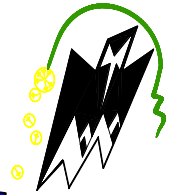


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



Mémoire de fin d'études

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

THEME

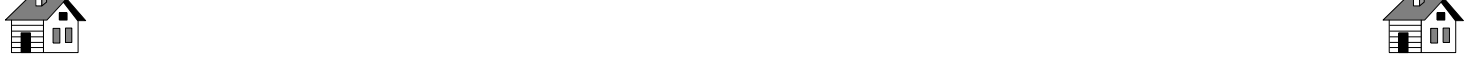
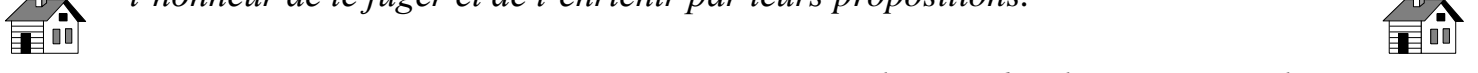
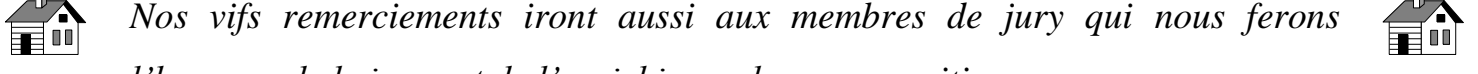
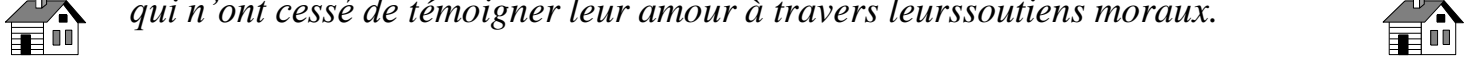
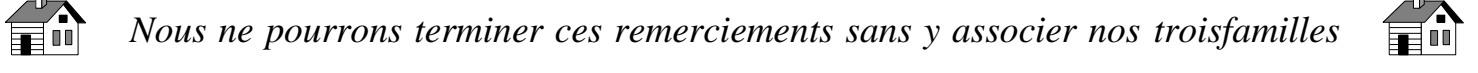
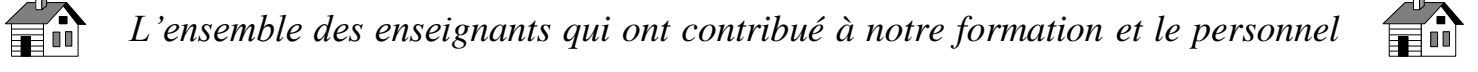
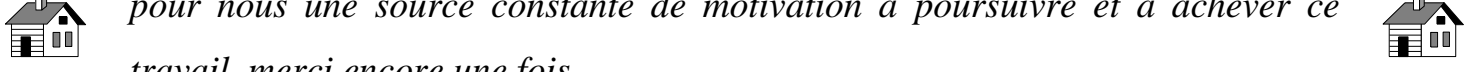
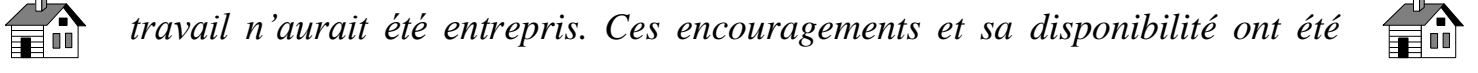
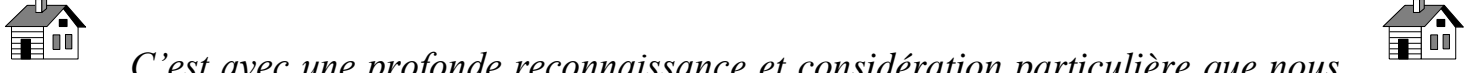
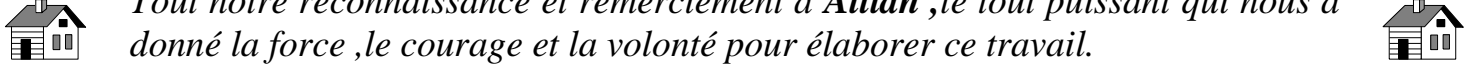
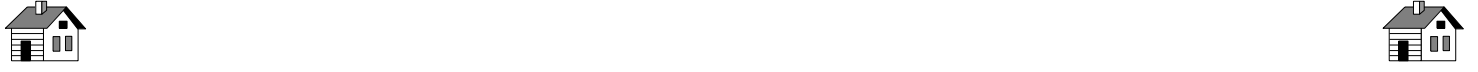
Etude d'une tour (R+9) à usage commercial, services, et habitation
Contreventement mixte avec application ETABS 9.7



Dirigé par:
M^r : MECHICHE.

