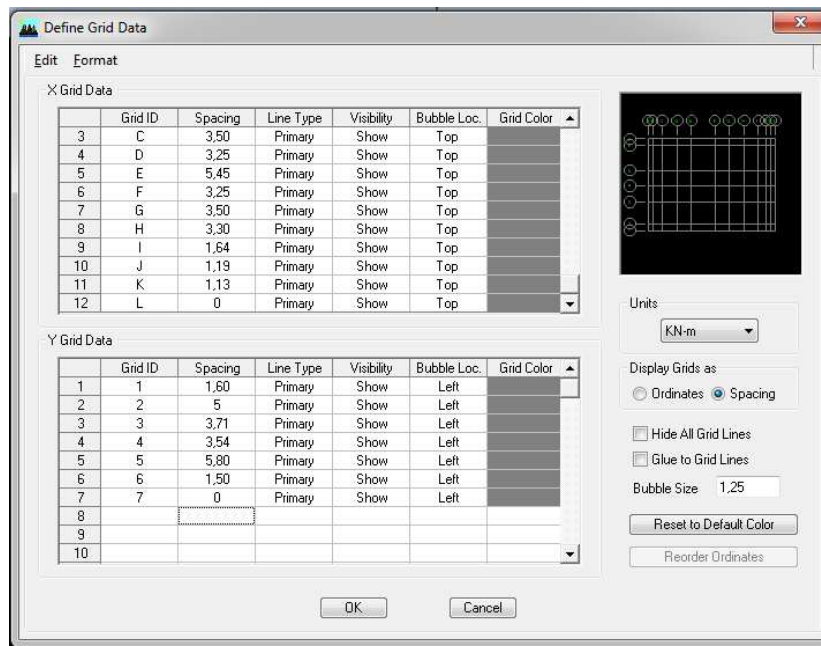
La hauteur d'étage en bas (RDC) (**bottom story hight**)

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 : **X-Y, X-Z, Y-Z**.

Modification de la géométrie de base :

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

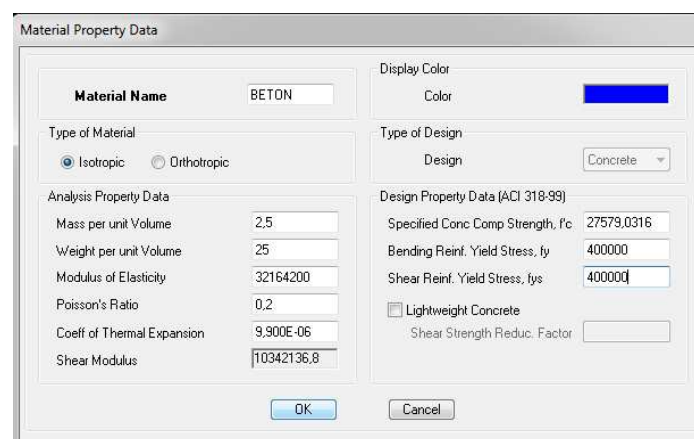
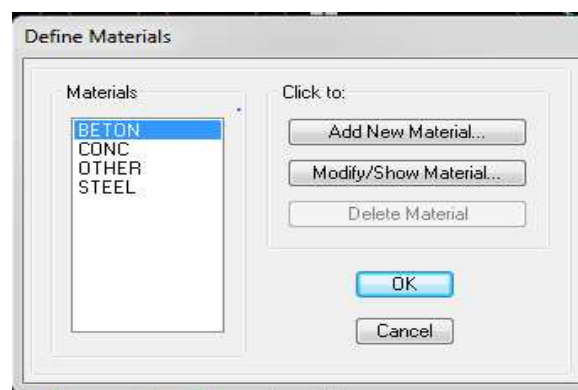
- On clique sur le bouton droit de la souris.
- On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**
- Pour modifié les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**.



Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** nous sélectionons le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

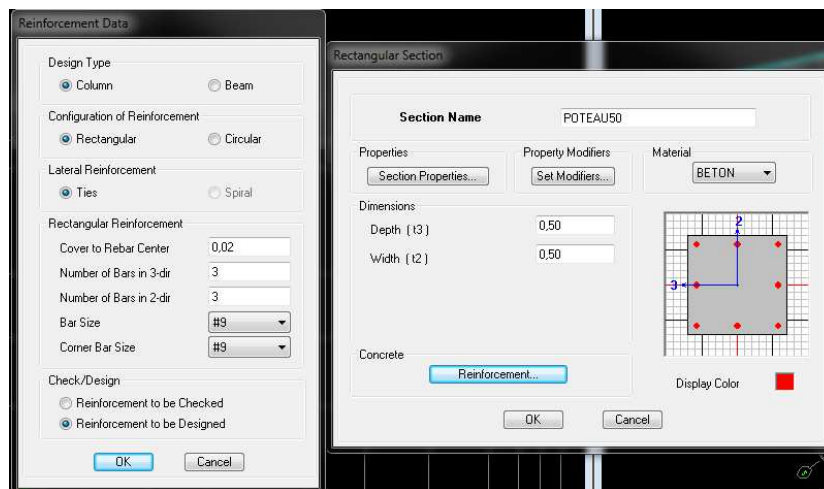
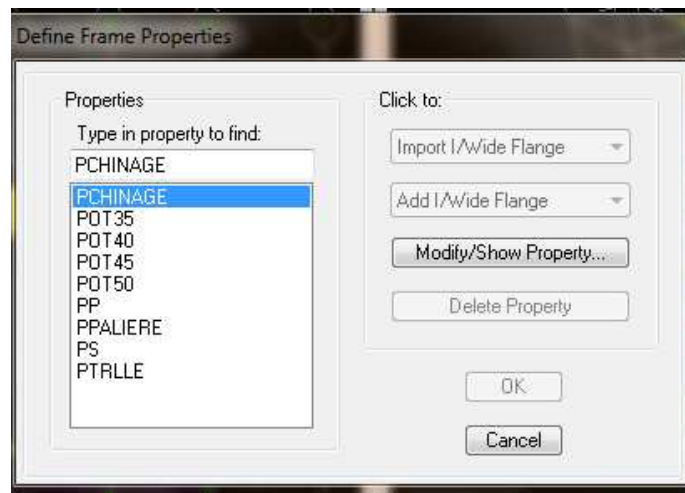


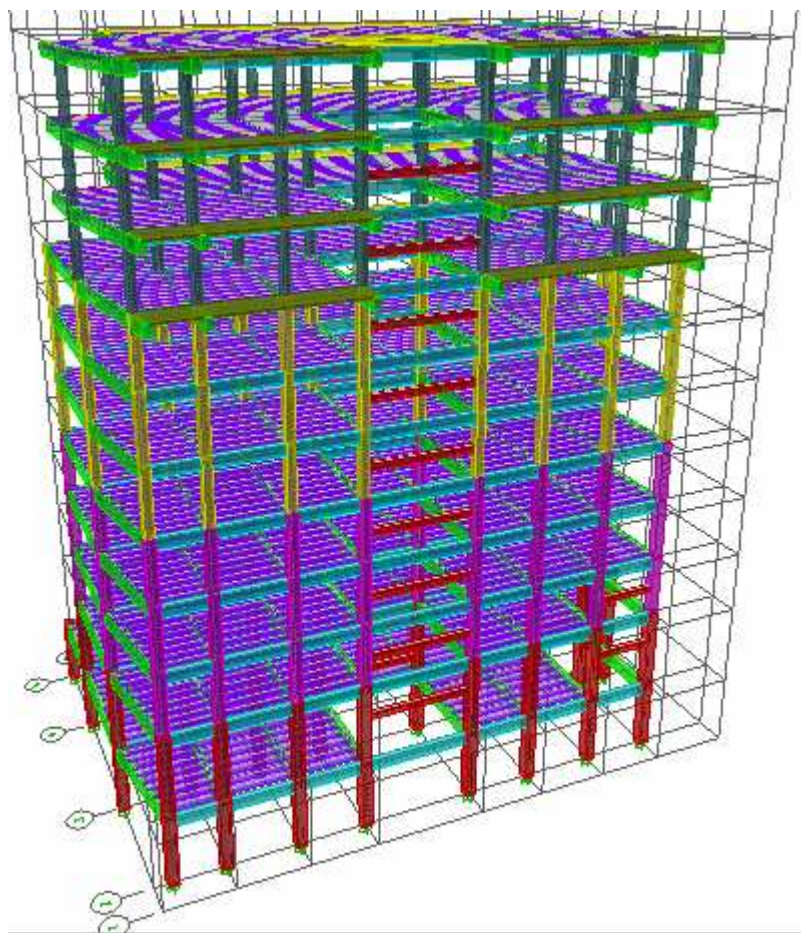
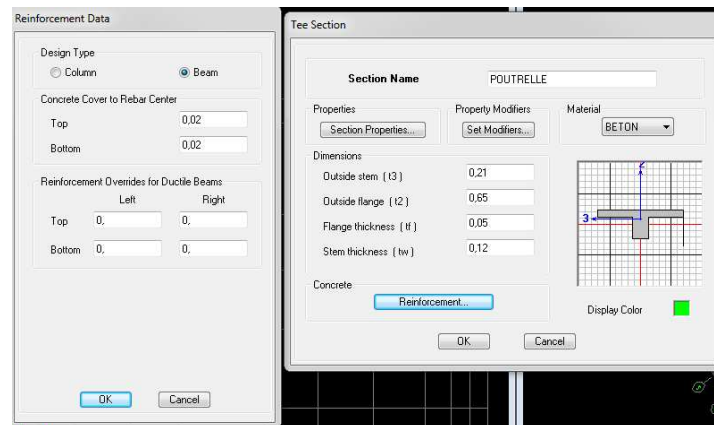
Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affectation des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, dalle, voile...)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres et ceci de la manière suivante:

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire, ou **Add tée** pour une section en té (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires pour les poteaux et les poutres et section en Té pour les poutrelles).





Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Si on clique sur le bouton Section **properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS

Affectation des sections aux éléments des portiques :

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments :

- Sélectionner les éléments de même section en cliquant dessus avec la souris ou en utilisant l'outil de sélection rapide dans la barre d'outil flottante  qui permet de sélectionner plusieurs élément à la fois en traçant une droite avec la souris dans la barre d'outils nous cliquons, sur ou **Assign- Frame – Sections**
- On aura une boîte de dialogue qui est celle de Define Frame Sections et dans la liste titré par Frame section- Name : on choisit la section approprié aux éléments après sélectionné et on valide avec **OK**. On refait le même travail jusqu'à dimensionner tous les éléments de l'ossature.

On peut ajouter plusieurs éléments pour la structure en les traçant :

- Cliquer sur  ensuite sur une ligne de grille et un nouveau élément sera tracé entre deux croisements de lignes successifs horizontalement ou verticalement ça dépend de la ligne visée (un seul clique suffira pour le tracer)
- Pour tracer librement l'élément on choisit  et on clique sur le point de départ ensuite sur le point final il faut seulement que ces points soient des croisements de lignes
- Pour les planchers en ceps creux on clique sur  en choisissant les poutrelles avec un moment continu et un espacement de 65 cm et on choisit la leur direction ensuite en clique sur le vide de la grille

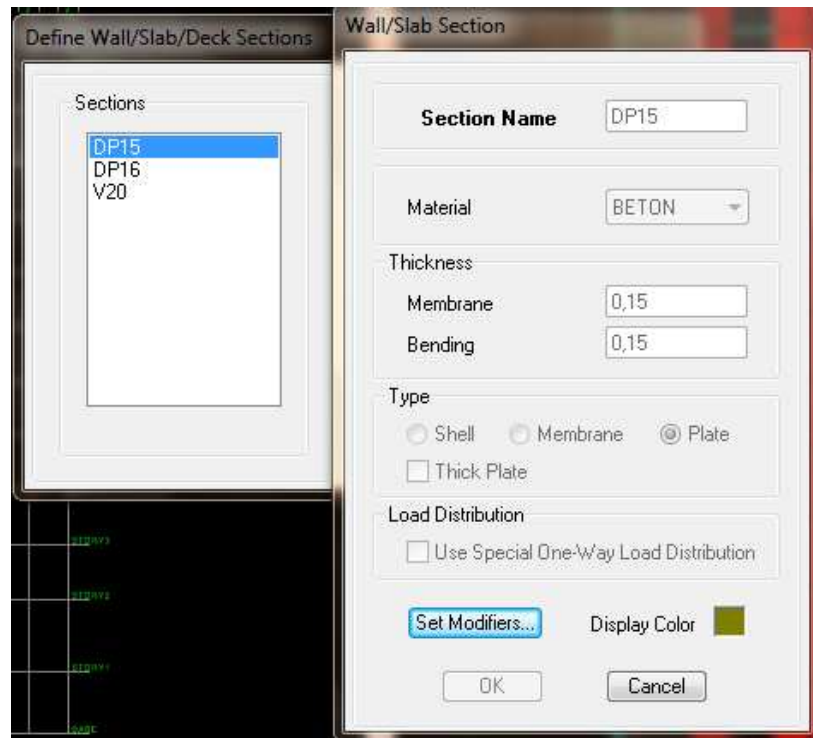
NB : Pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise les flèches qui se trouvent dans la barre d'outils 

• Voiles

On choisit le menu **Define-Wall/slab/deck section** cliquer sur **Add New Wall** pour un voile, et sur **Add New slab** pour une dalle, une nouvelle fenêtre va apparaître ; là où il faut introduire un nom pour la section du Voile ou de la dalle et son épaisseur. Pour ajouter des voiles

Cliquer sur  et cliquer entre les lignes de la grille et le voile aura comme limite deux lignes successives verticale et horizontales dans la fenêtre de travail.

- Pour tracer le voile librement on choisit 
- Pour affecter Shell Section au voile : sélectionner le voile et cliquer sur  et choisir la section correspondante dans la liste de **Define Shell Sections**.



Quatrième étape :

La quatrième étape consiste à spécifier les conditions limites (appuis, etc) pour la structure à modéliser.

Appuis :

- Sélectionner les noeuds de la base dans la fenêtre X-Y, en dessinant une fenêtre à l'aide de la souris.
- On attribue des appuis (**restraints**) avec le menu **Assign/point**, puis **Restraints (support)**, ou en cliquant sur 

Cliquer sur l'icône qui représente un encastrement dans la fenêtre qui apparaît (encastrement à la base des portiques pour les structures en B.A)

- Ce menu peut être utilisé pour attribuer n'importe quelle combinaison de degrés liberté à un noeud quelconque
- Pour les autres noeuds :
- Translation dans le sens de X (libérer Translation 1)(décoché)
- Translation dans le sens de Y (libérer Translation 2) (décoché)
- Rotation autour de Z (libérer Rotation about 3), (décoché)
- Pas de translation dans le sens Z, pas de rotation autour Y et X (Bloquer translation dans le sens de Z ? pas de rotation autour de Y et X (Bloquer Translation 3, Rotation about 1 et Rotation about 2), (cochés) **Assign Joint/point Restraints**.



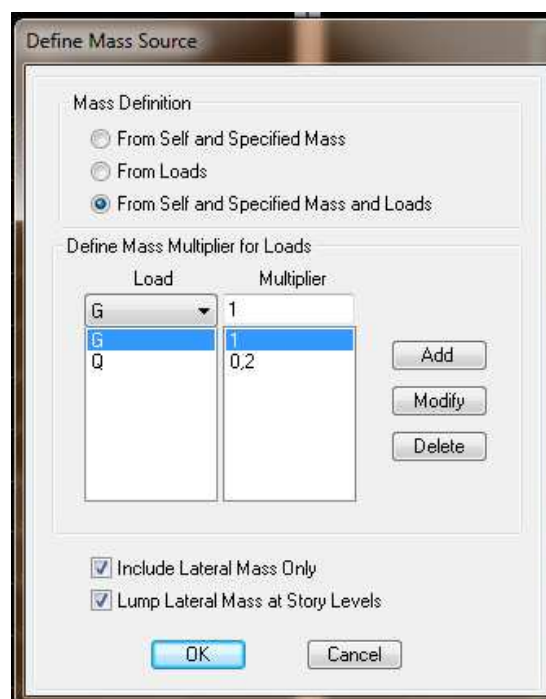
Mass- Source (masse revenant à chaque plancher) :

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass –Source**

- Pour créer ces masses on passe par **define mass source** une fenêtre sera apparaitre
- On donne la valeur 1 pour la charge permanente et on donne la valeur de β suivant la nature de la structure.

Remarque :

Le modèle va prendre les charges permanentes et d'exploitation comme des charges linéaire réparties on cochant la case **from load**.



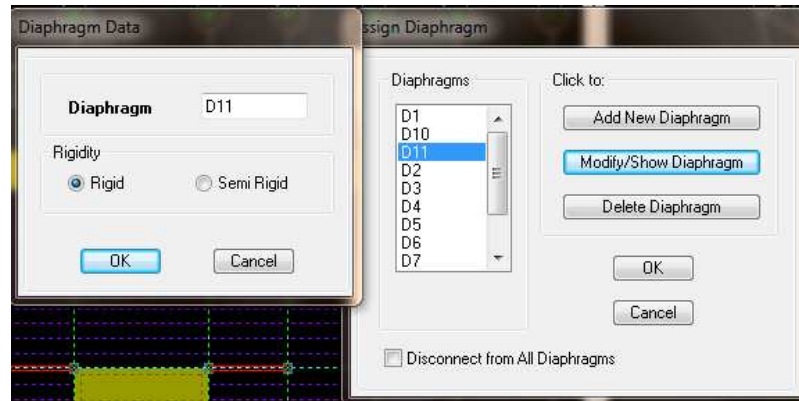
Diaphragme :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigide ; on doit relier tous les noeuds d'un même plancher à son noeud maître de sorte qu'ils forment un Diaphragmes, pour cela :

- Sélectionner le premier plancher dans la fenêtre X-Y .Dans le menu, déroulant:

Assign/point-rigid diaphragm

On choisit **Add NEW Diaphragm**, On va appeler cette D1 : etage 1, **OK**



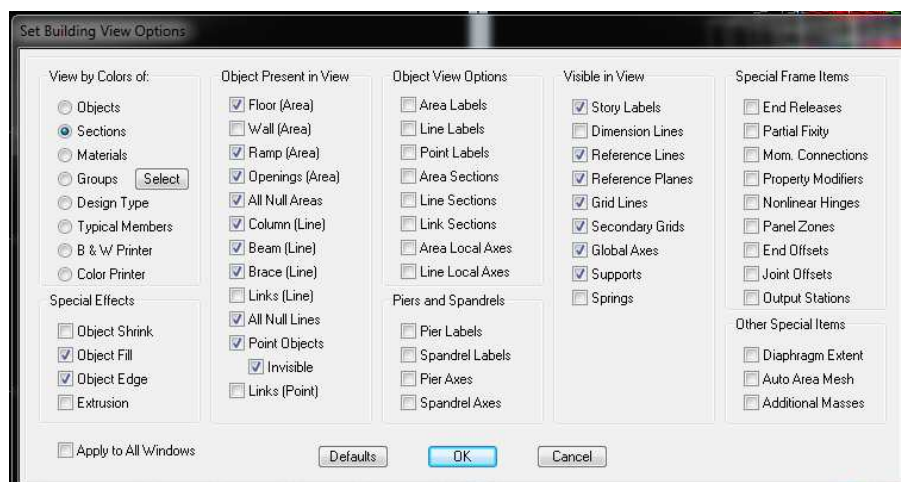
Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

On refait l'opération pour le deuxième plancher qu'on va appeler D2 et ainsi de suite pour tous les autres planchers.

Remarque

Il est possible d'afficher différentes informations (numéros de noeuds, d'éléments,etc.) sur le modèle .Sélectionner la fenêtre 3D du modèle en cliquant dans celle-ci sur l'icône Set

éléments



Nous pouvons choisir les options d'affichages suivantes :

Nom des poutres et poteaux et numéros des nœuds 'labels), Restreints : d.d.l, Constraints : Diaphragme, Masses, Axes locaux, Section des éléments, Hide pour faire cacher l'élément

Cinquième étape :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

Charge statique (G et Q) :

La structure est soumise à des charges permanentes (**G**), et a des surcharges d'exploitation **Q**, pour les définir on clique sur :

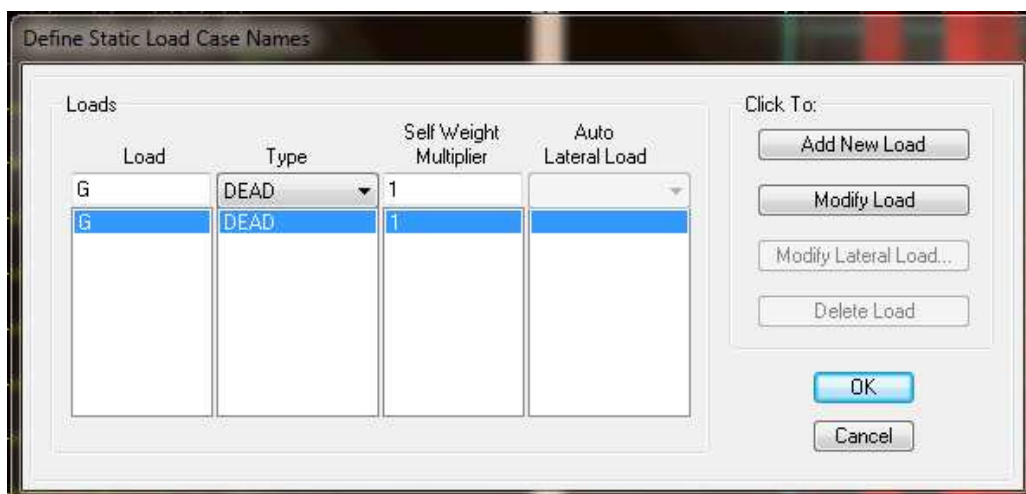
Define / Load Cases.

Charges permanentes :

Load Name (Nom de la charge): **G**

Type : DEAD (permanente)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **1**

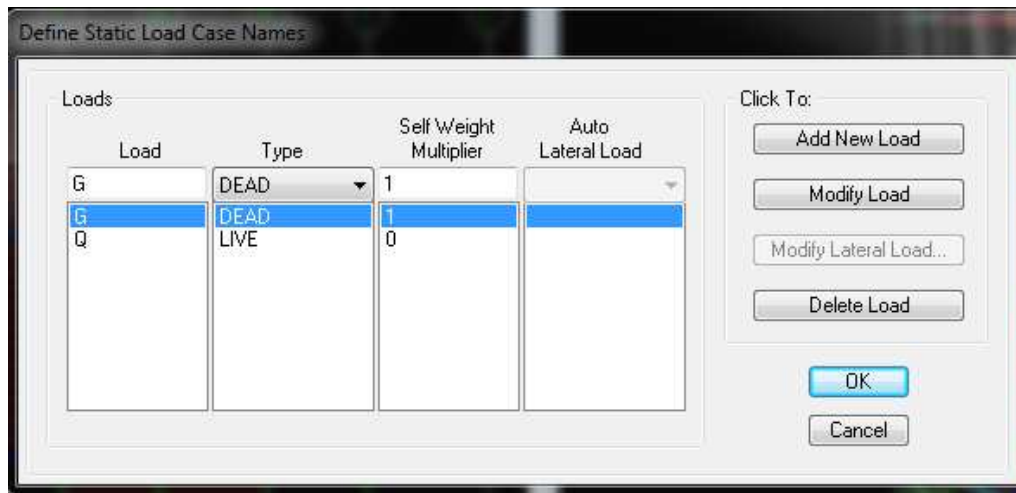


- Surcharges d'exploitation :**

Load Name (Nom de la charge): **Q**

Type : LIVE (exploitation)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **0**

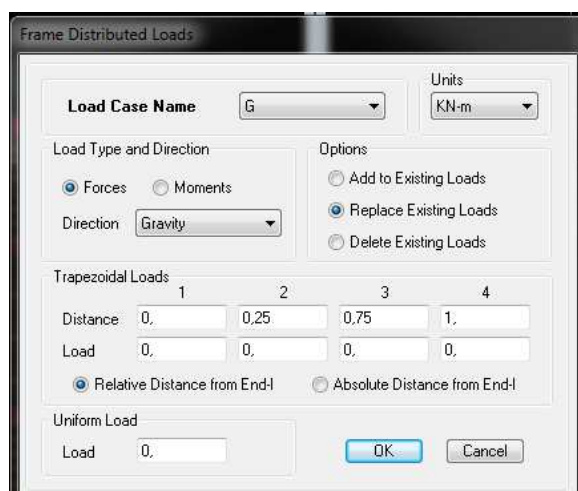


Chargement :

Après sélection de l'élément à charger, on clique sur  qui se trouve sur la barre d'outils.

Dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

- Le nom de la charge
- Sa direction
- La valeur et le point d'application pour les charges concentrées
- En fin on valide avec OK (pour annuler on appuie sur cancel)
- En charge que les planchers cette charge elle sera transmise ou poutre principale ainsi de suite aux poteaux et aux fondations



Charge sismique (E) :

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

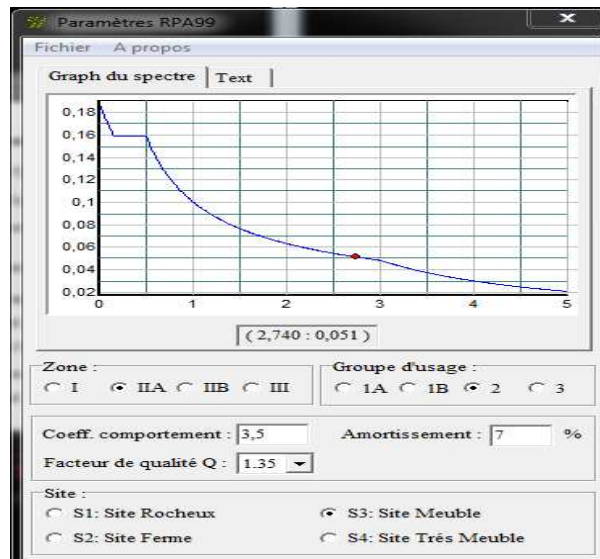
Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

Données à introduire dans le logiciel :

- Zone : IIa (Zone a sismicité moyenne, voir Annexe 3.1 du RPA 99/ version 2003)
- Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA)
- Coeff comportement : Mixte Portiques-Voiles avec interaction
- Remplissage : Dense (Cloisons en maçonnerie)
- Site : S3 (Voir rapport de sol Chapitre 1)
- Facteur de qualité (Q): **Q=1.35**

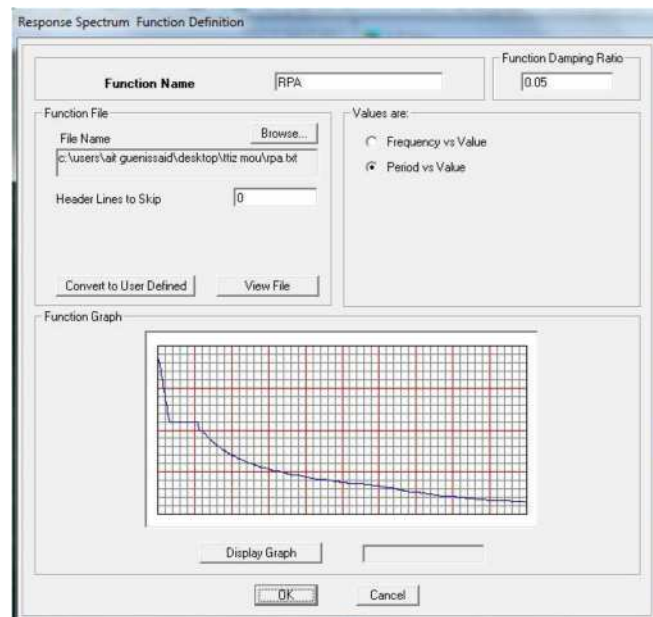
On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône.

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur



Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur:

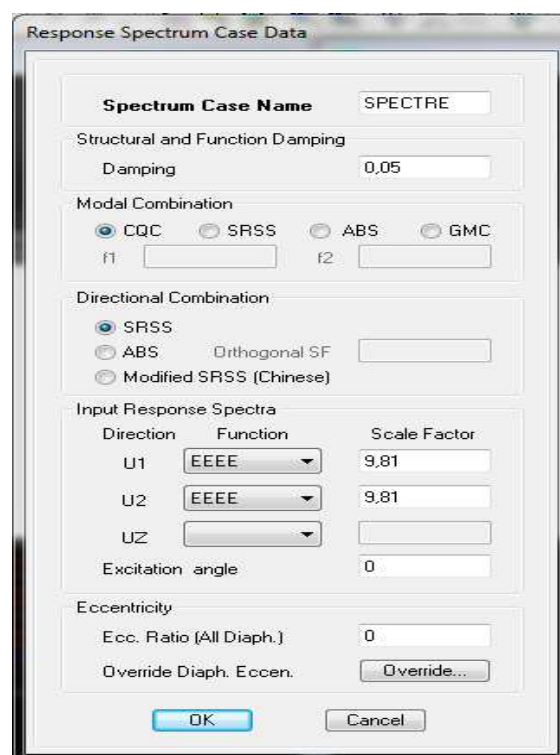
Define / Response Spectrum Functions / Spectrum from file



Function Name (nom du spectre): RPA.

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement E (séisme), pour cela on clique sur :

Define / Responses spectrum cases / Add New Spectrum

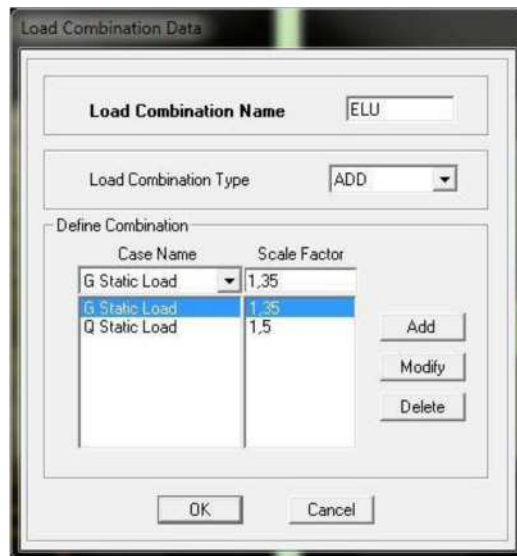


Dans la partie **Input response spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en comptedans les deux directions principales (U1 et U2).

Sixième étape :

La sixième étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

Define → Load combinations



Dans la boîte de dialogue qui apparaît après avoir cliqué sur **Add New Combo**, on aura à introduire le Nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients, par exemple pour l'ELU ($1.35G+1.5Q$) :

- Choisir G dans la Case **Name** et introduire 1.35 dans **Scale Factor** et cliquer sur **Add**
- Choisir Q dans Case **Name** et introduire 1.5 dans **Scale Factor** et Cliquer sur **Add**
- Valider avec **OK** et on revient vers la fenêtre de **Define Load combinations**

Pour définir une autre combinaison on refait le même travail.

Pour modifier le coefficient d'une charge on procède avec **Modify**

Combinaisons aux états limites :

- ELU : $1.35G+1.5Q$
- ELS : $G+Q$

Combinaisons accidentelles du RPA :

- GQE : $G+Q\pm E_x$
- $G+Q \pm E_y$
- 08GE : $0.8G\pm E_x$
- $0.8G+Q \pm E_y$



Septième étape :

➤ Exécution :

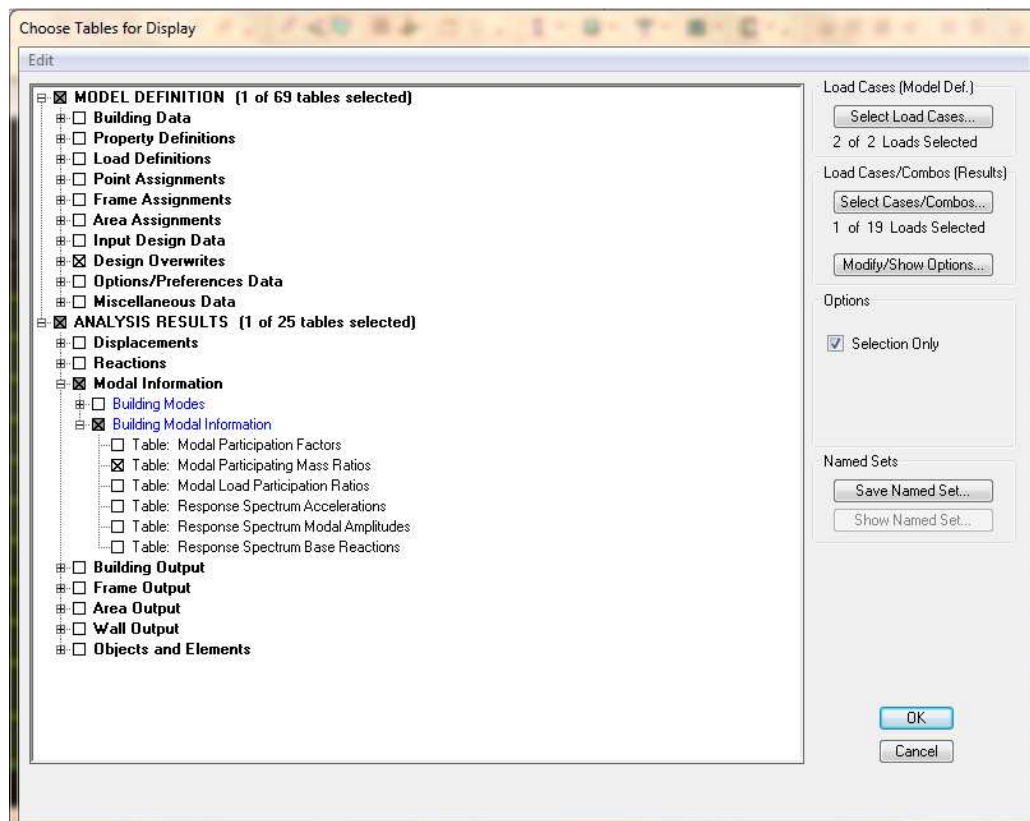
Analyze → **Run** (f5) on clique sur L'ETABS va demander un nom pour le fichier c à dire qu'il va lancer la procédure d'enregistrement, chose qui peut être faite bien avant avec :

File → **Save as**

- Visualisation des résultats .
- Période et participation modale .

Dans la fenêtre **display** → **show tables**, on clique sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison «**Modal**».

Les pourcentages



Modal Participating Mass Ratios

Edit View

Modal Participating Mass Ratios

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0.748204	0.0105	70.4083	0.0000	0.0105	70.4083	0.0000	99.2172
2	0.616465	69.8558	0.0138	0.0000	69.8663	70.4221	0.0000	0.0178
3	0.548917	0.1024	0.0338	0.0000	69.9687	70.4559	0.0000	0.0422
4	0.217649	0.0038	14.1673	0.0000	69.9726	84.6233	0.0000	0.3671
5	0.172997	14.2557	0.0067	0.0000	84.2282	84.6300	0.0000	0.0001
6	0.160412	0.6536	0.0083	0.0000	84.8819	84.6383	0.0000	0.0004
7	0.101574	0.0018	6.0374	0.0000	84.8837	90.6757	0.0000	0.2534
8	0.082196	5.0717	0.0028	0.0000	89.9553	90.6785	0.0000	0.0001
9	0.074101	1.1867	0.0084	0.0000	91.1420	90.6869	0.0000	0.0001
10	0.058517	0.0000	3.5664	0.0000	91.1420	94.2533	0.0000	0.0523
11	0.048554	2.9276	0.0007	0.0000	94.0696	94.2540	0.0000	0.0000
12	0.043259	0.7713	0.0309	0.0000	94.8409	94.2650	0.0000	0.0003
13	0.038844	0.0052	2.4901	0.0000	94.8461	96.7750	0.0000	0.0300
14	0.032742	2.0827	0.0003	0.0000	96.9288	96.7753	0.0000	0.0000
15	0.029664	0.2892	0.7344	0.0000	97.2180	97.5097	0.0000	0.0044
16	0.028892	0.1893	1.1496	0.0000	97.4073	98.6593	0.0000	0.0077
17	0.024891	1.4077	0.0001	0.0000	98.8149	98.6594	0.0000	0.0000
18	0.023572	0.0078	0.9087	0.0000	98.8228	99.5681	0.0000	0.0054
19	0.022332	0.1488	0.0701	0.0000	98.9716	99.6382	0.0000	0.0005
20	0.020207	0.6981	0.0001	0.0000	99.6696	99.6383	0.0000	0.0000

OK

- **Déformée de la structure:**

On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape** et on sélectionne une combinaison d'actions

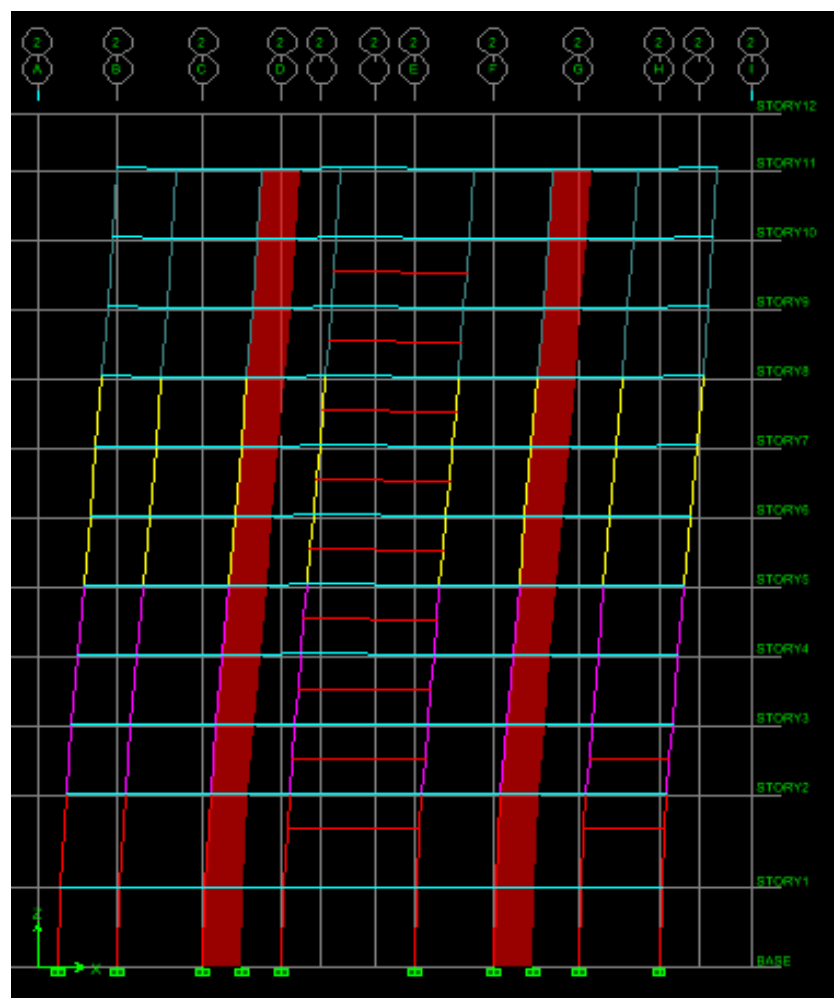
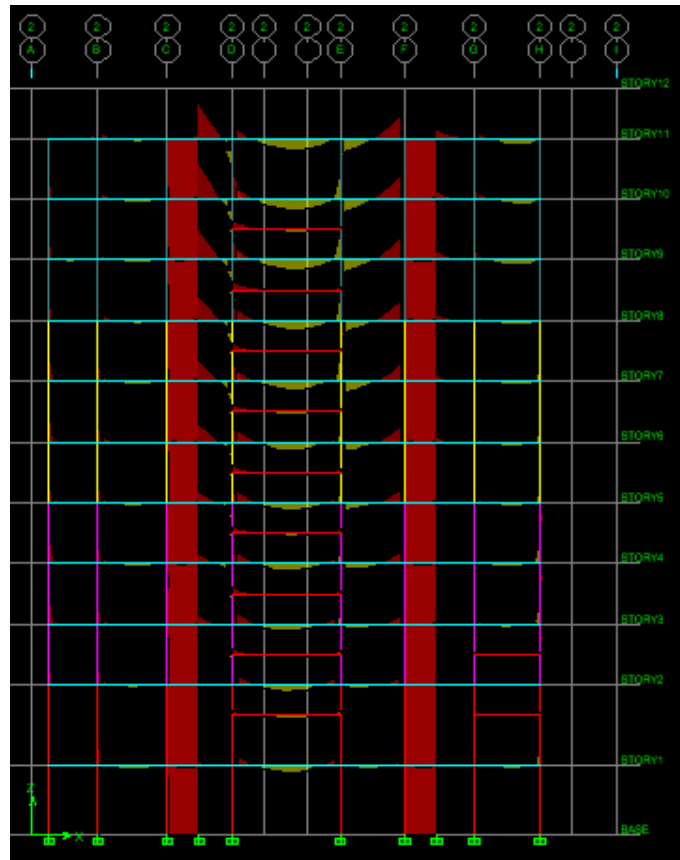


Diagramme des efforts internes :

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show Member forces/Stresses Diagram** dans le menu **Display**



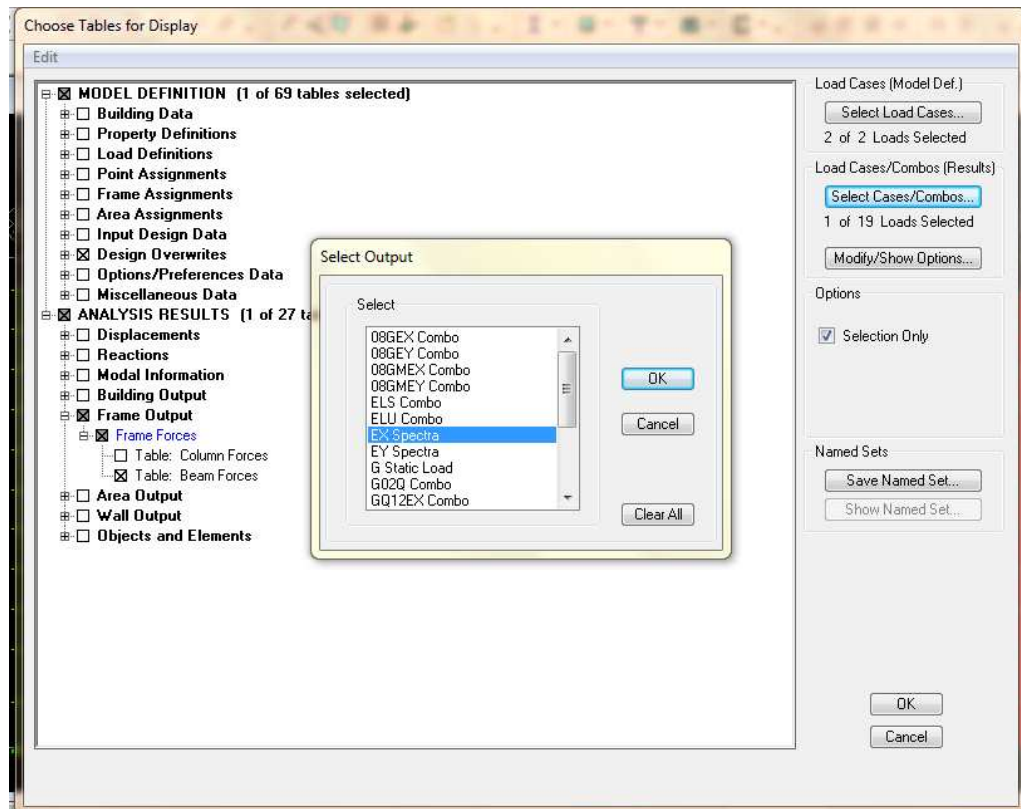
Efforts internes dans les éléments barres :

Les poutres :

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur **Display Show tables**

Dans **Frame Output** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**.



Beam Forces

Edit View

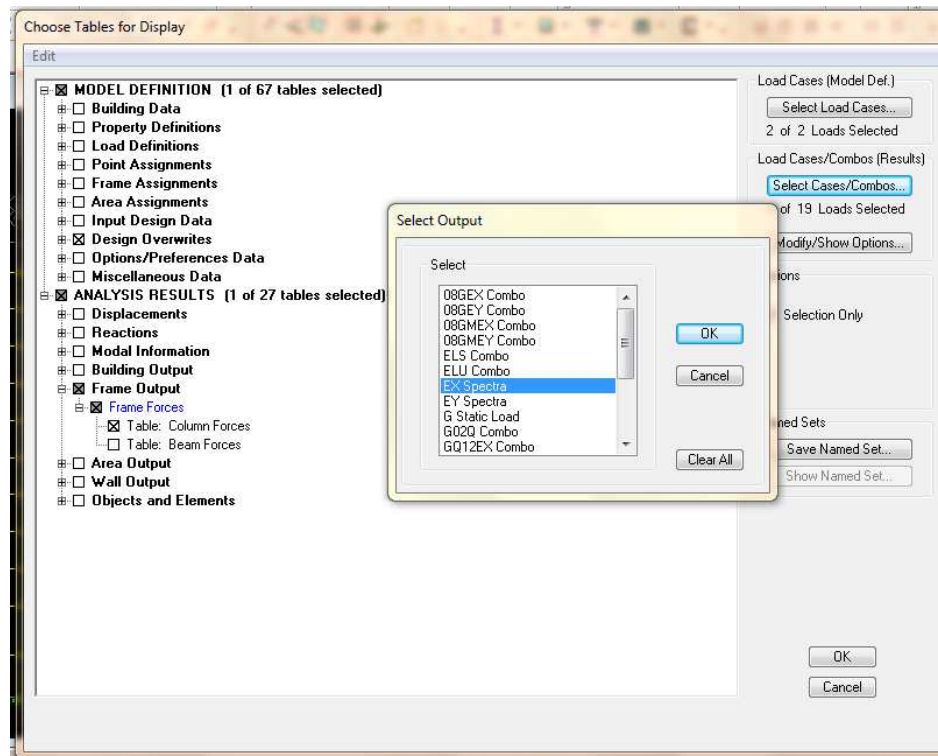
Beam Forces

	Story	Beam	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
▶	STORY11	B1	EX	0.175	0.00	3.07	0.00	1.983	0.000
	STORY11	B1	EX	0.586	0.00	3.07	0.00	1.983	0.000
	STORY11	B1	EX	0.586	0.00	2.78	0.00	1.193	0.000
	STORY11	B1	EX	0.879	0.00	2.78	0.00	1.193	0.000
	STORY11	B1	EX	1.172	0.00	2.78	0.00	1.193	0.000
	STORY11	B1	EX	1.172	0.00	2.55	0.00	0.563	0.000
	STORY11	B1	EX	1.465	0.00	2.55	0.00	0.563	0.000
	STORY11	B1	EX	1.759	0.00	2.55	0.00	0.563	0.000
	STORY11	B1	EX	1.759	0.00	2.36	0.00	0.275	0.000
	STORY11	B1	EX	2.052	0.00	2.36	0.00	0.275	0.000
	STORY11	B1	EX	2.345	0.00	2.36	0.00	0.275	0.000
	STORY11	B1	EX	2.345	0.00	2.18	0.00	0.426	0.000
	STORY11	B1	EX	2.638	0.00	2.18	0.00	0.426	0.000
	STORY11	B1	EX	2.931	0.00	2.18	0.00	0.426	0.000
	STORY11	B1	EX	2.931	0.00	1.98	0.00	0.764	0.000
	STORY11	B1	EX	3.224	0.00	1.98	0.00	0.764	0.000
	STORY11	B1	EX	3.517	0.00	1.98	0.00	0.764	0.000
	STORY11	B1	EX	3.517	0.00	1.71	0.00	1.171	0.000
	STORY11	B1	EX	3.810	0.00	1.71	0.00	1.171	0.000
	STORY11	B1	EX	4.103	0.00	1.71	0.00	1.171	0.000

OK

Les poteaux :

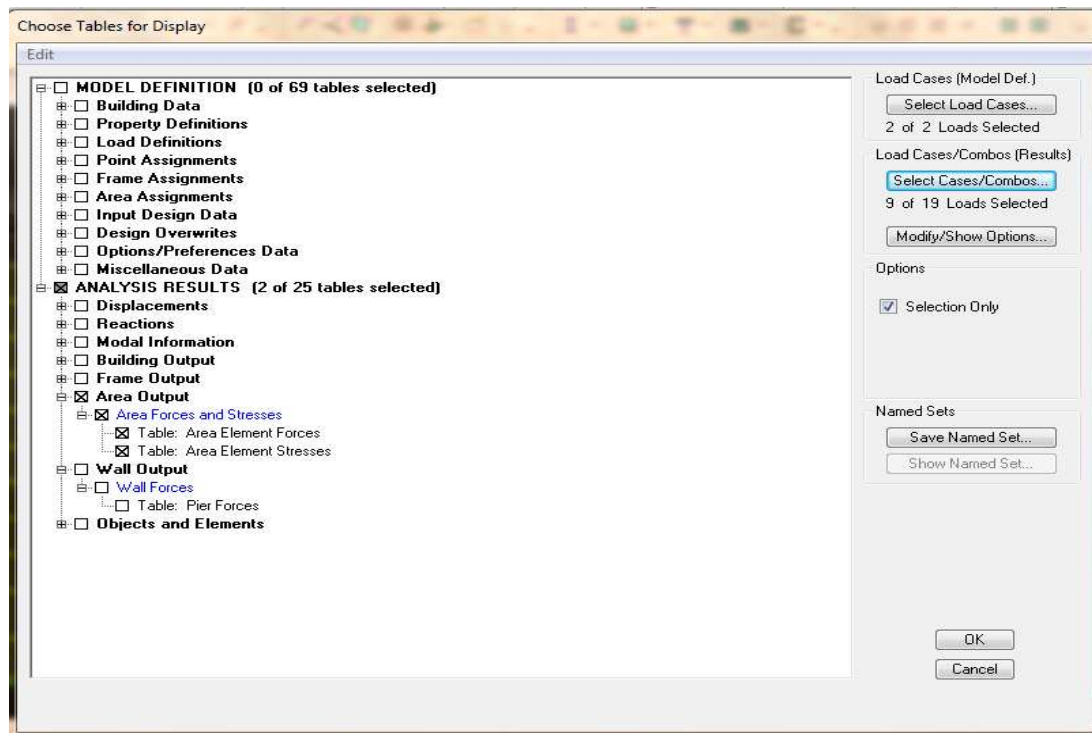
Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres



	Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
	STORY2	C1	EX	0,000	16,61	13,87	5,30	0,513	10,693
	STORY2	C1	EX	1,789	16,61	13,87	5,30	0,513	1,257
	STORY2	C1	EX	3,577	16,61	13,87	5,30	0,513	8,290
	STORY1	C1	EX	0,000	30,28	5,76	3,58	0,264	7,651
	STORY1	C1	EX	1,475	30,28	5,76	3,58	0,264	2,390
	STORY1	C1	EX	2,950	30,28	5,76	3,58	0,264	2,911
	STORY8	C2	EX	0,000	23,96	24,58	8,71	0,226	12,111
	STORY8	C2	EX	1,255	23,96	24,58	8,71	0,226	1,183
	STORY8	C2	EX	2,510	23,96	24,58	8,71	0,226	9,747
	STORY7	C2	EX	0,000	56,68	20,09	6,03	0,214	9,387
	STORY7	C2	EX	1,255	56,68	20,09	6,03	0,214	1,823
	STORY7	C2	EX	2,510	56,68	20,09	6,03	0,214	5,742
	STORY6	C2	EX	0,000	91,24	19,63	5,12	0,221	7,523
	STORY6	C2	EX	1,255	91,24	19,63	5,12	0,221	1,102
	STORY6	C2	EX	2,510	91,24	19,63	5,12	0,221	5,323
	STORY5	C2	EX	0,000	129,82	25,27	5,72	0,369	8,454
	STORY5	C2	EX	1,255	129,82	25,27	5,72	0,369	1,282
	STORY5	C2	EX	2,510	129,82	25,27	5,72	0,369	5,898
	STORY4	C2	EX	0,000	170,33	21,75	4,33	0,382	6,668
	STORY4	C2	EX	1,255	170,33	21,75	4,33	0,382	1,245

Efforts internes dans les voiles :

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.



Area Element Forces

Edit View

Area Element Forces

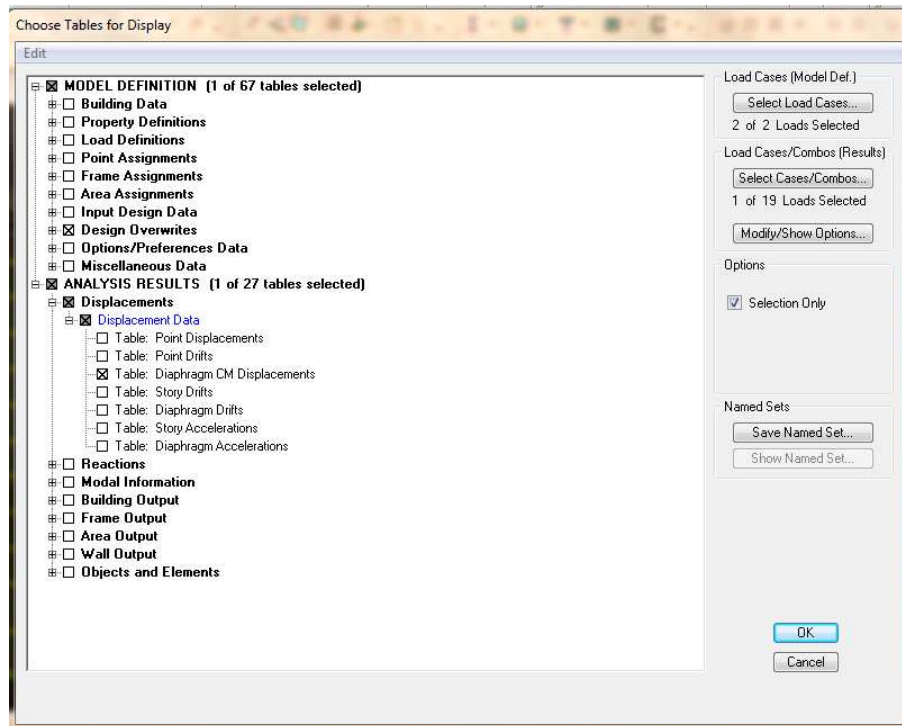
	Story	AreaObj	AreaType	AreaElm	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	StepNur
▶	STORY11	W357	Wall	15	12	ELU	Combination	-	
	STORY11	W357	Wall	15	11	ELU	Combination	-	
	STORY11	W357	Wall	15	12	ELU	Combination	-	
	STORY11	W357	Wall	15	12	GQEX	Combination	Max	
	STORY11	W357	Wall	15	11	GQEX	Combination	Max	
	STORY11	W357	Wall	15	11	GQEX	Combination	Max	
	STORY11	W357	Wall	15	12	GQEX	Combination	Max	
	STORY11	W357	Wall	15	12	GQEX	Combination	Min	
	STORY11	W357	Wall	15	11	GQEX	Combination	Min	
	STORY11	W357	Wall	15	11	GQEX	Combination	Min	
	STORY11	W357	Wall	15	12	GQEX	Combination	Min	
	STORY11	W357	Wall	15	12	GQMEX	Combination	Max	
	STORY11	W357	Wall	15	11	GQMEX	Combination	Max	
	STORY11	W357	Wall	15	11	GQMEX	Combination	Max	
	STORY11	W357	Wall	15	12	GQMEX	Combination	Max	
	STORY11	W357	Wall	15	12	GQMEX	Combination	Min	
	STORY11	W357	Wall	15	11	GQMEX	Combination	Min	
	STORY11	W357	Wall	15	11	GQMEX	Combination	Min	
	STORY11	W357	Wall	15	12	GQMEX	Combination	Min	

OK

Déplacements:

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche «Déplacements ».

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**, la colonne **Ux** correspond au sens xx, et **Uy** au sens yy.



	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
	STORY11	D11	EX	0,0115	0,0002	0,0000	0,00000	0,00000	0,00013
	STORY10	D10	EX	0,0106	0,0002	0,0000	0,00000	0,00000	0,00012
	STORY9	D9	EX	0,0095	0,0002	0,0000	0,00000	0,00000	0,00011
	STORY8	D8	EX	0,0084	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00010
	STORY7	D7	EX	0,0072	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00009
	STORY6	D6	EX	0,0060	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00008
	STORY5	D5	EX	0,0048	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00007
	STORY4	D4	EX	0,0036	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00006
	STORY3	D3	EX	0,0024	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00004
	STORY2	D2	EX	0,0014	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00003
	STORY1	D1	EX	0,0004	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001

Pour visualiser les déplacements, le menu **Show deformed Shape** conduit à une fenêtre suivante : Il faut spécifier le cas de chargement .L'option **LOAD** permet de spécifier un facteur de multiplication pour le déplacement ou laisser ETABS en choisir un (auto). L'option **cubic curve** permet d'illustrer la déformée avec une interpolation cubique tenant

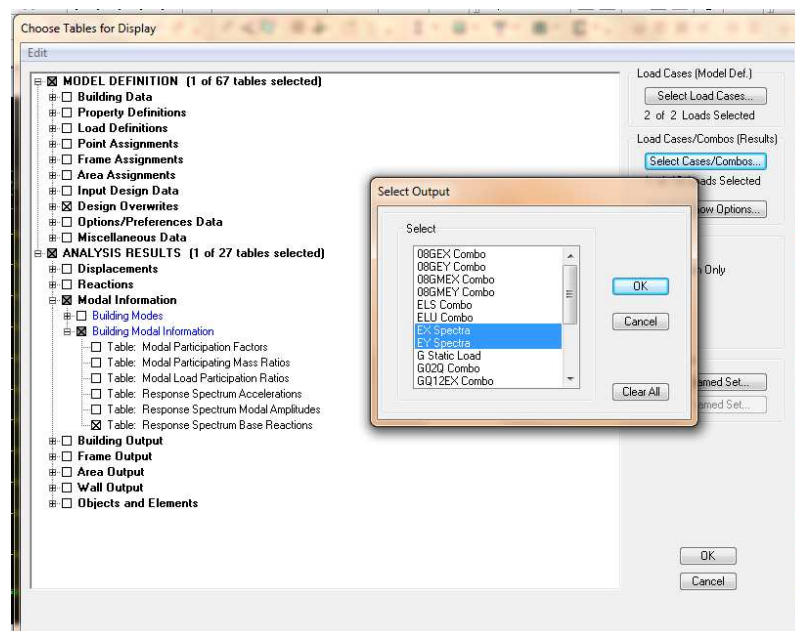
compte non seulement des translations mais également des rotations et donc représentative de la flexion dans les membrures.

Il est possible d'animer les déplacements en cliquant sur **Start Animation** en bas de l'écran pour voir (et même entendre si on a une carte de son) la structure danser (c'est pour aller d'un mode à un autre). De plus il est possible créer un fichier vidéo avi de l'animation avec le menu **View** et **Creat Open View**, on peut également imprimer la structure déformée avec le menu **File** et **Print graphics**.

Le tableau affiché ne nous permet pas d'avoir **directement** les efforts max recherchés, On choisit de l'exporté sur **Excel** afin de mieux exploiter les résultats.

Effort tranchant et moment sismique à la base :

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **E** ».



Response Spectrum Base Reactions

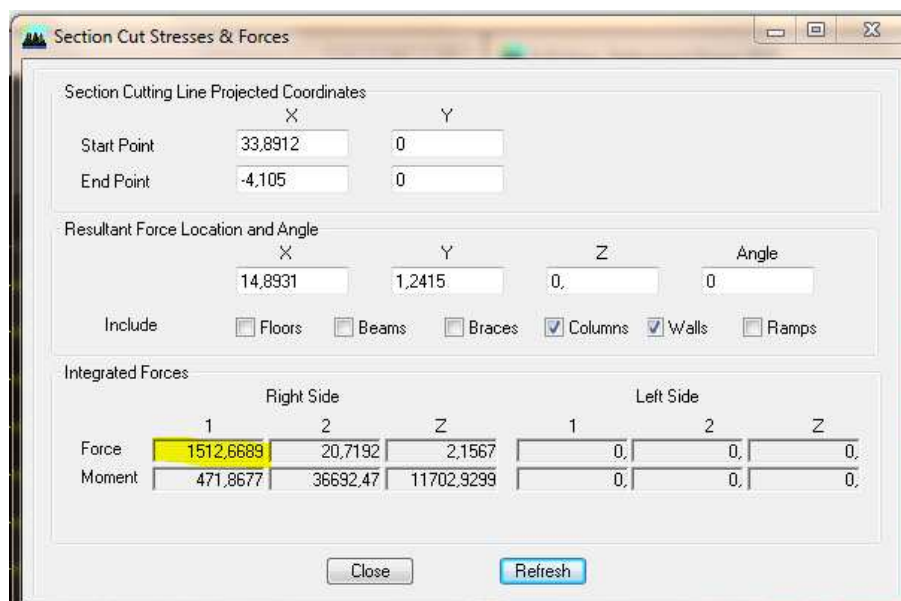
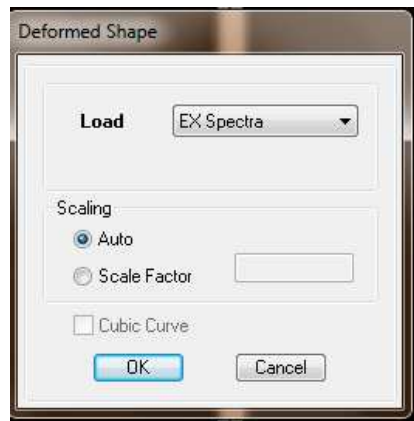
	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	EX	1	U1	0.19	-15.50	0.00	395.364	4.888	-202.162
	EX	2	U1	1430.87	20.11	0.00	-488.663	36597.111	-10974.06
	EX	3	U1	2.26	-1.30	0.00	31.184	60.305	-69.325
	EX	4	U1	0.09	-5.48	0.00	18.969	0.585	-72.703
	EX	5	U1	334.77	7.27	0.00	-22.875	1220.080	-2657.87
	EX	6	U1	15.35	-1.73	0.00	8.167	116.139	-232.055
	EX	7	U1	0.05	-3.17	0.00	13.973	0.291	-43.255
	EX	8	U1	167.10	3.92	0.00	-11.937	774.941	-1339.25
	EX	9	U1	40.40	-3.40	0.00	8.496	161.611	-440.601
	EX	10	U1	0.00	-0.03	0.00	0.088	0.001	-0.475
	EX	11	U1	110.32	1.71	0.00	-2.268	264.113	-998.000
	EX	12	U1	29.65	-5.94	0.00	12.672	77.138	-395.135
	EX	13	U1	0.20	4.46	0.00	-10.514	0.567	61.737
	EX	14	U1	83.17	0.92	0.00	-0.362	186.293	-845.202
	EX	15	U1	11.68	-18.61	0.00	31.110	20.939	-401.756
	EX	16	U1	7.66	18.88	0.00	-33.207	13.601	185.941
	EX	17	U1	57.79	0.48	0.00	-0.104	90.344	-638.951
	EX	18	U1	0.32	-3.48	0.00	5.768	0.385	-52.875
	EX	19	U1	6.16	4.23	0.00	-7.688	8.376	-3.628
	EX	20	U1	29.12	-0.28	0.00	1.738	45.750	-362.986

Effort tranchant de niveau :

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan XZ.

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **E**.

Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.



CHAPITRE

VII

Vérification aux exigences de RPA

VII.1. Définition 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.

VII. 2 Détermination des paramètres du spectre de réponse de calcul :

Le site : le rapport de sol de la structure, donne un site ferme, classé S3 (Article 3.3.1 du RPA2003). $\sigma_{sol} = 2bars$.

La zone : L'ouvrage est implanté dans la wilaya Tizi-ouzou La région est classé zone de moyenne sismicité IIa. (ANNEXE 1 du RPA2003).

Le groupe d'usage : groupe 2Ouvrages courants ou d'importance moyenne selon (Article 3.2 de RPA).

Remplissage : dense ; le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissagesd'après (Tableau 4.2 de RPA).

Facteur de qualité Q : $Q = 1 + \sum Pa$

Le calcul dans les deux sens transversal et longitudinal est donné dans les tableaux ci-dessous.

Régularité en plan et en élévation : RPA99 mod 2003 art 3.5.1

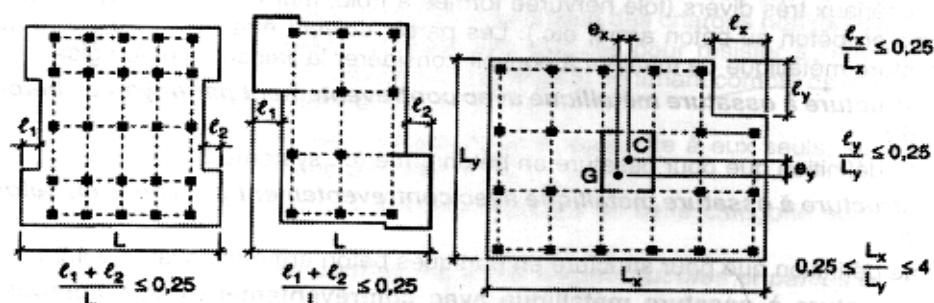
Régularité en plan :

il faut vérifier que :

$$0.25 \leq L_x/L_y \leq 4 \text{ et } (l_1 + l_2)/L \leq 0.25$$

$$(2+2)/26 = 0.15 < 0.25$$

Donc la condition est vérifiée.



FigVII.1 :limites des décrochements en plan

Régularité en élévation :

- il faut vérifier que : $B_i/B_{i-1} \geq 0,8$
Pas des décrochements en élévation
Donc la condition est vérifiée.

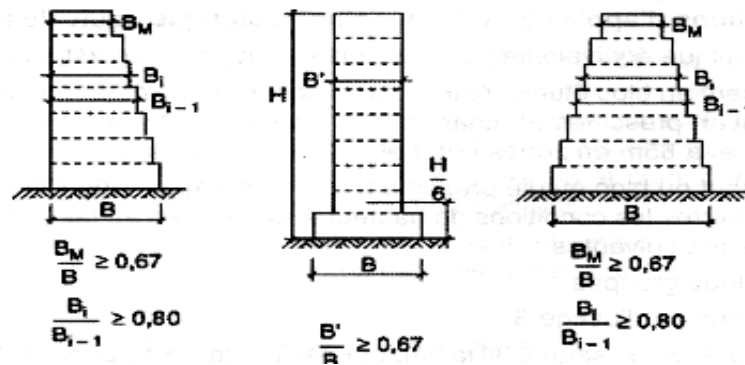


Fig VII.2. Limite des décrochements en plan

Critère Q	Pénalités P_q
1- Conditions minimales sur les files de contreventement.	0.05
2- Redondance en plan.	0.05
3- Régularité en plan.	0,05
4- Régularité en élévation.	0,05
5- Contrôle de la qualité des matériaux.	0
6- Contrôle de la qualité de l'exécution.	0

Tableau VII.1: Valeurs des pénalités P_q dans le sens longitudinal.

$$Q = 1 + (0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0 + 0) = 1.20$$

Critère Q	Pénalités P_q
1- Conditions minimales sur les files de contreventement.	0,05
2- Redondance en plan.	0,05
3- Régularité en plan.	0.05
4- Régularité en élévation.	0,05
5- Contrôle de la qualité des matériaux.	0
6- Contrôle de la qualité de l'exécution.	0

Tableau VII.2 : valeurs des pénalités P_q dans le sens transversal

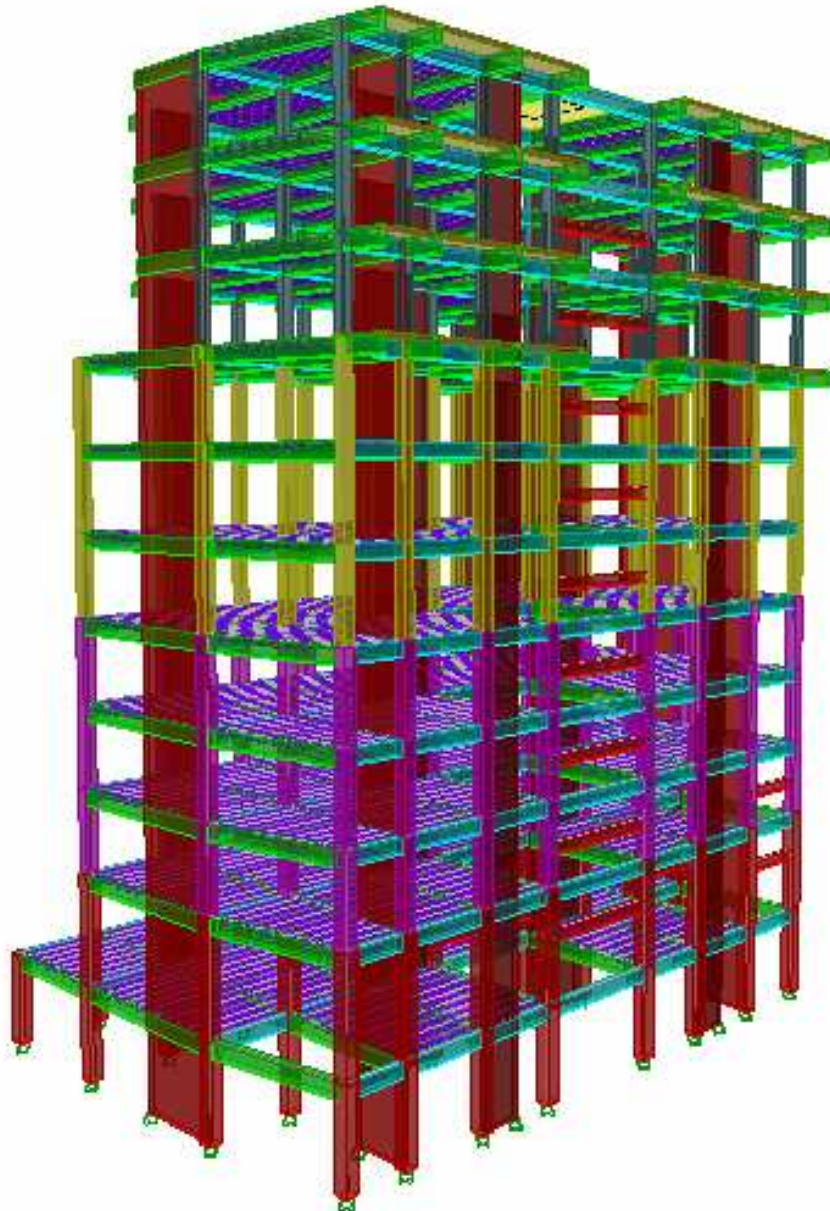
$$Q = 1 + (0,05 + 0,05 + 0,05 + 0 + 0 + 0) = 1.20$$

Note : Dans le spectre de réponse la valeur de Q à introduire est la plus défavorable,
Q =1.10.

VII.3 Application du logiciel sur la structure en étude :

VII.3.1 : Caractéristiques géométrique de la structure :

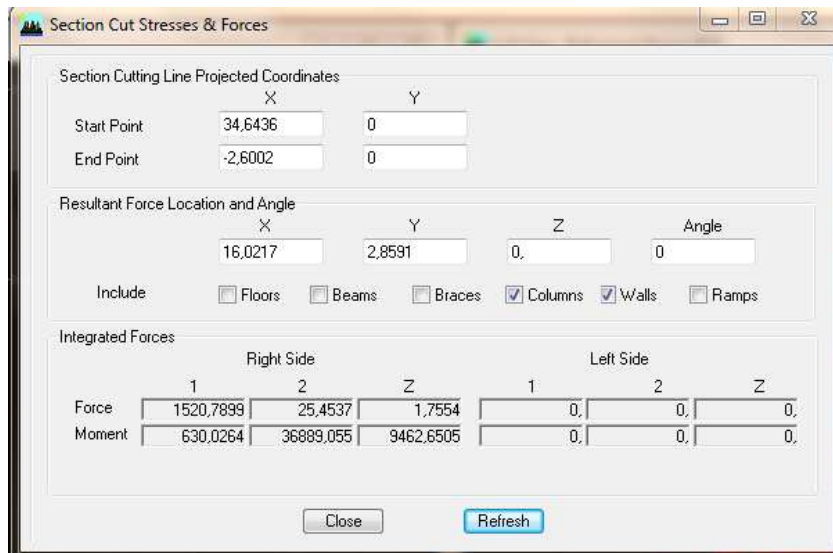
Bâtiment R+9+S-Sol en 3D après modélisation avec ses caractéristiques



FigVII.3 : Vue en 3D de la structure.

VII.3.2 : Etudes du contreventement et calcul de coefficient du comportement R:

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont données par ETABS version 9.6



FigVII.4 : effort tranchant à la base sous l'action E_x .

Sens x-x :

On a : 1520,7889 $\xrightarrow{100\%}$ } $X = 81,45\%$
 1238,7055 $\xrightarrow{X}$

Conclusion :

Le pourcentage des efforts repris par les voiles est de 81,45%.

D'où l'effort repris par les portiques n'est que de 18,55%.

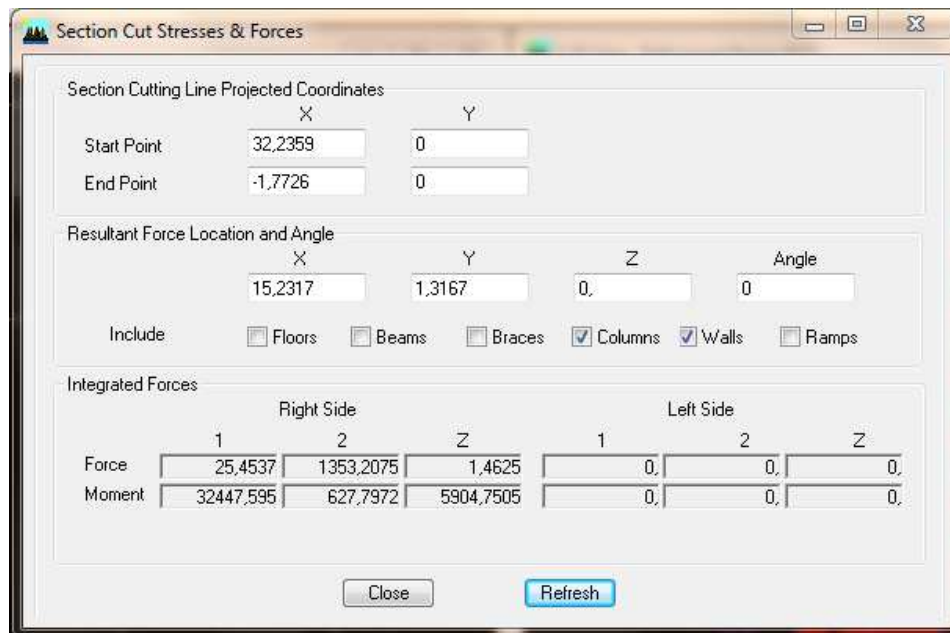


Figure VII.5 : Figure donnant l'effort tranchant à la base sous l'action de Ey.

➤ **Sens y-y :**

On a : 1353,2075 $\Rightarrow$ 100%
 990,2599 $\Rightarrow$ X

Donc : Effort repris par les voiles=73,17%
 Effort repris par les portiques=26,83%

Conclusion

D'après les résultats ci-dessus, la structure est contreventée par des voiles porteurs

Pour notre structure les paramètres à considérer sont résumés dans le tableau suivant :

Caractéristiques	Désignation	Article de RPA
Le site	S3	Tableau 3.3.1
La zone	IIa	Annexe 1
Le group d'usage	2	Article 3.2
Facteur de qualité	1.20	Tableau 4.4
Coefficient de comportement	3,5	Tableau 4.3

Tableau VII.6. Logiciel donnant les caractéristiques réponses de calcul

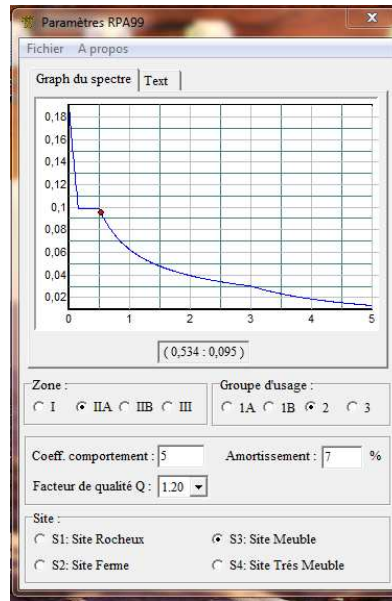


Tableau VII.3. Récapitulatif des caractéristiques selon le RPA

VII.3.4.Vérification :

VII.3.4.1.Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003/Art 4.3.6)

$$V_t \geq 0.8 V$$

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.

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W_t \text{ Formule (4.1 RPA99 V.2003)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage 2
 - Zone sismique IIa
- } **A = 0.15 (Tableau 4.1 RPA 99 V.2003)**

D : facteur d'amplification dynamique moyen. **D = 1.50**

R : Coefficient de comportement global de la structure. **R = 3,5**

Q : Facteur de qualité. **Q = 1.20**

- **W** : Poids total de la structure, donné par ETABS.

$$W = 40319,87 \text{ kn}$$

Application :

A. A: coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 de RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Group/zone	I	Ila	Ilb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau .VI.4. : Coefficient d'accélération de zone A.

Donc : A=0.15

B. D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période Fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta (T_2/3)^{\frac{2}{3}} (3/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

T_2 période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7

Tableau IV.5. : Valeurs de T_1 et T_2

site	S1	S2	S3	S4
T_1 (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T_2 (sec)	0.30	0.40	0.50	0.70

$$T_2(S_2) = 0,5 \text{ sec}$$

η **Facteur de correction d'amortissement** donné par la formule :

$$\eta = \left(\frac{7}{2 + \xi} \right)^{\frac{1}{2}} \geq 0,7$$

$$\eta = \left(\frac{7}{2 + 7} \right)^{\frac{1}{2}}$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif ; du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi = 7$ Tableau 4.2.RPA99) ; donc : $\eta = 0.882$

la valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T \cdot h_N^{\frac{3}{4}}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) ;

$h_N = 35,12\text{m}$

- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage

$C_T = 0.05$ (tableau 4.6.RPA99)

$$T = 0,05 \times (35,12)^{\frac{3}{4}} = \mathbf{0,7213s}$$

- T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site (donnée par le tableau 4.7.RPA99).

On a : $T_2 = \mathbf{0.5s}$ Sol meuble.

Donc : $T_2 \leq T \leq 3.0s$

$$\Rightarrow D = 2,5 \times \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$D = 2,5 \times 0,882 \left(\frac{0,5}{0,7540} \right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow \mathbf{D=1,67}$$

R : coefficient de comportement global de la structure ; fonction du système de contreventement.

R = 3,5 «tableau 4.3 RPA99»

Q : le facteur de qualité de la structure ; fonction de :

- La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de (Q) est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Critère (q)	P_q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05
2. Redondance en plan	0,05
3. Régularité en plan	0,05
4. Régularité en élévation	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0

Tableau VII.6.Valeur de facteur de qualité

Donc :

$$Q=1.20$$

- **W : Poids total de la structure, donné par ETABS.**

$$W = 40319,87\text{KN}$$

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W_t$$

$$V_L = 32086,00\text{KN}$$

$$V_T = 32086,00\text{KN}$$

➤ Vérification :

- **Sens x-x :**

$$V_{\text{etabs}} = 41558,78 \text{ KN} > 0.8 \times 32086,00 = 18468,80\text{KN}.$$

- **Sens y-y :**

$$V_{\text{etabs}} = 41558,78\text{KN} > 0.8 \times 32086,00 = 18468,80\text{KN}.$$

Conclusion :

L'effort tranchant à la base est vérifié.

VII.3.4.2.Déplacements relatifs :

D'après le **RPA 99 (art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal: à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\text{D'après le RPA 99 (Art 4.4.3) : } \delta K = R \times \delta ek$$

Avec :

δk : déplacement du aux forces sismique. Fi (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement

Le déplacement relatif : au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$D_k = d_k - d_{k-1}$$

NIVEAU	δx (m)	δy (m)	Δ_{kx} (m)	Δ_{ky} (m)	1%h(m)	vérification
11	0,0114	0,0149	0,0009	0,0013	0.0306	vérifiée
10	0,0105	0,0136	0,001	0,0013	0.0306	vérifiée
9	0,0095	0,0123	0,0011	0,0014	0.0306	vérifiée
8	0,0084	0,0109	0,0012	0,0015	0.0306	vérifiée
7	0,0072	0,0094	0,0012	0,0015	0.0306	vérifiée
6	0,006	0,0079	0,0012	0,0016	0.0306	vérifiée
5	0,0048	0,0063	0,0012	0,0016	0.0306	vérifiée
4	0,0036	0,0047	0,0012	0,0015	0.0306	vérifiée
3	0,0024	0,0032	0,001	0,0013	0.0306	vérifiée
2	0,0014	0,0019	0,001	0,0014	0.0408	vérifiée
1	0,0004	0,0005	0,0009	0,0005	0.0350	vérifiée

Tableau. VII.7. Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey.

Remarque:

On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement R lors de calcul de déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (on a spécifié le type de contreventement dans le spectre de réponse).

Conclusion :

Nous constatons que dans les deux sens, les déplacements relatifs dus aux efforts latéraux sont inférieurs aux déplacements relatifs recommandés par le RPA 99 qui égale à 1% de la hauteur d'étage.

VII.3.4.3.Déplacement maximal :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f = H_t/500$$

f : La flèche admissible.

H_t: La hauteur totale du bâtiment.

➤ Sous l'action de Ex :

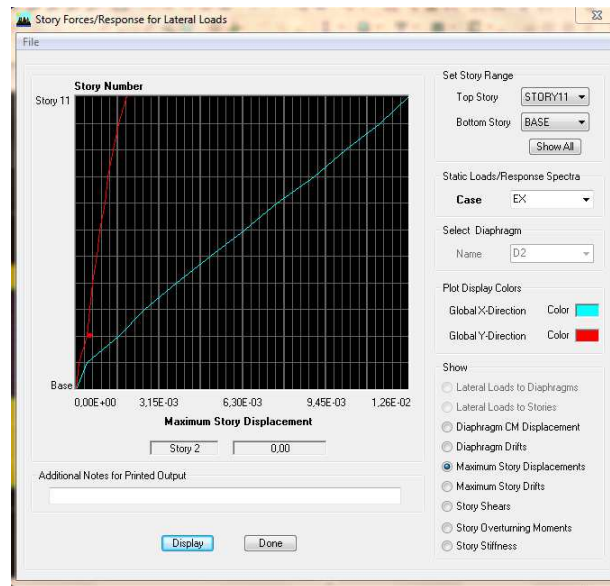


Fig.VII.7.Vérification des déplacements selon Ex

$\delta_{\max} = 0.01 \text{ m}$ et $f = Ht/500 = 35,12/500 = 0.070 \text{ m}$**Condition vérifiée.**

➤ Sous l'action Ey :

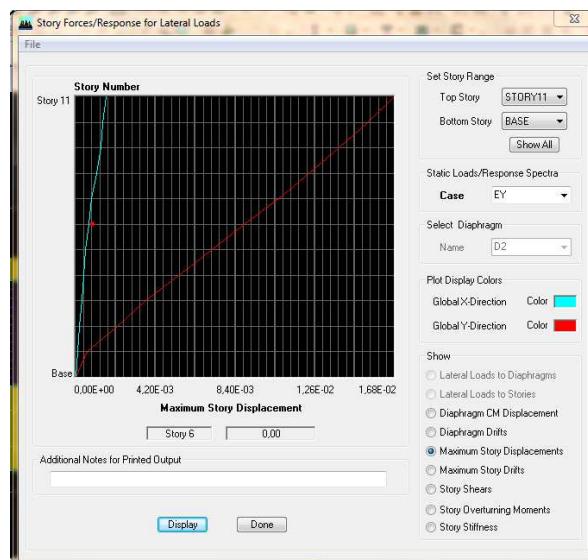


Fig.VII.8.Vérification des déplacements selon Ey

$\delta_{\max} = 0.02 \text{ m}$ et $f = Ht/500 = 35,12/500 = 0.070 \text{ m}$**Condition vérifiée.**

VII.3.4.4. Nombre de mode à considérer : (Art 4.3.4 / RPA2003)

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.
- où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Dans notre cas :

tableau de La somme des masses modales.

Mode	Période	SumUX	SumUY
1	0,746027	0,0204	70,4626
2	0,612653	70,0095	70,4824
3	0,544334	70,0699	70,4833
4	0,217066	70,0703	84,6552
5	0,172113	84,6762	84,6554
6	0,159563	84,9297	84,657
7	0,101399	84,9298	90,6872
8	0,081853	90,1276	90,6872

La somme des masses modales dans le 8^{ème} mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment. **(Art 4.14 / RPA2003)**

Dans les deux directions, d'où la condition du RPA est vérifiée.

VII.3.4.5. 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 : CM : centre de masse.

CR : centre de rigidité.

➤ **Suivant le sens x-x** : $L_x = 29,96\text{m}$

On doit vérifier que : $|CM - CR| \leq 5\% L_x$

Niveaux	diaphragme	XCM	XCR	[CM – CR]	5% L_x	Vérifications
1	D1	14,072	13,073	0,999	1,498	Vérifiée
2	D2	13,634	13,132	0,502	1,498	Vérifiée
3	D3	12,988	13,131	-0,143	1,498	Vérifiée
4	D4	12,965	13,12	-0,155	1,498	Vérifiée
5	D5	12,969	13,11	-0,141	1,498	Vérifiée
6	D6	12,971	13,104	-0,133	1,498	Vérifiée
7	D7	12,971	13,099	-0,128	1,498	Vérifiée
8	D8	12,979	13,095	-0,116	1,498	Vérifiée
9	D9	12,986	13,091	-0,105	1,498	Vérifiée
10	D10	12,987	13,086	-0,099	1,498	Vérifiée
11	D11	12,923	13,081	-0,158	1,498	Vérifiée

Tableau VII.8. Excentricité suivant x-x

Suivant le sens y-y : $L_y = 18,50\text{ m}$

On doit vérifier que : $|CM - CR| \leq 5\% L_y$

Niveaux	Diaphragme	YCM	YCR	[CM – CR]	5% L_x	Vérifications
1	D1	10,023	9,158	0,865	0,925	Vérifiée
2	D2	8,218	9,076	-0,858	0,925	Vérifiée
3	D3	8,028	8,879	-0,851	0,925	Vérifiée
4	D4	8,042	8,693	-0,651	0,925	Vérifiée
5	D5	8,047	8,531	-0,484	0,925	Vérifiée
6	D6	8,052	8,386	-0,334	0,925	Vérifiée
7	D7	8,052	8,243	-0,191	0,925	Vérifiée
8	D8	8,064	8,087	-0,023	0,925	Vérifiée
9	D9	7,867	7,898	-0,031	0,925	Vérifiée
10	D10	7,888	7,693	0,195	0,925	Vérifiée
11	D11	7,686	7,513	0,173	0,925	Vérifiée

Tableau VII.9. Excentricité suivant Y-Y

VII.3.4.6. Justification Vis A Vis De l'effet P-D :

L'effet P-Delta est un effet de second ordre qui se produit dans chaque structure où 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», 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.

Le règlement RPA99/v2003. 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.

$$\theta = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k \leq 0,10. \text{ RPA99 (Art 5,9)}$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k » calculés suivant la formule ci-après

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérons la combinaison (G+Q+E).

h_k : hauteur de l'étage « k »

Niveau	P(KN)	$\Delta_{kx}(m)$	$V_{kx}(m)$	$h_k(m)$	θ_{kx}	$\Delta_{ky}(m)$	$V_{ky}(m)$	$h_k(m)$	θ_{ky}
11	3864,53	0,0009	288,8	3,06	$3,9 \times 10^{-3}$	0,0013	264,97	3,06	$6,19 \times 10^{-3}$
10	7570,47	0,001	524,17	3,06	$4,71 \times 10^{-3}$	0,0013	470,16	3,06	0,068
09	11276,41	0,0011	724,43	3,06	$5,59 \times 10^{-3}$	0,0014	644,29	3,06	8×10^{-3}
08	15284,62	0,0012	910,8	3,06	$6,58 \times 10^{-3}$	0,0015	804,87	3,06	$9,30 \times 10^{-3}$
07	18847,63	0,0012	1053,23	3,06	$7,01 \times 10^{-3}$	0,0015	927,82	3,06	$9,95 \times 10^{-3}$
06	22410,65	0,0012	1174,46	3,06	$7,48 \times 10^{-3}$	0,0016	1033,6	3,06	0,011
05	26051,69	0,0012	1176,67	3,06	$8,68 \times 10^{-3}$	0,0016	1124,16	3,06	0,012
04	29692,73	0,0012	1360,52	3,06	$7,69 \times 10^{-3}$	0,0015	1201,16	3,06	0,010
03	33342,03	0,001	1425,36	3,06	$7,64 \times 10^{-3}$	0,0013	1261,42	3,06	0,011
02	37527,29	0,001	1480,04	4,08	$6,21 \times 10^{-3}$	0,0014	1353,09	4,08	$9,61 \times 10^{-3}$
01	42882,98	0,0009	1520,79	3,50	0,072	0,0005	1353,21	3,50	0,045

Tableau.VII.10. justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ dans les deux Sens.

Remarque:

On constate que θ_{kx} et θ_{ky} sont inférieurs à « 0.1 ». Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

VII-3-4-7 Conclusion :

D'après les résultats obtenus ci-dessus on peut conclure :

- La structure est contreventée par voiles.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- 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 ferrailer les différents éléments structuraux.

CHAPITRE

VIII

**Ferraillage des
elements**

VIII.1. Poteaux

VIII.1.1. Introduction :

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU. En procédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- $1,35G+1,5Q$ —————→ à l'ELU.
- $G+Q$ —————→ à l'ELS.
- $G+Q \pm 1.2E$ —————→ RPA99 révisé 2003.
- $0,8G \pm E$ —————→ RPA99 révisé 2003.

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.

VIII.1.2. Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 :

1) Armatures longitudinales :

D'après le **RPA 2003(article 7.4.2)**, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

➤ Leur pourcentage minimal en zone sismique IIa est limité par:

- **0,8% en zone IIa** ⇒ **$A_{min}=0.008(b \times h)$** .

- SSL et RDC : (50x50) ⇒ $A_{min}= 0.008 (50 \times 50) = 20.00 \text{ cm}^2$.
- Etages (1 - 2 - 3) : (45x45) ⇒ $A_{min}= 0.008 (45 \times 45) = 16.20 \text{ cm}^2$.
- Etages (4 - 5 - 6) : (40x40) ⇒ $A_{min}= 0.008 (40 \times 40) = 12.80 \text{ cm}^2$.
- Etages (7 - 8 - 9) : (35x35) ⇒ $A_{min}= 0.008 (35 \times 35) = 9.80 \text{ cm}^2$.

➤ Leur pourcentage **maximal** sera de :

- **4% en zone courante ($0.04 \times b \times h$)**.

- SSL et RDC : (50x50) ⇒ $A_{min}= 0.04 (50 \times 50) = 100.00 \text{ cm}^2$.
- Etages (1 - 2 - 3) : (45x45) ⇒ $A_{min}= 0.04 (45 \times 45) = 81.00 \text{ cm}^2$.
- Etages (4 - 5 - 6) : (40x40) ⇒ $A_{min}= 0.04 (40 \times 40) = 64.00 \text{ cm}^2$.
- Etages (7 - 8 - 9) : (35x35) ⇒ $A_{min}= 0.04 (35 \times 35) = 49.00 \text{ cm}^2$.

- **6% en zone de recouvrement ($0.06 \times b \times h$)**.

- SSL et RDC : (50x50) ⇒ $A_{min}= 0.06 (50 \times 50) = 150.00 \text{ cm}^2$.
- Etages (1 - 2 - 3) : (45x45) ⇒ $A_{min}= 0.06 (45 \times 45) = 121.50 \text{ cm}^2$.
- Etages (4 - 5 - 6) : (40x40) ⇒ $A_{min}= 0.06 (40 \times 40) = 96.00 \text{ cm}^2$.
- Etages (7 - 8 - 9) : (35x35) ⇒ $A_{min}= 0.06 (35 \times 35) = 73.50 \text{ cm}^2$.

➤ Le diamètre minimum est de 12mm.

➤ La longueur minimale des recouvrements est de: 40 ϕ en zone IIa.

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud **poutre-poteau** proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

- Les poteaux sont soumis à un effort normal « **N** » et à un moment de flexion « **M** » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée à l'**ELU**. On passe ensuite aux vérifications à l'**ELS**. Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

2) Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section brute.

f_e : 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.

A_t : armatures transversales.

S_t : espacement des armatures transversales.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 \rightarrow \lambda_g \geq 5. \\ 3.75 \rightarrow \lambda_g < 5. \end{cases} \quad a$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad ; \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b} \quad b$$

L_f : la longueur de flambement des poteaux.

(a, b) : dimensions de la section droite du poteau.

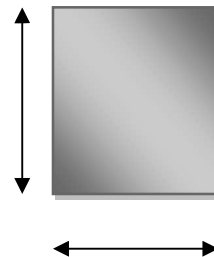
$$\text{Avec: } l_f = 0.7 \times h_0$$

Par ailleurs la valeur maximale de l'espacement S_t est fixée comme suit:

- **dans la zone nodale :**
 $t \leq (10\Phi 1 ; 15\text{cm})$ en zone IIa
- **dans la zone courante :**
 $t' \leq 15 \Phi 1$ en zone IIa

Où $\Phi 1$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

-La quantité **d'armatures transversales minimales** $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :



Si $\lambda_g \geq 5$ 0,3%

Si $\lambda_g \leq 3$ 0,8%

Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédente.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_{\text{minimum}}$.