Etudié par :
M^{elle} : CHEBALLAH fatima .
M^{elle} : SEBIH kahina.

Année 2013/2014



Remerciements

*Tout notre reconnaissance et remerciement à **Allah** ,le tout puissant qui nous a donné la force ,le courage et la volonté pour élaborer ce travail.*

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur **Mr MECHICHE**. En effet, sans son aide, ce travail n'aurait été entrepris. Ces encouragements et sa disponibilité ont été pour nous une source constante de motivation à poursuivre et à achever ce travail, merci encore une fois.*

L'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation et le personnel de département de génie civil veillent trouver ici l'expression de notre profonde reconnaissance.

Nous ne pourrons terminer ces remerciements sans y associer nos troisfamilles qui n'ont cessé de témoigner leur amour à travers leurssoutiens moraux.

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

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience,leur compréhension et leur encouragement.

Nous leur disons merci à tous.

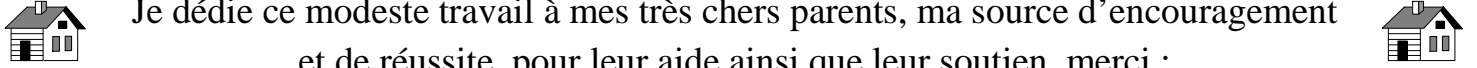




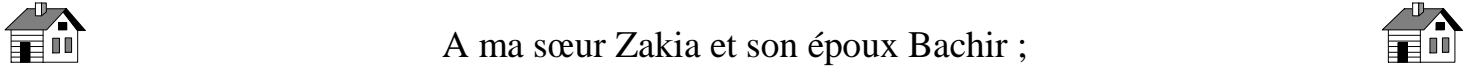
DEDICACES



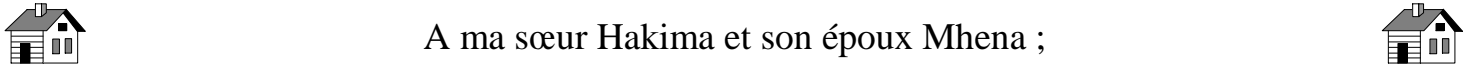
Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents, ma source d'encouragement et de réussite, pour leur aide ainsi que leur soutien, merci ;



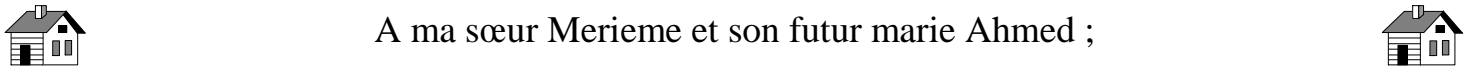
A ma sœur Karima, son époux Rachid et leurs petits anges Anas et Lina ;



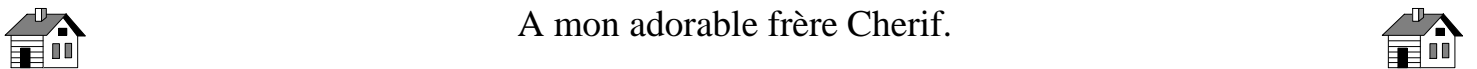
A ma sœur Zakia et son époux Bachir ;



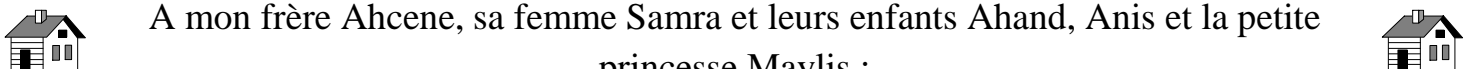
A ma sœur Hakima et son époux Mhena ;



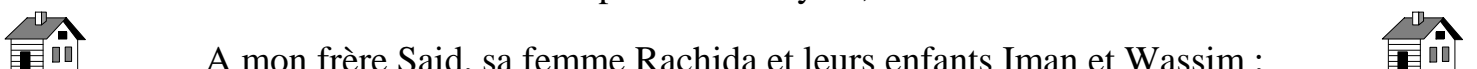
A ma sœur Merieme et son futur marie Ahmed ;



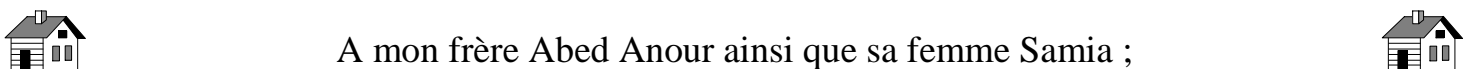
A mon adorable frère Cherif.