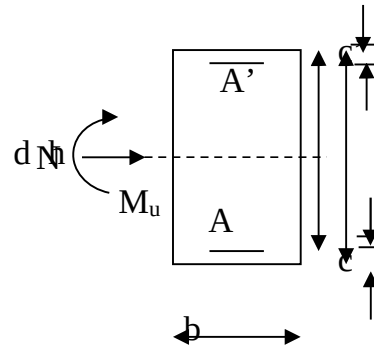
VIII.1.3. Exposé de la méthode de calcul :

Etape de calcul en flexion composée :_u

❖ Calcul des armatures longitudinales :

- calcul de centre de pression $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

Deux cas peuvent se présenter :



a) Section partiellement comprimée (SPC) :

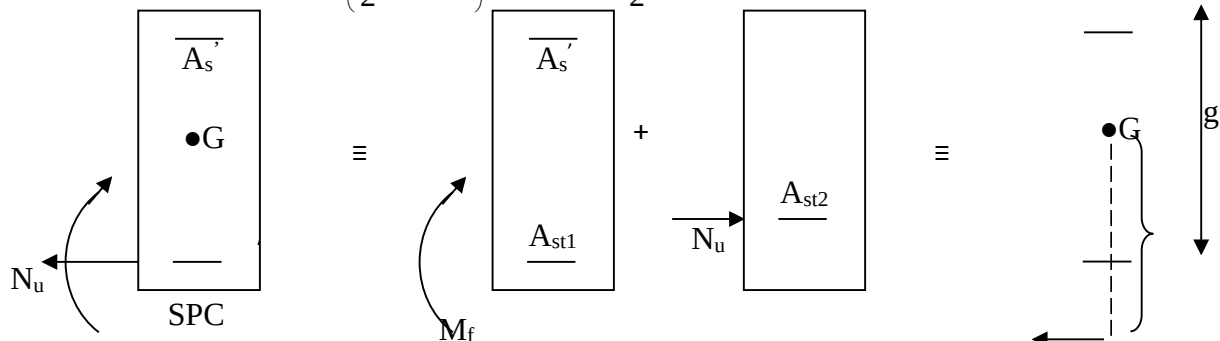
La section est partiellement comprimée si l'une des conditions est vérifiée :

- $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$

- $N_u(d - c) - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc}$

M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures inférieures.

Avec : $M_f = N_u \times g = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c + e \right) = M_u + N_u \frac{h}{2} - c$



En flexion simple la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} \quad \text{avec: } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Si $\mu_b < \mu_{b0} = 0.392$ La section est simplement armée (SSA).

$$A_s = \frac{M_f}{b d \sigma_s} \quad \text{avec: } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réelle est $A_s = \frac{M_f}{b d \sigma_s}$ avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ si l'effort est positif.

Si A_s est négative $A_s \geq \max \left\{ b h / 1000, 0.23 b h f_{t28} / f_e \right\}$

Si $\mu_b > \mu_{b0} = 0.392$ → La section est doublement armée (SDA).

On calcul:

$$M_r = \mu_l b d^2 f_{bu} \quad \Delta M = M_f - M_{rA}'$$

Avec :

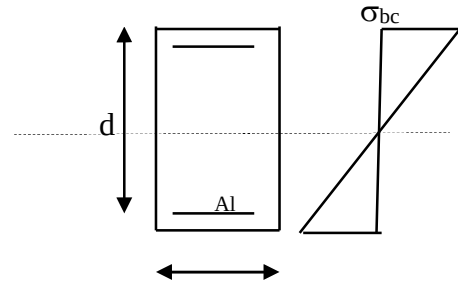
M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$b b \sigma_{st}$$

$$A_l = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma} \quad \text{avec ; } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est $A_s' = A'$ $A_s = A_l - N_u / \sigma_s$



b) Section entièrement comprimée (SEC): La section est entièrement comprimée si :

- $e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$
- $N_u (d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$

Deux cas peuvent se présenter :

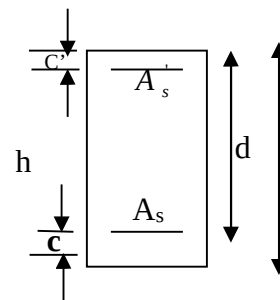
- 1) Si $(0.337h - 0.81c) b h^2 f_{bc} < N_u (d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :

$$A_s' = \frac{N - 100 \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \sigma_s} \quad ; \quad A_s = 0$$

Avec

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - 100 \cdot M_u}{100 \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$



- 2) Si $N_u (d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :

$$A_s' = \frac{M_u - (d - 0.5h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c') \sigma_s} \quad ; \quad A_s = \frac{N - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_s'$$

Chapitre VIII :Ferrailage des éléments

Remarque : Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle; compression pure), le calcul se fera à l'état

limite de stabilité de forme et la section d'armaturesera $A = \frac{N_u - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec:

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier

Les résultats du ferrailage sont donnés dans les tableaux suivants :

- Ferrailage des poteaux dans le sens X-X et Y-Y**

Niv	section	N	M	e	Obs	μ	β	A_1	As	A_{min}	Choix armatures	A(adoptée)
		(Kn)	(Kn.m)	(m)				(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)		(cm ²)
ssl RDC	50*50	$N_{min}=346,02$	$M_{cor}=8,106$	0,0234	SPC	0,0350	0,9822	4,650	(0)	20	4HA20+4HA16	20,60
		$N_{max}= -2815,81$	$M_{cor}=20,37$	0,0072	SEC	/	/	/	(0)	20		
		$N_{cor}= -1890,63$	$M_{max}= 107,73$	0,0570	SEC	/	/	/	(0)	20		
1 ^{er} 2 ^{ème} 3 ^{ème}	45*45	$N_{min}= -41,31$	$M_{cor}=31,805$	0,7699	SPC	0,0223	0,9887	2,368	1,34	16,2	4HA20+4HA16	20,60
		$N_{max}=-2174,17$	$M_{cor}=106,561$	0,0490	SEC	/	/	/	(0)	16,2		
		$N_{cor}= - 1890,63$	$M_{max}=107,73$	0,0569	SEC	/	/	/	(0)	16,2		
4 ^{ème} 5 ^{ème} 6 ^{ème}	40*40	$N_{min}=-12,45$	$M_{cor}= 27,892$	2,2048	SPC	0,0236	0,9880	1,977	1,67	12,8	4HA16 + 4HA14	14,20
		$N_{max}= -1518,76$	$M_{cor}= 78,393$	0,0516	SEC	/	/	/	(0)	12,8		
		$N_{cor}= - 1102$	$M_{max}=90,425$	0,0821	SEC	/	/	/	(0)	12,8		
7 ^{ème} 8 ^{ème} 9 ^{ème}	35*35	$N_{min}=25,83$	$M_{cor}=0,691$	0,0268	SPC	0,0057	0,9972	0,357	(0)	9,8	8HA14	12,32
		$N_{max}= -833,24$	$M_{cor}= 38,817$	0,0466	SEC	/	/	/	(0)	9,8		
		$N_{cor}= -105,55$	$M_{max}= -57,055$	0,5405	SPC	0,0886	0,9535	5,833	3,19	9,8		

Tableau VIII.1 : Ferrailage des poteaux dans le sens X-X et Y-Y

VIII.1.4. Vérification à l'ELS :

Dans le cas de poteaux, il y a lieu de vérifier

➤ **état limite d'ouverture des fissures :**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

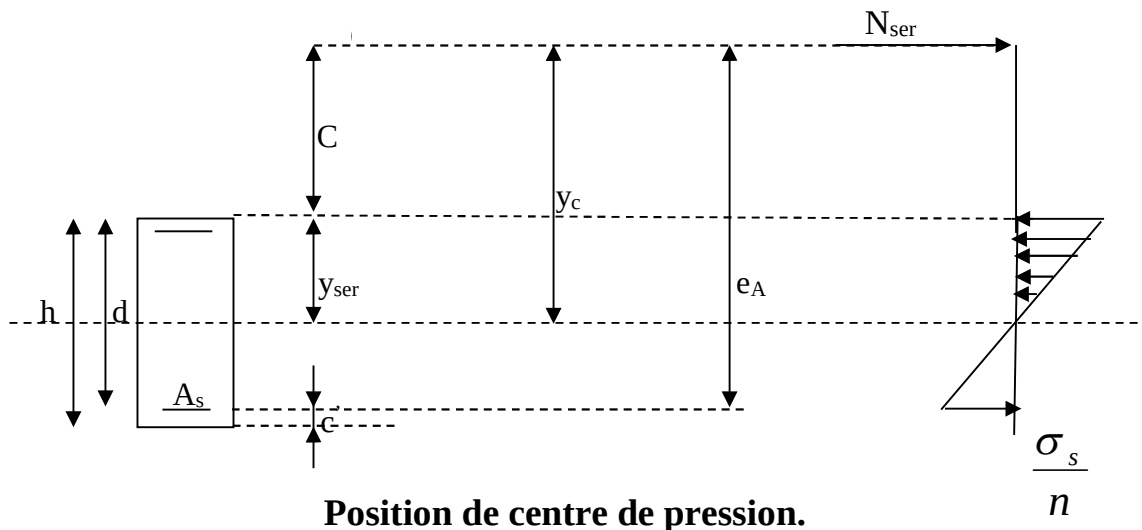
➤ **état limite de compression du béton : [BAEL 99A.4.5.2]**

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

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow \text{section entièrement comprimée.}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

❖ **Section partiellement comprimée :**



y_c : La distance de l'axe neutre au centre de pression (C_p) comportée positivement avec effort normal N_{ser} de compression.

C : La distance de centre de pression (C_p) à la fibre la plus comprimée.

$$C = d - e_A$$

Si $N_{ser} < 0$: quelque soit la position du centre de pression à l'intérieur ou à l'extérieur de la section.

$C < 0$ si $e_A > d$ (C_p à l'extérieur de la section, voir la figure ci-dessus)

Si $N_{ser} > 0$

$C > 0$ si $e_A > d$ (C_p à l'intérieur de la section, voir la figure ci-dessus)

On pose $y_{ser} = y_c + c$; $0 \leq y_{ser} \leq d$

$$\text{tq : } e_A = \frac{M_u}{N_u} + \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

Chapitre VIII :Ferraillage des éléments

En écrivant le bilan des efforts appliqués à la section on montre que y_c est solution de :

$$y_c^3 + py_c + q = 0$$

Avec :

$$p = -3c^2 - \frac{90A_s'}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - c_p) \quad ; \quad q = -2c^3 - \frac{90A_s'}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - c_p)^2$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

On calcul :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

$$\text{Si } \Delta < 0 \Rightarrow \text{On calcul } \cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|p|}} \quad ; \quad a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$$

Après on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

$$1) y_c = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) \quad 2) y_c = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) \quad 3) y_c = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) \quad ;$$

$$\text{Si } \Delta > 0 \longrightarrow \text{alors il faut calculer : } Z = t^{1/3} \longrightarrow y_c = Z \times \frac{p}{3.Z}$$

• Calcul des contraintes.

Hypothèse caractéristique à l'ELS :

H₁ : les sections droites restent planes après déformation, pas de glissement relatif entre l'acier et le béton.

H₂ : le béton tendu est négligé.

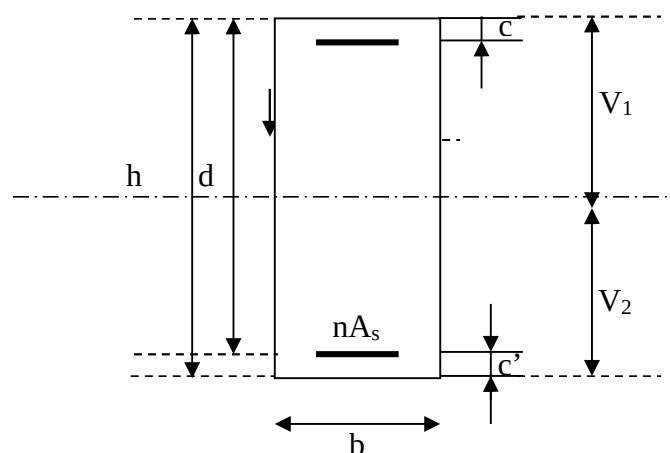
H₃ : les matériaux restant dans leur domaine élastique.

$$\varepsilon_{bc} = E_b \varepsilon_s \quad ; \quad \varepsilon_{st} = E_s \varepsilon_s$$

• Le moment d'inertie de la section est donné par rapport à l'axe neutre.

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + 15 \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A_s' (y_{ser} - c')^2 \right]$$

$$\sigma_{bc} = \frac{V_1 \times N_s}{I} \times V_2 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$



Section homogénéisée de béton.

Chapitre VIII :Ferrailage des éléments

La section rendue homogène c a d la section obtenue en négligeant le béton tendu et en amplifiant quinze fois la section des armatures.

Nous avons alors : $k = \frac{N_{ser} y_{ser}}{I} = tg\alpha$; $\sigma_b = nk(d - y_{ser})$ avec $n = 15$

il faut vérifier $\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$

La section est effectivement partiellement comprimée si $\sigma_b \geq 0$ si non on recommence le calcul avec la section entièrement comprimée.

❖ Section entièrement comprimée :

-La section totale homogène est : $S = bh + n(A_s + A'_s)$.

-Le moment d'inerties de la section totale homogène :

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15[A_s(V_2 - c')^2 - A'_s(N_1 - c')^2]$$

On doit vérifier alors :

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_1 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \sigma_{b2} = \left(\frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_2 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}.$$

Puisque : $\sigma_{b1} \geq \sigma_{b2}$ donc il suffit de vérifier $\sigma_{b1} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

N_s : effort de compression à l'ELS.

M_s : Moment fléchissant à l'ELS.

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible) .

VIII.6. Vérification à ELS : Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Poteaux	EffortNormal (KN)	Moment (KN.m)	A_s (cm ²)	$\sigma_b^{sup}(MPa)$	$\sigma_b^{inf}(MPa)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_s^{sup}(MPa)$	$\sigma_s^{inf}(MPa)$	σ_s (MPa)	Obs.
50x50	$N_{max}=0$	$M_{cor}=0$	20,60	0,000	0,000	15	0,000	0,000	400	vérifiée
	$N_{min}=2049$	$M_{cor}=14,812$	20,60	7,847	6,844		117,100	103,256		vérifiée
	$N_{cor}=1762,53$	$M_{max}=57,118$	20,60	8,405	4,536		123,748	70,362		vérifiée
45x45	$N_{max}=239,62$	$M_{cor}=14,884$	20,60	1,779	0,447	15	25,799	7,595		vérifiée
	$N_{min}=1581,38$	$M_{cor}=77,467$	20,60	10,709	3,777		156,017	61,270		vérifiée
	$N_{cor}=78,314$	$M_{max}=1375,58$	20,60	68,721	-54,383		948,745	-733,671		vérifiée
40x40	$N_{max}=62,08$	$M_{cor}=17,867$	14,20	1,631	-0,700	15	22,715	-8,746		vérifiée
	$N_{min}=1103,46$	$M_{cor}=57,02$	14,02	10,198	2,761		147,396	46,992		vérifiée
	$N_{cor}=800,34$	$M_{max}=65,75$	14,20	9,156	0,580		130,906	15,130		vérifiée
35x35	$N_{max}=29,24$	$M_{cor}=23,01$	12,32	2,612	-1,697	15	35,485	-21,760		vérifiée
	$N_{min}=605,16$	$M_{cor}=28,613$	12,32	7,283	1,925		104,646	33,461		vérifiée
	$N_{cor}=152,76$	$M_{max}=40,91$	12,32	5,359	-2,302		73,813	-27,965		vérifiée

Tableau VIII.2 : Vérification de l'état limite de compression du béton à l'ELS

VII.1.5. Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

➤ Calcul de l'élancement :

$$\text{L'élancement } \lambda_g \text{ est donné par la relation : } \lambda_g = \frac{l_f}{i} \quad \text{tq : } i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \frac{\sqrt{12}}{h}$$

Telle que : $l_f = 0.7 h_0$.

h_0 : longueur libre du poteau.

$h_0 = 350 \text{ cm}$ pour le Poteau RDC.

$h_0 = 408 \text{ cm}$ pour le Poteau RDC.

$h_0 = 306 \text{ cm}$ pour les Poteaux de (Sous-sol, étages courants).

- Poteaux (50×50): $\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{50} \times 0.7 \times 350 = 16,97$ (On prend le cas le plus défavorable pour le h_0).

Poteaux (50×50): $\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{50} \times 0.7 \times 408 = 19,78$

- Poteaux (45×45): $\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{45} \times 0.7 \times 306 = 16,49$.

- Poteaux (40×40): $\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0.7 \times 306 = 18,55$.

- poteaux (35×35): $\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{35} \times 0.7 \times 306 = 21,20$.

On remarque que : $\lambda_g > 5$ donc $\rho_a = 2.5$

$$\frac{A}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} \quad (\text{RPA 2003 Art 7.4.2.2})$$

- V_u : l'effort tranchant de calcul

- h : hauteur totale de la section brute

- ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

- t est l'espacement des armatures transversales.

- L'effort tranchant max : $V_u = 58,96 \text{ KN} \Rightarrow A = \frac{2.5 \times 58,96 \times 10^3}{50 \times 40 \times 10^2} = 0,737 \text{ cm}^2$

➤ Diamètre des aciers :

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l^{\max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm}$$

Soit $\Phi_t = 8 \text{ mm}$ On adopte 4HA8 = $2,01 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement des armatures :****-En zone nodale :**

$$S_t \leq \min(10 \text{ cm} \text{ donc on prend } S_t = 10 \text{ cm})$$

-En zone courante :

$$S_t' \min \left(\frac{a}{2}, \frac{b}{2}, 10\phi \right) = 20 \text{ cm} \rightarrow S_t' = 20 \text{ cm}$$

$$* \text{ L'effort tranchant max : } V_u = 58,96 \text{ KN} \Rightarrow A_t = \frac{2,5 \times 20 \times 58,96 \times 10^3}{50 \times 400 \times 10^2} = 1,47 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de la quantité d'armatures :**✓ **En zone nodale :**

- Poteau de $(50 \times 50) \text{ cm}^2$ $A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2 < 2,01 \dots \text{CV}$
- Poteau de $(45 \times 45) \text{ cm}^2$ $A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2 < 2,01 \dots \text{CV}$
- Poteau de $(40 \times 40) \text{ cm}^2$ $A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2 < 2,01 \dots \text{CV}$
- Poteau de $(35 \times 35) \text{ cm}^2$ $A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2 < 2,01 \dots \text{CV}$

✓ **En zone courante :**

- Poteau de $(50 \times 50) \text{ cm}^2$ $A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2 > 2,01 \dots \text{CNV}$
- Poteau de $(45 \times 45) \text{ cm}^2$ $A_t = 0,3\% \times S_t' \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 2,02 \text{ cm}^2 > 2,01 \dots \text{CNV}$
- Poteau de $(40 \times 40) \text{ cm}^2$ $A_t = 0,3\% \times S_t' \times b = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,80 \text{ cm}^2 < 2,01 \dots \text{CV}$
- Poteau de $(35 \times 35) \text{ cm}^2$ $A_t = 0,3\% \times S_t' \times b = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,58 \text{ cm}^2 < 2,01 \dots \text{CV}$

Les sections minimales du RPA ne sont pas vérifiées pour les poteaux (50×50) et (45×45) , nous avons le choix entre augmenter le diamètre des cadres en optant pour des HA10 ou bien adopter un écartement de **10cm** constant sur toute la longueur du poteau, pour des raisons de mise en œuvre on a opté pour la deuxième option.

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28} \quad ; \quad \tau_b = \frac{58,96 \times 10^3}{500 \times 480} = 0,24 \text{ MPa}$$

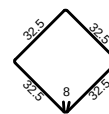
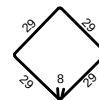
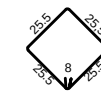
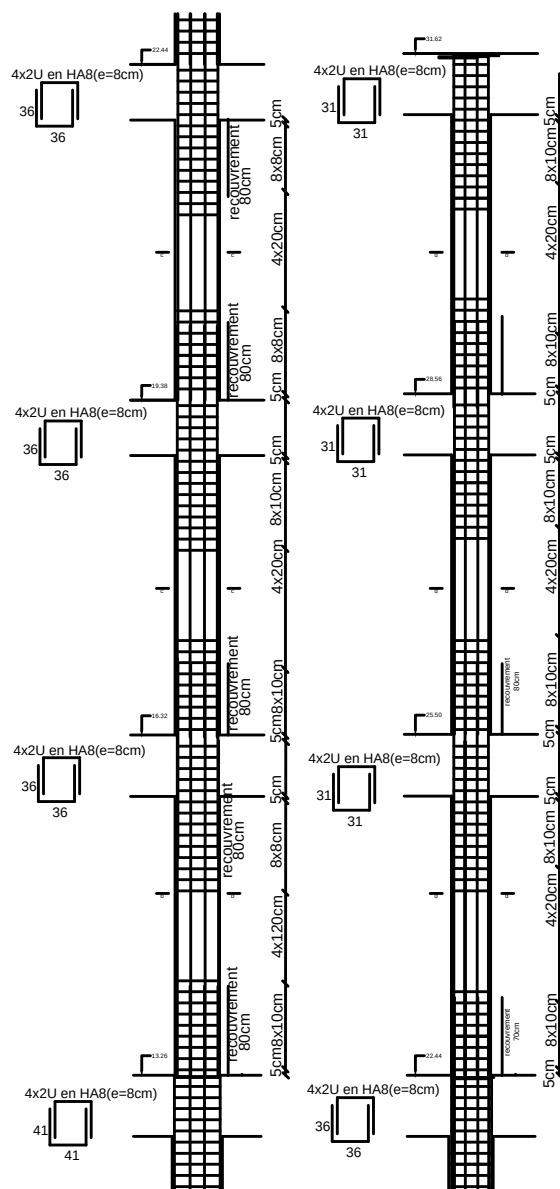
$$\rho_b = \begin{cases} 0,075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \lambda_g = 8 > 5 \end{cases} \Rightarrow \rho_b = 0,075$$

$$\tau_{bu} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa} > \tau_b = 0,24 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Les armatures transversales des poteaux seront composées d'un cadre 4HA8 et d'un losange T8 pour tous les poteaux $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$.



VIII.2. Poutres

Introduction

Le ferraillage des poutres sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis on procédera à une vérification à l'état limite de service (ELS).

Le ferraillage des poutres sera déterminé en fonction des moments fléchissant max, qui sont donnés par les combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \\ G + Q \text{ (ELS)} \\ 1.35G + 1.5Q \text{ (ELU)} \end{array} \right.$$

VIII.2.1. Calcul des armatures a L'ELU

Armatures longitudinales : elles seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} \quad \text{avec} \quad f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \theta}$$

Pour les feE400 on a : $\mu_1=0,392$

1^{er} cas :

$\mu \leq \mu_1 = 0,392$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires : ($A_{sc}=0$).

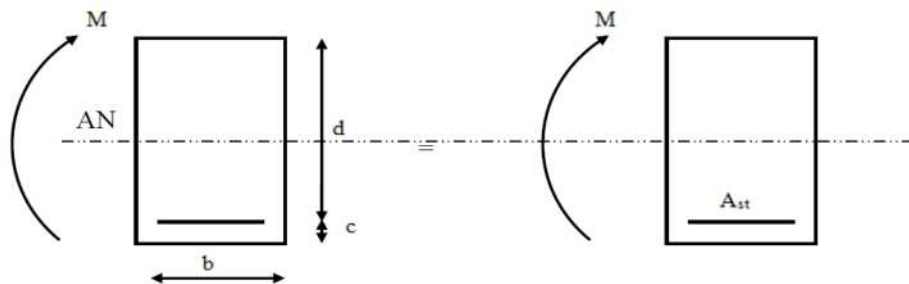


Figure VIII.1 Disposition des armatures tendus S.S.A

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \rightarrow \text{cas accidentel.} \\ \gamma_s = 1.15 \rightarrow \text{cas général.} \\ f_e = 400 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

A_{st} : section d'acier tendue

d : la distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendues

2^{ème} cas :

$\mu \geq \mu_{\ell} = 0,392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA) : $A_{sc} \neq 0$

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.

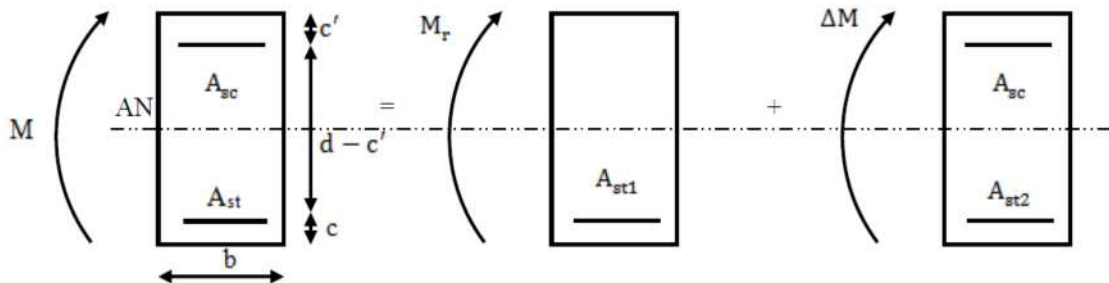


Figure VIII .2 Disposition des armatures tendus S.D.A

$$A_{st} = A_{st1} + A_{st2} = \frac{M_r}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}} \quad \text{avec} \quad \sigma_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{sc}}$$

$$M_r = \mu_r b d^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_u - M_1$$

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

Remarque :

Situation	Béton				Acier		
	γ_b	θ	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	F_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.5	1	25	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	0.85	25	21.74	1	400	400

VIII.2.2. Recommandations du RPA99 VERSION 2003**VIII.2.2.1. Armatures longitudinales (ART 7.5.21)**

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Poutre principale de (35x55) : $A_{\min} = 0,005 \times 35 \times 55 = 9,62 \text{ cm}^2$

Poutre secondaire de (30x50) : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 50 = 7,5 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.

- Poutres principales de (35x55)

$$A_{\min} = 0,04 \times 35 \times 55 = 77 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courante).}$$

$$A_{\min} = 0,06 \times 35 \times 55 = 115,5 \text{ cm}^2 \text{ (en zone de recouvrement).}$$

- Poutres secondaires de (30x50)

$$A_{\min} = 0,04 \times 30 \times 50 = 60 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courante).}$$

$$A_{\min} = 0,06 \times 30 \times 50 = 90 \text{ cm}^2 \text{ (en zone de recouvrement).}$$

- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ en zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droit des armatures longitudinales des poutres.

VIII.2.2.2. Armatures transversales

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par : $A_t = 0,003 \times S_t \times b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$S_t^{max} = \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \varnothing_1 \right) \rightarrow$ En zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow \text{en dehors de la zone nodale.}$$

La valeur du diamètre ($\varnothing$) des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VIII.2.2.3. Disposition constructive

Conformément au CBA 93 annexes E₃, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

A (1/5) de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'appui n'appartenant pas à une travée de rive.

A (1/4) de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à (1/10) de la portée.

Le ferrailage des poutres s'effectuera en utilisant le logiciel « Socotec ».

Les résultats obtenus seront résumés dans les tableaux suivants :

a. Poutres principales (35x55)

Ferrailage des poutres principales à l'ELU :

• En travée

	Armatures en travée							
Niveau	M _{max} (KN.m)	μ	Obs	β	A _i (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée}	choix
11	162,686	0,057	SSA	0,971	7,91	9,63	10,65	3HA14+3HA16
10	147,23	0,0516	SSA	0,973	7,13	9,63	10,65	3HA14+3HA16
09	151,237	0,053	SSA	0,974	7,33	9,63	10,65	3HA14+3HA16
08	145,321	0,0509	SSA	0,974	7,04	9,63	10,65	3HA14+3HA16
07	148,871	0,0521	SSA	0,973	7,22	9,63	10,65	3HA14+3HA16
06	149,51	0,0524	SSA	0,973	7,25	9,63	10,65	3HA14+3HA16
05	149,193	0,0523	SSA	0,973	7,23	9,63	10,65	3HA14+3HA16
04	150,92	0,0529	SSA	0,973	7,32	9,63	10,65	3HA14+3HA16
03	143,361	0,0502	SSA	0,974	6,94	9,63	10,65	3HA14+3HA16
02	143,866	0,0504	SSA	0,974	6,97	9,63	10,65	3HA14+3HA16
01	137,657	0,0482	SSA	0,975	0,66	9,63	10,65	3HA14+3HA16

Tableau VIII.1. Ferrailage des poutres principales en travée à l'ELU

- Aux appuis**

	Armatures aux appuis							
Niveau	$M_{\max}(\text{KN.m})$	μ	Obs	β	$A_t(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adoptée}}$	Choix
11	-236,684	0,1112	SSA	0,941	13,10	7,5	14,04	3HA14+3HA20
10	-244,95	0,1151	SSA	0,939	13,59	7,5	14,04	3HA14+3HA20
09	-240,936	0,1132	SSA	0,940	13,35	7,5	14,04	3HA14+3HA20
08	-229,594	0,1078	SSA	0,943	12,68	7,5	14,04	3HA14+3HA20
07	-233,26	0,1105	SSA	0,941	12,65	7,5	14,04	3HA14+3HA20
06	-228,589	0,1074	SSA	0,943	12,62	7,5	14,04	3HA14+3HA20
05	-217,807	0,1023	SSA	0,946	11,99	7,5	14,04	3HA16+3HA16
04	-214,206	0,1006	SSA	0,947	11,78	7,5	14,04	3HA16+3HA16
03	-210,331	0,0988	SSA	0,948	11,56	7,5	14,04	3HA16+3HA16
02	-202,901	0,0953	SSA	0,950	11,13	7,5	14,04	3HA16+3HA16
01	-193,075	0,907	SSA	0,952	10,56	7,5	14,04	3HA16+3HA16

Tableau VIII.2. Ferrailage des poutres principales aux appuis à l'ELU

b. Poutres secondaires (30x50) :

Ferrailage des poutres secondaire à l'ELU:

- En travée**

	Armatures en travée							
Niveau	$M_{\max}(\text{KN.m})$	μ	Obs	β	$A_t(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adoptée}}$	Choix
11	61,797	0,0061	SSA	0,997	3,23	7,5	8,01	3HA12+3HA14
10	77,619	0,0365	SSA	0,981	4,12	7,5	8,01	3HA12+3HA14
09	73,923	0,347	SSA	0,982	3,92	7,5	8,01	3HA12+3HA14
08	79,076	0,0371	SSA	0,981	4,20	7,5	8,01	3HA12+3HA14
07	91,755	0,0061	SSA	0,997	4,79	7,5	8,01	3HA12+3HA14
06	83,638	0,393	SSA	0,980	4,45	7,5	8,01	3HA12+3HA14
05	90,435	0,0425	SSA	0,978	4,81	7,5	8,01	3HA12+3HA14
04	94,143	0,0442	SSA	0,977	5,02	7,5	8,01	3HA12+3HA14
03	94,242	0,0061	SSA	0,997	4,92	7,5	8,01	3HA12+3HA14
02	90,68	0,0426	SSA	0,978	4,83	7,5	8,01	3HA12+3HA14
01	62,896	0,0295	SSA	0,0985	3,33	7,5	8,01	3HA12+3HA14

Tableau VIII.3 Ferrailage des poutres secondaire en travée à l'ELU.

• Aux appuis

	Armatures aux appuis							
Niveau	$M_{\max}(\text{KN.m})$	μ	Obs	β	$A_t(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adoptée}}$	Choix
11	-137,573	0,0646	SSA	0,967	7,41	7,5	10,65	3HA14+3HA16
10	-153,867	0,0723	SSA	0,962	8,33	7,5	10,65	3HA14+3HA16
09	-143,302	0,0673	SSA	0,965	7,73	7,5	10,65	3HA14+3HA16
08	-138,642	0,0651	SSA	0,966	7,47	7,5	10,65	3HA14+3HA16
07	-144,415	0,0678	SSA	0,965	7,80	7,5	10,65	3HA14+3HA16
06	-138,608	0,0651	SSA	0,966	7,47	7,5	10,65	3HA14+3HA16
05	-130,426	0,0613	SSA	0,968	1,01	7,5	10,65	3HA14+3HA16
04	-128,65	0,0604	SSA	0,969	6,92	7,5	10,65	3HA14+3HA16
03	-116,474	0,0673	SSA	0,965	7,80	7,5	10,65	3HA14+3HA16
02	-94,227	0,0443	SSA	0,977	5,02	7,5	10,65	3HA14+3HA16
01	-69,165	0,0325	SSA	0,983	3,66	7,5	10,65	3HA14+3HA16

Tableau VIII.4 Ferrailage des poutres secondaire aux appuis à l'ELU:

VI.2.3. Vérifications à L'ELU

VI.2.3.1. Vérification de la condition de non fragilité :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.006 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- Poutres principales (35×55) cm²: $A_{\min} = 0.23 \times 35 \times 53 \times \frac{2.1}{400} = 2,24 \text{ cm}^2 < 8,01 \text{ cm}^2$

→ Condition vérifiée.

- Poutres secondaires (30×50) cm²: $A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 48 \times \frac{2.1}{400} = 1,74 \text{ cm}^2 < 8,01 \text{ cm}^2$

→ Condition vérifiée.

VI.2.3.2. Vérification de l'effort tranchant (ART A.5.1/BAEL91) :

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \left(\min \frac{0.20}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa.} \right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU.

Poutres principales : $\tau_u = \frac{205,87}{350 \times 530} = 0,0011 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u$

Poutres secondaires : $\tau_u = \frac{123,83}{300 \times 480} = 0,00086 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u$

VI.2.3.3. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis

Lorsqu'au droit d'un appui : $\left(T_u + \frac{M_u^a}{0,9 \times d}\right) > 0$, on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à : $\left(T_u + \frac{M_u^a}{0,9 \times d}\right)$.

D'où : $A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u^a}{0,9 \times d}\right)$

Si $\left(T_u + \frac{M_u^a}{0,9 \times d}\right) < 0 \rightarrow$ la vérification n'est pas nécessaire.

Poutres principales			
Mu max (KN.m)	Tu max (KN)	Tu + Mu/0,9d (KN)	Obs
-244,95	205,87	-307,7	Vérifié

Tableau VIII.5. Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales.

Poutres secondaires			
Mu max (KN.m)	Tu max (KN)	Tu + Mu/0,9d (KN)	Obs
-153,867	90,27	-265,90	Vérifié

Tableau VIII.6. Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales.

$\left. \begin{array}{l} \text{Poutres principales : } \left(T_u + \frac{M_u^a}{0,9 \times d}\right) < 0 \\ \text{Poutres secondaires : } \left(T_u + \frac{M_u^a}{0,9 \times d}\right) < 0 \end{array} \right\} \text{ Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.}$

VIII.2.3.4. Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis : (Art A.5.1,32/BAEL 91).

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.4 \frac{0.9 \times b \times d \times f_{bc}}{\gamma_b}$$

$$\text{Poutres principales : } T_u = 205,87 \leq \bar{T}_u = 0.4 \frac{0.9 \times 0.35 \times 0.53 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 1113 \text{ KN.}$$

$$\text{Poutres secondaires : } T_u = 90,27 \leq \bar{T}_u = 0.4 \frac{0.9 \times 0.30 \times 0.48 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 864 \text{ KN.}$$

VIII.2.3.5. Vérification de la contrainte d'adhérence (ART. A.6.1.2.1, BAEL 91)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \rightarrow \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec : $\sum U_i$: périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.

Ψ_s : Coefficient de scellement (Aciers haute adhérence $\rightarrow \Psi_s = 1.5$)

$\sum U_i = n \times \pi \times \phi$ n : nombre de barres.

Poutres principales : 3HA20+3HA14

$$\sum U_i = 32,03 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } \tau_{se} = \frac{T_{\max} \times 10^3}{0.9 \times 530 \times \sum U_i \times 10} = 1,34 \leq \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Poutres secondaires : 3HA12+3HA14

$$\sum U_i = 24,49$$

$$\text{D'où : } \tau_{se} = \frac{T_{\max} \times 10^3}{0.9 \times 480 \times \sum U_i \times 10} = 0,85 \leq \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion : la contrainte d'adhérence est vérifiée.

VIII.2.4. calcul de la longueur de scellement droit des barres :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

Pour les $\phi 14$: $L_s = 49,38 \text{ cm}$

Pour les $\phi 16$: $L_s = 56,44 \text{ cm}$

Pour les $\phi 20$: $L_s = 70,54 \text{ cm}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : $0,4 L_s$, pour les aciers HA

Pour les $\phi 14$: $L_s = 19,75$ cm

Pour les $\phi 16$: $L_s = 22,58$ cm

Pour les $\phi 20$: $L_s = 28,22$ cm

VIII.2.5. Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10} \right) \text{ Où } \phi_1 \text{ est le plus petit diamètre utilisé dans le ferraillage.}$$

$$\rightarrow \text{Poutres principales : } \phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10} \right) = \min(1,57; 1,2; 3,5)$$

$$\rightarrow \text{Poutres secondaires : } \phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10} \right) = \min(1,43; 1,2; 3)$$

Soit $\phi_t = 8$ mm

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

VIII.2.6. Calcul des espacements :

$$\text{En zone nodale} \rightarrow S_t^{max} = \min \left(\frac{h}{4}; 12 \phi_1; 30 \text{ cm} \right)$$

Poutres principales (35x55) : $S_t = 13,75$ cm

Poutres secondaires (30x50) : $S_t = 12,5$ cm

Soit $S_t = 13$ cm.

$S_t = 12$ cm.

$$\text{En zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2}$$

Poutres principales (35x55) : $S_t = 27,5$ cm

Poutres secondaires (30x50) : $S_t = 25$ cm

Soit $S_t = 25$ cm.

$S_t = 20$ cm.

VIII.2.7. Délimitation de la zone nodale:

$$L' = 2h \text{ et } H' = \max\left\{\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right\}$$

h : Hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : Dimensions du poteau.

h_e : Hauteur entre nus des poteaux.

On aura : $H' = \max\{68; 50; 50; 60\text{cm}\}$

$L' = 2 \times 55 = 110 \text{ cm}$: poutre principales.

$L' = 2 \times 50 = 100 \text{ cm}$: poutre secondaires.

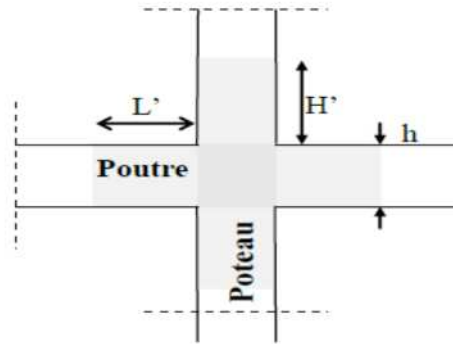


fig VIII.1 Délimitation de la zone nodale

NB : Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui.

1. Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

Poutre principale : (35x55)

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b$$

Poutre secondaire : (30x50)

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b$$

$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1.89 \text{ cm}^2 \rightarrow$ condition vérifiée. (Poutres principales).

$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \rightarrow$ condition vérifiée. (Poutres secondaires).

VIII.2.8. Vérification a L'ELS**a. Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b. Etat limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}; \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \text{ (} A_s \text{ : armatures adoptées à l'ELU)} \quad \text{et } \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Vérification du ferrailage des poutres Principales à l'ELS

• En travée

	Armatures en travée								
Niveau	$M_{max}(KN.m)$	A	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_b(MPA)$	Obs
11	118,936	10,65	0,554	0,889	29,25	237,55	8,12	15	Vérifiée
10	107,081	10,65	0,580	0,887	29,25	213,87	7,31	15	Vérifiée
09	110,013	10,65	0,580	0,887	29,25	219,73	7,51	15	Vérifiée
08	105,706	10,65	0,580	0,887	29,25	211,13	7,22	15	Vérifiée
07	108,171	10,65	0,580	0,887	29,25	216,05	7,38	15	Vérifiée
06	108,654	10,65	0,580	0,887	29,25	217,02	7,42	15	Vérifiée
05	105,721	10,65	0,580	0,887	29,25	211,16	7,22	15	Vérifiée
04	103,466	10,65	0,580	0,887	29,25	206,65	7,06	15	Vérifiée
03	104,178	10,65	0,580	0,887	29,25	208,08	7,11	15	Vérifiée
02	104,544	10,65	0,580	0,887	29,25	208,65	7,13	15	Vérifiée
01	100,03	10,65	0,580	0,887	29,25	199,80	6,83	15	Vérifiée

Tableau VIII.7 Vérification du ferrailage des poutres Principales en travée à l'ELS

Aux appuis

	Armatures aux appuis								
Niveau	$M_{max}(KN.m)$	A	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_b(MPA)$	Obs
11	-172,751	14,04	0,757	0,887	29,25	261,73	8,95	15	Vérifiée
10	-178,037	14,04	0,757	0,887	29,25	269,74	9,22	15	Vérifiée
09	-175,1	14,04	0,757	0,887	29,25	265,29	9,07	15	Vérifiée
08	-166,862	14,04	0,757	0,887	29,25	253,81	8,68	15	Vérifiée
07	-170,83	14,04	0,757	0,887	29,25	258,82	8,85	15	Vérifiée
06	-166,036	14,04	0,757	0,887	29,25	251,57	8,60	15	Vérifiée
05	-158,21	14,04	0,757	0,887	29,25	240,30	8,21	15	Vérifiée
04	-155,607	14,04	0,757	0,887	29,25	235,75	8,06	15	Vérifiée
03	-152,81	14,04	0,757	0,887	29,25	231,58	7,92	15	Vérifiée
02	-147,425	14,04	0,757	0,887	29,25	223,39	7,64	15	Vérifiée
01	-172,751	14,04	0,757	0,887	29,25	261,73	8,95	15	Vérifiée

Tableau VIII.8 Vérification du ferrailage des poutres Principales à l'ELS

Vérification du ferrailage des poutres secondaires à l'ELS

o En travée

	Armatures en travée								
Niveau	$M_{\max}(\text{KN.m})$	A	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_b(\text{MPa})$	Obs
11	39,829	8.01	0,554	0,889	30,04	116,52	3,82	15	Vérifiée
10	56,268	8.01	0,554	0,889	30,04	164,52	5,47	15	Vérifiée
09	50,338	8.01	0,554	0,889	30,04	147,27	4,90	15	Vérifiée
08	51,283	8.01	0,554	0,889	30,04	150,04	5,00	15	Vérifiée
07	54,112	8.01	0,554	0,889	30,04	158,31	5,27	15	Vérifiée
06	44,415	8.01	0,554	0,889	30,04	129,94	4,32	15	Vérifiée
05	39,775	8.01	0,554	0,889	30,04	116,37	3,87	15	Vérifiée
04	35,463	8.01	0,554	0,889	30,04	103,75	3,47	15	Vérifiée
03	24,872	8.01	0,554	0,889	30,04	72,77	2,42	15	Vérifiée
02	25,529	8.01	0,554	0,889	30,04	74,69	2,49	15	Vérifiée
01	13,777	8.01	0,554	0,889	30,04	40,31	1,34	15	Vérifiée

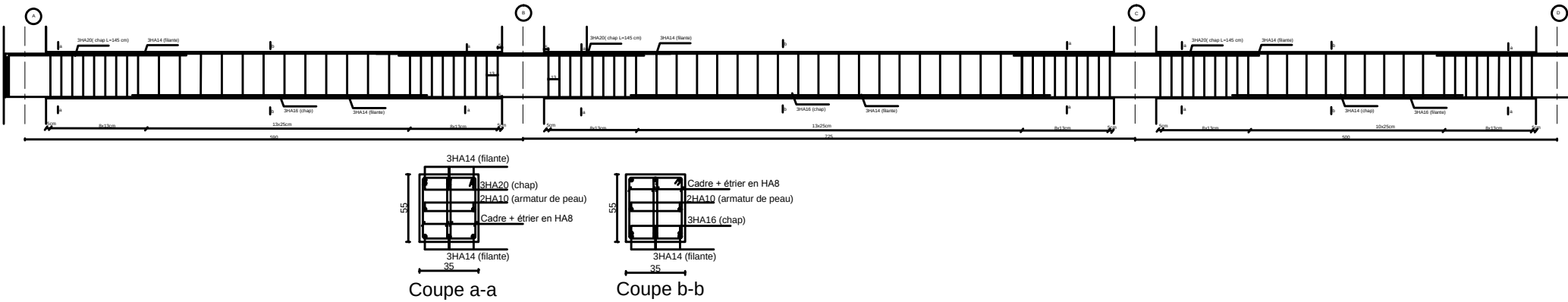
Tableau VIII.9. Vérification du ferrailage des poutres secondaires en travée à l'ELS

o Aux appuis

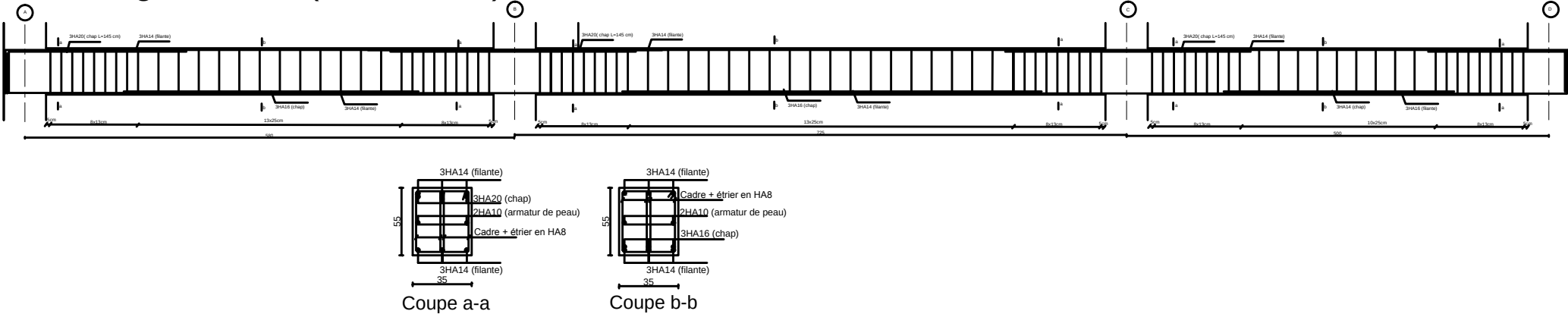
	Armatures aux appuis								
Niveau	$M_{\max}(\text{KN.m})$	A	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_b(\text{MPa})$	Obs
11	99,874	10,65	0,775	0,875	25,00	252,09	10,08	15	Vérifiée
10	111,587	10,65	0,775	0,875	25,00	281,66	11,36	15	Vérifiée
09	102,392	10,65	0,775	0,875	25,00	258,45	10,33	15	Vérifiée
08	90,554	10,65	0,775	0,875	25,00	228,57	9,14	15	Vérifiée
07	86,013	10,65	0,775	0,875	25,00	217,10	8,68	15	Vérifiée
06	74,452	10,65	0,775	0,875	25,00	187,92	7,52	15	Vérifiée
05	52,599	10,65	0,775	0,875	25,00	132,76	5,31	15	Vérifiée
04	55,32	10,65	0,775	0,875	25,00	139,63	5,58	15	Vérifiée
03	43,465	10,65	0,775	0,875	25,00	109,71	4,39	15	Vérifiée
02	30,293	10,65	0,775	0,875	25,00	76,46	3,06	15	Vérifiée
01	21,037	10,65	0,775	0,875	25,00	53,10	2,12	15	Vérifiée

Tableau VIII.10 Vérification du ferrailage des poutres secondaires aux appuis à l'ELS

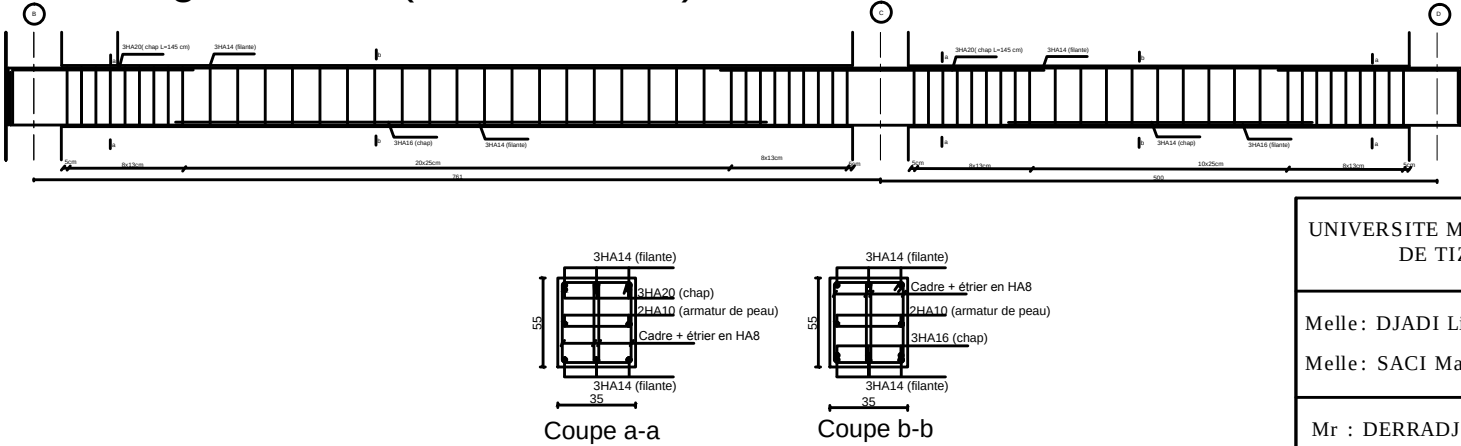
Ferraillage des PP (SS ,RDC)



Ferraillage des PP (SS et RDC)

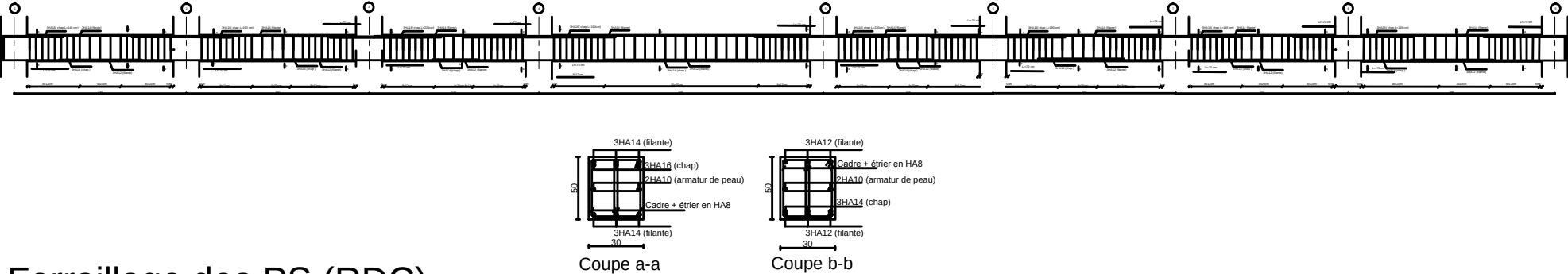


Ferraillage des PP (SS,RDC,...,9)

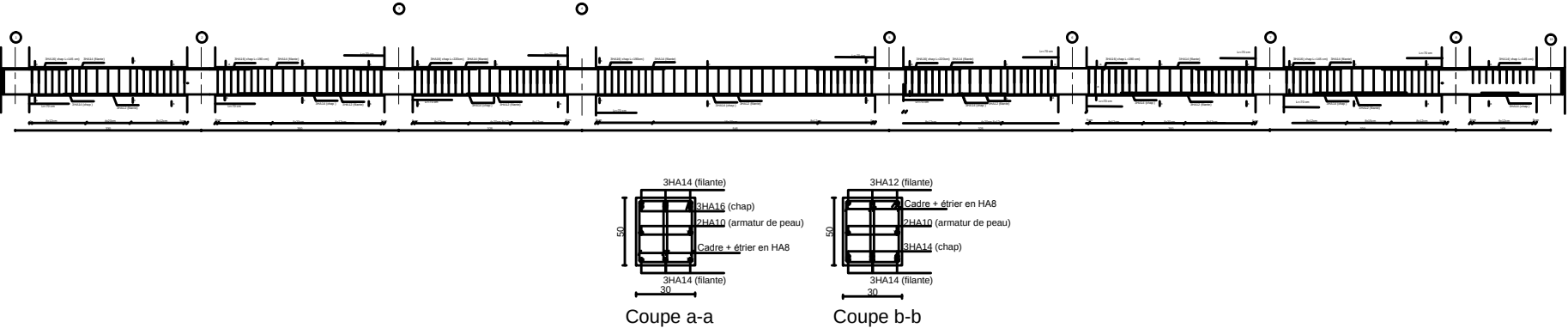


UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Melle: DJADI Lilia Melle: SACI Malha	Plan de ferraillage des poutres principal		
Mr : DERRADJ			

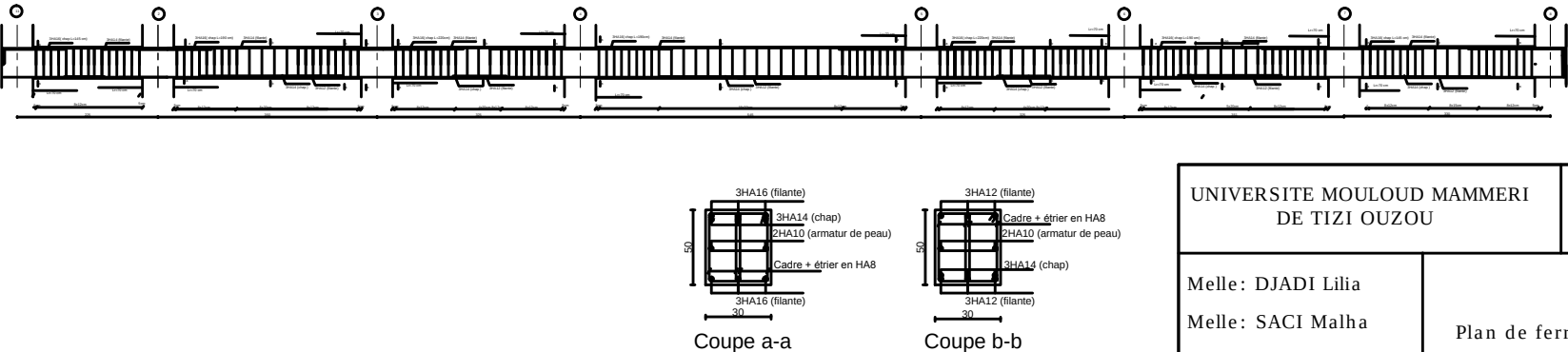
Ferraillage des PS (SS ,RDC)



Ferraillage des PS (RDC)



Ferraillage des PS (SS,..., 9)



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Melle: DJADI Lilia Melle: SACI Malha		Plan de ferraillage des poutres secondaires	
Mr :DERRADJ			

VIII.3 Ferraillage des voiles :

Le ferraillage d'un voile consiste à déterminer ses armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales (G et Q) et horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Combinaison d'action :

Les combinaisons à prendre en compte sont données ci-dessous :

Selon le BAEL 91 : $1.35G+1.5Q$

$G+Q$

Selon le RPA version 2003 : $G+Q\pm E$

$0.8G\pm E$

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones :

- ✓ **Zone I** : Sous-sol et RDC.
- ✓ **Zone II** : 1^{ER}, 2^{eme}, et 3^{eme} étage.
- ✓ **Zone III** : 5^{eme}, 6^{eme}, et 7^{eme} étage.
- ✓ **Zone IV** : 9^{eme}, 10^{eme}, et 11^{eme} étage.

Les armatures constituant le ferraillage d'un voile plein seront déterminées à l'aide de la méthode suivante :

VIII.3.1 Exposé de la méthode de calcul:

1. Armature vertical :

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé **SEC**.
- Section partiellement comprimé **SPC**.
- Section entièrement tendue **SET**.

Le calcul se fera par bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right)$$

Avec : h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré.

- Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}} L$$

- longueur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c$$

a. Section entièrement comprimée (SEC):

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d_2 \cdot e$$

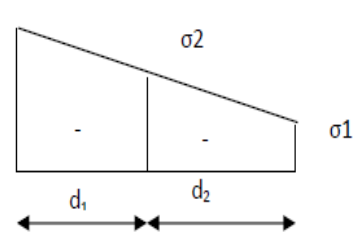


Figure VIII.3.1: Diagramme des contraintes d'une (S.E.C)

Section d'armature :

$$A_{vi} = \frac{N_i \cdot B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec : e : épaisseur du voile.

σ_s : contrainte de l'acier.

B : Section du voile.

Armatures minimales : (Art A.8.1, 21BAEL91)

$$A_{\min} \geq \frac{4\text{cm}^2}{ml}$$

$$0.2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5\%$$

b. Section partiellement comprimée:

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e$$

Section d'armature : $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

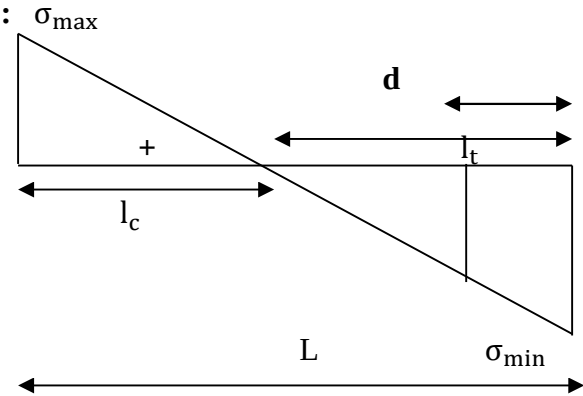


Figure VIII.3.2: Diagramme des contraintes d'une (S.P.C).

Armatures minimales : (BAEL art A4.2.1)

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq A = 0.002B \quad (\text{Section min du RPA art 7.7.4.1})$$

c. Section entièrement tendue (SET) :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d_2 \cdot e$$

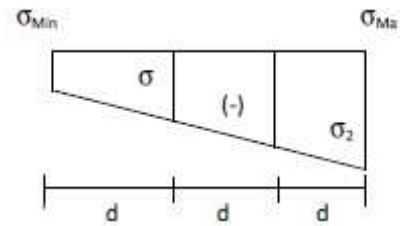


Figure VIII.3.3: Diagramme des contraintes d'une (S.E.T).

Section d'armature : $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

Armatures minimales : (BAEL art A4.2.1)

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq A = 0.002B \quad (\text{Section min du RPA art 7.7.4.1})$$

a. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales.

D'après le BEAL 91 :
$$A_h = \frac{A_v}{4}$$

D'après le RPA 2003 :
$$A_h \geq 0.15\% B$$

b. Armature transversale :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

2. Armature de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

Avec : $V=1.4 T$

T : effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

3. Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

4. Disposition constructives :

Espacement :

L'espace des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1.5e; 30\text{cm}\} \quad \text{RPA99/Art 7.7.4.3 (version 2003)}$$

Aux extrémités des voiles l'espace des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espace d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

Longueur de recouvrement :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

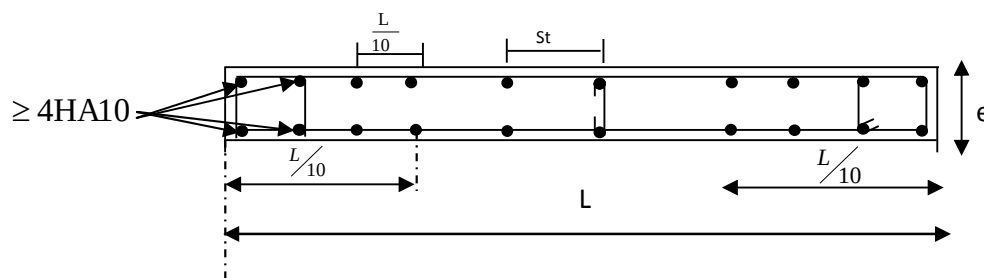


Figure VIII.3.4: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

5. Vérification des contraintes de cisaillement :

D'après le RPA99 /2003:

Contrainte de cisaillement dans le béton τ_b doit être inférieure à la contrainte admissible $\bar{\tau}_b$

$$\tau_b = \frac{V}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

Avec : $V = 1.4 T$

b: Épaisseur du voile.

d : hauteur utile : $d = 0.9h$.

h : Hauteur totale de la section brute.

D'après le BAEL91 :

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

Fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right\}$

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \frac{V}{b.d}$$

6. Vérification à L'ELS :

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression soit inférieure à 15 Mpa.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Avec : N_s : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

VIII.3.2 Calculer de ferrailage

VIII.3.2.1 Exemple de calcul (VT1; VT5 et VT6) Zone I

VIII.3.2.1.1 Caractéristiques géométriques

$$\begin{aligned} L &= 1,60 \text{ m} & e &= 0,20 \text{ m} & V &= V' = L/2 = 0,8 \text{ m} & I &= 0,068 \text{ m}^4 & B &= 0.32 \text{ m}^2 \\ \sigma_{\max} &= 263,410 \text{ KN/m} & \sigma_{\min} &= -6696,660 \text{ KN/m} & T &= 127,440 \text{ KN} \\ V_u &= 178,410 \text{ KN} \end{aligned}$$

Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L = \frac{263,410}{263,410 + 6696,660} \times 1,60 = 0,060m$$

Largeur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c = 1,60 - 0,06 = 1,54m$$

VIII.3.2.1.2 Calcul de la longueur (d)

$$\text{Avec : } d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) = \left(\frac{3,5}{2}, \frac{2}{3} \times 0,06\right) = 0,04m$$

$$\text{On prend } d = \frac{L_t}{2} = \frac{1,54}{2} = 0,77 \text{ m}$$

VIII.3.2.1.3 Détermination des armatures

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d)\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{(1,54 - 0,04) \times 6696,66}{1,54} = 6521,053 \text{ KN / m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e = \frac{6696,66 + 6521,053}{2} \times 0,04 \times 0,2 = 53,36 \text{ KN}$$

VIII.3.2.1.4 Armatures verticales

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = \frac{53,36 \times 10}{\frac{400}{1}} = 1,33 \text{ cm}^2$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d_2 \cdot e = \frac{6521,053 \times 1,50 \times 0,2}{2} = 977,55 \text{ KN}$$

VIII.3.2.1.5 Armatures verticales

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = \frac{977,55 \times 10}{348} = 24,44 \text{ cm}^2$$

- **Section minimale**

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{0.23 d.e. f_{t28}}{f_e}; 0.005 d.e \right\}$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{0.23 \times 0.77 \times 0.2 \times 2.1}{400}; 0.005 \times 0.77 \times 0.2 \right\} = 0,42 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times \bar{T}}{f_e} = \frac{1.1 \times 1.4 \times T}{f_e} = \frac{1.1 \times 1.4 \times 127,770 \times 10}{400} = 4,91 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 1,33 + \frac{4,91}{4} = 2,56 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 24,44 + \frac{4,91}{4} = 26,89 \text{ cm}^2$$

Le voile est ferrailé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique

1^{ère} bande : 2*6HA12 = 13,57 cm²/d₁ soit: 4HA20/nappe .avec espacement de 15 cm

2^{ième} bande : 2*9HA14 = 27,71 cm²/d₂ soit: 4HA20/nappe avec espacement de 15cm

- **Armatures horizontales**

D'après le BAEL 91 :

$$A_h = \frac{A_v}{4} = \frac{13,57}{4} = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$A_h \geq \max \left\{ \frac{A_v}{4}; 0.15 \% B \right\} = \max \{ 3.39 ; 4,8 \} = 4,8 \text{ cm}^2$$

Soit 6HA12 = 6,79 cm²/ ml avec : St = 15 cm

- **Armatures transversales**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

- **Vérification des espacements**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e, 30\text{cm}\} = 30\text{ cm} \longrightarrow \text{CV.}$$

- **Vérification des contraintes de cisaillement**

Selon le RPA99 / VERSION2003

$$\tau_b = \frac{1,4T}{e \times 0,9 \times L}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 127,770}{0,2 \times 0,9 \times 1,60} \times 10^{-3} = 0,62 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{CV.}$$

- **D'après le BAEL 91 :**

$$\tau_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(0,15 \times \frac{25}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{CV.}$$

- **Vérification à l'ELS**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A_v} \Rightarrow \sigma_b = \frac{1041,52 \times 10^{-3}}{0,32 + 15(13,57) \times 10^{-4}} = 3,06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,06 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Le ferraillage d'autres voiles dans les différentes zones est donné sous forme de tableaux

Tableau VIII.3.1 : ferrailage de voile VL1 VL5 et VL6

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV	V
	hpoutre(m)		0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
	hauteur etage (m)		3,5	4,08	3,06	3,06	3,06
	L (m)		1,60	1,60	1,60	1,60	1,60
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m²)		0,32	0,32	0,32	0,32	0,32
	H		3,00	3,58	2,56	2,56	2,56
Solicitation de calcul	T(kN)		127,440	91,720	124,280	109,900	95,540
	N _{ser} (kN)		1041,52	950,42	743,79	479,28	98,03
	Vu (kN)		178,416	128,408	173,992	153,860	133,756
	σ _{max} (kN/m²)		263,410	590,260	142,600	1261,540	4098,410
	σ _{min} (kN/m²)		6696,660	6694,800	7917,960	7399,020	5351,940
	σ _s (kN/m²)		400,00	400,00	400,00	400,00	400,00
	L _c		0,06	0,13	0,03	0,23	0,69
	L _t		1,54	1,47	1,57	1,37	0,91
	D		0,04	0,09	0,02	0,16	0,46
	d adopté		0,04	0,09	0,02	0,16	0,45
	d2 = L _t -d adopté		1,50	1,38	1,55	1,21	0,44
	σ ₁		6521,053	6301,293	7822,893	6557,993	2619,667
	N ₁		53,36	112,32	29,70	216,86	361,16
	N ₂		977,56	872,06	1214,76	794,54	116,19
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm²)		1,33	2,81	0,74	5,42	9,03
	A _{v2} /bande (cm²)		24,44	21,80	30,37	19,86	2,90
	A _{vj} (cm²)		4,91	3,53	4,78	4,23	3,68
	A'v1/bande/nappe		2,56	3,69	1,94	6,48	9,95
	A'v2/bande/nappe		26,89	23,57	32,76	21,98	4,74
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm²)		0,42	0,91	0,20	1,63	4,86
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm²)		13,57	13,57	13,57	13,57	13,57
	A'v2 adopté (cm²)		27,71	27,71	36,19	27,71	14,14
	Choix de A (cm²)	Bande 1	2*6HA12	2*6HA12	2*6HA12	2*6HA12	2*6HA12
	Choix de A (cm²)	Bande 2	2*9HA14	2*9HA14	2*9HA16	2*9HA14	2*9HA10
	ST		30	30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	15	15	10	12	20
		Bande 2	15	15	10	10	20
Armatures horizontales	AH _{min} /nappe (cm2)		0,24	0,52	0,11	0,93	2,78
	AH /nappe (cm2)		3,39	3,39	3,39	3,39	3,39
	AH adopté (cm2)		6,79	6,79	6,79	6,79	6,79
	choix de la section		6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
Espacement (cm)			20	20	20	20	20
A transversal	At adoptées		4 épingles HA8 /m²				
Vérification des contraintes	$\bar{\epsilon}_b = 5MPa$	T _b	0,620	0,446	0,604	0,534	0,464
	$\bar{\epsilon}_u = 2,5MPa$	T _u	0,443	0,318	0,432	0,382	0,332
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$	σ _{bc}	3,060	2,792	2,185	1,408	0,288

Tableau VIII.3.2 : ferrailage de voile VL3 et VL4.

Caractéristiques géométriques	Zone		III	IV	V
	hpoutre(m)		0,50	0,50	0,50
	hauteur etage (m)		3,06	3,06	3,06
	L (m)		3,25	3,25	3,25
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m²)		0,65	0,65	0,65
	H		2,56	2,56	2,56
Sollicitation de calcul	T(kN)		263,030	194,910	115,920
	N _{ser} (kN)		3385,79	2279,04	473,93
	Vu (kN)		368,242	272,874	162,288
	σ _{max} (kN/m²)		164,170	1431,760	4327,870
	σ _{min} (kN/m²)		8404,680	7367,420	6132,390
	σ _s (kN/m²)		400,00	400,00	400,00
	L _c		0,06	0,53	1,34
	L _t		3,19	2,72	1,91
	D		0,04	0,35	0,90
	d _{adopté}		0,04	0,35	0,90
	d2 = L _t -d _{adopté}		3,15	2,37	1,01
	σ ₁		8295,233	6412,913	3247,143
	N ₁		69,32	485,82	840,82
	N ₂		2609,86	1518,98	327,60
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm²)		1,73	12,15	21,02
	A _{v2} /bande (cm²)		65,25	37,97	8,19
	A _{vj} (cm²)		10,13	7,50	4,46
	A'v1/bande/nappe		4,26	14,02	22,14
	A'v2/bande/nappe		67,78	39,85	9,31
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm²)		0,44	3,70	9,41
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm²)		11,31	15,39	31,42
	A'v2 adopté (cm²)		6,78	4,7	4,7
	Choix de A (cm²)	Bande 1	2X5HA12	2X5HA14	2X5HA20
	Choix de A (cm²)	Bande 2	2X3HA12	2X3HA12	2X3HA12
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	12	20
		Bande 2	20	20	20
Armatures horizontales	AHmin /nappe (cm2)		0,25	2,12	5,38
	AH /nappe (cm2)		3,39	2,83	1,70
	AH adopté (cm2)		4,71	4,71	4,71
	choix de la section		6HA10	6HA10	6HA10
Espacement (cm)			20	20	20
A transversal	At adoptées		4 épingles HA8 /m²		
Vésication des contraintes	τ _b = 5MPa	τ _b	0,629	0,466	0,277
	τ _u = 2,5MPa	τ _u	0,450	0,333	0,198
	σ _{bc} = 15MPa	σ _{bc}	5,051	3,417	0,718

Tableau VIII.3.3 : ferrailage de voile VT1 et VT4.

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV	V
	hpoutre(m)		0,55	0,55	0,55	0,55	0,55
	hauteur etage (m)		3,5	4,08	3,06	3,06	3,06
	L (m)		3,46	3,46	3,46	3,46	3,46
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m²)		0,692	0,692	0,692	0,692	0,692
	h		2,95	3,53	2,51	2,51	2,51
Solicitation de calcul	T(kN)		373,730	428,640	341,520	268,560	172,850
	N _{ser} (kN)		2750,37	2464,39	715,37	930,81	169,72
	Vu (kN)		523,222	600,096	478,128	375,984	241,990
	σ _{max} (kN/m²)		4062,810	2420,560	1766,510	2070,650	3957,390
	σ _{min} (kN/m²)		10247,940	7901,230	6538,670	5324,470	5024,080
	σ _s (kN/m²)		400,00	400,00	400,00	400,00	400,00
	L _c		0,98	0,81	0,74	0,97	1,52
	L _t		2,48	2,65	2,72	2,49	1,94
	d		0,65	0,54	0,49	0,65	1,02
	d adopté		0,65	0,54	0,49	0,65	0,97
	d2 = L _t -d adopté		1,82	2,11	2,23	1,85	0,92
	σ ₁		7539,400	6287,523	5360,997	3944,037	2385,820
	N ₁		1164,82	767,52	583,83	598,63	717,08
	N ₂		1374,32	1325,20	1197,34	727,80	219,28
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm²)		29,12	19,19	14,60	14,97	17,93
	A _{v2} /bande (cm²)		34,36	33,13	29,93	18,20	5,48
	A _{vj} (cm²)		14,39	16,50	13,15	10,34	6,65
	A'v1/bande/nappe		32,72	23,31	17,88	17,55	19,59
	A'v2/bande/nappe		37,96	37,26	33,22	20,78	7,15
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm²)		6,88	5,68	5,15	6,78	10,67
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm²)		36,19	27,71	20,36	20,36	20,36
	A'v2 adopté (cm²)		40,21	40,21	40,21	22,62	22,62
	Choix de A (cm²)	Bande 1	2*9HA16	2*9HA14	2*9HA12	2*9HA12	2*9HA12
	Choix de A (cm²)	Bande 2	2*10HA16	2*10HA16	2*10HA16	2*10HA12	2*10HA12
	ST		30	30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	6	8	10	12	20
		Bande 2	8	8	10	12	12
Armatures horizontales	AH _{min} /nappe (cm2)		3,93	3,25	2,94	3,88	6,10
	AH /nappe (cm2)		9,05	6,93	5,09	5,09	5,09
	AH adopté (cm2)		10,78	7,92	5,5	5,5	5,5
	choix de la section		7HA14	7HA12	7HA10	7HA10	7HA10
Espacement (cm)			20	20	20	20	20
A transversal	At adoptées		4 épingles HA8 /m²				
Vérification des contraintes	$\bar{\sigma}_b = 5MPa$	T _b	0,840	0,964	0,768	0,604	0,389
	$\bar{\sigma}_u = 2,5MPa$	T _u	0,600	0,688	0,548	0,431	0,278
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$	σ _{bc}	3,685	3,359	0,990	1,288	0,235

Tableau VIII.3.4 : ferrailage de voile VT2 et VT3.

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV	V
	hpoutre(m)		0,55	0,55	0,55	0,55	0,55
	hauteur etage (m)		3,5	4,08	3,06	3,06	3,06
	L (m)		2,25	2,25	2,25	2,25	2,25
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m²)		0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
	He		3,060	4,590	3,060	3,060	3,060
	h		2,95	3,53	2,51	2,51	2,51
Solicitation de calcul	T(kN)		171,030	147,100	112,370	79,220	60,600
	N _{ser} (kN)		2171,93	2015,15	1499,63	926,25	199,11
	Vu (kN)		239,442	205,940	157,318	110,908	84,840
	σ _{max} (kN/m²)		1426,360	119,110	291,030	795,110	1464,740
	σ _{min} (kN/m²)		8225,880	6622,290	5949,010	4432,360	3492,720
	σ _s (kN/m²)		400,00	400,00	400,00	400,00	400,00
	L _c		0,33	0,04	0,10	0,34	0,66
	L _t		1,92	2,21	2,15	1,91	1,59
	d		0,22	0,03	0,07	0,23	0,44
	d adopté		0,22	0,03	0,07	0,23	0,44
	d2 = L _t -d adopté		1,70	2,18	2,08	1,68	1,14
	σ ₁		7274,973	6542,883	5754,990	3902,287	2516,227
	N ₁		343,60	34,89	81,88	190,16	266,31
	N ₂		1233,72	1428,80	1194,22	655,43	287,36
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm²)		8,59	0,87	2,05	4,75	6,66
	A _{v2} /bande (cm²)		30,84	35,72	29,86	16,39	7,18
	A _{vj} (cm²)		6,58	5,66	4,33	3,05	2,33
	A'v1/bande/nappe		10,24	2,29	3,13	5,52	7,24
	A'v2/bande/nappe		32,49	37,14	30,94	17,15	7,77
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm²)		2,33	0,28	0,73	2,40	4,65
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm²)		11,31	7,85	7,85	7,85	7,85
	A'v2 adopté (cm²)		37,70	37,70	37,70	18,47	18,47
	Choix de A (cm²)	Bande 1	2*5HA12	2*5HA10	2*5HA10	2*5HA10	2*5HA10
	Choix de A (cm²)	Bande 2	2*6HA20	2*6HA20	2*6HA20	2*6HA14	2*6HA14
	ST		30	30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	6	8	10	12	20
		Bande 2	15	15	20	20	20
Armatures horizontales	AH _{min} /nappe (cm2)		1,33	0,16	0,42	1,37	2,66
	AH /nappe (cm2)		1,96	1,96	1,96	1,96	1,96
	AH adopté (cm2)		5,5	5,5	5,5	5,5	5,5
	choix de la section		7HA10	7HA10	7HA10	7HA10	7HA10
Espacement (cm)			20	20	20	20	20
A transversal	At adoptées		4 épingles HA8 /m²				
Vérification des contraintes	$\bar{\sigma}_b = 5\text{MPa}$	T _b	0,591	0,508	0,388	0,274	0,209
	$\bar{\sigma}_u = 2,5\text{MPa}$	T _u	0,422	0,363	0,277	0,196	0,150
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ _{bc}	4,703	4,364	3,248	2,006	0,431

Tableau VIII.3.5: ferrailage de trumeaux 1 et 2 de VL3 ET VL4.

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II
	hpoutre(m)		0,50	0,50
	hauteur etage (m)		3,5	4,08
	L (m)		0,50	0,50
	e (m)		0,20	0,25
	B (m²)		0,1	0,125
	He		3,060	4,590
	H		3,00	3,58
Sollicitation de calcul	T(kN)		118,800	353,210
	N _{ser} (kN)		1536,56	1956,99
	Vu (kN)		166,320	494,494
	$\sigma_{\max}$ (kN/m²)		3345,620	147,610
	$\sigma_{\min}$ (kN/m²)		9423,020	6237,530
	σ_s (kN/m²)		400,00	400,00
	L _c		0,13	0,01
	L _t		0,37	0,49
	D		0,09	0,01
	d adopté		0,09	0,01
	d2 = L _t - d adopté		0,28	0,48
	σ_1		7192,607	6139,123
	N ₁		145,12	11,92
	N ₂		202,58	368,91
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm²)		3,63	0,30
	A _{v2} /bande (cm²)		5,06	9,22
	A _{vj} (cm²)		4,57	13,60
	A'v1/bande/nappe		4,77	3,70
	A'v2/bande/nappe		6,21	12,62
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm²)		0,92	0,10
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm²)		6,79	6,79
	A'v2 adopté (cm²)		7,85	15,39
	Choix de A (cm²)	Bande 1	2*3HA12	2*3HA12
	Choix de A (cm²)	Bande 2	2*5HA10	2X5HA14
	ST		30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	6	8
		Bande 2	15	15
Armatures horizontales	AHmin /nappe (cm2)		0,52	0,06
	AH /nappe (cm2)		1,70	1,70
	AH adopté (cm2)		3,14	3,14
	choix de la section		4HA10	4HA10
	Espacement (cm)		20	20
A transversal	At adoptées		4 épingles HA8 /m²	
Vésication des contraintes	$\bar{\epsilon}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	1,848	4,396
	$\bar{\epsilon}_u = 2,5\text{MPa}$	τ_u	1,320	3,140
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	13,747	13,215

Tableau VIII.3.6: ferrailage de trumeaux 1 et 2 de VL2.

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV	V
	hpoutre(m)		0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
	hauteur etage (m)		3,5	4,08	3,06	3,06	3,06
	L (m)		0,50	0,50	1,00	1,00	1,00
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m²)		0,1	0,1	0,2	0,2	0,2
	He		3,060	4,590	3,060	3,060	3,060
	h		3,00	3,58	2,56	2,56	2,56
Sollicitation de calcul	T(kN)		118,800	353,210	228,280	159,560	142,570
	N _{ser} (kN)		1695,60	1956,46	2658,52	1511,39	211,83
	Vu (kN)		166,320	494,494	319,592	223,384	199,598
	σ _{max} (kN/m²)		3345,620	147,610	2115,730	2621,390	8519,830
	σ _{min} (kN/m²)		9423,020	6237,530	10744,420	10023,890	8989,790
	σ _s (kN/m²)		400,00	400,00	400,00	400,00	400,00
	L _c		0,13	0,01	0,16	0,21	0,49
	L _t		0,37	0,49	0,84	0,79	0,51
	d		0,09	0,01	0,11	0,14	0,32
	d _{adopté}		0,09	0,01	0,11	0,14	0,26
	d2 = L _t -d _{adopté}		0,28	0,48	0,73	0,65	0,26
	σ ₁		7192,607	6139,123	9333,933	8276,297	4494,895
	N ₁		145,12	9,54	220,22	252,91	346,17
	N ₂		202,58	295,13	677,46	541,68	115,39
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm²)		3,63	0,24	5,51	6,32	8,65
	A _{v2} /bande (cm²)		5,06	7,38	16,94	13,54	2,88
	A _{vj} (cm²)		4,57	13,60	8,79	6,14	5,49
	A'v1/bande/nappe		4,77	3,64	7,70	7,86	10,03
	A'v2/bande/nappe		6,21	10,78	19,13	15,08	4,26
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm²)		0,92	0,08	1,15	1,45	3,41
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm²)		6,79	18,1	13,56	11,3	6,78
	A'v2 adopté (cm²)		9,04	9,04	6,78	4,7	4,7
	Choix de A (cm²)	Bande 1	2*9HA12	2X8HA12	2X6HA12	2X5HA12	2X3HA12
	Choix de A (cm²)	Bande 2	2*4HA12	2X4HA12	2X3HA12	2X3HA12	2X3HA12
	ST		30	30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	6	8	10	12	20
		Bande 2	15	15	20	20	20
Armatures horizontales	AH _{min} /nappe (cm2)		0,52	0,05	0,66	0,83	1,95
	AH /nappe (cm2)		1,70	4,53	3,39	2,83	1,70
	AH adopté (cm2)		6,78	4,71	4,71	4,71	4,71
	choix de la section		6HA12	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10
Espacement (cm)			20	20	20	20	20
A transversal	At adoptées		4 épingles HA8 /m²				
Vérification des contraintes	$\bar{\epsilon}_b = 5MPa$	τ _b	1,848	5,494	1,776	1,241	1,109
	$\bar{\epsilon}_u = 2,5MPa$	τ _u	1,320	3,925	1,268	0,886	0,792
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$	σ _{bc}	14,931	15,387	12,066	7,557	1,008

VIII.3.3 Etude des linteaux :

Les linteaux sont des éléments reliant les trumeaux d'un même voile, ils sont assimilés à des poutres encastrées à leur extrémité et sont calculés en flexion simple, dans ce cas les résultats seront donnés directement par le fichier résultat.

1. Etapes de calcul :

On utilise la méthode de calcul exposée dans le RPA 99 version 2003, en faisant comparer à chaque fois les sections d'armatures (calculées) aux maximales données par les règles BAEL 91. L'application se fera suivant les étapes suivantes.

- **Contraintes limites de cisaillement :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \quad \text{Avec : } V = 1.4 T$$

- **Ferrailage des linteaux :**

Premier cas : $\tau_b \leq 0.06$

Les linteaux sont calculés en flexion simple, il faudrait disposer :

Des aciers longitudinaux de flexion $\Rightarrow A_l$

Des aciers transversaux $\Rightarrow A_t$

Des aciers en partie courants (de peau) $\Rightarrow A_c$

Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux supérieurs et inférieurs sont calculés par la formule suivante :

$$A_l \geq \frac{M}{Z f_e}$$

Avec : $Z = h - 2d'$

h : est la hauteur totale du linteau.

d' : est l'enrobage.

M : moment dû à l'effort tranchant ($\bar{V} = 1.4 T_u$).

Aciers transversaux :

1^{er} cas : linteaux longs ($\lambda_g = \frac{1}{h} > 1$)

$$S_t \leq \frac{A_t f_e Z}{\bar{V}}$$

Avec :

S_t : espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : section d'un cours d'armatures transversales.

$\bar{V}$: Effort tranchant majorée

l : portée du linteau.

2^{ème} cas : linteaux courts ($\lambda_g = \frac{1}{h} \leq 1$)

$$S_t \leq \frac{A_t f_e l}{V + A_t f_e}$$

Avec : $V = \min (V_1 ; V_2)$

$$V_2 = 2. T_u \quad \text{et} \quad V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

M_{ci} et M_{cj} : moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} sont calculés par :

$$M_c = A_l \cdot f_e \cdot z$$

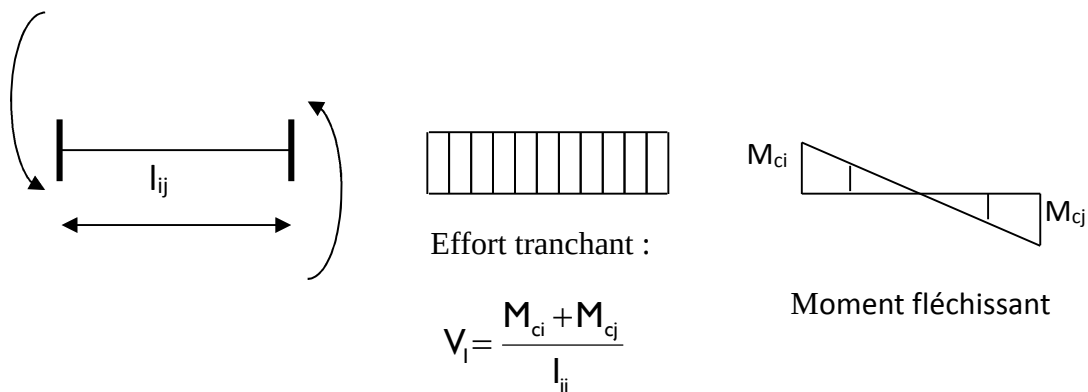


Figure VIII.3.4: Efforts internes dans le linteau.

Deuxième cas : $\tau_b \geq 0.06$

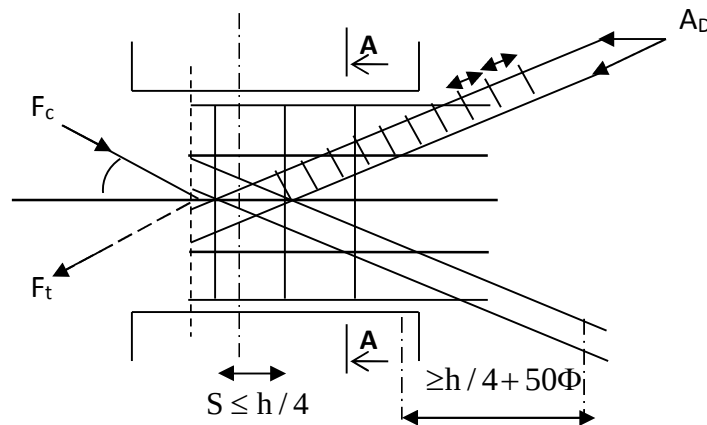
Dans ce cas, il y'a lieu de disposer les ferrailles longitudinaux (supérieures et inférieures), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2 f_e \sin \alpha}$$

Avec : $\operatorname{tg} \alpha = \frac{h-2d'}{l}$ $V = T_{\text{calcul}}$ (sans majoration).



Coupe A-A

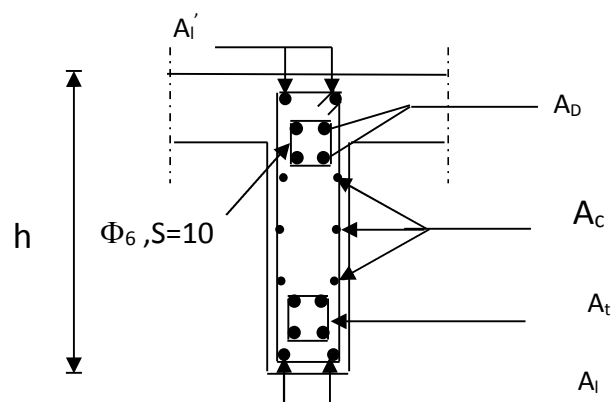


Figure VIII.3.5 : Schéma ferrailage du linteau.

Ferraillage minimal :**➤ Armatures longitudinales :**

$$A_l, A'_l = 0.15\% bh$$

➤ Armatures transversales :

$$A_t \geq 0.15 \% b S_t \quad \text{si} \quad \tau_b \leq 0.025 f_{c28}$$

$$A_t \geq 0.25 \% b S_t \quad \text{si} \quad \tau_b > 0.025 f_{c28}$$

➤ Armatures de peau :

$$A_c \geq 0.20\% bh$$

➤ Armatures diagonales :

$$A_D \geq 0.15\% bh \quad \text{si} \quad \tau_b > 0.06 f_{c28}$$

$$A_D = 0 \quad \text{si} \quad \tau_b \leq 0.06 f_{c28}$$

Les armatures longitudinales selon BAEL :

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

Tableau VIII.3.7: ferrailage des linteaux 1 de VL2

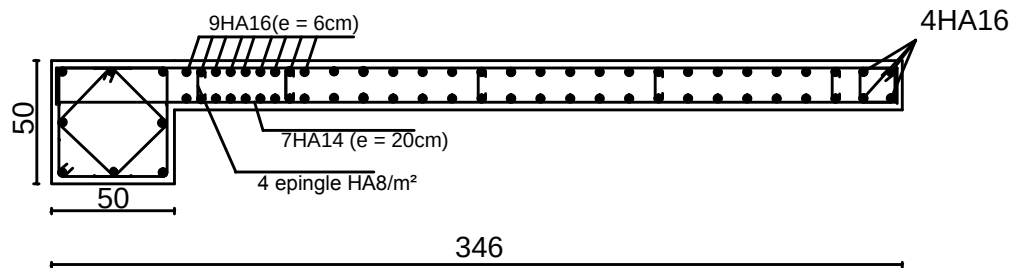
	Zone	I	II	III	IV	V
Caractéristiques Géométriques	h (m)	0.2	0.78	0.36	0.36	0.36
	L	2,50	2,50	1,50	1,50	1,50
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
Contraintes de cisaillement	V (KN)	208,362	231,168	319,592	223,384	199,598
	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	5	5	5	5	5
	τ_b (MPa)	4,78	1,64	4,93	3,44	3,08
Ferrailage des linteaux	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	τ_b (MPa)	4.78	1.64	4,93	3,44	3,08
	A_l, A_l' (cm ²)	0,6	2,34	1,08	1,08	1,08
	Choix des barres	2HA10	2HA14	2HA10	2HA10	2HA10
	A_l, A_l' adoptée (cm ²)	1,57	3,08	1,57	1,57	1,57
	A_t (cm ²)	0,2	1,00	0,45	0,45	0,45
	Choix des barres	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
	A_t adoptée (cm ²)	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57
	A_D (cm ²)	29,14	7,36	19,80	13,84	12,37
	Choix des barres	16HA16	6HA14	7HA20	7HA16	7HA16
	A_D adoptée (cm ²)	32,17	9,23	21,99	14,07	14,07
	A_C (cm ²)	0,8	3,12	1,44	1,44	1,44
	Choix des barres	3HA8	3HA12	2HA12	2HA12	2HA12
	A_C adoptée (cm ²)	1,50	3,39	2,26	2,26	2,26

Tableau VIII.3.8: ferrailage des linteaux 2 de VL3 et VL4.

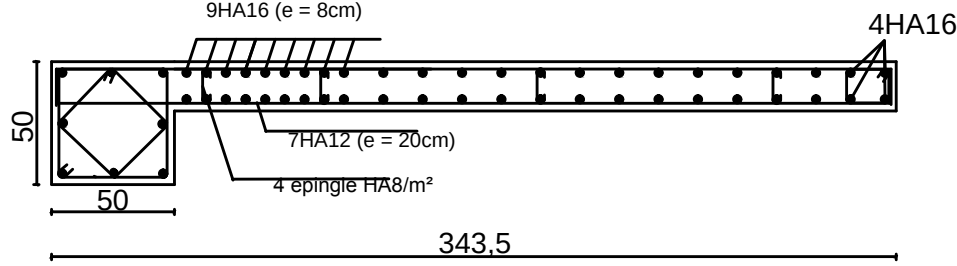
	Zone	I	II
Caractéristiques Géométriques	h (m)	0.2	0.78
	L	1,5	1,5
	e (m ²)	0.2	0.2
Contraintes de Cisaillement	V (KN)	239,12	239,12
	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	5	5
	τ_b (MPa)	1,70	1,70
Ferrailage des Linteaux	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	1.5	1.5
	τ_b (MPa)	1,70	1,70
	A_l, A_l' (cm ²)	0,6	2,34
	Choix des barres	2HA10	2HA14
	A_l, A_l' adoptée (cm ²)	1,57	3,08
	A_t (cm ²)	0,2	1,00
	Choix des barres	2HA8	2HA10
	A_t adoptée (cm ²)	1	1,57
	A_D (cm ²)	29,14	7,36
	Choix des barres	16HA16	16HA8
	A_D adoptée (cm ²)	32,17	16,08
	A_C (cm ²)	0,8	3,12
	Choix des barres	3HA8	3HA12
	A_C adoptée (cm ²)	1,50	3,39

VT1 et VT4

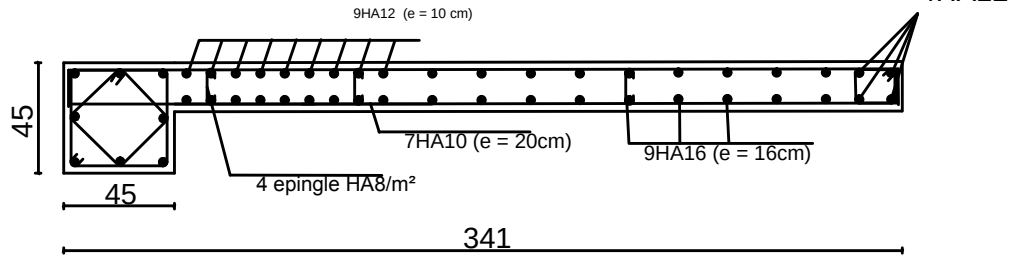
ZONE I



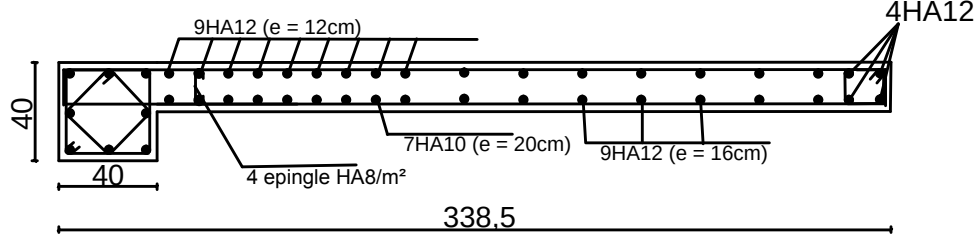
ZONE II



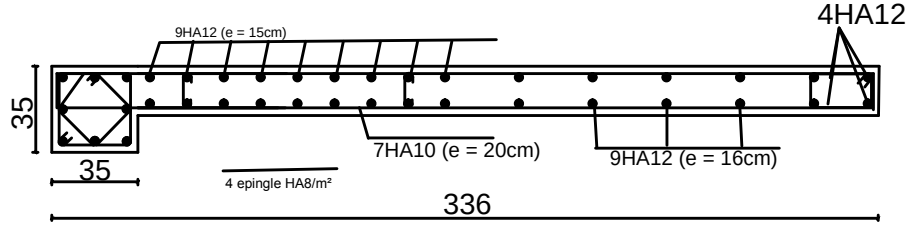
ZONE III



ZONE IV



ZONE V



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

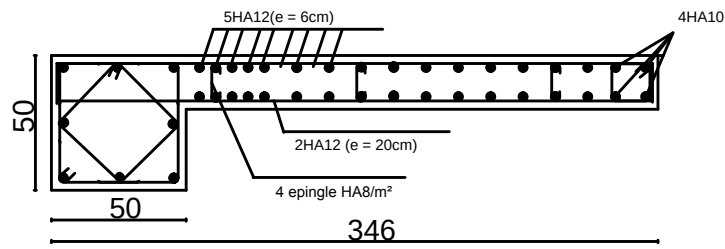
Melle: DJADI Lilia
Melle: SACI Malha

Mr: DERRADJ

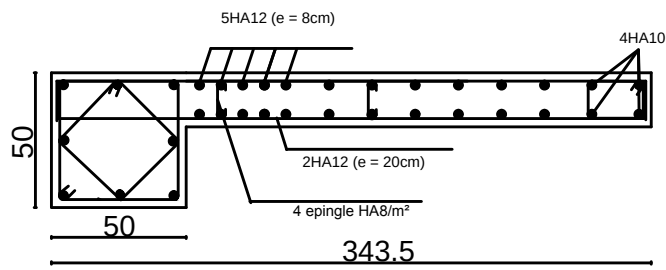
Plan de ferrailage des voiles

VT2 et VT3

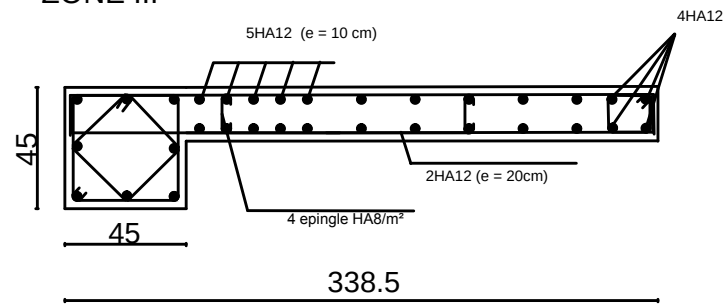
ZONE I



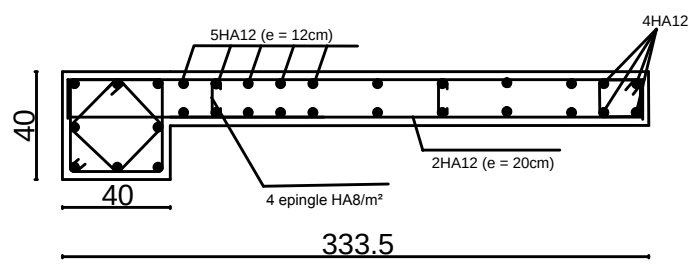
ZONE II



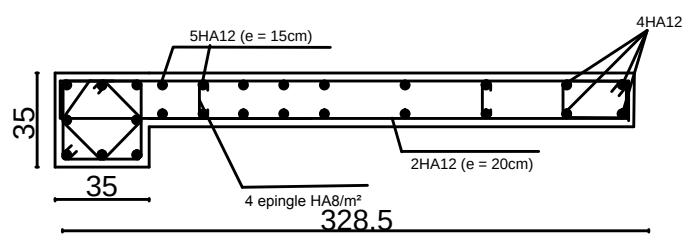
ZONE III



ZONE IV



ZONE V



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

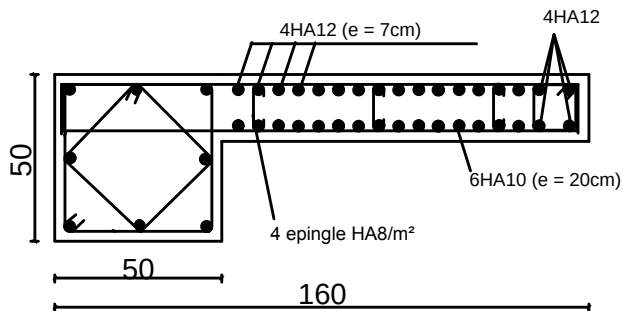
Melle: DJADI Lilia
Melle: SACI Malha

Mr: DERRADJ

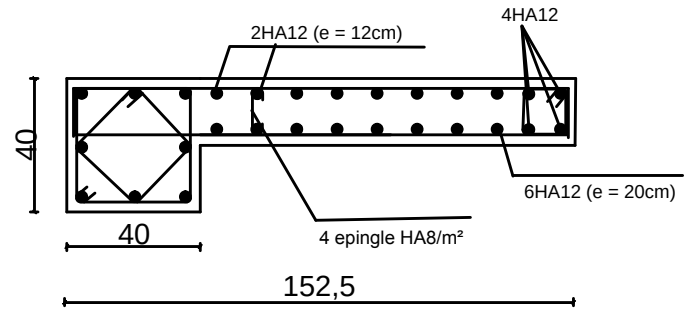
Plan de ferrailage des voiles

VL1, VL5 et VL6

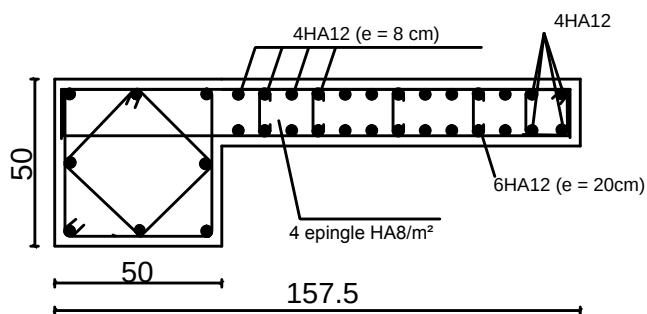
ZONE I



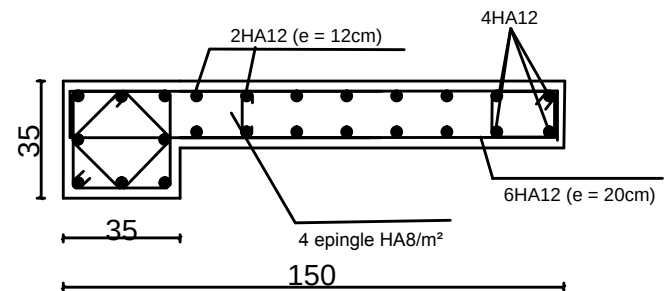
ZONE IV



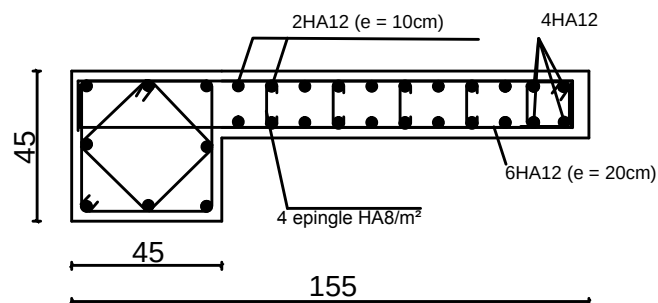
ZONE II



ZONE V



ZONE III



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

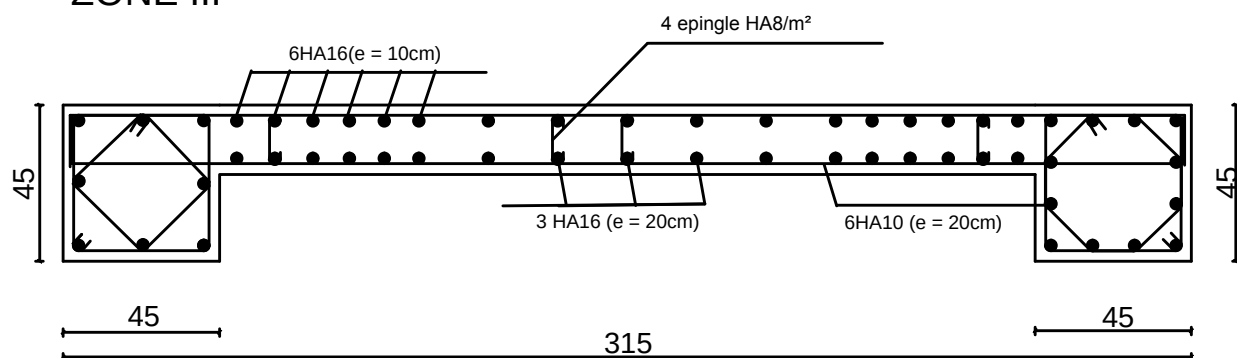
Melle: DJADI Lilia
Melle: SACI Malha

Mr: DERRADJ

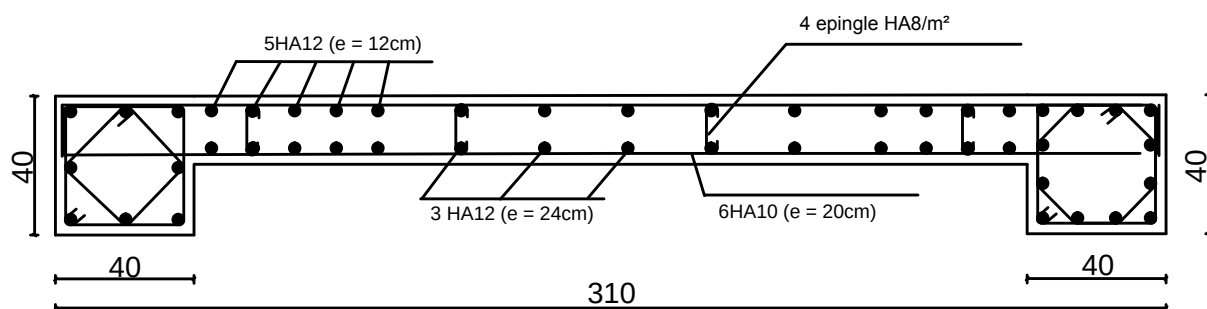
Plan de ferrailage des voiles

VL3 et VL4

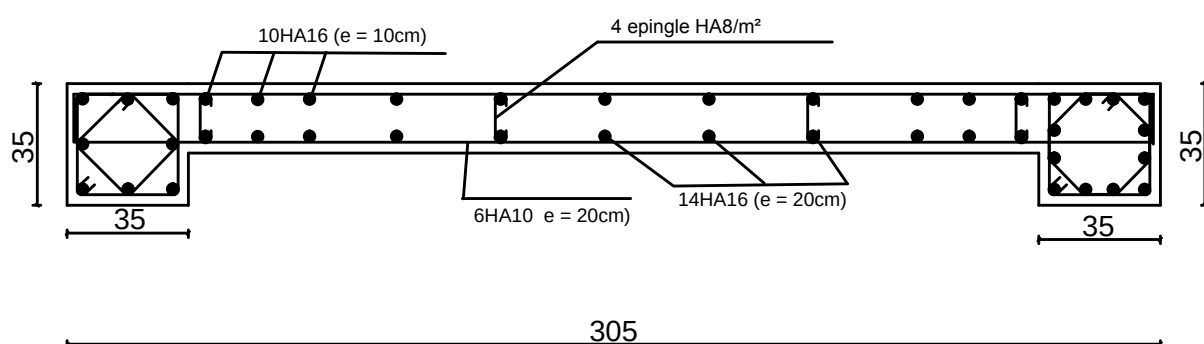
ZONE III



ZONE IV



ZONE V



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

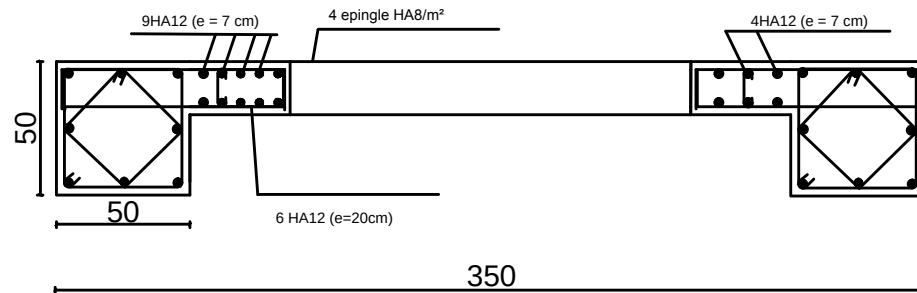
Melle: DJADI Lilia
Melle: SACI Malha

Mr : DJERRADJ

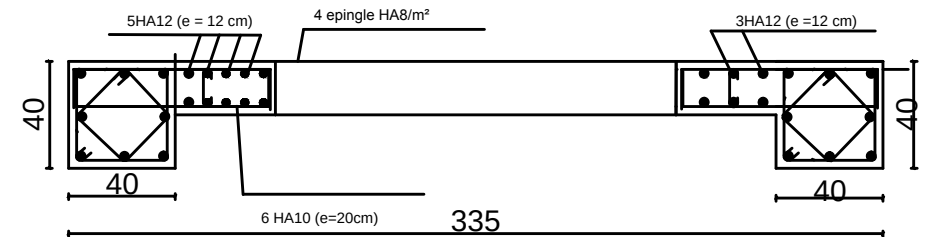
Plan de ferrailage des voiles

VO

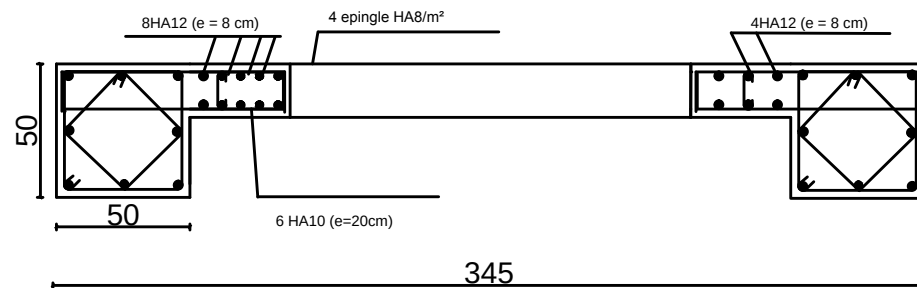
ZONE I



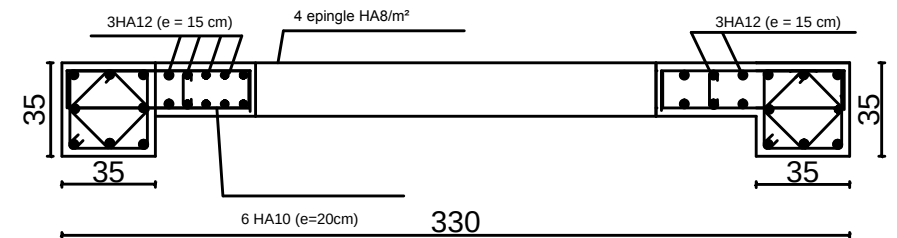
ZONE IV



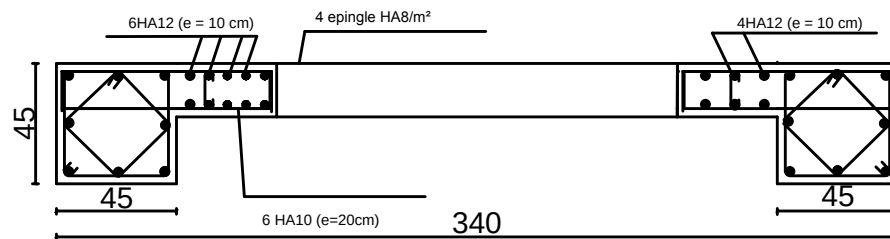
ZONE III



ZONE V

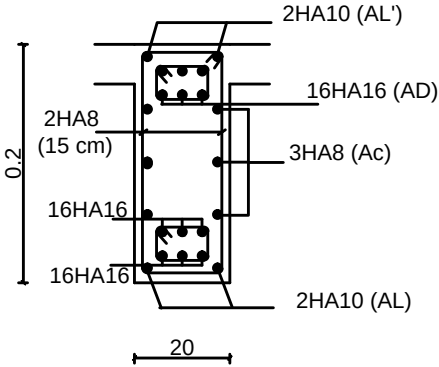
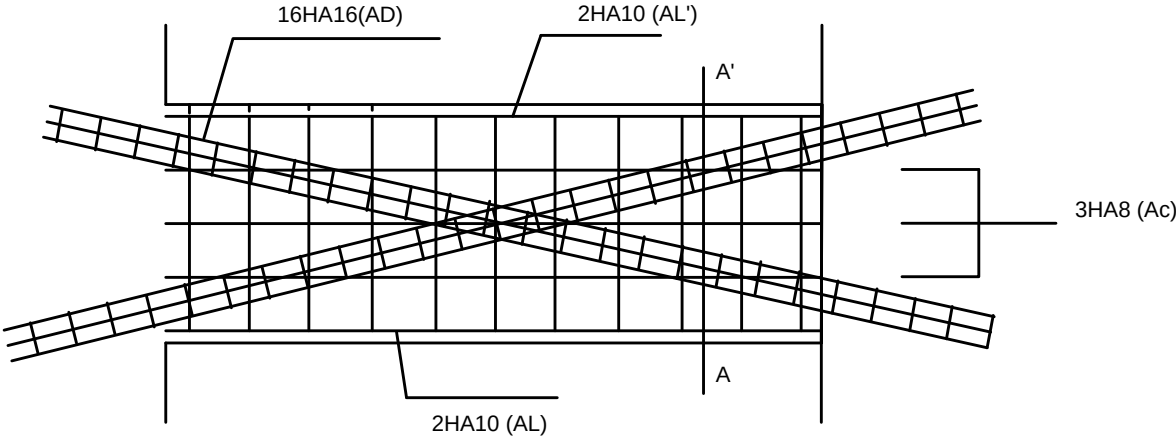


ZONE III

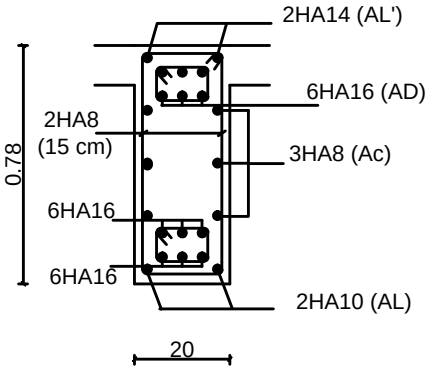
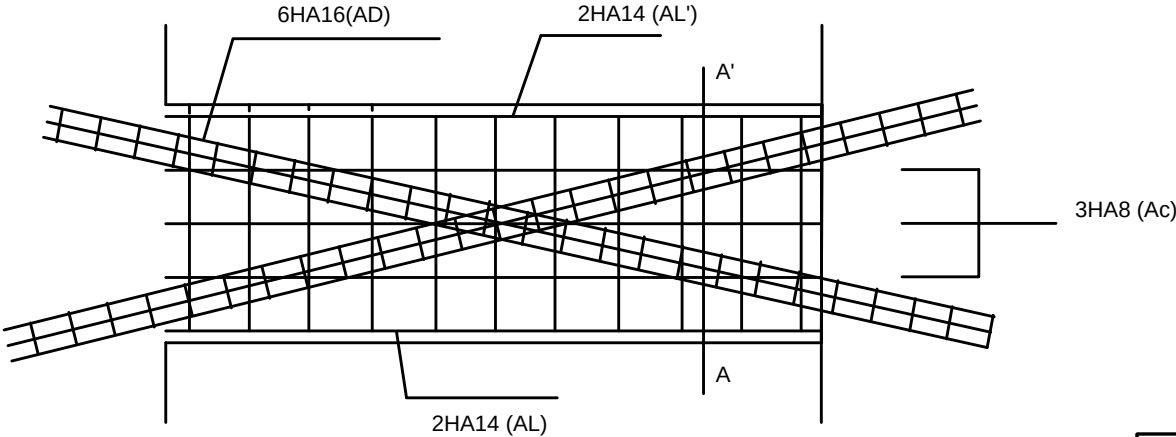


UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil
Melle: DJADI Lilia Melle: SACI Malha	Plan de ferrailage des voiles avec ouverture	
Mr : DERRADJ		

LINTEAU Zone I



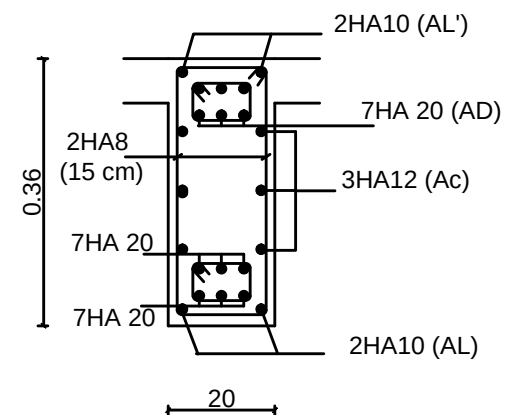
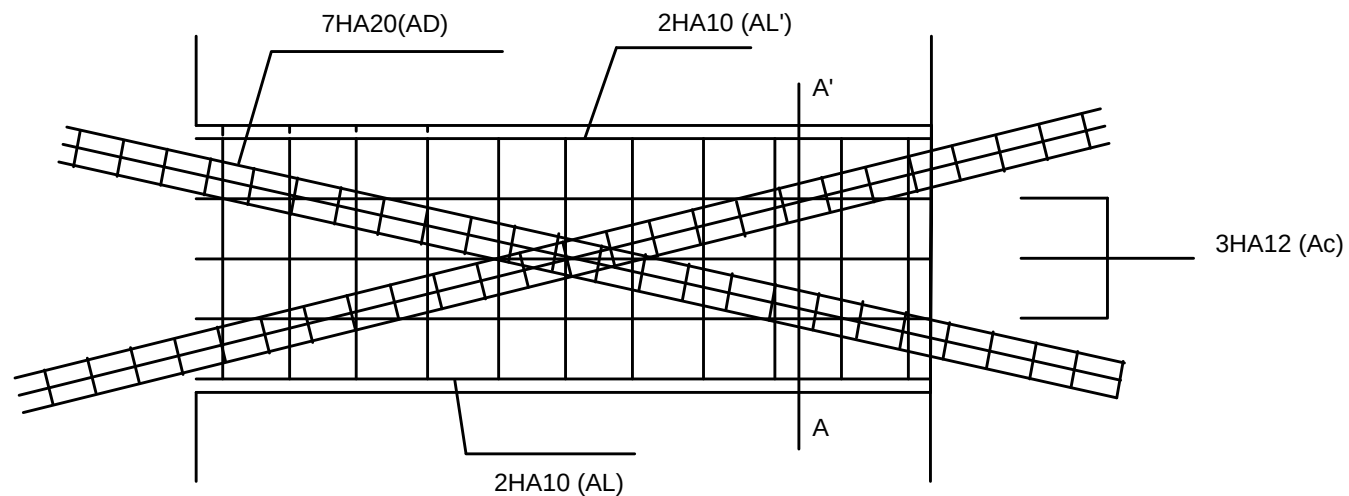
Zone II



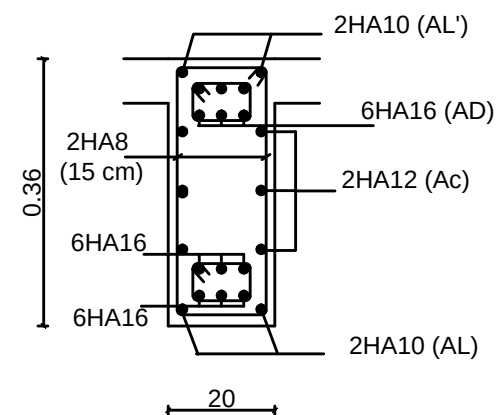
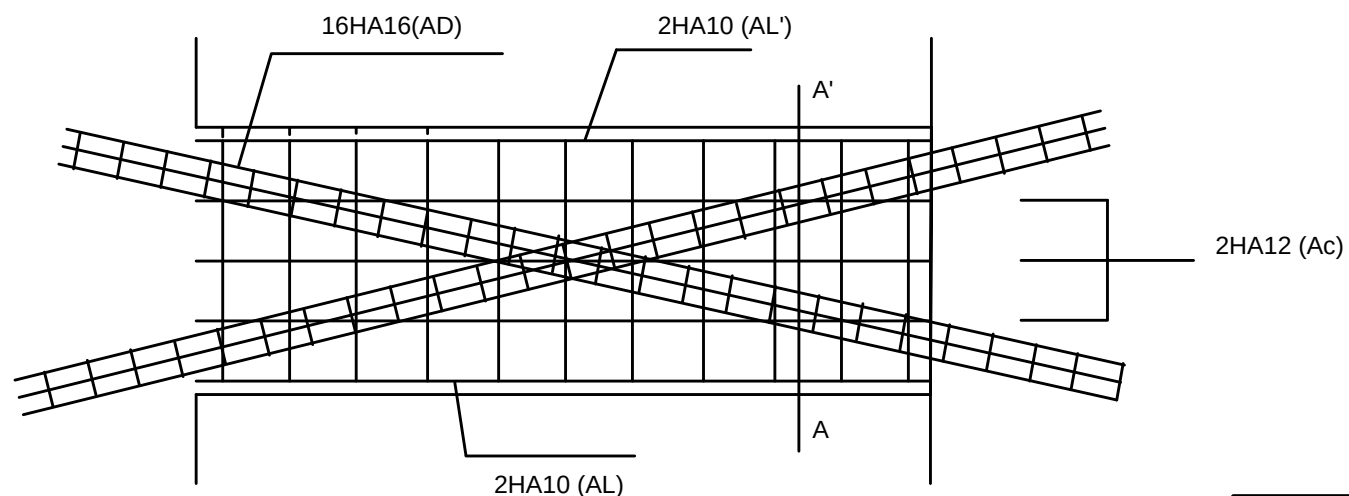
Ferrailage des linteaux

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil
Melle: DJADI Lilia Melle: SACI Malha	Plan de ferrailage des linteaux	
Mr : DERRADJ		

LINTEAU Zone III



Zone IV et V

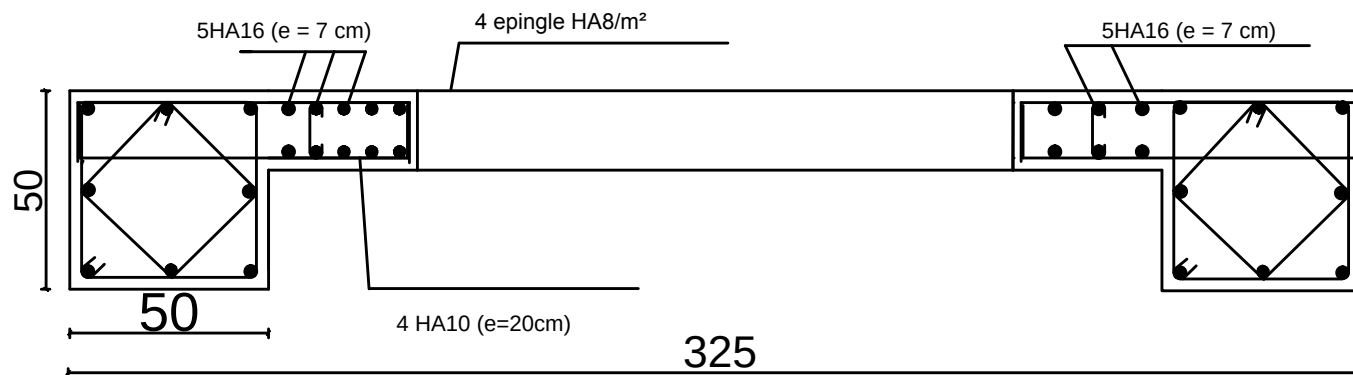


Ferrailage des linteaux

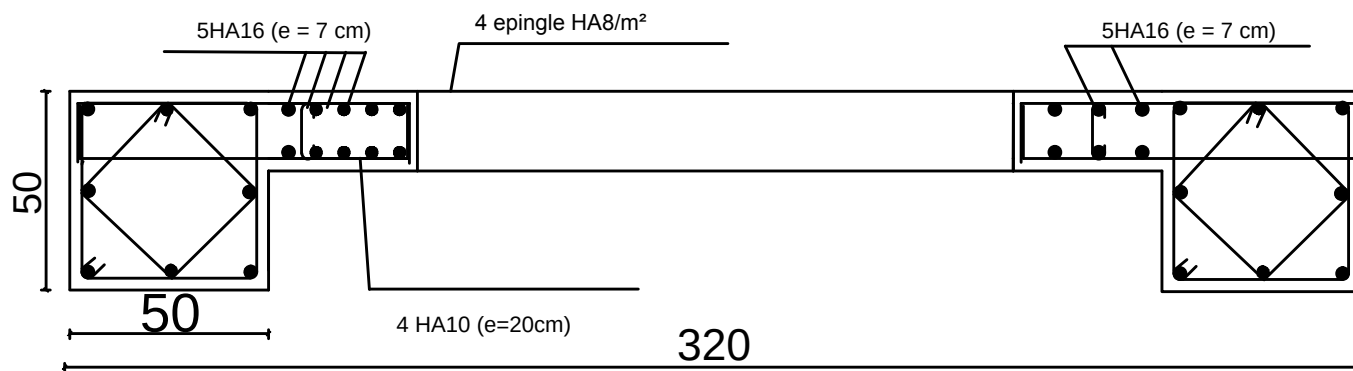
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU	Faculté du génie de la construction Département de génie civil
Melle: DJADI Lilia Melle: SACI Malha	Plan de ferrailage des linteaux
Mr : DERRADJ	

VO

ZONE I

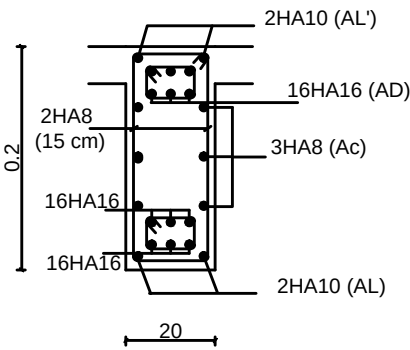
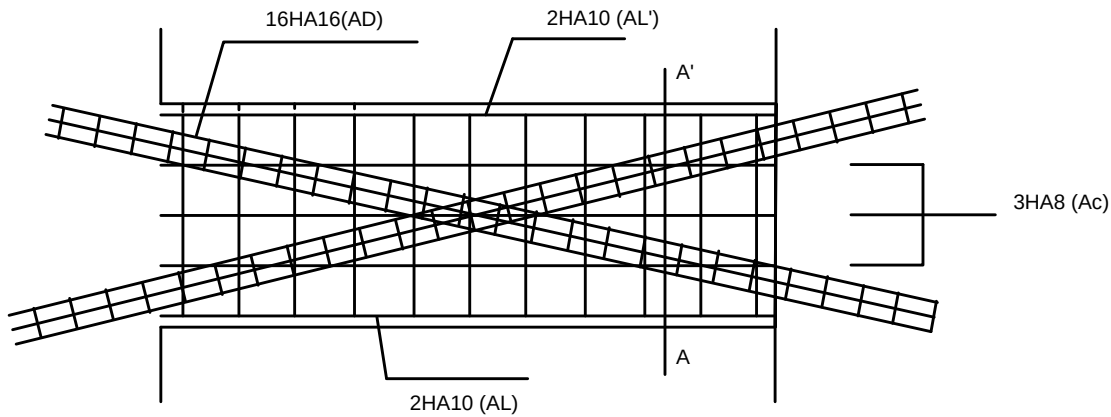


ZONE III

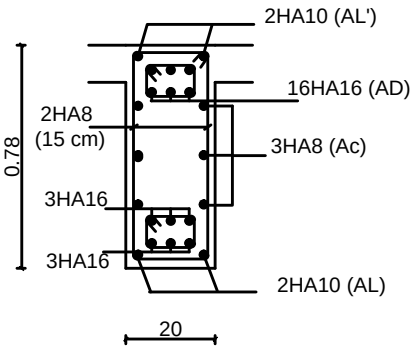
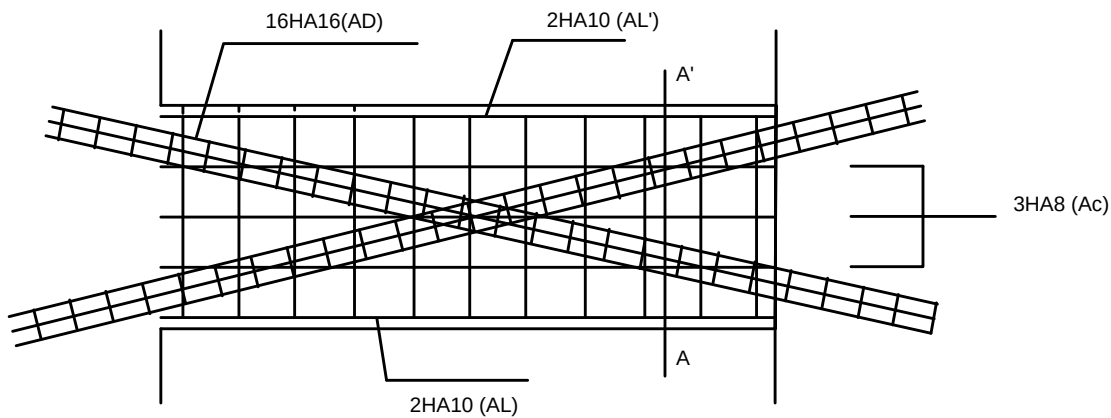


UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil
Melle: DJADI Lilia Melle: SACI Malha	Plan de ferrailage des voiles avec ouverture	
Mr : DERRADJ		

LINTEAU
 Zone I



Zone II



Ferrailage des linteaux

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil
Melle: DJADI Lilia Melle: DACI Malha	Plan de ferrailage des linteaux	
Mr : DERRADJ		

CHAPITRE

IX

Etudes de l'infrastructure

IX.1 Introduction

Une **fondation** se définit comme un élément architectural d'un bâtiment qui assure la transmission et la répartition des charges de cet ouvrage dans le sol (poids propre du bâtiment, forces climatiques et surcharges liées à son utilisation).

Les fondations d'un bâtiment représentent un enjeu essentiel de son architecture, car elles forment la partie structurelle qui s'oppose au tassement et aux infiltrations. Selon la capacité portante, les forces mises en jeu et les tassements admissibles, le constructeur choisira une solution du type fondation superficielle, semi-profonde ou profonde, qui diffèrent par leur géométrie et leur fonctionnement.

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder et sa stabilité,
- La nature du terrain et sa résistance,
- Profondeur du bon sol,
- Le tassement du sol,
- Capacité portante du sol,
- L'importance de la superstructure,
- La facilité de l'exécution,
- L'économie.

IX.2 Type de fondation

IX.2.1 Fondations superficielles

En général on dit qu'une fondation est superficielle lorsque sa plus petite dimension est plus grande que la profondeur minimale de son niveau, le rapport de ces dimensions doit

Vérifier l'inégalité suivante : $\frac{\text{profondeur}}{\text{largeur}} < 4$

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante, lorsque les couches de terrain sont capables de supporter l'ouvrage. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol, c'est le cas des semelles filantes et les radiers.

IX.2.2 Fondations profondes

Ce type de fondation est généralement utilisé dans les cas des mauvais sols et qui ont une faible capacité portante, ou lorsque le bon sol est assez profond ($> 2\text{m}$). Il s'agit de fondations sur puits ou sur pieux.

Les fondations sur pieux peuvent être préfabriquées ou forcées et coulées sur place. Les puits remplis de gros béton se distinguent des pieux forcés par leur plus grand diamètre (1m et plus).

Ainsi, suivant la profondeur de bon sol, on procède à la mise en place des fondations suivantes :

- [0,8 ; 1,5] m : fondations superficielles.
- [1,5 ; 5] m : fondations profondes sur puits.
- > 5 m : fondations profondes sur pieux.

IX.3 Etude du sol

Le choix de types de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude nous ont donné une contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$.

Remarque

Les semelles reposent toujours sur une couche du béton de propreté de 5 à 10cm d'épaisseur dosé à 150 kg/m^3 de ciment.

IX.4 Dimensionnement

IX.4.1 Semelles sous poteaux

Vu que notre structure comporte des voiles alors la vérification de la semelle isole n'est pas nécessaire on passe directement à la vérification de la semelle filante.

IX.4.2 Semelles filantes

a. Semelles filantes sous voiles

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G + Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

Avec :

- B : La largeur de la semelle.
- L : Longueur de la semelle,
- G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré,
- σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voiles	N _s (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VT1	798,05	2,25	1,77	4,00
VT2	767,53	2,25	1,70	3,82
VT3	638,43	3,46	0,92	3,18
VT4	625,91	3,46	0,90	3,11
				14,11

Tableau IX.1 Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

Voiles	N _s (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VL1	2590,62	3,25	3,98	13,00
VL2	2566,68	3,25	3,95	12,84
VL3	2490,28	1,60	7,78	12,45
VL4	1893,15	3,50	2,70	9,45
VL5	1097,06	1,60	3,43	5,50
VL6	1069,52	1,60	3,34	5,33
				58,53

Tableau IX.2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

$$S_v = \sum S_i = 72,64\text{m}^2$$

Avec : S_v : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

b. Semelles filantes sous poteaux

▪ Résultantes des charges :

Le calcul se fera sur la file du portique le plus sollicité

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N _s (KN)	M _i	e _i (m)	N × e _i
POT 21	1835,5	-0,008	-9,25	- 16973,37
POT 14	142,28	-0,008	-3,45	- 490,86
POT 07	3040,25	-0,063	+-3,8	11552,95
POT 30	986,29	-0,008	+ 9,25	9123,09
Somme	6004,32	- 0,087	/	3211,81

Tableau IX.3 Résultante des charges sous poteaux.

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R = \sum N_i} = 0,53m$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

- Si $e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire.
- Si $e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$$e = 0,53m < \frac{L}{6} = \frac{18,50}{6} = 3,08m \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{6004,32}{18,50} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,53}{18,50}\right) = 268,77KN / m^2$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{6004,32}{18,50} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,53}{18,50}\right) = 380,34KN / m^2$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{6004,32}{18,50} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,53}{18,50}\right) = 352,45KN / m^2$$

▪ Détermination de la largeur de la semelle

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{sol}} = \frac{352,45}{200} = 1,76m$$

On prend : $B = 1,76m$

On aura donc : $S = 1,76 \times 18,50 = 32,56m^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t = S \times n + S_v$

$$S_t = (32,56 \times 7) + (1,8 \times 5) + (1,8 \times 1,8 \times 3) + 72,64 = 319,28m^2$$

Avec :

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

Donc :

- $S_{bat} = 497,95m^2$
- La surface totale des semelles filantes dans le sens transversal : $S_t = 319,28 m^2$

Après le calcul :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{319,28}{497,95} \times 100 = 64,12\% \Rightarrow S_t > 50\%$$

Donc : $S_t > 50\% S_{bat}$

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.

IX.4. Etude du radier général :

Un 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 diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire)
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution

IX.4.1. Pré dimensionnement du radier :**a. Condition de vérification de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \Rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40$ MPa pour un sol moyen

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m)

E : Module de déformation longitudinale déferée

$$E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$$

$L_{\max}$: Distance maximale entre nus des nervures.

D'où

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 7,25\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 1,71 \text{ m}$$

Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{725}{8} \leq h \leq \frac{725}{5} \Rightarrow 90,62 \leq h \leq 145 \text{ cm}$$

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de **$h_n = 175 \text{ cm}$**

❖ Dalle

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}, \text{ avec un minimum de } 25 \text{ cm}$$

$$h_d \geq \frac{725}{20} = 36,25 \text{ cm} \quad \text{Soit : } h_d = 45 \text{ cm}$$

❖ Nervure (poutre)

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{725}{10} = 72,5 \text{ cm}$$

Soit **$h_n = 175 \text{ cm}$** et **$0,4 h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n$**

$0,4 \times 175 = 70 \leq b_n \leq 0,7 \times 175 = 122,5 \text{ cm}$ soit : **$b_n = 100 \text{ cm}$** .

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant

$h_n = 175 \text{ cm}$ (hauteur de la nervure)

$h_d = 45 \text{ cm}$ (hauteur de la dalle)

$b_n = 100 \text{ cm}$ (largeur de la nervure)

I X.4.2.Calcul de la surface nécessaire au radier :

Charge permanente de la structure : **G = 40319,87KN**

Charge d'exploitation de la structure : **Q = 6194,42 KN**

a. Combinaison d'actions :

A l'ELU :

$$N_U = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 40319,87 + 1.5 \times 6194,42 = 63723,45 \text{KN}$$

A l'ELS :

$$N_S = G + Q = 40319,87 + 6194,42 = 46514,29 \text{KN}$$

b. Détermination de la surface du radier :

A l'ELU :

$$\sigma_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1.33\sigma_{sol}} = \frac{63723,45}{1.33 \times 200} = 239,56 \text{m}^2$$

A l'ELS :

$$\sigma_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_u}{\sigma_{sol}} = \frac{46514,29}{200} = 174,86 \text{m}^2$$

D'où :

$$S_{rad} = \max(s_{nec}^{ELU}, s_{nec}^{ELS}) = 239,56 \text{m}^2$$

$$S_{bat} = 497,12 \text{m}^2 > S_{rad} = 239,56 \text{m}^2$$

Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire au radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2} ; 30 \text{cm}\right) = \max\left(\frac{175}{2} ; 87,5 \text{cm}\right) = 90 \text{cm}$$

Soit un débord de : **L_{deb} = 100 cm**

$$S_{\text{deb}} = P \cdot L_{\text{deb}} = 87,2 \times 1 = 87,2 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}} = 497,95 + 87,2 = 585,15 \text{ m}^2$

IX.4. 3. Calcul des sollicitations à la base du radier :

a. Charges permanentes :

- **Poids du bâtiment** : $G = 40319,87 \text{ KN}$
- **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 :

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \cdot h_d \cdot \rho_b$$

$$P_{\text{dalle}} = 585,15 \times 0,45 \times 25 = 6582,94 \text{ KN}$$

➤ Poids des nervures :

$$P_{\text{nerv}} = b_n (h_n - h_d) \cdot \rho_b \sum (L_x \cdot n + L_y \cdot m)$$

$$P_{\text{nerv}} = 1,00 \times (1,75 - 0,45) \times 25 \times 272,30 = 8849,75 \text{ KN}$$

➤ Poids de T-V-O :

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho_{\text{TVO}}$$

$$S_{\text{ner}} = b_n \sum (L_x \cdot n + L_y \cdot m) = 1,00 \times 272,30 = 272,30 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{TVO}} = (585,15 - 272,30) \times 1,30 \times 17 = 6914 \text{ KN}$$

➤ Poids de la dalle flottante :

$$P_{\text{dalle flottante}} = S_{\text{rad}} \cdot e_{\text{dalle flottante}} \cdot \rho_b$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = 585,15 \times 0,15 \times 25 = 2194,31 \text{ KN}$$

$$G_{\text{rad}} = 6582,94 + 8849,75 + 6914 + 2194,31 = 24541 \text{ KN}$$

Surcharges d'exploitations :

Surcharge de bâtiment : $Q = 40319,87 \text{ KN}$

Surcharge du radier : $Q = 2,5 \times 585,15 = 1462,87 \text{ KN}$

Poids total de la structure :

$$G_T = G_{bat} + G_{rad} = 40319,87 + 24541 = 64860,87 \text{ KN}$$

$$Q_T = Q_{bat} + Q_{rad} = 6194,42 + 1462,87 = 7657,29 \text{ KN}$$

Combinaison d'actions :

A l'ELU :

$$N_U = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 64860,87 + 1.5 \times 7657,29 = 99048,11 \text{ KN}$$

A l'ELS :

$$N_S = G + Q = 64860,87 + 7657,29 = 72518,16 \text{ KN}$$

D'où : $N_U = 99048,11 \text{ KN}$

$$N_S = 72518,16 \text{ KN}$$

IX.4.4. Vérifications:

a. Vérification à la contrainte de cisaillement :

Nous devons vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0.9h_d = 0.9 \times 45 = 40.5 \text{ cm}$

$$T_U^{\max} = \frac{q_u L_{\max}}{2} = \frac{N_U b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{99048,11 \times 1}{585,15} \times \frac{7,25}{2} = 613,60 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{613,60 \times 10^3}{1000 \times 405} = 1,51 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

a. Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.

- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré. $M = M_0 + T_0 \cdot h$

Avec :

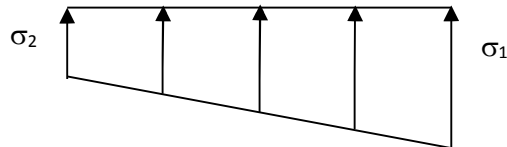
$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base de la structure ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base de la structure ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$



On doit vérifier que :

Figure IX.1 : Diagramme des contraintes

L'ELU :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \sigma_{sol}$$

L'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

b. Calcul du centre de gravité du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 14,07 \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 10,02$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré

a. Moment d'inertie du radier :

$$I_{XX} = 41458,72 \text{ m}^4$$

$$I_{YY} = 15808 \text{ m}^4$$

➤ Sens longitudinal :

$$M_X = 471,017 + 41558,75 \times 1,75 = 73198,83 \text{ KN.m}$$

A l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{99048,11}{585,15} + \frac{73198,83}{15808} \times 14,07 = 234,48 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{99048,11}{585,15} - \frac{73198,83}{15808} \times 14,07 = 104,18 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 234,48 + 104,18}{4} = 201,90 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 201,90 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \sigma_{\text{sol}} = 266 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{72518,16}{585,15} + \frac{73198,83}{15808} \times 14,07 = 170,56 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{74643,5}{591,7} - \frac{73198,83}{15808} \times 14,07 = 77,30 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 170,56 + 77,30}{4} = 147,24 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 147,24 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \sigma_{\text{sol}} = 266 \text{ KN/m}^2 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens transversal :**

$$M_Y = 488,55 + 41558,75 \times 1,75 = 42049,05 \text{ KN.m}$$

AP'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{99048,11}{585,15} + \frac{42049,05}{15808} \times 10,02 = 192,92 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{99048,11}{585,15} - \frac{42049,05}{15808} \times 10,02 = 142,62 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 192,92 + 142,62}{4} = 180,34 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{180,34 \text{ KN}}{\text{m}^2} < 1.33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN} - \text{m}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

AP'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{72518,16}{585,15} + \frac{42049,05}{15808} \times 10,02 = 150,58 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{72518,16}{585,15} - \frac{42049,05}{15808} \times 10,02 = 97,28 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 150,58 + 97,28}{4} = 137,25 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 137,25 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN} / \text{m}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IX.4.4.Ferraillage du radier :

a. Ferraillage du radier :

Pour le ferraillage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99) ; on considère le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastré sur 04 appuis

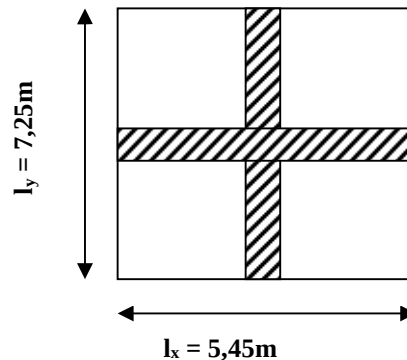
b. Identification du panneau le plus sollicité :**Remarque :**

Les panneaux étant soumis à des chargements voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on considérera pour les calculs le panneau le plus sollicité, ensuite on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes : $l_x = 5,45 \text{ m}$ et $l_y = 7,25 \text{ m}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5,45}{7,25} = 0,75$$

$0.4 \leq \rho = 1 \leq 1 \rightarrow$ la dalle travaillera dans les deux sens



Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale $\sigma_m^{\max}$, la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

Avec :

A l'ELU :

$$\sigma_m^{\max} = \max(\sigma_u^1; \sigma_u^2) = \max(201,90; 180,24) = 201,90 \text{ KN/m}^2$$

A l'ELS :

$$\sigma_m^{\max} = \max(\sigma_s^1; \sigma_s^2) = \max(147,24; 137,25) = 147,24 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

E.L.U :

$$q_u = \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(201,90 - \frac{24541}{585,15} \right) \times 1\text{m} = 159,96 \text{ KN/ml}$$

E.L.S :

$$q_s = \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(147,24 - \frac{24541}{585,15} \right) \times 1\text{m} = 105,30 \text{ KN/ml}$$

c. Calcul a L'ELU :**Calcul des sollicitations:**

On a : $\rho = 0,75$ et $\nu = 0$

$$\begin{matrix} \text{A l'ELU :} \\ \mu_y = 0,509 \end{matrix} \left\{ \begin{matrix} \mu_x = 0.0622 \end{matrix} \right.$$

d. Moments fléchissant :**Suivant (x-x) :**

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0.0622 \times 159,96 \times 5,45^2 = 295,52 \text{ KN.m}$$

Suivant (y-y) :

$$M_{0y} = \mu_y M_x = 0,509 \times 295,52 = 150,42 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de 0.5 aux appuis et 0.75 en travée.

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 295,52 = 221,64 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 150,42 = 112,81 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis :

$$M_{ax} = -0,5 M_{0x} = -0,5 \times 295,52 = -147,76 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,5 M_{0y} = -0,5 \times 150,42 = -75,21 \text{ KN.m}$$

a. Ferrailage :

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml

Avec : **b = 100 cm ; h = 45 cm**

Sens	zone	M _u (KN.m)	μ _u	β	Section	A (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	st (cm)
xx	Appuis	147,76	0,008	0,996	SSA	2,45	5HA20=15,70	20
	Travée	221,64	0,011	0,995	SSA	3,69	7HA20=21,99	14
yy	Appuis	75,21	0,004	0,998	SSA	1,25	5HA20=15,70	20
	travée	112,81	0,006	0,997	SSA	1,87	7HA20=21,99	14

Tableau IX.4 : Ferrailage du radier.

IX.4.5.Vérification à L'ELU :**a. condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91/ modifié 99) :**

$$\omega_x = \frac{A_{\min}^x}{b h} \geq \omega_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \Rightarrow A_{\min}^x \geq \omega_0 \frac{3 - \rho}{2} b h$$

Avec :

$$\omega_0 = 0.0008 \text{ Pour } f_{ctk} = 400$$

$$A_{\min}^x \geq 0.0008 \frac{3 - 0,75}{2} \times 100 \times 45 = 4,05 \text{ cm}$$

Sens	zone	A(cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
xx	Appuis	15,70	3.6	Condition vérifiée
	Travée	21.99		Condition vérifiée
yy	Appuis	15,70		Condition vérifiée
	travée	21.99		Condition vérifiée

Tableau IX.5 : Vérification de la condition de non fragilité.

b. Vérification des espacements (Art A8.2, 42 BAEL91/modifié 99) :

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.

Dans le sens xx :

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 45; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 16\text{ cm} < 33\text{cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Dans le sens yy :

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

$$S_t = 16\text{cm} < 45\text{cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$p = q_{um} l_x l_y = 159,96 \times 5,45 \times 7,25 = 6320,42 \text{ KN/m}^2$$

Sens x-x :

$$V_u = \frac{P}{3 l_y} = \frac{6320,42}{3 \times 7,25} = 290,60 \text{ KN}$$

Sens y-y :

$$V_u = \frac{P}{2 l_y + l_x} = \frac{6320,42}{2 \times 7,25 + 5,45} = 316,81 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{316,81 \times 10^{-3}}{1 \times 0,42} = 0,75 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,75 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IX.4.5. Calcul et vérification à l'E.L.S :

On a : $\rho = 0,75$ et $\nu = 0,2$

$$\text{A'E.L.S: } \begin{cases} \mu_x = 0,0685 \\ \mu_y = 0,664 \end{cases}$$

a. Moments fléchissant :**Suivant (x-x) :**

$$M_{0x} = \mu_x q_s l_x^2 = 0.0685 \times 105,30 \times 5,45^2 = 183,28 \text{ KN.m}$$

Suivant (y-y) :

$$M_{0y} = \mu_y M_x = 0,664 \times 183,05 = 121,70 \text{ KN.m}$$

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 183,28 = 137,46 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 121,70 = 91,17 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis :

$$M_{ax} = -0,5 M_{0x} = -0,5 \times 171,75 = -81,64 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,5 M_{0y} = -0,5 \times 121,70 = -60,85 \text{ KN.m}$$

IX.4.6 Vérification des contraintes :**Dans le béton :**

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β	K ₁	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
X _x	Appuis	15,70	81,64	0.369	0.906	38,19	327,72	348	8,58	15	Cv
	Travée	21.99	137,46	0.518	0.882	31,30	205,93	348	6,58	15	Cv
Y _y	Appuis	15,70	76,02	0.369	0.906	38,19	124,30	348	3,25	15	Cv
	travée	21.99	114,04	0.518	0.882	31,30	139,74	348	4,37	15	Cv

Tableau IX.6 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Remarque :

Pour faciliter les travaux de ferrailage, et pour des raisons économiques, il faut adopter un même ferrailage pour tous les panneaux.

IX.5.Ferraillage du débord:

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

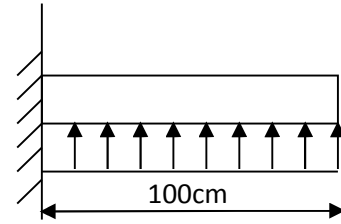


Figure IX.2: Schéma statique du débord.

IX.5.1 Sollicitation de calcul :

A l'ELU:

$$P_u = q_u = 159,96 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u l^2}{2} = \frac{-159,96 \times 1^2}{2} = -80 \text{ KN.m}$$

A l'ELS:

$$P_s = q_s = 105,30 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s l^2}{2} = \frac{-105,30 \times 1^2}{2} = -52,65 \text{ KN.m}$$

Calcul des armatures : $b = 1 \text{ m}$; $d = 42 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{80 \times 10^2}{100 \times 42^2 \times 14.2} = 0.0032 < 0.392 \text{ SSA}$$

$$\mu = 0.0032 \rightarrow \beta = 0.984$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{52,65 \times 10^2}{0.984 \times 42 \times 34.8} = 3,66 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_a = 5\text{HA}14 = 7,69 \text{ cm}^2$ avec : $S_t = 20 \text{ cm}$

Vérification à l'ELU :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 42 \times 2.1}{400} = 5.07 \text{ cm}^2$$

$A_a = 7,69 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5.07 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

• Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{7,69}{4} = 1,92 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 4\text{HA}12 = 6,15 \text{ cm}^2$ avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

Vérification à l'ELS :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 6,15}{100 \times 42} = 0.147$$

$$\rho_1 = 0.147 \rightarrow \beta_1 = 0,937 \rightarrow \alpha_1 = 0,189$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15 (1 - \alpha_1)} = \frac{0,189}{15(1 - 0,189)} = 0.0015 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{52,65 \times 10^{-3}}{0.937 \times 0,42 \times 6,15 \times 10^{-4}} = 217,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0.0015 \times 217,54 = 3,26 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = 217,54 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

IX.6.Ferrailage de la nervure :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur L_m), et le même effort tranchant (largeur L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

Cas de chargement trapézoïdal :

Moment fléchissant : $I_m = I_x \left(0,5 - \frac{l^2}{6} \right)$

Effort tranchant : $I_t = I_x \left(0,5 - \frac{l^2}{4} \right)$

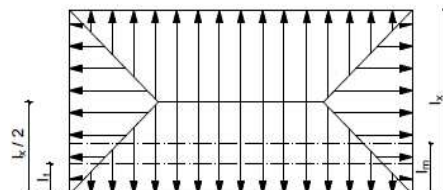


Figure IX.3: Répartition trapézoïdale.

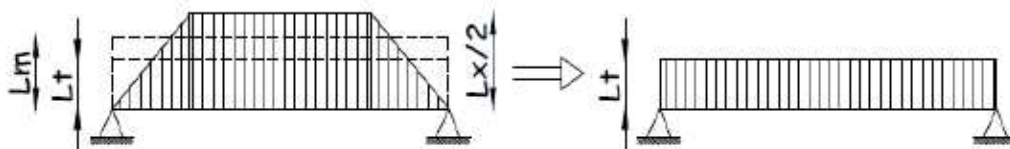


Figure IX.4: Présentation des chargements simplifiés.

Effort tranchant $L_t = L_x \left[0,5 - \frac{\rho_x}{4} \right] \dots \dots \dots (1)$

Moment fléchissant $L_m = L_x \left[0,5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right] \dots \dots \dots (2)$

a. Détermination des chargements

ELU : $q_u = 159,96 \text{ KN/m}$

ELS : $q_s = 105,30 \text{ KN/m}$

o Sens longitudinale nervure (file 4)

										MOMENT FLECHISSANT				EFFORT TRANCHANT			
travée	panneau	Lx	Ly	ρ	charge	lm	lt	qu	qs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs
A-B	1	3,3	7,25	0,455	Trapézoïdale	1,1	0,83	201,9	147,24	221,87	443,736	161,802	323,604	166,567	333,135	121,473	242,946
	2	3,3	7,25	0,455	Trapézoïdale	1,1	0,83	201,9	147,24	221,87		161,802		166,567		121,473	
B-C	1	3,5	7,25	0,483	Trapézoïdale	1,16	0,87	201,9	147,24	235,31	470,629	171,608	343,216	176,662	353,325	128,835	257,67
	2	3,5	7,25	0,483	Trapézoïdale	1,16	0,87	201,9	147,24	235,31		171,608		176,662		128,835	
C-D	1	3,25	7,25	0,448	Trapézoïdale	1,08	0,81	201,9	147,24	218,51	437,012	159,35	318,701	164,043	328,087	119,632	239,265
	2	3,25	7,25	0,448	Trapézoïdale	1,08	0,81	201,9	147,24	218,51		159,350		164,043		119,632	
E-F	1	5,45	7,25	0,752	Trapézoïdale	1,81	1,36	201,9	147,24	366,42	732,836	267,218	534,437	275,088	550,177	200,614	401,229
	2	5,45	7,25	0,752	Trapézoïdale	1,81	1,36	201,9	147,24	366,42		267,218		275,088		200,614	
F-G	1	3,25	7,25	0,448	Trapézoïdale	1,08	0,81	201,9	147,24	218,51	437,012	159,350	318,701	164,043	328,087	119,632	239,265
	2	3,25	7,25	0,448	Trapézoïdale	1,08	0,81	201,9	147,24	218,51		159,350		164,043		119,632	
G-H	1	3,5	7,25	0,483	Trapézoïdale	1,16	0,87	201,9	147,24	235,31	470,629	171,608	343,216	176,662	353,325	128,835	257,67
	2	3,5	7,25	0,483	Trapézoïdale	1,16	0,87	201,9	147,24	235,31		171,608		176,662		128,835	
H-I	1	3,3	7,25	0,455	Trapézoïdale	1,1	0,82	201,9	147,24	221,87	443,736	161,802	323,604	166,567	333,135	121,473	242,946
	2	3,3	7,25	0,455	Trapézoïdale	1,1	0,82	201,9	147,24	221,87		161,802		166,567		121,473	
I-J	1	3,96	7,25	0,546	Trapézoïdale	1,32	1	201,9	147,24	266,24	532,483	194,162	388,325	199,881	399,762	145,767	291,535
	2	3,96	7,25	0,546	Trapézoïdale	1,32	1	201,9	147,24	266,24		194,162		199,881		145,767	

Tableau IX.7 charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

o Sens transversal nervure (file B)

										MOMENT FLECHISSANT				EFFORT TRANCHANT			
travée	panneau	L _y	L _x	ρ	charge	l _m	l _t	q _u	q _s	Q _u	ΣQ _u	Q _s	ΣQ _s	Q _u	ΣQ _u	Q _s	ΣQ _s
2-4	1	5,45	5,8	0,939	Trapézoïdale	1,815	1,362	201,9	147,24	366,418	732,836	267,218	381,58	201,67	403,35	143,23	286,47
	2	5,45	5,8	0,939	Trapézoïdale	1,815	1,362	201,9	147,24	366,418		267,218		201,67		143,23	
4-5	1	5,45	7,25	0,752	Trapézoïdale	1,815	1,362	201,9	147,24	366,418	732,836	267,218	381,58	201,67	403,35	143,23	286,47
	2	5,45	7,25	0,752	Trapézoïdale	1,815	1,362	201,9	147,24	366,418		267,218		201,67		143,23	
5-6	1	5	5,45	0,917	Trapézoïdale	1,665	1,25	201,9	147,24	336,163	672,327	245,154	381,58	201,67	403,35	143,23	286,47
	2	5	5,45	0,917	Trapézoïdale	1,665	1,25	201,9	147,24	336,163		245,154		201,67		143,23	

Tableau IX.8 charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés par le logiciel ETABS.

Diagram illustrating the layout of reinforcement bars (yellow lines) within a bridge deck cross-section. The deck width is 20.00m. The reinforcement bars are distributed across the width, with labels indicating 'Grid Point A 1 BASE' and 'BASE'.

Month	Temperature (°C)
January	15.10
February	16.50
March	17.16
April	18.12
May	19.25
June	20.40
July	21.50
August	20.40
September	19.25
October	18.12
November	17.16
December	16.50

Month	Temperature (°C)
January	32.6
February	29.4
March	26.2
April	23.0
May	19.8
June	16.6
July	16.2
August	19.4
September	22.6
October	25.8
November	29.0
December	32.2

[illegible]

UMMTO

Sens transversal :

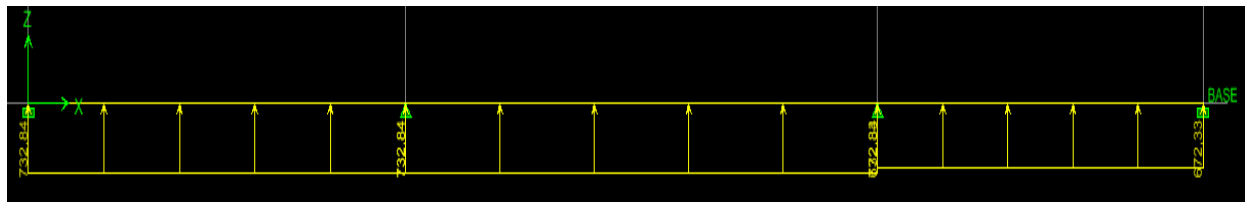


Figure IX.9 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).

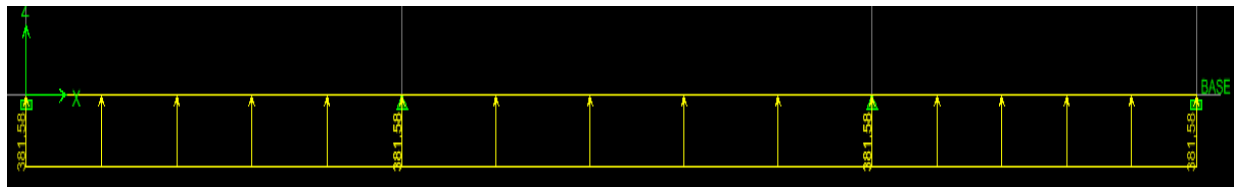


Figure IX.10 : Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).

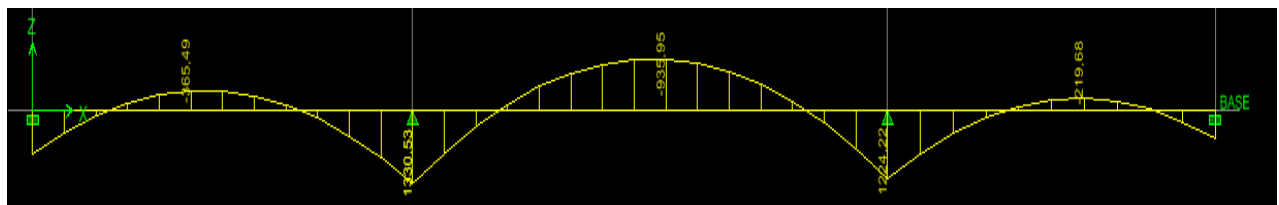


Figure IX.11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

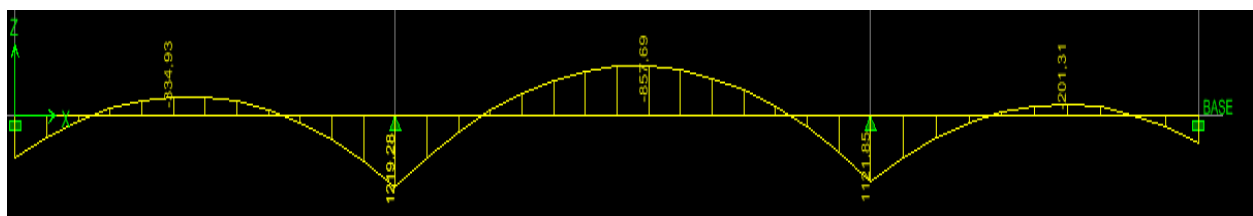


Figure IX.12 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

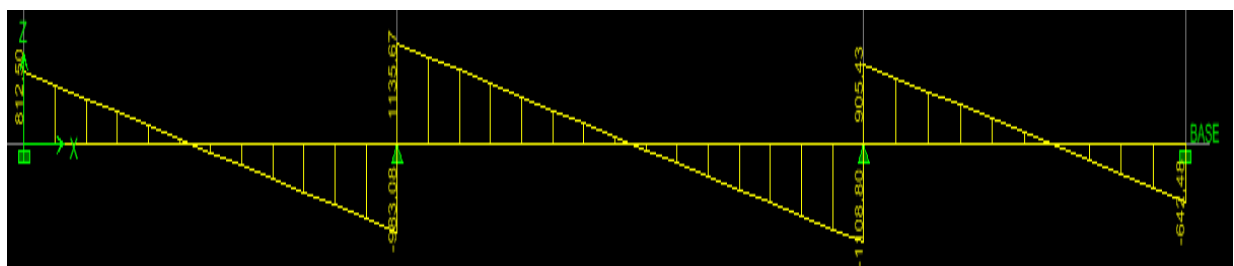


Figure IX.13 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{amax} (KN.m)	845,02	659,74	1330,53	1219,28
M_{tmax}(KN.m)	839,82	646,97	935,95	857,69
T_{max} (KN)	1533,29	1189,18	1239,30	1137,67

Tableau IX.9 : Les efforts internes dans les nervures.

Calcul des Armatures :

Armatures longitudinales : b=100 cm d= 170 cm

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Sens	zone	M _u (KN.m)	μ _u	β	Section	A (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
xx	Appuis	845,02	0,002	0.999	SSA	14,29	5HA14 filante + 8HA16= 23,77
	Travée	839,82	0,002	0.999	SSA	14,20	5HA16 filante + 5HA20 = 25,76
yy	Appuis	1330,53	0,004	0.998	SSA	22,51	5HA14 filante + 8HA16= 23,77
	travée	935,95	0,002	0.999	SSA	15,83	5HA16 filante + 5HA20 = 25,76

Tableau IX.10: Le ferrailage adopté pour la nervure.

Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l\max}}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} \quad \text{Soit : } \phi = 8 \text{ mm}$$

Espacement des armatures :**En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{l_{\max}} \right\} = \min \left\{ \frac{175}{4}; 14 \times 2 \right\} = \min \{43,75; 28\} = 10 \text{ cm}$$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{175}{2} = 87,5 \text{ cm} \quad \text{Soit :} \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

Les sections minimales du RPA ne sont pas vérifiées pour les poteaux, nous avons le choix entre augmenter le diamètre des cadres en optant pour des HA10 ou bien adopter un écartement de **10cm** constant sur toute la longueur du nervure, pour des raisons de mise en œuvre on a opté pour la deuxième option.

$$\text{Soit : } A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91 modifiée 99) :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (3cm²/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour : } 2HA14 = 3.08 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELU :**Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 170 \times \frac{2.1}{400} = 20,53 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$A_a = 23,77 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 20,53 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

En travées :

$$A_t = 25,76 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 20,53 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

Sens longitudinale :

$$T_u^{\max} = 1533,29 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1533,29}{100 \times 170} = 0,009 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \text{ Condition vérifiée}$$

Sens transversal:

$$T_u^{\max} = 1239,30 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1239,30}{100 \times 170} = 0,073 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \text{ Condition vérifiée}$$

Dans le béton : On doit vérifier que :

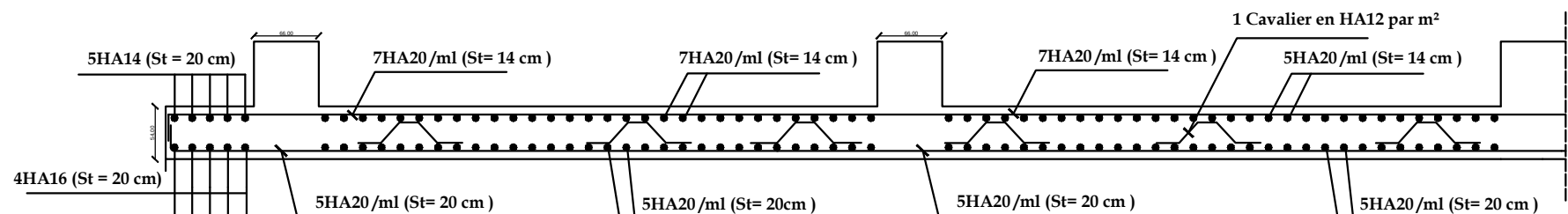
$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

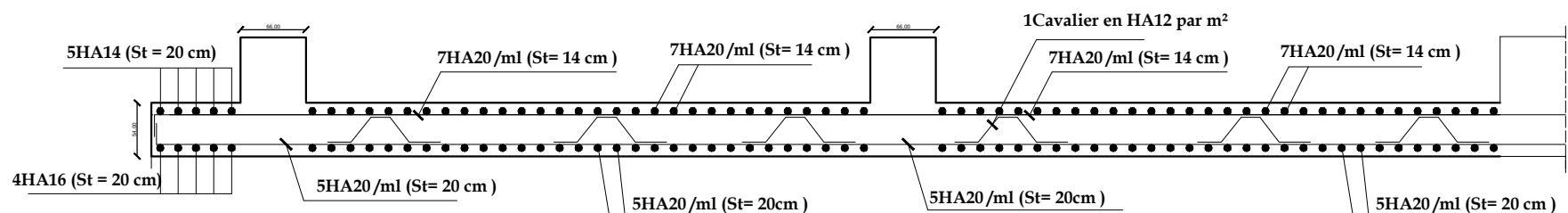
Sens	zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β	K ₁	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
xx	Appuis	23,77	659,74	0,142	0,938	65,64	147,06	348	2,24	15	Cv
	Travée	25,76	646,97	0,152	0,936	63,37	157,84	348	2,49	15	Cv
yy	Appuis	23,77	1219,28	0,142	0,938	65,64	321,68	348	4,90	15	Cv
	travée	25,76	857,69	0,152	0,936	63,37	209,25	348	3,30	15	Cv

Tableau IX.11 : Vérification des contraintes à l'ELS

Ferraillage de la dalle sens X-X

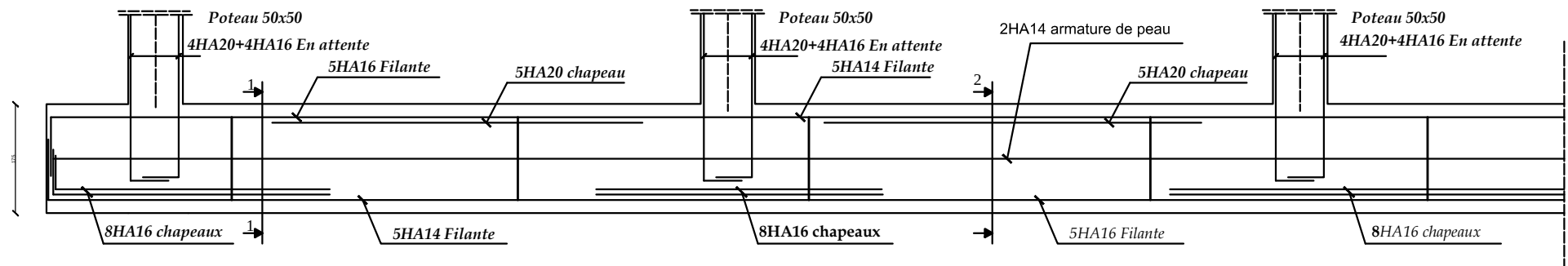


Ferraillage de la dalle sens Y-Y

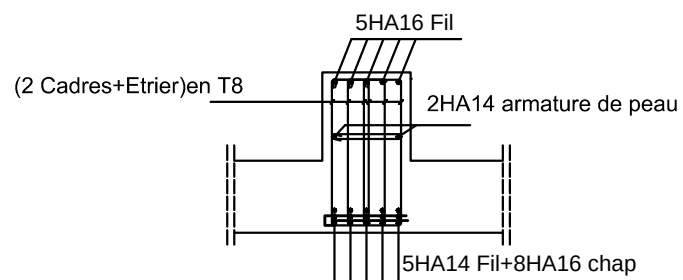


Plan de ferraillage de la dalle du radier

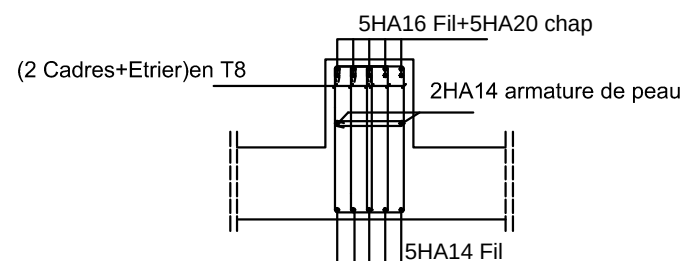
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil
Melle: DJADI Lilia	Plan de ferraillage de la dalle du radier	
Melle: SACI Malha		
Mr : DERRADJ		



Coupe 1-1



Coupe 2-2



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil
Melle: DJADI Lilia Melle: SACI Malha	Plan de ferrailage de la nervure	
Mr : DERRADJ		

CHAPITRE

X

**Calcul du
mur plaque**

X.1 Introduction :

Le mur de soutènement sera au niveau de l'infrastructure pour reprendre les charges provenant de la poussée des terres.

L'épaisseur minimale exigée par le RPA 2003 (Article 10.1.2) est $e_{\min} = 15 \text{ cm}$, dans notre cas on optera pour une épaisseur de **20 cm**.

Le mur assure un chaînage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable, il permet alors de remplir avec les fondations suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations.
- Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

X.2 Méthodes de calcul :

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles encastrées au niveau de la fondation et simplement appuyées sur les portiques. On effectuera le calcul pour une bande de 1m de largeur à l'état d'équilibre au repos et sous l'effet dynamique et on opte pour le ferrailage le plus défavorable.

X.3 Prescription du RPA 2003 :

a. Article 10.4.3 :

La poussée active dynamique globale qui s'exerce à l'arrière du mur est égale à :

$p_{adb} = \frac{1}{2} \times K_{ad} \times [1 \pm K_v] \times \gamma \times H^2$, appliqué horizontalement à $\frac{H}{2}$ au-dessus de la base du mur.

Avec :

K_{ad} : coefficient de la poussée dynamique donnée par :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^{-2}$$

Avec :

γ : Poids volumique du sol du remblai.

φ : Angle de frottement interne du remblai sans cohésion.

β : Angle de la surface du remblai sur l'horizontal.

H : Hauteur de la paroi verticale à l'arrière du mur sur laquelle s'exerce p_{ad}

$$\theta : \arctg \frac{k_h}{(1 \pm k_v)}$$

$k_h = A = 0.15$: coefficient d'accélération de zone (**Art 10.4.2**)

$$k_v = \pm 0,3 \times k_h \text{ Contrainte vertical (Art 10.4.2)}$$

b. Art 10.4.6:

Lorsque le remblai supporte une surcharge verticale uniforme « q », la poussée dynamique est égale à :

$$P_{ad}(q) = k_{ad}(1 \pm k_{ad}) \frac{qH}{\cos \beta}, \text{ appliquée horizontalement à } \frac{H}{2} \text{ au-dessus de la base du mur.}$$

$$q = 10 \text{ kN/m}^2$$

- caractéristiques du sol :**

- Poids spécifique : $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
- Angle de frottement $\varphi = 30^\circ$
- Cohésion $C = 0$

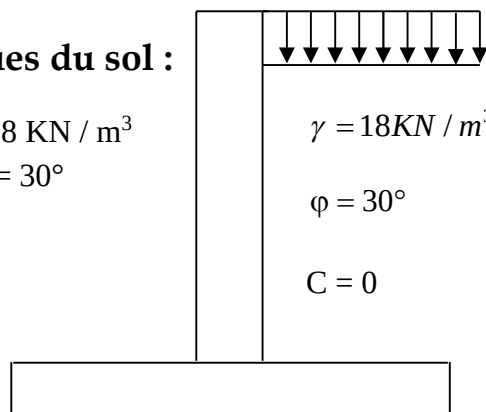


Figure X.1 : caractéristiques du sol

- Présentation schématique**

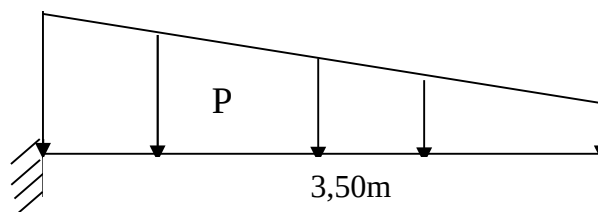
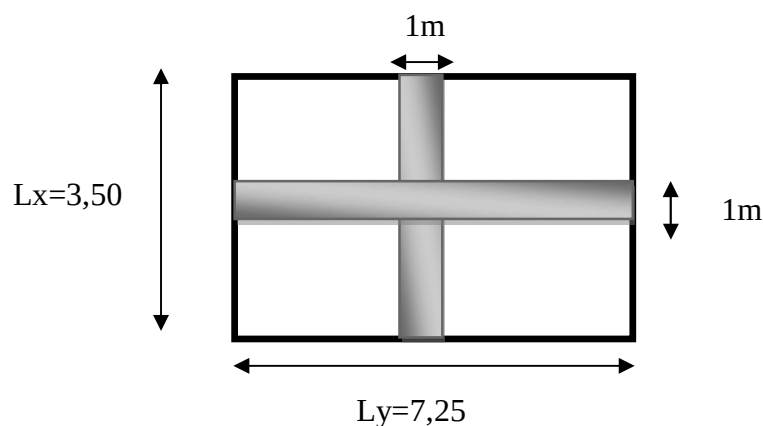


Figure X.2 : Schémas statiques

- Le panneau (P) à considérer dans les calculs pour une bande de 1 m**



VII.4. Calcul des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

σ_h : Contrainte horizontale.

σ_v : Contrainte verticale.

Calcul de l'état d'équilibre aux repos :

$$\sigma_h = k_a \times \sigma_v$$

A) à l'ELU :

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V = K_0 \cdot (1,35 \cdot \gamma \cdot h + 1,5 \cdot q) ;$$

Avec :

K_0 : Coefficient de pression des terres au repos

q : Surcharge

$$K_0 = 1 - \sin \varphi = 0,5 \text{ (formule de JACKY)}$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_{H_1} = 0,5 \times (1,5 \times 10) = 7,50 \text{ kN/m}^2 ;$$

$$h = 3,50 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H_2} = 0,5 \times ((1,35 \times 18 \times 3,50) + (1,5 \times 10)) = 50 \text{ kN/m}^2.$$

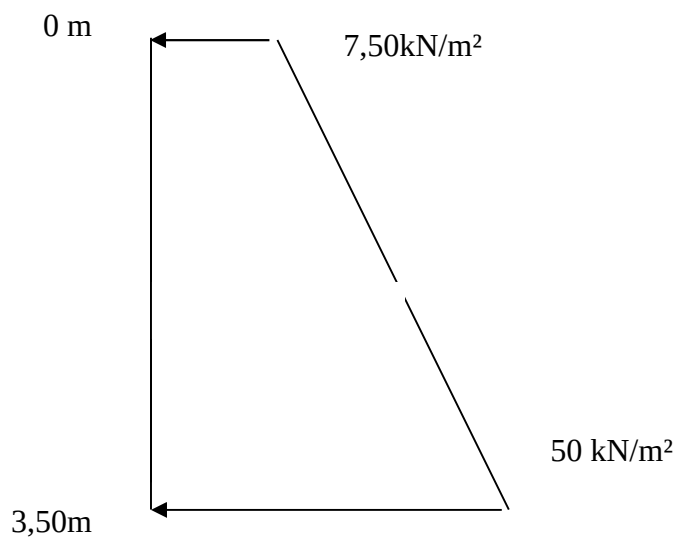


Figure X.3 Diagrammes des contraintes à l'ELU

B)-ELS:

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V = K_0 \cdot (\gamma \cdot h + q) ;$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_{H_1} = 0,5 \times (10) = \mathbf{5 \text{ kN/m}^2};$$

$$h = 3.06\text{m} \rightarrow \sigma_{H_2} = 0,5 \times (18 \times 3,50 + 10) = \mathbf{36,5 \text{ kN/m}^2}.$$

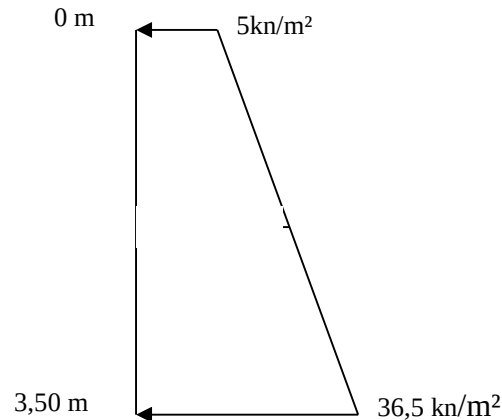


Figure X.4 : Diagrammes des contraintes l'ELS

C)- Calcul dynamique :

$$\sigma_h = k_{ad} \times (1 + k_v) \times \sigma_v$$

$$k_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^{-2}$$

$k_h = A = 0.15$: coefficient d'accélération de zone (**Art10.4.2**)

$k_v = \pm 0,3 \times k_h = 0.045$: Contrainte vertical (**Art 10.4.2**)

$$\theta = \arctg \frac{k_h}{1 - k_v} = 8.92^\circ$$

$$\beta = 0$$

$$\Rightarrow k_{ad} = 0.43$$

$$\sigma_h = k_{ad} \times (1 + k_v) \times \sigma_v = K_{ad} \times (1 + K_v) \times \gamma \times h$$

$$\text{Pour } H = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_h = 0.43 \times (1 + 0.045) \times 18 \times 0 = \mathbf{0}$$

$$\text{Pour } H = 3.50 \text{ m} \rightarrow \sigma_h = 0.43 \times (1 + 0.045) \times 18 \times 3.50 = \mathbf{28,31 \text{ KN/m}^2}$$

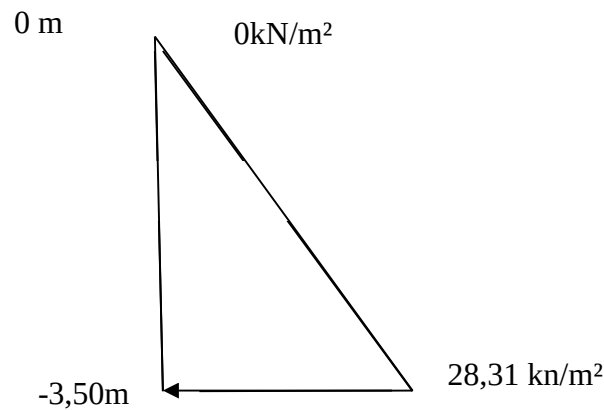


Figure X.5 : Diagrammes des contraintes dynamiques

d) Charges moyennes à considérer dans les calculs pour une bande de 1 m

$$\text{ELU: } q_u = \frac{(3\sigma_{H2} + \sigma_{H1})}{4} \times 1m = \frac{(3 \times 50 + 7,5)}{4} = 39,37 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = \frac{(3\sigma_{H2} + \sigma_{H1})}{4} \times 1m = \frac{(3 \times 36,50 + 5)}{4} = 28,62 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Dyn: } q_d = \frac{(3\sigma_{H2} + \sigma_{H1})}{4} \times 1m = \frac{(3 \times 28,31 + 0)}{4} = 21,23 \text{ kN/ml}$$

Conclusion :

La charge maximale à prendre en compte dans le calcul est celle déterminée en calcul ELU

$$q_{\max} = q_u = 39,37 \text{ KN/ml}$$

X.5 Ferrailage du mur plaque :**1. Méthode de calcul :**

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

2. Détermination des moments :

L'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants.

- Moment en travée : 0,85.
- Moment d'encastrement sur les grands cotés
 - 0,3 → appui de rive.
 - 0,5 → autre appui.

Identification des panneaux :

$$l_x = 3,50 \text{ m}$$

$$l_y = 7,25 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,50}{7,25} = 0,48 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

a) ELU

$$\rho = 0,48 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0974 \\ \mu_y = 0,250 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,0974 \times 39,37 \times (3,50)^2 = 47 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,250 \times 47 = 11,75 \text{ kN.m}$$

▪ Correction des moments :

Dans le sens X-X :

$$\text{Aux appuis : } M_{ua} = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 47 = 23,5 \text{ kN.m}$$

$$\text{En travée : } M_{ut} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 47 = 35,25 \text{ kN.m}$$

Dans le sens Y-Y :

$$\text{Aux appuis : } M_{ua} = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 11,75 = 5,86 \text{ kN.m}$$

$$\text{En travée : } M_{ut} = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 11,75 = 8,81 \text{ kN.m}$$

b) ELS :

$$\rho = 0.48 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1006 \\ \mu_y = 0.357 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0.1006 \times 39.37 \times (3.50)^2 = 48.52 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.357 \times 48.52 = 17.32 \text{ kN.m}$$

▪ Correction des moments :**Dans le sens X-X :**

$$\text{Aux appuis : } M_{sa} = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 48.52 = 24.26 \text{ kN.m}$$

$$\text{En travée : } M_{st} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 48.52 = 36.39 \text{ kN.m}$$

Dans le sens Y-Y :

$$\text{Aux appuis : } M_{as} = 0.5 M_{0y} = 0.5 \times 17.32 = 8.66 \text{ kN.m}$$

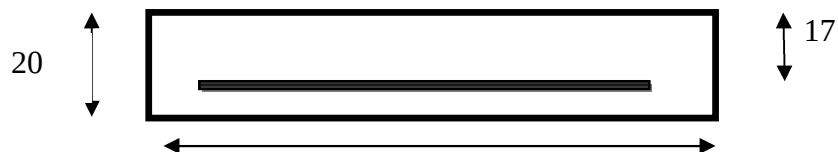
$$\text{En travée : } M_{ts} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 17.32 = 13 \text{ kN.m}$$

3. Détermination des armatures à l'ELU:

$$H = 20 \text{ cm}$$

$$d = 18 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$



$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

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

$$A_{\min} = 0.10\% \cdot B = 2 \text{ cm}^2 \quad (\text{RPA 2003/ART 10.1.2})$$

Le résumé du calcul sera donné dans le tableau suivant:

Sens X-X :

	Travées	Appuis
Mu (KN.m)	35,25	23,5
μ_b	0.076	0.050
β	0,960	0.974
A_{cal} (cm²)	5,86	3,58
A_{min} (cm²)	2.00	2.00
A_{adop} (cm)	7,70	7,70
Choix des barres	5HA14	5HA14
Espacement (cm)	20	20

Tableau X.1 : calcul des moments sens longitudinal

Sens Y-Y :

	Travées	Appuis
Mu (KN.m)	8,81	5,86
μ_b	0.020	0.012
β	0.990	0.994
A_{cal} (cm²)	1,42	0,94
A_{min} (cm²)	2.00	2.00
A_{adop} (cm)	3.92	3.92
Choix des barres	5HA10	5HA10
Espacement (cm)	20	20

Tableau X.2 : calcul des moments sens transversal

X.6. Vérification a L'ELS :

- Vérification des contraintes dans le béton x-x**

On doit vérifier que: $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K1} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times A_s \times d}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 7,70}{100 \times 18} = 0.429$$

$$\rho = 0,429 \rightarrow \{\beta_1 = 0,900, \alpha_1 = 0,300\}$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15 \times (1 - \alpha_1)} = 0.028$$

- **Vérification des contraintes dans le béton y-y**

On doit vérifier que: $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K1} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times A_s \times d}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 18} = 0.218$$

$$\rho = 0.218 \rightarrow \{\beta_1 = 0.925, \alpha_1 = 0.225\}$$

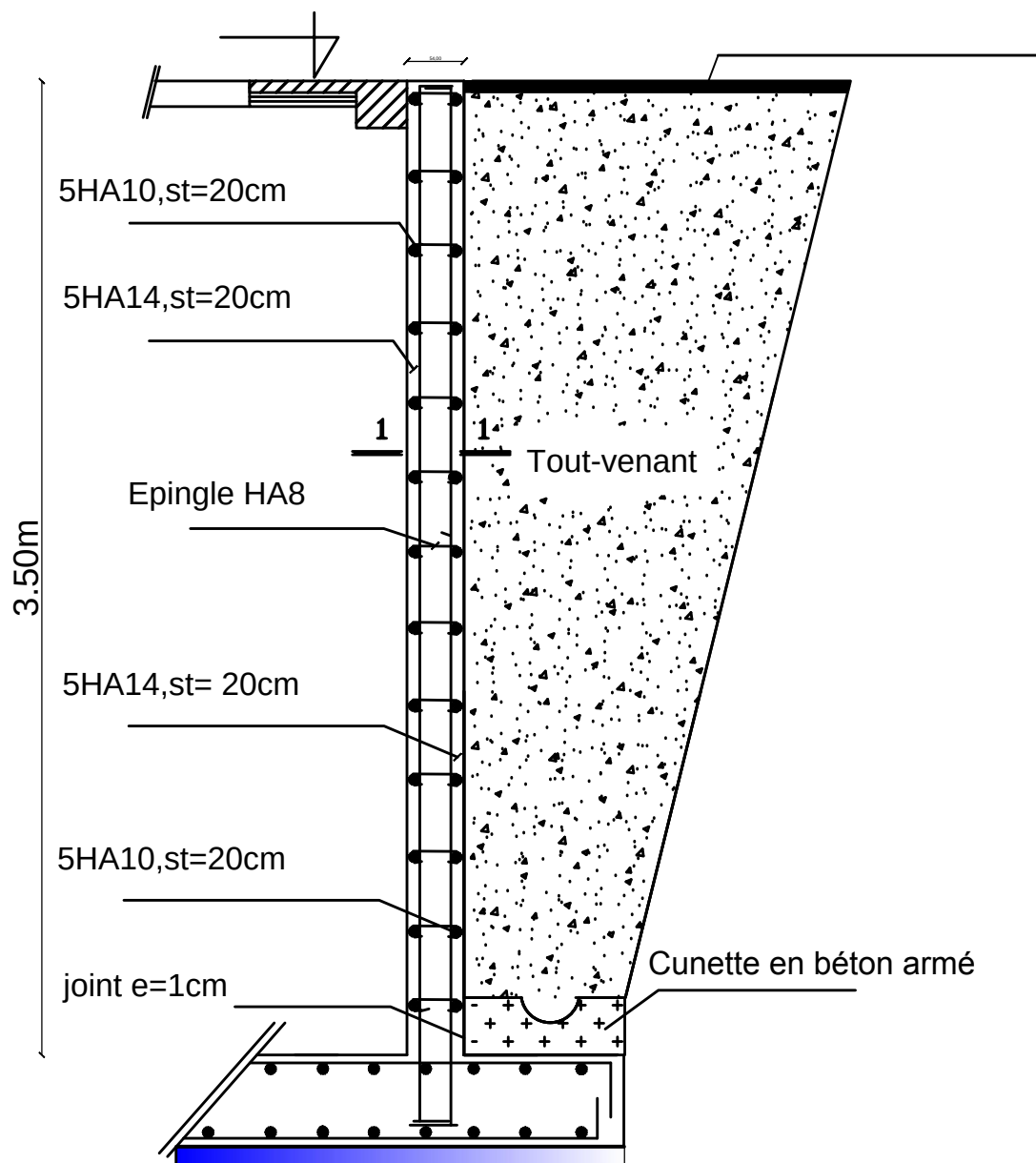
$$K = \frac{\alpha_1}{15 \times (1 - \alpha_1)} = 0.019$$

- **Vérification des contraintes dans le béton**

sens		Ms(max)	Asu	ρ_1	β_1	K	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)
x_x	appuis	23,5	7,70	0.429	0.900	35	188,39	5,38
x_x	travee	35,25	7,70	0,429	0.900	35	182,59	8,07
y_y	appuis	5,86	3.92	0.218	0.925	51,67	89,78	1,73
y_y	travee	8,81	3.92	0.218	0.925	51,67	134,98	2,61

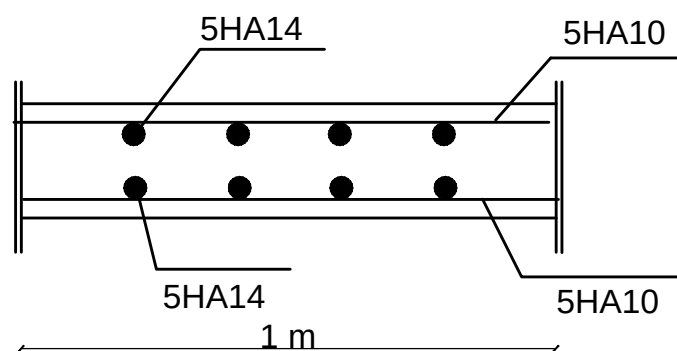
Tableau X.3 : Vérification des contraintes dans le béton

Conclusion : Les contraintes dans le béton sont vérifiées.



Plan de ferrailage du Mur plaque

Coupe 1-1



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

Melle: DJADI Lilia
Melle: SACI Malha

Mr : DERRADJ

Plan de ferrailage du mur plaqu

CHAPITRE

XI

**Pathologie des
structures**

- **Pourquoi avec la même quantité de matériaux on aura un bâtiment qui résiste ou non au séisme ?**



Deux immeubles voisins, à l'origine plutôt semblables... apparemment semblables. Mais très inégaux face aux secousses. La mise en œuvre des matériaux y est pour quelque chose.

- **Pourquoi étudier les modes de ruine des bâtiments?**

Les études réalisées sur les différentes mises en œuvre des matériaux utilisés permettent non seulement d'en connaître la résistance à l'apparition de dommages, mais surtout de savoir quelles sont les dispositions qui permettent d'obtenir un endommagement progressif sans perte de résistance significative, plutôt que la rupture brutale.

- **Pourquoi étudier les façons dont les matériaux se dégradent?**

Les scientifiques nous expliquent comment un matériau se déforme, puis se dégrade, et enfin se rompt sous l'effet des secousses alternées. Les architectes et ingénieurs se forment pour en tenir compte dans leurs projets en zone sismique. Sur le chantier, nous avons l'ultime responsabilité, celle de réaliser correctement les travaux.

- Mais d'abord, essayons de comprendre la variété des phénomènes propres aux matériaux et à leurs assemblages qui peuvent amener leur rupture « fragile ». Tous les dommages qui surviennent pendant un séisme ne sont pas signe de danger... au contraire, mais il faut les contrôler !

- **Prévoir en s'appuyant sur les connaissances scientifiques**

C'est possible aujourd'hui. Ca ne l'était pas il y a cinquante ans :

- Connaître « à l'avance » le comportement d'une construction neuve sous l'effet des secousses d'origine sismique.
- Etablir des règles de construction efficaces à partir de ces connaissances.

Les règles sont là pour nous protéger, elles évoluent avec l'avancement des connaissances, comprenons-les, respectons-les.

XI.1. Qu'attend-on du matériau béton armé en prévision d'un éventuel séisme ?

XI.1.1. Une parfaite cohésion entre un béton et des armatures de qualité

Tant qu'il ne reçoit que les charges verticales permanentes (poids de la construction, des équipements, des occupants...), le béton armé peut présenter certains défauts qui restent cachés (ou non). Dès qu'il est secoué par un séisme, tous les défauts sont causes de dégradations accélérées faute de cohésion parfaite des deux matériaux qui le composent, le béton et les armatures, et la désagrégation se propage parfois jusqu'à la ruine

XI.1.2. Exemples de matériaux qui ne sont pas du « béton armé »



a. Corrosion d'aciers dont l'enrobage ne respecte pas les dispositions réglementaires du BAEL en atmosphère corrosive. (Document P. Balandier)

Le béton a éclaté. Les armatures non enrobées et corrodées ne donneront pas la résistance nécessaire au béton en cas de séisme.

Attention, le colmatage des éclats, comme il est fréquemment réalisé pour la remise en état des bâtiments ne rend pas leur résistance aux aciers déjà corrodés



b. Béton non vibré : manque de matière et enrobage des aciers non réalisé. (Document P. Balandier)

Ici le béton n'enrobe pas les armatures. Or il faut absolument que le béton et les armatures travaillent parfaitement ensemble pour résister à tous les efforts que la construction subira : traction, compression, flexion, torsion. Dans le cas présenté cette zone affaiblie par le manque de béton se trouve dans une zone de jonction de poutres, plus particulièrement sollicitée par l'action d'un séisme. Attention, le colmatage a posteriori des « manques » n'a absolument pas la résistance d'un béton qui a « tiré » sur les armatures.



c. Reprise de bétonnage en tête de poteau. (Document P. Balandier)

De même, la reprise de bétonnage entre un poteau et une poutre est un lieu privilégié de rupture en raison de la non continuité physique du matériau béton dont la prise ne s'est pas faite en même temps dans l'ensemble de la « zone critique ». La jonction du béton coulé après coup sur le béton déjà « tiré » est un point faible, même si on a continuité des aciers. Il convient d'éviter les reprises de bétonnage en haut des poteaux, et en général sur les zones critiques. Il faut coffrer et couler les poteaux et les poutres d'un seul coup et vibrer le béton pour une bonne mise en place.

XI.1.3. La solution :

Respecter scrupuleusement les règles. Veiller à la mise en œuvre et aux enrobages des aciers pour avoir un béton armé de qualité.

XI.2. Comment obtenir une bonne cohésion béton armatures et faire qu'elle ne se dégrade pas brutalement pendant les secousses ?

d. La cohésion doit être parfaite avant les secousses et sa dégradation éventuelle sous l'effet des secousses progressives

Lors d'un séisme violent, l'adhérence béton-armatures, même bien réalisée, va sans doute commencer à se dégrader à certains endroits, mais ça doit pouvoir se faire progressivement à chaque secousse. Si le projet est « parasismique » et si le chantier a été réalisé en respectant les prescriptions techniques, les premiers dommages se produiront « aux bons endroits » (ceux qui ont été prévus par l'architecte et l'ingénieur), et au lieu de provoquer la ruine, ils « freineront » les mouvements du bâtiment sans risque d'effondrement pour les éléments qui portent les planchers (poteaux et murs)



XI.2.1. Le problème

Désagrégation complète de bétons de mauvaise qualité (Séisme de Bhuj, 2001)

La tricherie sur les matériaux et leur mise en œuvre en zone sismique peut être assimilée à un crime différé...

Le respect des normes et règles de construction permet au bâtiment bien conçu d'affronter un séisme violent sans craindre la dislocation et l'effondrement sur les occupants.

XI.2.2. Les solutions :

a. D'abord une bonne qualité des matériaux :

On respecte les normes, les quantités, les prescriptions. On ne triche pas. Le béton ne doit pas être trop peu résistant (plus que 22 MPa) ni trop résistant si on ne veut pas devoir justifier d'armatures particulières (moins de 45 MPa).

b. Pour une bonne adhérence béton – armatures en prévision d'un séisme violent :

- Le béton doit être visqueux au moment de sa mise en œuvre, et non liquide... et encore moins « rallongé » d'eau.
- Vibrer impérativement le béton pour qu'il se mette en place correctement.
- Respecter les règles d'enrobage du BAEL!
- N'utiliser que des barres à haute adhérence. Pas de barres lisses.
- Pour un poids total d'acier équivalent, plutôt plus de barres de moindre diamètre que moins de barres de gros diamètre (le plan de ferrailage du BET en tient compte).
- Du béton, des armatures... et rien d'autre dans le coffrage (ni fourreaux, ni déchets divers!)

Les armatures doivent être noyées parfaitement dans le béton qui ne doit pas être affaibli par des manques.

XI.3. Peut-on utiliser indifféremment tous les blocs à maçonner en zone sismique ?

- Non, ils n'ont pas tous la même résistance. On prendra plus de précautions avec certains types de blocs et d'autres sont carrément interdits pour les murs principaux.

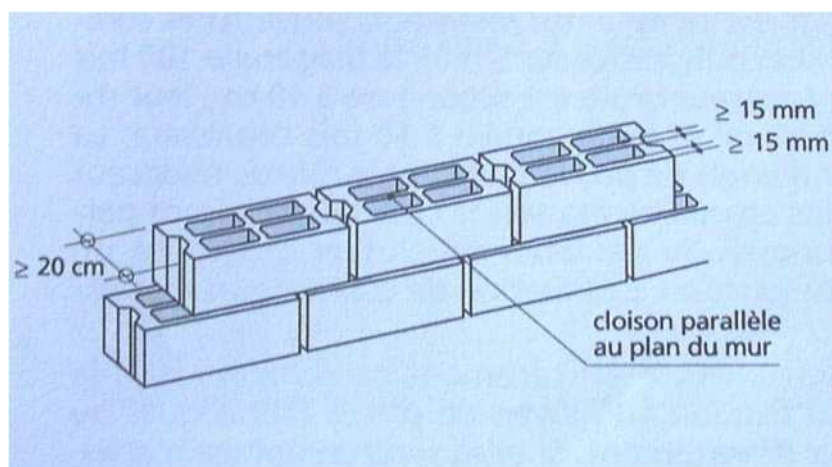
XI.3.1. Les règles de construction parasismique distinguent :

a. Les blocs à maçonner pleins (et assimilés):

- La pierre
- Les briques pleines de terre cuite
- Les blocs pleins de béton

Les blocs de béton cellulaire

Les briques et blocs perforés de terre cuite et de béton mis en œuvre avec leurs perforations perpendiculaires au plan de pose sont assimilés à des blocs pleins.



Les blocs perforés, pour être assimilés à des blocs pleins doivent avoir une résistance en compression au moins égale à celle du mortier (120 bars)

En zone sismique, pour les murs de contreventement, les blocs doivent obligatoirement avoir une 3^e paroi au moins (comme ici la paroi centrale). Les blocs à deux parois sont interdits.

b. Les blocs à maçonner creux sont:

Les **briques creuses** de terre cuite et les **blocs creux** de béton. Sont assimilés à des blocs creux (résistance en compression inférieure à celle du mortier de pose) les blocs qui ont leurs perforations parallèles au plan de pose.

Les deux types de blocs (pleins et creux) sont autorisés, mais le choix de l'un ou de l'autre conditionnera les dimensions autorisées entre deux chaînages. On devra rapprocher les chaînages pour les blocs creux qui sont moins résistants.

- **Attention :**

Les dimensions des panneaux de murs du projet parasismique dépendent du type de blocs choisis. Ces dimensions ont été déterminées par le BET en fonction de la nature et de l'épaisseur des blocs. Pour que ça tienne en cas de séisme, il ne faut rien changer au choix des blocs du descriptif sur le chantier. Nous verrons ce qui distingue les règles pour deux types de blocs.

$F_c > 120 \text{ Bars}$

XI.4. Qu'est-ce qui favorise la ruine sous séisme des bâtiments en béton armé ?

XI.4.1. L'inaptitude à se déformer en s'endommageant plutôt que de « casser brutalement»

Sous l'effet des secousses, le béton perd (plus ou moins brutalement) sa cohésion autour et à l'intérieur des armatures, ce qui affaiblit le bâtiment. Au delà des déformations possibles sans dommage il y a d'abord dégradation puis rupture. Il est souhaitable d'obtenir des dégradations, même importantes plutôt que des ruptures pour éviter l'effondrement. Les règles PS-92 nous indiquent comment.



Effondrement de structures de béton armé manquant de « ductilité ».

Au delà des déformations supportables par les poteaux, le mode de ruine a été « fragile » et a provoqué l'effondrement total (Séisme d'Izmit).

Ductilité = aptitude des matériaux ou des structures à se déformer de façon irréversible sans arriver à la dislocation.

XI.4.2. A gauche et au centre, exemples de ruptures « fragiles » de poteaux et poutres de béton armé, a droite, exemple de rupture dite « ductile » d'une pile de viaduc.



Dans les premiers cas les armatures n'étaient pas appropriées en zone sismique. Dans le troisième la disposition des aciers longitudinaux et transversaux très rapprochés et de section modérée permet une bonne « plasticité » ou « ductilité » du béton armé. C'est à dire que, s'il est trop contraint sous l'effet des secousses, l'élément de béton armé se dégrade de façon irréversible, mais ne « casse pas », ce qui évite l'effondrement (sauf erreur grave de conception parasismique).

XI.4.3 Les solutions :

Les plans de ferrailage en zone sismique sont sensiblement différents de ceux des autres régions. Globalement, les barres ont des sections limitées, mais éventuellement un nombre plus important, et les cadres sont plus rapprochés sur certains endroits de la construction qu'on appelle des « zones critiques ». Ceci pour éviter la rupture « fragile » des éléments et la ruine totale en cas de secousses particulièrement violentes.

XI.5. Qu'est-ce qui favorise la ruine sous séisme des bâtiments en maçonnerie ?

La dislocation entre les blocs sous les déformations trop importantes de la construction. Lorsqu'un mur de maçonnerie est soumis aux poussées horizontales violentes d'un séisme, les lits de mortier n'arrivent pas à assurer une cohésion satisfaisante entre les blocs à maçonner qui se disloquent, même pour des déformations modérées du mur. Le mortier est ainsi le lieu de ruptures « fragiles ». Par ailleurs, les blocs eux-mêmes n'acceptent pratiquement pas de déformation sans rompre (ce qui n'est pas le cas du béton armé, grâce à ses armatures). Ainsi la dislocation partielle ou totale de la construction peut survenir pour des intensités locales du séisme assez faibles si on ne prend pas la précaution de confiner (encadrer) par des chaînages appropriés chacun des panneaux de maçonnerie et chacune des ouvertures pour limiter les déformations.

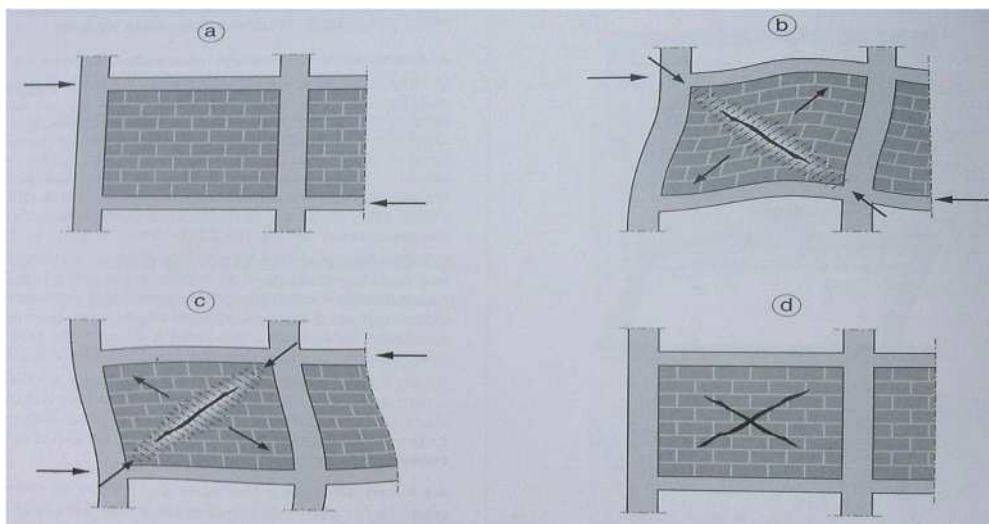


XI.5.1. Maquette de maçonnerie sur table vibrante (document x): Cet essai a été réalisé pour mettre en évidence le mode de ruine des constructions de maçonnerie traditionnelles, c'est à dire n'étant pas conçues et réalisées en respectant les règles de construction parasismique en maçonnerie avec panneaux de contreventement confinés (contenus) par des chaînages de béton armé dans les trois directions.



Exemple de dislocation d'un angle de maçonnerie sans chaînage sous l'effet des déformations alternées des deux façades (Document X).

XI.5.2. La solution: le chaînage de tous les panneaux de maçonnerie



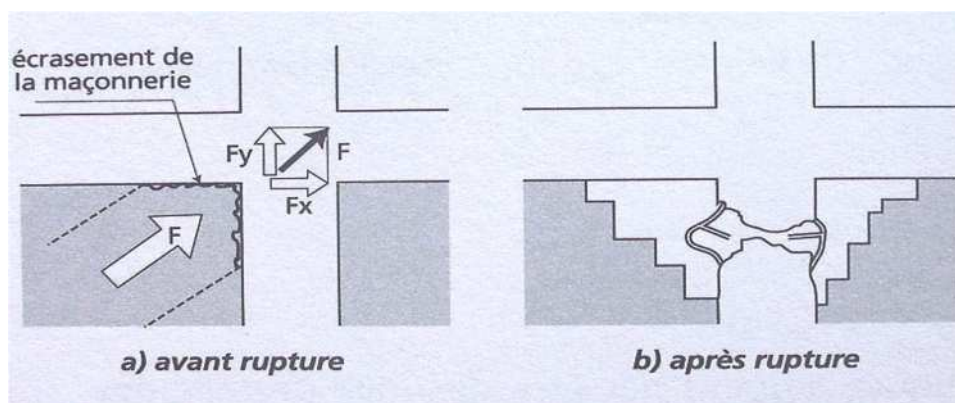
Le système de chaînage limite les déformations des panneaux et empêche la maçonnerie de se disloquer, même si elle commence à fissurer, en la « confinant ». Les armatures des chaînages doivent constituer un réseau continu et résistant depuis les fondations jusqu'à la toiture.

XI.6. Qu'est ce qui provoque la ruine des ossatures de béton armé remplies de panneaux de maçonnerie ?

Le bétonnage des poteaux et poutres décoffrés avant la mise en place de la maçonnerie ne permet pas la cohésion des deux matériaux. L'ossature en béton armé se déforme à la faveur du jeu qui existe et fait éclater la maçonnerie qui avant de rompre exerce une poussée sur la jonction poteau – poutre ce qui amorce la rupture de la tête de poteau et prépare l'effondrement de l'ossature.



XI.6.1. Eclatement des remplissages de maçonnerie d'une structure de béton armé (Séisme d'El Asnam, document X). Le séisme s'est arrêté à temps et le bâtiment ne s'est pas effondré ce qui permet d'observer la nature des dommages qui auraient mené à la ruine si les secousses avaient duré quelques secondes de plus.
C'est le système constructif qui est le plus meurtrier sous séisme.



XI.6.2. Mécanisme de ruine des ossatures par jeu avec leur remplissage de maçonnerie (Figure extraite de « Construire parasismique, Ed. Parenthèses, Milan Zacek)

Lorsque la maçonnerie est mise en place après le décoffrage de la structure poteaux-poutres en béton armé, il y a forcément du « jeu » entre le béton et la maçonnerie. Même un très faible jeu suffit à ce que les deux matériaux s'entrechoquent au lieu de résister ensemble sous l'effet des secousses.

Alors les dislocations se produisent comme ci-dessus. C'est pourquoi on demande de couler les chaînages après la mise en œuvre des blocs : le béton se met parfaitement en place en suivant tous les contours des blocs et l'ensemble résistera de façon cohérente aux secousses.

XI.6.3. Les solutions :

Il faut éviter ce type de structure hybride entre l'ossature de béton armé à remplissages légers ou vraiment découplés et la maçonnerie avec chaînages et choisir soit l'un, soit l'autre. Nous allons bien distinguer les deux dans ce document pour éviter les confusions.

XI.7. Attention, pour le séisme, il faut bien distinguer : les murs porteurs en maçonnerie chaînée et la maçonnerie de remplissage des ossatures

XI.7.1 Les murs porteurs en maçonnerie chaînée (systèmes à murs porteurs)

XI.7.1.1. La maçonnerie est mise en œuvre avant le béton armé des chaînages :

a. Sur le chantier, les dimensions et les armatures des chaînages respectent des règles de mise en œuvre de chaînages (voir plus loin), la maçonnerie est mise en place, et ensuite seulement le béton est coulé dans les chaînages qui sont coffrés à l'extérieur, ainsi le béton, vibré, adhère parfaitement aux blocs qu'il est recommandé de monter « à l'italienne » pour réduire encore le risque de désolidarisation entre les chaînages et la maçonnerie.

b. Avant le séisme, les descentes de « charges statiques » (poids des planchers, équipements, occupants...) sont réparties sur l'ensemble des murs.

c. Pendant le séisme, les « charges dynamiques » horizontales alternées (forces d'inertie auxquelles la structure doit résister) sont réparties sur les panneaux de maçonnerie les plus rigides (selon les deux directions de la construction). Ce sont des « trumeaux » ou panneaux de contreventement. Ils ne comportent pas d'ouvertures. Leur localisation et leurs dimensions entre les chaînages doivent répondre à des règles précises.

XI.7.2. La maçonnerie de remplissage des ossatures (systèmes poteaux-poutres)

XI.7.2.1. Le béton armé est coulé dans les coffrages et ensuite certaines travées sont remplies de maçonnerie :

a. Sur le chantier, les dimensions et les armatures des poteaux et des poutres respectent des règles de mise en œuvre des poteaux et des poutres qui sont beaucoup plus exigeantes que celles des chaînages (voir plus loin), le béton est coulé dans les coffrages. Après décoffrage on met en place les blocs à maçonner. Il est extrêmement difficile de donner la nécessaire cohésion entre la maçonnerie et l'ossature en raison des difficultés de mise en place correcte du mortier sur les côtés et en haut du panneau, et de sa prise après que le béton de l'ossature ait tiré.

b. Avant le séisme, les descentes de « charges statiques » sont acheminées par l'ossature porteuse.

c. Pendant le séisme, les panneaux de remplissage complets ou partiels empêchent l'ossature de se déformer librement, ce qui pourrait lui permettre de résister si elle est conçue et mise en œuvre correctement vis-à-vis de l'action sismique (prescriptions du BET). Les panneaux pleins et les panneaux partiels (pour d'autres raisons) bloquent l'ossature en la percutant et peuvent la détruire ! Les règles PS-92 autorisent ce type de construction, avec des règles de mise en œuvre précises, mais le déconseillent en raison de la difficulté de respecter effectivement ces règles sur le chantier.

XI.7.3. Conclusion :

En zone de sismicité élevée, où les secousses sont potentiellement violentes, éviter la maçonnerie de remplissage dans les ossatures. Préférer la maçonnerie chaînée.

XI.8. Qu'appelle-t-on «zones critiques» des structures de béton armé?

Une « zone critique » est un endroit de la structure qui subit des contraintes plus élevées. C'est donc potentiellement là que la dégradation du béton ou sa rupture fragile commenceront. Les règles PS-92 précisent où elles se trouvent.

XI.8.1. Pour les ossatures (structures poteaux-poutres) : à proximité des nœuds

Les nœuds des portiques et les pieds de poteaux subissent des efforts alternés élevés qui peuvent détruire rapidement l'adhérence du béton sur l'acier. Les règles de construction en béton armé nous indiquent comment armer ces zones pour éviter la rupture « fragile » (Voir point n° 9)



Exemples de ruptures fragiles de zones critiques non traitées par des armatures appropriées (A gauche Séisme d'Anchorage, 1964, Document Karl – V. Steinbrugge, A droite, document X).



X.8.2. Pour les voiles (murs porteurs de béton armé) : la base des voiles

Les bases des voiles (Rez-de-chaussée) subissent les contraintes les plus élevées de la structure. Elles sont donc considérées comme « critiques ».

Les régions situées à la base des voiles, (habituellement sur une hauteur d'étage dont la hauteur n'excède pas la largeur des voiles), ainsi que celles situées à chaque niveau de changement notable de la section de coffrage, font l'objet de dispositions spéciales des règles de construction parasismique qui nous demandent de renforcer les chaînages à ces endroits. (Voir point n° 10), **(Séisme d'Anchorage, 1964, Document X)**

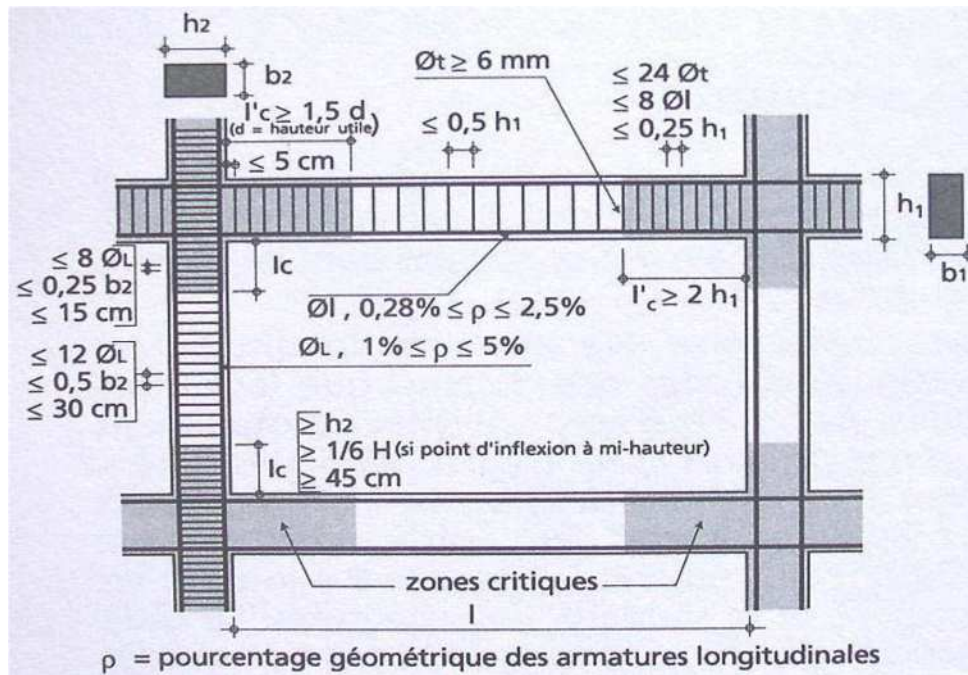
X.9. La solution pour éviter la rupture fragile des ossatures : le «confinement» des zones critiques

X.9.1. Les règles de construction : Synthèse des § 11.34 et 11.35 des règles PS-92: Armature des ossatures et leurs zones critiques

La figure suivante résume les règles de conception des armatures des ossatures. On voit (représentation complète sur le nœud en haut et à gauche) que les cadres sont plus rapprochés dans les zones critiques et que « la priorité » est donnée à la résistance du poteau sur celle de la poutre. Car on a besoin de la tenue des poteaux pour empêcher l'effondrement du bâtiment.

Pour le dimensionnement et le rapprochement des cadres plusieurs critères doivent être remplis. Pour le plan de ferrailage, le BET retient le plus exigeant après évaluation.

Le principe est que, par rapprochement des cadres dans les zones critiques (de l'ordre de 5 à 8 cm entre axes), lorsque la cohésion armatures – béton se dégrade, ce dernier et les barres longitudinales sont confinés à l'intérieur des cadres (frettes) et on évite le flambement des barres et la rupture fragile de la poutre ou du poteau.



XI.9.2. Commentaire :

Les dispositions des règles parasismiques pour la conception des armatures des structures « poteaux-poutres » peuvent sembler complexes sur ce schéma pour qui n'a pas l'habitude de concevoir un plan de ferraillage. Le plan remis par le BET pour le chantier en zone sismique les respecte. **Respectons le plan de ferraillage du BET sur le chantier.**

XI.10. La solution pour renforcer les voiles de béton armé est le chaînage renforcé de leurs zones critiques

XI.10.1 Les règles :

La nature du chaînage des voiles en zone sismique est défini par les règles PS-92. En ce qui concerne les autres armatures du voile, les règles communes à toutes les zones (sismiques ou non) du BAEL s'appliquent.

XI.10.1.1. Synthèse du §11.43 des PS-92 : Chaînage des voiles :

a. Armatures longitudinales en Fe E 500

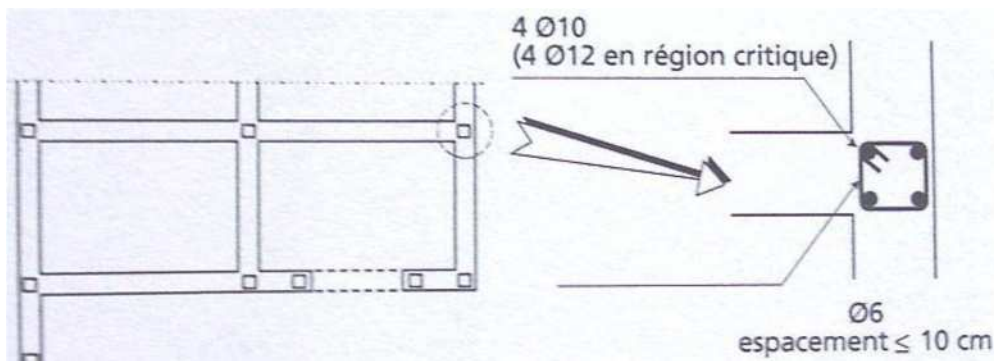
b. Vertical : on doit disposer un chaînage vertical à chaque extrémité, chaque ouverture, chaque intersection, de plancher à plancher avec recouvrements d'étage à étage.

c. Horizontal : ils doivent être continus à la périphérie de tous les planchers.

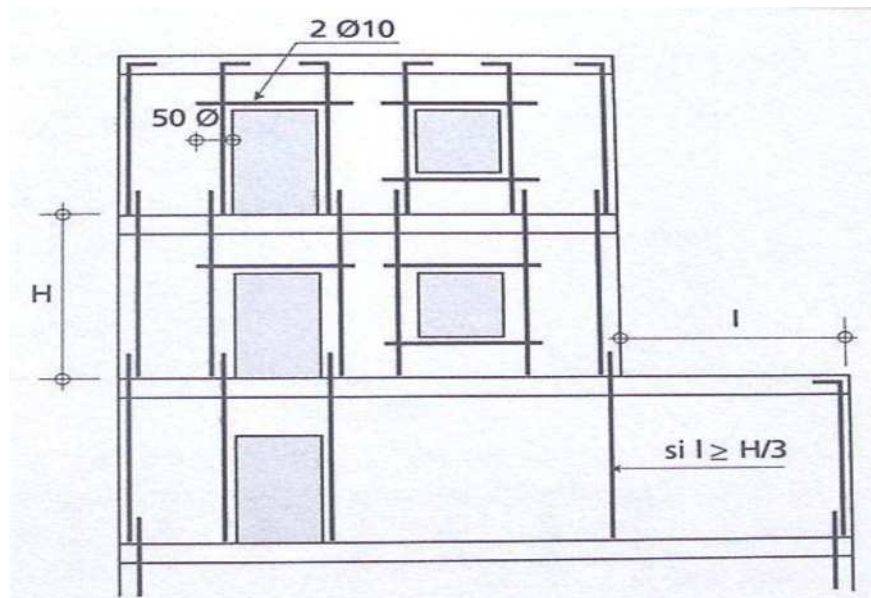
d. Linteaux : leurs barres doivent être ancrées d'une longueur de 50 diamètres de part et d'autre de l'ouverture.

e. Zone courante : 4 HA 10, cadres de 6 espacés de 10 cm maximum.

f. Zone critique : 4 HA 12, cadres de 6 espacés de 10 cm maximum.



Ci-contre schéma d'implantation des chaînages des voiles d'après les règles PS-92.



Disposition en élévation, (chaînages horizontaux non montrés)

Le plan de ferrailage du BET respecte les règles communes du BAEL et les complète des règles PS-92. Respectons ce plan sur le chantier

XI.11. Pourquoi faut-il connaître « à l'avance » les modes de déformation des éléments de béton armé ?

Déterminer à l'avance si une pièce sera « fléchie » ou « comprimée » sous les contraintes dues à l'action d'un séisme est fondamental pour choisir un type d'armatures efficace... et réglementaire.



XI.11.1. poteau de forme peu élancée.

Ne pouvant fléchir dans le sens de sa grande dimension, **il a subi un « cisaillement global »**. (Séisme de Ceyhan – Misis, 1998) (Document P. Balandier)

La contrainte élevée et les dommages concernent toute sa hauteur (rupture en diagonale). Cet élément armé comme un poteau a une section (rapport largeur/ épaisseur) à la limite du voile (mur) selon les règles PS-92. Son faible élancement (rapport hauteur/largeur) en fait une « pièce courte ». Il aurait dû être considéré comme « zone critique » sur toute sa hauteur, et recevoir des armatures appropriées sur toute sa hauteur (voir plus loin). Ou être armé comme un voile avec renforcement des extrémités.



XI.11.2. Les poteaux de géométrie élancée ont subi une flexion globale. (Séisme de Loma Prieta) (Document X pour EERI)

Lorsqu'il y a flexion, les niveaux de contraintes et de déformation maximums se situent dans les « zones critiques », qui dans ce cas sont localisées en haut et en bas du poteau comme le montrent les dommages. Ces zones auraient dû recevoir des armatures appropriées.

Il faut savoir à l'avance si un élément va subir un cisaillement ou une flexion pour déterminer le type d'armatures approprié pour qu'il résiste sans rupture «fragile».

XI.11.3. Les solutions :

Les règles PS-92 indiquent précisément comment déterminer le type de contrainte d'une pièce sous séisme. Le BET pourra ainsi faire un plan de ferrailage adapté qui devra être respecté sur le chantier.

XI.12. Quelles sont les limites des déformations des murs de maçonnerie avant la ruine ?

Très rigides, les blocs à maçonner n'acceptent pratiquement pas de déformation sans rupture, soit des blocs, soit plus fréquemment du mortier de liaison. Au-delà d'un certain niveau de dislocation, le processus de ruine du bâtiment commence.

Un mode de rupture par dislocation et chute des blocs.



XI.12.1. Séisme Ombrie-Marches 97. Le déversement des façades est le premier niveau de dommages graves des maçonneries non confinées (Document X pour EERI). La dislocation peut commencer autour des ouvertures comme ici ou à partir des angles (voir point n°5)



XI.12.2. Dislocation de la maçonnerie au départ d'un point faible : une ouverture non confinée (déformations non limitées). Séisme de Loma Prieta (Document X)

La nécessité de confiner les murs de maçonnerie dans des chaînages de béton armé pour éviter leur dislocation et leur projection hors plan exclut les dispositions de type « mur courbes » de maçonnerie. Pour les murs courbes, il faut utiliser des voiles de béton armé.

XI.12.3. Les solutions :

Pour limiter les déformations et empêcher la dislocation de la maçonnerie, chaque panneau, chaque ouverture, doivent être « confinés » par un « cadre » de béton armé résistant: des chaînages pour les panneaux et des encadrements pour les ouvertures.

Les dimensions des panneaux et ceux des ouvertures doivent être modérés pour que la résistance soit effective.

Les règles PS-92 définissent précisément toutes les conditions de mise en œuvre des chaînages et encadrements de baies et les conditions de dimensions des panneaux et baies (voir plus loin).

XI.13. Qu'attend-on des armatures longitudinales des poteaux et des poutres pour la résistance aux séismes ?

Elles doivent pouvoir résister sans rompre aux sollicitations en traction qui peuvent survenir lors des différentes déformations possibles de la structure, et ne pas altérer la résistance du béton lors des sollicitations en compression (pas de crochets) et ne pas «flamber».

N.B : Une pièce déformée en flexion subit pour la partie « extérieure de sa courbure » une traction et pour la partie « intérieure » une compression.

La résistance mécanique des armatures longitudinales doit être effective des fondations jusqu'à la toiture. Elles doivent constituer un réseau continu (attention aux conditions de continuité mécanique par recouvrement suffisant entre toutes les barres). Elles doivent en outre pouvoir se déformer avec le poteau ou la poutre sans que la perte d'adhérence béton-aciers soit trop rapide.



San Fernando, 1979 : Conception d'armatures longitudinales d'ossatures tout à fait inappropriées en zone sismique, (Documents NISEE– USA)

- a. **Pas de continuité** des barres longitudinales des poteaux entre les étages (recouvrement non assuré).
- b. **Diamètres trop importants** pour se déformer avec le poteau sans « arracher le béton ».
- c. **Nombre insuffisant** pour une répartition correcte des efforts.
- d. **Pas de frettage** : En outre, elles ne sont pas contenues par le frettage qui devrait se trouver à l'extérieur des barres !

XI.13.1. Les solutions :

Respecter les règles PS-92 - § 11.31 : Armatures longitudinales

§ 11.311 :

- La continuité des armatures longitudinales peut être assurée par recouvrement ou tout autre procédé dont il est établi qu'il n'entraîne pas la fragilisation de l'armature.

§ 11.312

- L'emploi de coudes et crochets dans les pièces comprimées ou les parties comprimées des pièces fléchies est interdit.
- Toutefois, en cas de nécessité (liaison avec une semelle de fondation, voisinage d'une surface libre, etc.) les ancrages d'extrémité peuvent être assurés au moyen de coudes à 90°.

§11.313 :

- Toutes les longueurs de recouvrement ou d'ancrage sont à majorer de 30% pour la part située hors zones critiques et de 50% pour la part située dans la zone critique. Chaque fois que c'est possible, on évite de recouvrir en zone critique)

- Dans les zones de recouvrement, les armatures transversales doivent respecter la règle des coutures résultant de la transmission des efforts entre les barres longitudinales

XI.14. Comment faire pour que les armatures transversales des poteaux et des poutres résistent à la rupture ?

Chaque cadre (armature transversale) doit pouvoir résister à l'éclatement lors du gonflement du béton en compression. Pour ce faire, il doit être constitué d'une seule barre dont les extrémités doivent se croiser autour d'une barre longitudinale d'angle et être correctement ancrées dans le volume de béton. Le rapprochement des cadres dans les zones critiques réduit les efforts sur chaque cadre.

Le rôle des cadres est fondamental dans la détermination de la « ductilité » plus ou moins élevée de l'ossature. Le rapprochement des cadres permet de contenir plus efficacement les barres longitudinales et éviter leur flambement. L'ancrage correct des extrémités de la barre qui constitue chaque cadre réduit le risque d'arrachement (longueur d'ancrage : 10 fois le diamètre de la barre).

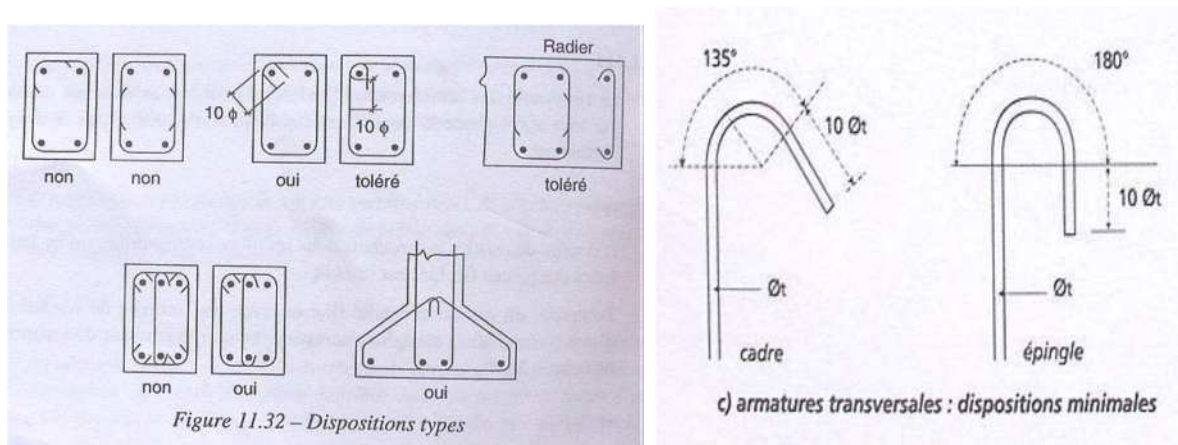
Les bonnes ou mauvaises conception et mise en œuvre des cadres (armatures transversales) vont conditionner le type de rupture de l'élément s'il est déformé au point d'avoir des dommages.



Eclatement des armatures transversales sur la zone critique de poteaux, ayant entraîné le flambement des barres longitudinales et la dislocation du béton qui n'était plus confiné. (Séisme de Bhuj, 2001) (Document X pour EERI)

XI.14.1 Les solutions :

Le respect des règles de conception des armatures transversales permet d'éviter leur éclatement en assurant leur bon encastrement dans le volume de béton. Une seule barre par cadre.



Dispositions types des PS-92 et Figure extraite de « Construire parasismique (Ed. Parenthèses, Milan Zacek)

XI.15. Comment faire pour que toutes les armatures des poteaux et des poutres constituent un ensemble résistant ?

Outre les conditions de liaisons résistantes de poteau à poteau et de poutre à poutre par recouvrement suffisant des barres longitudinales, les poteaux et les poutres doivent pouvoir fléchir librement sur toute leur longueur. Les dommages éventuels peuvent être des déformations irréversibles sans arriver à la rupture « fragile ».

Si le poteau ou la poutre ont une section importante, il faut plus de quatre barres longitudinales. Alors, des cadres ou des épingles doivent être ajoutés aux cadres périphériques pour que les armatures transversales puissent contenir efficacement toutes les barres longitudinales.

Les poteaux dit « courts » (ou bridés) en éléments principaux sont à éviter car leur longueur réduite les rend trop « rigides » et ils ne peuvent plus fléchir mais en général ne sont pas pour autant conçus pour résister à un cisaillement global. Si on ne peut les éviter, il faut les traiter sur toute leur hauteur comme des « zones critiques ».



XI.15.1. Rupture d'un poteau court (bridé par une allège). Trop rigide, le poteau n'a pu fléchir et les efforts sur ses extrémités ont augmenté au point de le rompre.



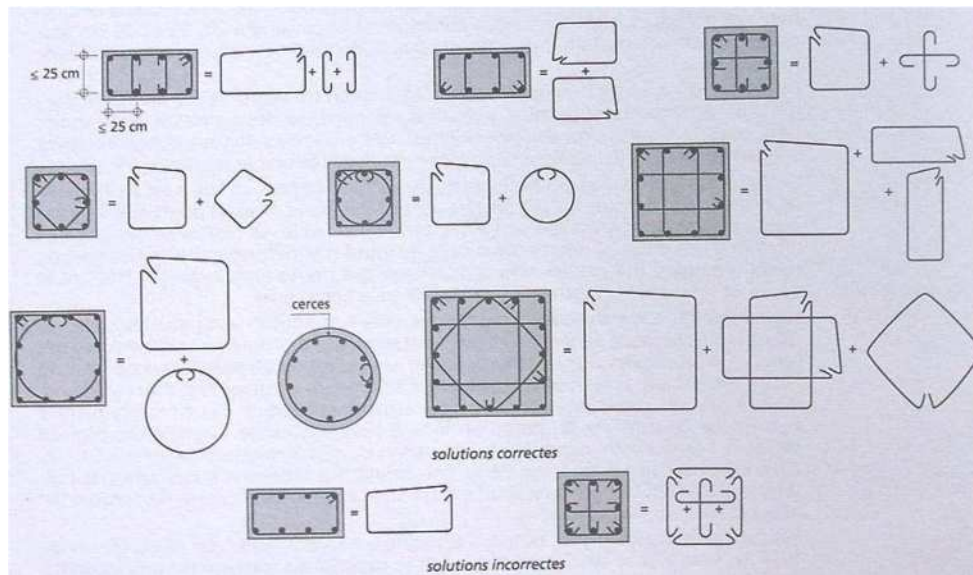
XI.15.2. Essai de frettage de zone critique (armatures transversales rapprochées) sur toute la longueur d'un poteau court en laboratoire. (Documents NISEE –USA)

Cette solution est demandée par la réglementation pour les poteaux courts, mais il est préférable d'éviter carrément que des poteaux courts soient sollicités par le séisme, soit en les évitant totalement, soit en ayant par ailleurs des voiles qui « prennent » la charge sismique.

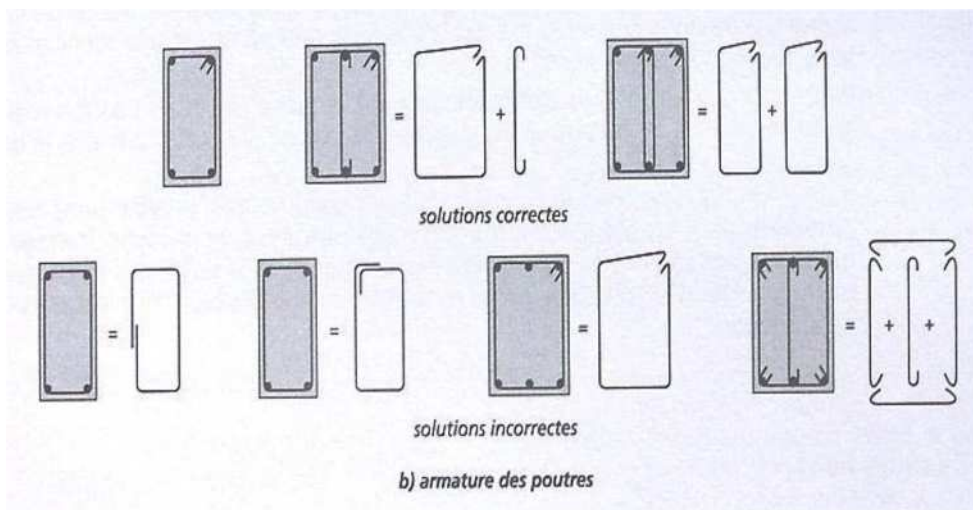
XI.15.3. Les solutions :

Les règles PS-92 spécifient les règles de confinement des barres par les frettes. (Figures extraites de « Construire parasismique, Ed. Parenthèses, Milan Zacek)

a. Les poteaux



b. Les poutres.



XI.16. Y a-t-il des dimensions minimales pour les coffrages des poteaux et poutres en zone sismique ?

Oui. La résistance mécanique dépend évidemment aussi de la quantité de matière. Aussi les règles imposent-elles des sections minimales pour les pièces des ossatures propres aux zones sismiques. Le problème : trop de constructeurs semblent l'ignorer !

Les mauvaises habitudes issues de « l'époque » où on négligeait l'action des séismes pour construire font que ce problème grave est négligé, d'autant plus que le cubage de béton, donc le coût du chantier, va croître de fait pour les constructeurs qui doivent abandonner leurs habitudes illicites.



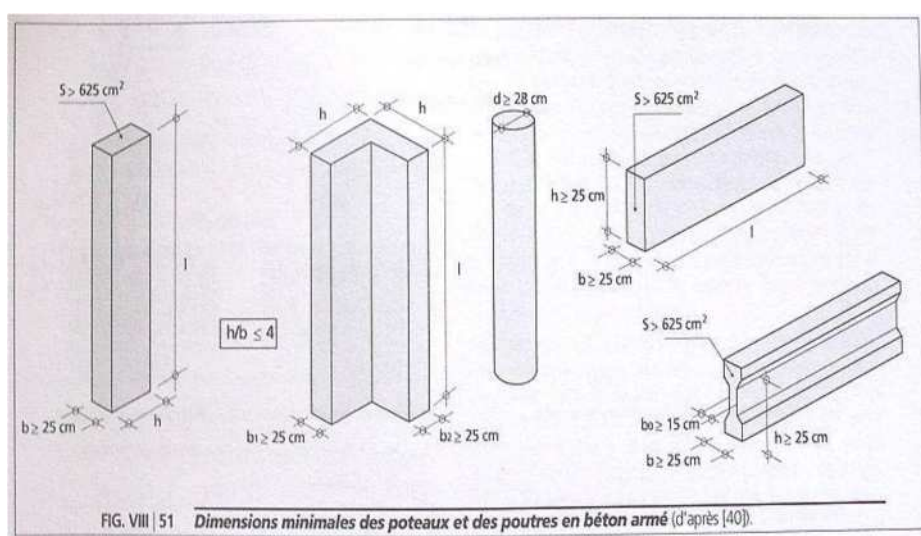
A gauche et à droite, des logements sociaux (Zone III) construits alors que les règles PS-92 étaient déjà en vigueur.

Outre le problème de mauvaise conception architecturale vis-à-vis du séisme, les poteaux n'ont pas la section minimale obligatoire de 25 cm de côté (Clichés P. Balandier)

XI.16.1 Les solutions :

Respecter les règles. Synthèse du §11.331 des PS-92: Dimensions minimales des sections

- b et $h > 25$ cm
- $S > 625$ cm²
- Âme des poutres > 15 cm



XI.17. Qu'est-ce qui différencie un large poteau rectangulaire d'un mur en béton armé (ou voile) ?

Les règles PS-92 nous disent que lorsque la largeur d'un poteau est égale ou supérieure à 4 fois son épaisseur, ce n'est plus un poteau, mais un voile. Il devient, alors assez rigide dans le sens de sa largeur pour ne plus être assimilé à un poteau.

Les constructions contreventées par des voiles de béton armé (en nombre suffisant et bien disposés) sont un type de « structure rigide » qui limite les déplacements relatifs des planchers beaucoup plus que les ossatures ne le font. Les éventuels dommages dans les zones critiques créent moins d'effondrements que pour les ossatures.

En effet, même en cas de cisaillement d'un voile, il est en général partiel et les reports de charges se font sur les parties non rompues, alors que les contraintes chutent. Aussi la réglementation parasismique est « moins complexe » pour les armatures des voiles dont la spécificité est le renforcement des chaînages. En outre, un voile peut n'avoir qu'une épaisseur de 15 cm (25 cm pour les poteaux).

Cependant, les extrémités des voiles (bouts des murs) sont très « sollicitées par le séisme » et c'est là que la rupture sous l'effet du cisaillement s'amorce. Il faut donc renforcer ces extrémités, soit par des chaînages (règles PS-92) soit par le renforcement vertical des treillis en doubles faces (Eurocode 8).



**Amorce de cisaillement de l'extrémité d'un voile (Séisme d'Anchorage, 1964)
(Document Karl – V. Steinbrugge)**

XI.17.1. Les solutions**PS-92 - §11.41 : Dimensions minimales**

- Les murs en voiles doivent présenter une épaisseur minimale de 15 cm et une largeur au moins égale à 4 fois l'épaisseur.

- les éléments ne satisfaisant pas à cette condition doivent être considérés comme des éléments linéaires*. (* donc comme des poteaux et être armés comme tel)

Chaînages des voiles (voir plus loin).

XI.18. Quelles règles pour déterminer les différents panneaux en maçonnerie et leurs chaînages ?

Une construction en maçonnerie comprend un certain nombre de murs. Pour empêcher son effondrement sous l'action d'un séisme, elle doit comporter un nombre suffisant de panneaux de murs « résistants » aux poussées horizontales et bien disposés dans les deux directions de la construction.

Tous les murs de maçonnerie (résistants ou non) doivent être compris entre des chaînages verticaux et des chaînages horizontaux qui les confinent pour empêcher leur dislocation sous l'effet des poussées horizontales.

XI.18.1. Pour les panneaux de maçonnerie « résistants » appelés « trumeaux »

La résistance de ces panneaux doit être effective, car c'est eux qui vont empêcher l'effondrement, et pour cela ils ne doivent être ni trop « étroits » (déséquilibre possible sous les poussées horizontales), ni trop larges (inefficacité des chaînages pour assurer leur rigidité au regard des déformations perpendiculaires au plan).

Ils doivent être pleins (toute ouverture constitue un point faible) et bien répartis sur l'ensemble de la construction dans les deux directions, à chacun de ses étages et de préférence superposés. L'idéal serait de les disposer au moins sur tous les angles de la construction (1,5m de large au moins en zone III), car ce sont les zones de la construction qui ont besoin du plus de résistance.

XI.18.2. Pour les autres panneaux de maçonnerie (ceux qui n'assurent pas la résistance)

Ils comportent les ouvertures du bâtiment, mais on ne compte pas sur eux pour « contreventer » le bâtiment, c'est-à-dire éviter son effondrement. Néanmoins, ils ne doivent pas se disloquer et créer un danger. Ils doivent donc obéir aux mêmes conditions de chaînage, de dimensions maximum et leurs ouvertures doivent être solidement encadrées.

XI.18.3. Les solutions :

Les préconisations des règles PS-92, répondent à une logique de confinement de chaque panneau (inclus les planchers) en limitant les dimensions.

PS-92 - § 12. 2221: Principes

• Dans le présent document on appelle « maçonneries chaînées » les structures porteuses réalisées en maçonnerie de petits éléments et comportant des chaînages en béton armé mis en œuvre après exécution de la maçonnerie.

a. chaînages horizontaux : au niveau des fondations (éventuellement), au niveau de chaque plancher, au niveau haut.

b. chaînages verticaux, au moins : à tous les angles saillants et rentrants de la construction, aux jonctions de murs, encadrant les ouvertures de hauteur supérieure ou égale à 1,80m.

c. Aucun élément de mur ne doit présenter de bord libre en maçonnerie.
(Voir dimensions des panneaux et dispositions complémentaires des ouvertures plus loin)

XI.19. Qu'est-ce qui différencie les « trumeaux » de maçonnerie, des autres murs ?

Ils ont des caractéristiques obligatoires plus sévères pour être effectivement résistants sous l'action du séisme.

Afin de conférer à l'ensemble maçonnerie – chaînages une bonne résistance aux déformations, il convient de **limiter la surface des panneaux** qui constituent les murs pour maîtriser l'angle des diagonales sur lesquelles les poussées vont s'exercer pendant le séisme (ni trop vertical, ni trop horizontal) et leur stabilité en fonction de leur épaisseur.

On observe l'instabilité de ces panneaux s'ils trop grands pour la résistance des blocs utilisés (blocs pleins ou blocs creux et épaisseur des blocs).



Séisme du Salvador (2001). (Documents P. Balandier et S.Gunot).

L'utilisation, pour des raisons économiques, de petits blocs à maçonner (faible épaisseur) a conduit à réduire les dimensions des trumeaux (un chaînage intermédiaire supplémentaire par étage). Mais le manque d'inertie transversale conduit néanmoins à la ruine les ouvrages trop sollicités. En France les blocs doivent avoir une épaisseur minimale, et selon leur résistance on aura le droit à des dimensions de panneaux plus ou moins importantes.

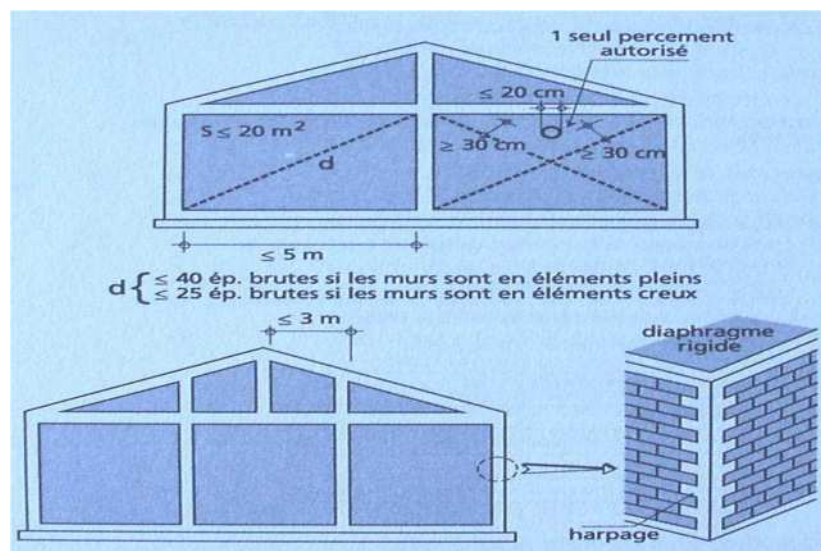
X.19.1. Les solutions :

Respecter les règles PS-92

Pour les épaisseurs de blocs, le standard de 15 cm est déjà prohibé par de nombreuses règles (dont les règles PS-MI applicables en zone II), ne serait-ce que parce qu'il ne permet pas l'enrobage correct des aciers dans les chaînages. Les PS-92 l'autorisent encore pour les blocs pleins et assimilés, mais l'utilisation de blocs à maçonner de 20 cm minimum est recommandée, même dans les cas où ce n'est pas obligatoire, notamment en zone III par le guide de construction parasismique des maisons individuelles.

Caractéristiques réglementaires des trumeaux :

- Epaisseur des blocs égale ou supérieure à 15 cm (20 cm pour les éléments creux)
- Largeur et hauteur du panneau inférieur ou égales à 5 m
- Surface du panneau inférieur ou égale à 20 m²
- Dimensions de la diagonale du panneau pour les **blocs creux** inférieure ou égale à 25 épaisseurs des blocs utilisés
- Dimensions de la diagonale du panneau pour les **blocs pleins** inférieure ou égale à 40 épaisseurs des blocs utilisés
- Un seul percement de 20 cm maximum hors des diagonales autorisé par panneau.



(Document extrait de « Construire parasismique », Milan Zacek, Editions Parenthèses) En haut, les conditions à réunir pour déterminer les dimensions du panneau.

En bas à gauche les dispositions propres au rapprochement des chaînages sur les pignons.

En bas à droite, harpage ou « montage à l'italienne » des blocs pour obtenir une cohésion accrue entre la maçonnerie et le chaînage coulé ensuite.

Attention

A gauche, la construction comprend un grand nombre de chaînages sans pour autant posséder un seul panneau de contreventement. Une conception correcte de la structure pour qu'elle possède des trumeaux (panneaux pleins compris entre deux chaînages) en nombre suffisant n'aurait pas demandé davantage de matériaux ni de mise en œuvre (Document P . Balandier)

A droite, pour une même densité de chaînages la maison comporte des vrais trumeaux. Reste une question à résoudre : on voit des fourreaux électriques sortant du béton des chaînages verticaux (à droite du cliché). Ils empêcheront la bonne adhérence du béton sur les armatures et réduiront la résistance du chaînage. Il faut passer les fourreaux et autres conduites dans des gaines techniques et pas dans la structure porteuse. (Cliché Milan Zacek)

XI.20. Comment réaliser un panneau de maçonnerie qui comprend des ouvertures ?

Les autres murs, qui comprennent les ouvertures du bâtiment, ne contribuent pas à la résistance de la construction sous séisme. Néanmoins, pour des raisons de sécurité, ces ouvertures doivent être réalisées en respectant des règles d'encadrement précises, règles qui visent à éviter l'éclatement de la maçonnerie située autour.

XI.20.1. Les règles PS-92

§ 12.2227 distinguent trois types de baies en fonction de leurs dimensions et prescrivent les conditions d'encadrement visant à éviter la dislocation des panneaux dans lesquelles elles sont implantées:

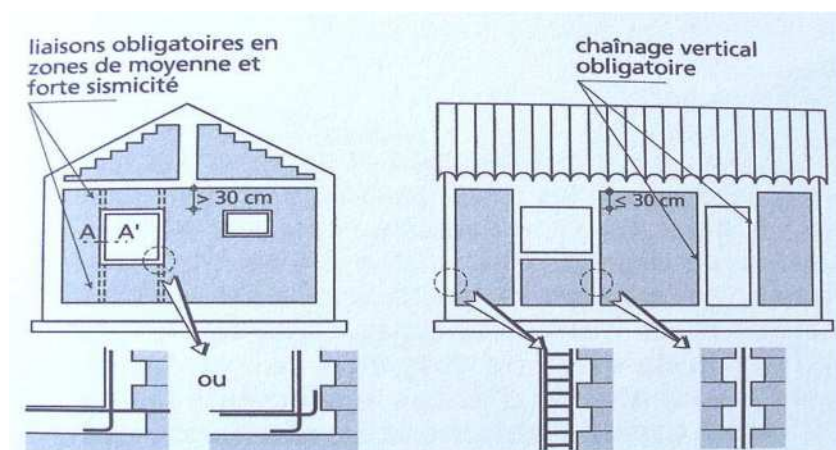
- a. Petites baies** (catégorie P) aucune dimension supérieure à 1, 5m
- b. Moyennes baies** (catégorie M) une dimension au moins supérieure à 1,5m, mais aucune supérieure à 2,5 m
- c. Grandes baies** (catégorie G) une dimension au moins supérieure à 2,5m.

XI.20.2. La solution :

Respecter les règles d'encadrement des baies selon leurs dimensions et « l'accélération nominale réglementaire ».

En rouge, les mesures applicables à la zone III ($a_N > 3,5$) : Guadeloupe et Martinique.

a_N	Petites	Moyennes	Grandes
$< 0,25g$	-	-	Encadrement et liaison aux chaînages
$< 0,35g$	Encadrement sauf si dimensions du panneau $< 3.20m$	Encadrement et liaison aux chaînages sauf si dimensions du panneau $< 3.20m$	Encadrement et liaison aux chaînages
$> \text{ou} = 0,35g$	Encadrement simple	Encadrement et liaison aux	Encadrement et liaison aux

**XI.20.3. En résumé :**

Pour les portes et portes-fenêtres, chaînage obligatoire. La porte est considérée comme une limite de panneau, alors que la fenêtre est considérée comme zone faible à renforcer. Les armatures d'un chaînage comportent 4 barres et celles d'un cadre 2 barres (voir plus loin). (Figure extraite de « Construire parasismique » Milan Zacek, Editions Parenthèses).

XI.21. Quelles sont les caractéristiques réglementaires du Système de chaînage de la maçonnerie ?

L'ensemble du système de chaînage doit assurer la liaison continue de tous les éléments de la construction des fondations à la toiture, la résistance des panneaux aux déformations et l'ancrage des planchers dans les murs.

Les dimensions obligatoires des chaînages et leurs règles d'armatures doivent être impérativement respectées pour garantir leur résistance dans les trois directions.

XI.21.1. Les solutions :

Respecter les règles PS-92 - § 12. 2221: Principes

- Dans le présent document on appelle « maçonneries chaînées » les structures porteuses réalisées en maçonnerie de petits éléments (voir 12.113) et comportant des chaînages en béton armé mis en œuvre après exécution de la maçonnerie.

a. chaînages horizontaux :

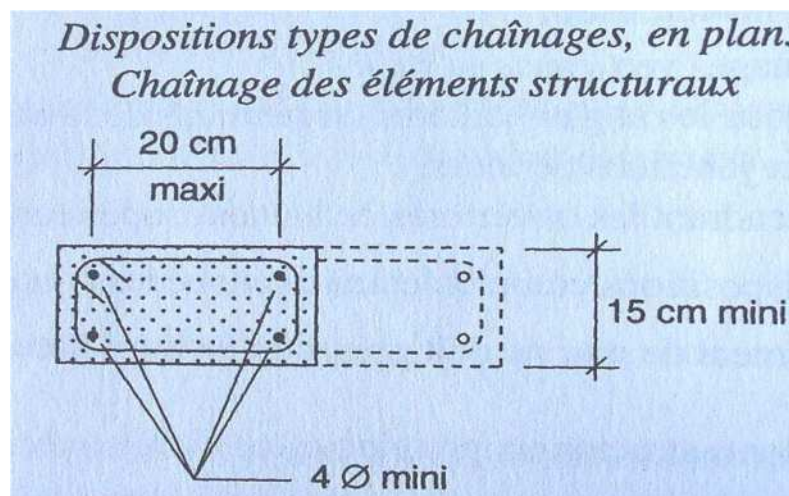
- Au niveau des fondations (éventuellement),
- Au niveau de chaque plancher,
- Au niveau haut ;

b. chaînages verticaux, au moins :

- A tous les angles saillants et rentrants de la construction,
- Aux jonctions de murs,
- Encadrant les ouvertures de hauteur supérieure ou égale à 1,80m ; avec les dispositions complémentaires énoncées ci-après.

c. **Aucun élément de mur** ne doit présenter de bord libre en maçonnerie.

XI.21.2. Caractéristiques des chaînages horizontaux : les règles PS-92 (Article 12.222) demandent :



(Figure extraite de « Construire parasismique » Milan Zacek, Editions Parenthèses)

a. Dimensions :

- Epaisseur: Sur toute l'épaisseur du mur (totale si double paroi) ou tolérance en réduction aux 2/3 minimum pour éviter les ponts thermiques notamment.
- Hauteur: 15 cm minimum

b. Armatures longitudinales :

4 barres, une dans chaque angle, espacé de 20 cm maximum (si mur épais, ajouter une troisième barre), résistance en traction minimum 80 kN

d. Armatures transversales :

Espacement inférieur ou égal à la hauteur, 25 cm maximum.

XI.21.3. Caractéristiques des Chaînages verticaux, les règles PS-92 (Article 12.222) demandent.**a. Dimensions :**

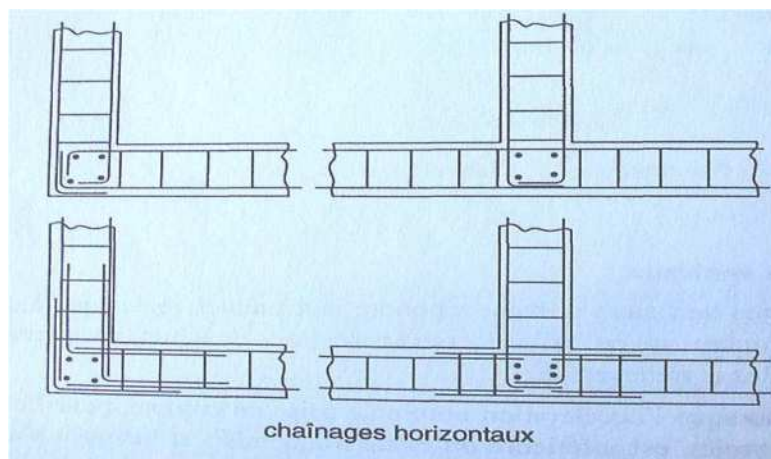
Comme pour les chaînages horizontaux avec sections maximum aux angles.

b. Armatures longitudinales :

Comme pour les chaînages horizontaux avec possibilités de minorer les dimensions dans certains cas dans les régions de faible sismicité.

XI.21.4. Caractéristiques des nœuds des chaînages, les règles PS-92 (Article 12.222) demandent:

La continuité et le recouvrement des armatures des divers chaînages concourants doivent être assurés dans les trois directions.



Ci-contre, exemple de positionnement correct des barres assurant la continuité des barres de chaînages dans les angles et aux intersections des chaînages horizontaux.

XI.21.5. Types et caractéristiques des cadres admis pour les baies des structures en maçonnerie

Les cadres peuvent être en béton armé de résistance en traction définie ou en métal pour une résistance équivalente prouvée.

Pour le béton armé (par deux barres longitudinales):

- dimension minimale de 7 cm et implantation sur toute l'épaisseur du mur (sauf règles des 2/3 applicables aux chaînages)
- espacement des deux barres 20 cm maximum (si mur épais rajouter une troisième barre)
- Liaisons par des épingles.

XI.22. Qu'attend-on des planchers de béton armé ?

Les planchers, pour assurer le contreventement horizontal, doivent être « rigides » (c'est-à-dire « indéformables ») et solidement liés aux éléments porteurs (poutres entre les porteurs ou chaînages des murs), de façon à impliquer une déformation homogène à tous les éléments de contreventement vertical (ce qui implique que ceux-ci soient bien implantés et de raideurs homogènes)

Les différents types de planchers et toitures « plaques » ne constituent un « diaphragme rigide » que dans le respect de certaines dispositions constructives qui assurent une résistance satisfaisante :

- Rigidité effective dans leur plan.
- Solidarisation impérative avec les chaînages périphériques et poutres qui assurent la liaison avec les palées de stabilité (ancrages satisfaisants pour éviter l'arrachement).
- Renforcement des bords des trémies par des cadres armés, les dimensions des trémies doivent être limitées (sinon, dispositions compensatrices).
- Si la « plaque » est constituée de plusieurs couches (pré-dalle et dalle ou poutrelles et entrevous et dalle), liaisons entre les couches par des coutures assurant un comportement dynamique homogène sans dislocation.



Ces pré-dalles comportent des coutures comme le recommande la réglementation afin d'assurer la liaison avec la dalle coulée en place. Les irrégularités de surface doivent permettre une meilleure adhérence du béton coulé en place sur celui qui a tiré en usine.

Néanmoins, des coutures couchées, voire arrachées ne peuvent assurer leur fonction de liaison entre les deux couches.

(Clichés P. Balandier)

Couler la dalle du béton en même temps que les chaînages, poutres, chapiteaux...

XI.22.1. Cas des planchers à poutrelles et entrevous :

Il est capital que les liaisons entre les nervures et la dalle soient effectives pour un comportement dynamique cohérent. La dalle de compression elle-même doit être calculée avec un minimum de 4 cm (5 cm pour les entrevous de polystyrène, néanmoins préférables aux rehausses isolantes sur entrevous).

Ces « planchers nervurés » ont l'avantage d'avoir une masse réduite (Réduction F_i) pour une bonne résistance mécanique (au regard des dalles coulées en place).

Les liaisons entre les poutrelles et la dalle de compression et celle du plancher avec les chaînages horizontaux doivent être soignées. De plus en plus de fabricants proposent des produits adaptés aux zones sismiques (poutrelles, aciers).

XI.23. Y a-t-il des règles de sécurité pour les cloisons de maçonnerie non porteuses?

Pour des raisons de sécurité des personnes elles doivent respecter des règles d'encadrement pour éviter leur dislocation sous l'effet des secousses

On distingue les cloisons « légères » d'épaisseurs inférieures à 10 cm, des cloisons lourdes (épaisseurs supérieures à 10 cm), avec des exigences plus élevées.

XI.23.1. La réglementation

XI.23.1.1. Les cloisons de distribution d'épaisseur jusqu'à 10 cm

Elles doivent respecter les dispositions suivantes :

- Pas de bord libre
- Jonction impérative à d'autres murs, cloisons ou potelets (béton armé, métal ou bois) de pleine hauteur
- Si cloison de pleine hauteur, elles doivent être solidaires des planchers pour éviter leur déversement
- Si hauteur partielle, encadrements liés au gros-œuvre
- Harpage des cloisons perpendiculaires
- $S < 14 \text{ m}^2$, H et $L < 5\text{m}$, $d < 100 \text{ e}$
- Encadrement des baies (BA, métal, bois)

XI.23.1.2. Les cloisons de distribution d'épaisseur supérieure à 10 cm

Elles doivent respecter les dispositions suivantes :

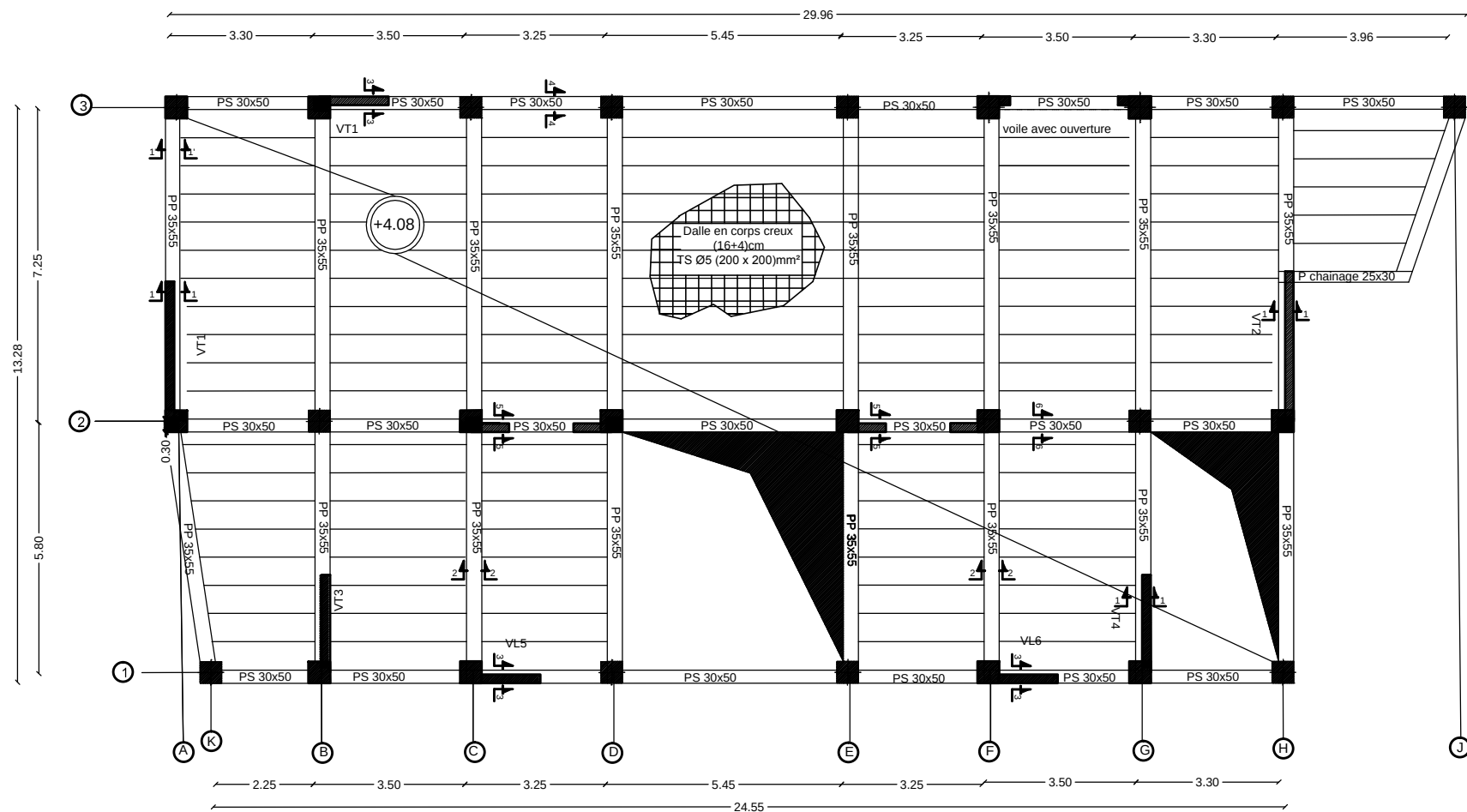
Idem cloisons précédentes et :

- Chaînages en béton armé en métal ou en bois des panneaux
- $S < 20 \text{ m}^2$, H et $L < 5\text{m}$, $d < 50 \text{ e}$
- Encadrement des baies de type G (BA, métal, bois) relié à la structure.
- Vérification de leur participation au comportement dynamique de la structure (raideurs)

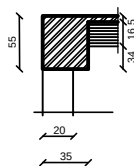
L'étude qui nous a été confiée, à savoir l'étude d'une structure mixte (**R+12**) à usage multiple (habitation, commerce), sise en zone de sismicité **II_a**, a été menée en se basant sur toutes les connaissances acquises pendant notre cursus et des techniques apprises pendant le projet de fin d'étude .

L'étude a commencé par mettre les hypothèses de calcul et le pré dimensionnement de la structure. Nous avons calculé ensuite les éléments secondaires (escaliers, plancher, acrotère) et vérifié les résultats vis à vis de l'action du séisme. Lors de l'étude dynamique et sismique par la suite, l'utilisation, l'exploitation ainsi que la compréhension des Règles Parasismiques Algériennes ont été acquises et nous ont permis de lever beaucoup d'ambiguïtés et de comprendre beaucoup de phénomènes.

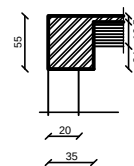
Nous avons appris énormément de choses très pratiques pour tout ingénieur lors de ce projet de fin d'études, c'est une expérience qui nous mettra dans peu de temps dans le monde professionnel avec beaucoup de confiance. Cet apprentissage et cette confiance ne sont que le fruit des connaissances théoriques et pratiques acquises durant notre cursus d'ingénieur.



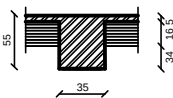
COUPE 1'-1'



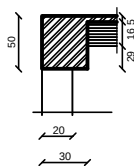
COUPE 1-1



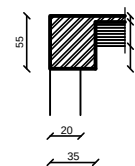
COUPE 2-2



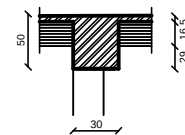
COUPE 3-3



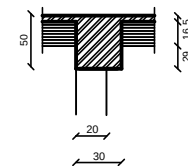
COUPE 4-4



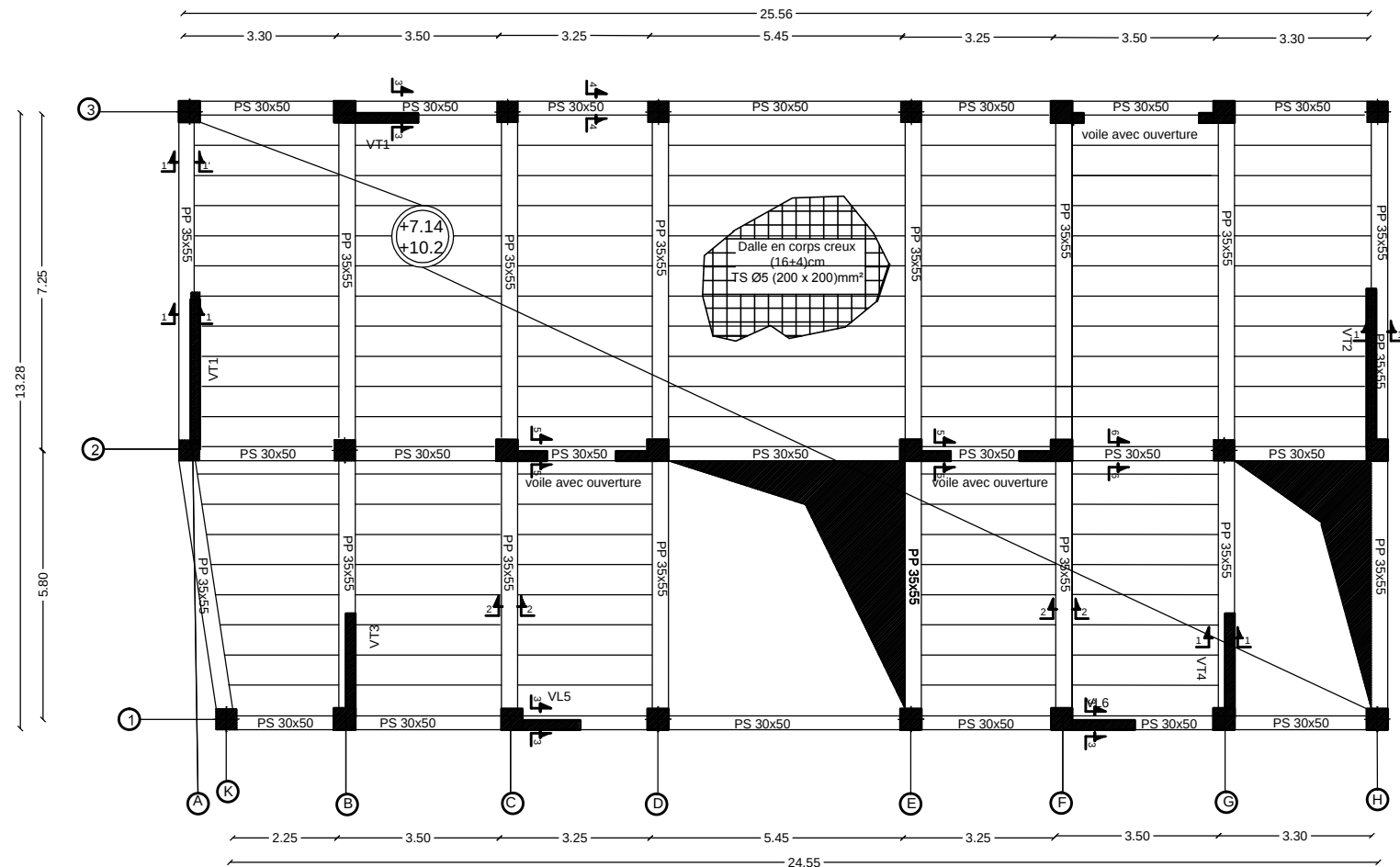
COUPE 5-5



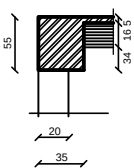
COUPE 6-6



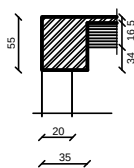
Plan de coffrage du RDC



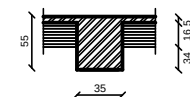
COUPE 1'-1'



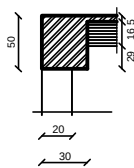
COUPE 1-1



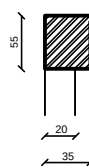
COUPE 2-2



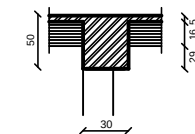
COUPE 3-3



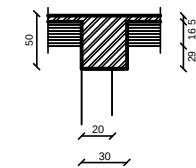
COUPE 4-4



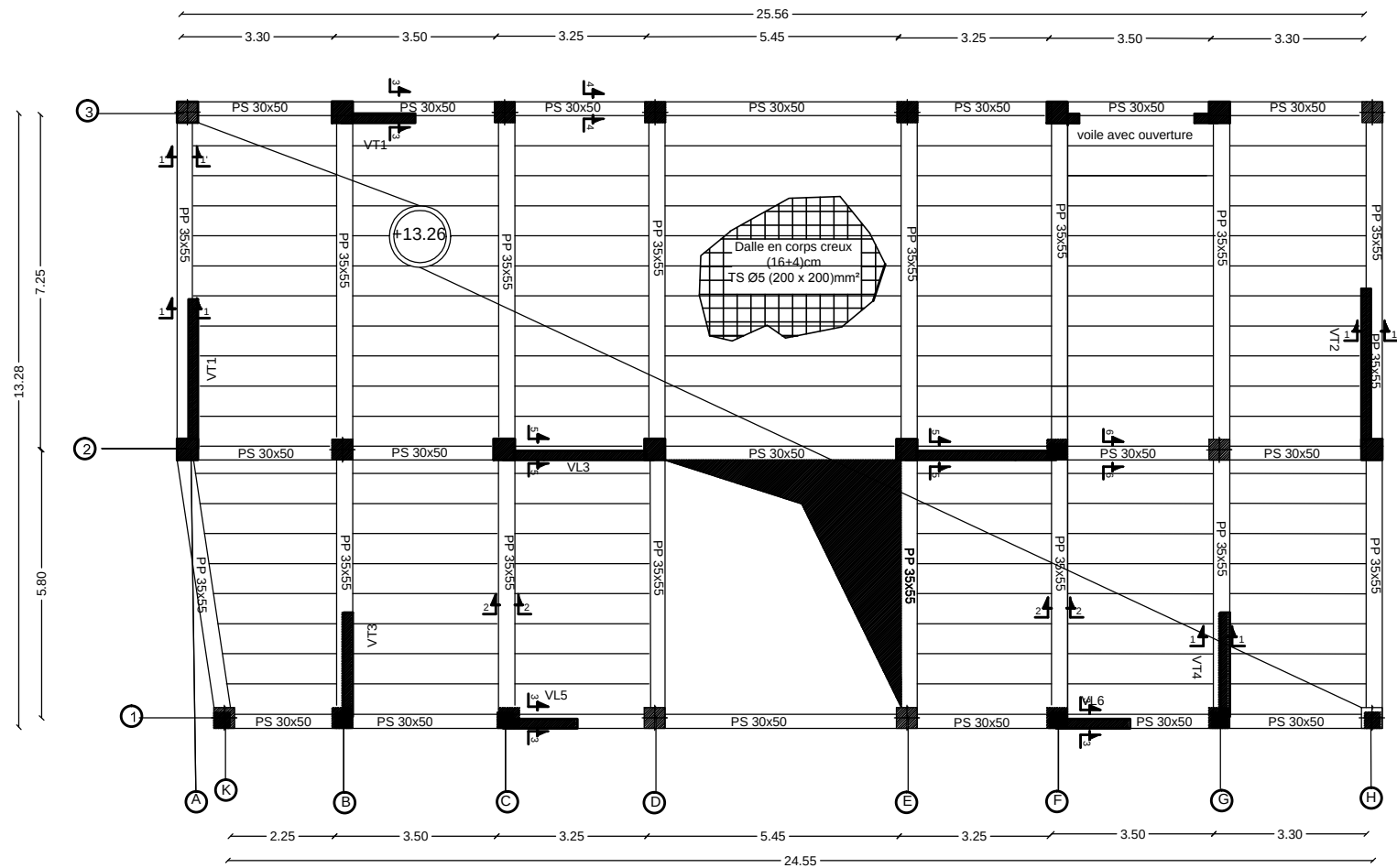
COUPE 5-5



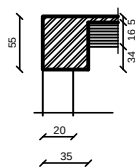
COUPE 6-6



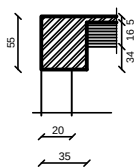
Plan de coffrage du 1ère et 2ème étage



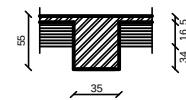
COUPE 1'-1'



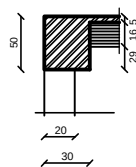
COUPE 1-1



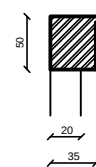
COUPE 2-2



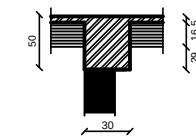
COUPE 3-3



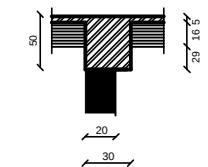
COUPE 4-4



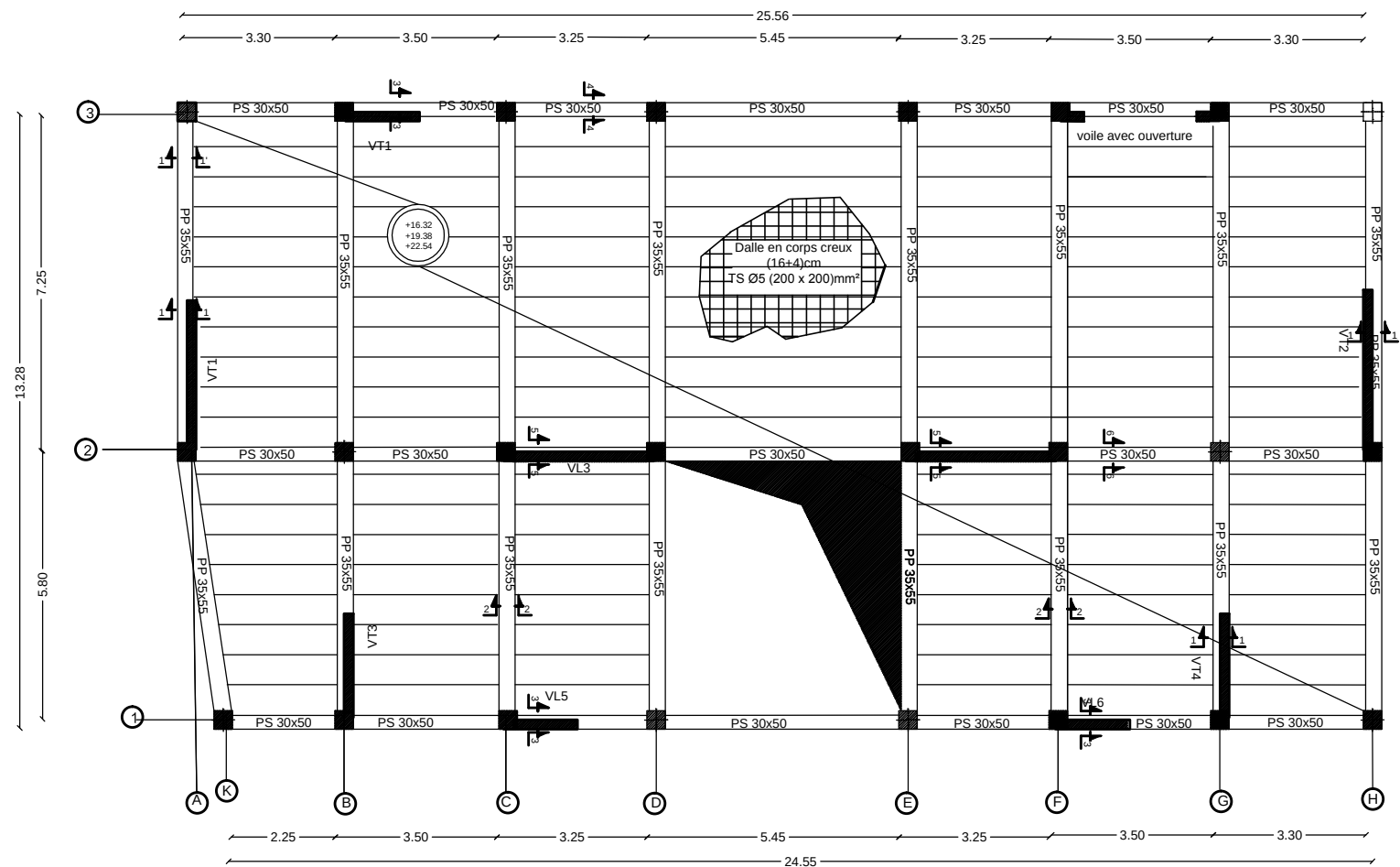
COUPE 5-5



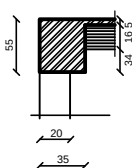
COUPE 6-6



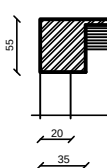
Plan de coffrage du 3ème étage



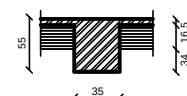
COUPE 1'-1'



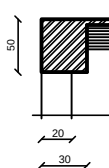
COUPE 1-1



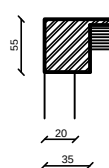
COUPE 2-2



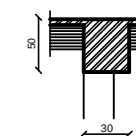
COUPE 3-3



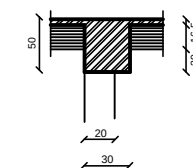
COUPE 4-4



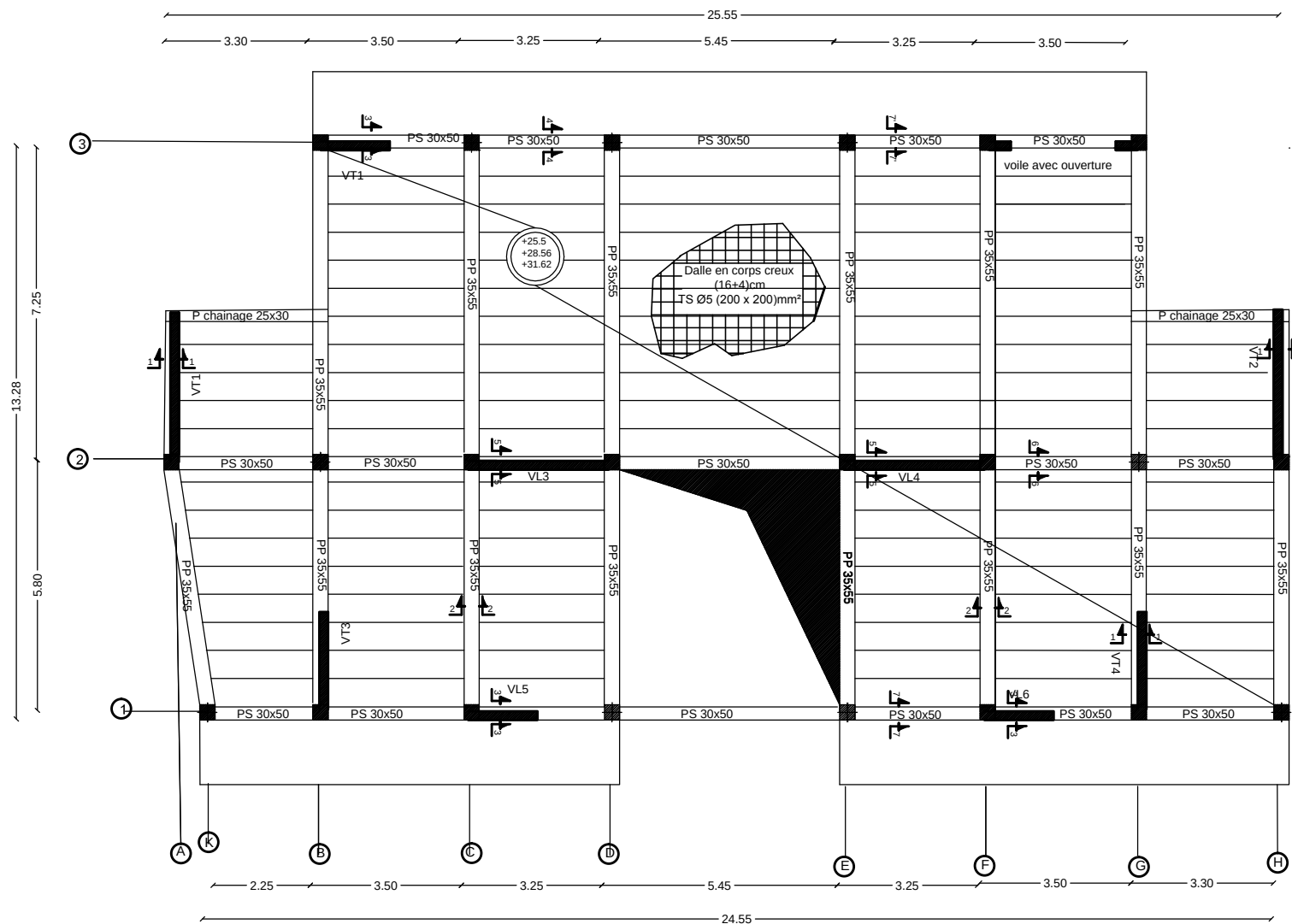
COUPE 5-5



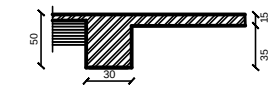
COUPE 6-6



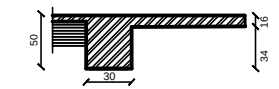
Plan de coffrage du 4ème,
5ème et 6ème étage



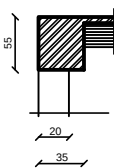
COUPE 7-7



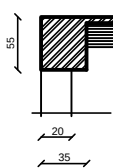
COUPE 7'-7'



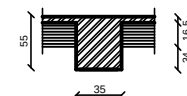
COUPE 1'-1'



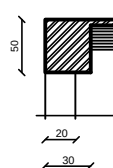
COUPE 1-1



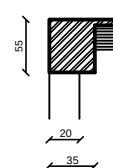
COUPE 2-2



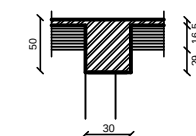
COUPE 3-3



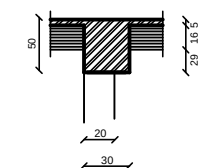
COUPE 4-4



COUPE 5-5



COUPE 6-6



Plan de coffrage du 7ème,
8ème et 9ème étage

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.