A mon frère Ahcene, sa femme Samra et leurs enfants Ahand, Anis et la petite princesse Maylis ;



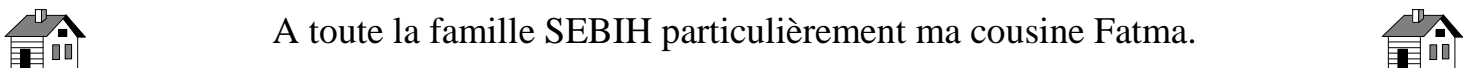
A mon frère Said, sa femme Rachida et leurs enfants Iman et Wassim ;



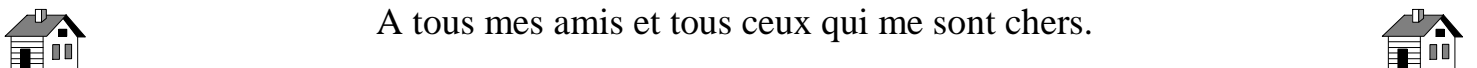
A mon frère Abed Anour ainsi que sa femme Samia ;



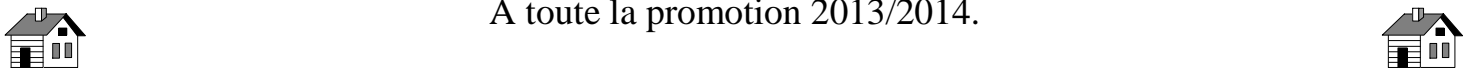
A mon oncle Mohand et son épouse Na Wisa ;



A toute la famille SEBIH particulièrement ma cousine Fatma.



A tous mes amis et tous ceux qui me sont chers.

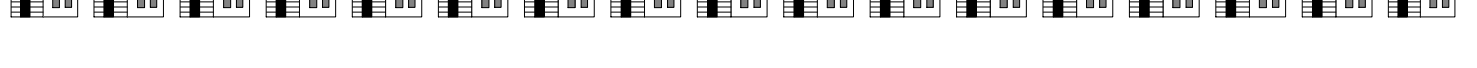
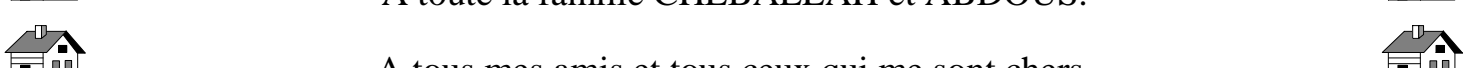
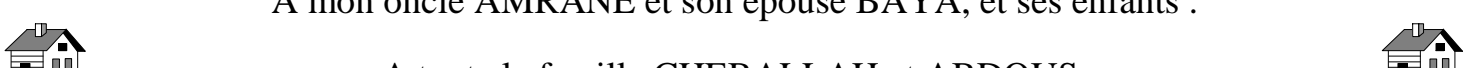
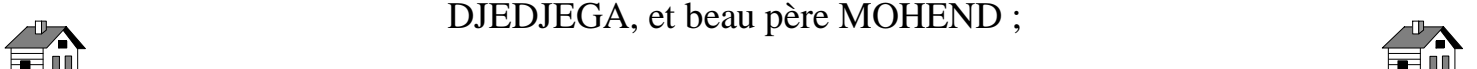
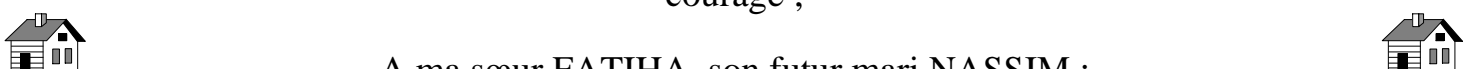
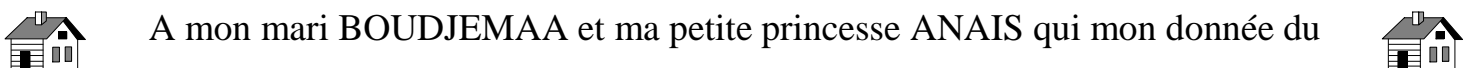
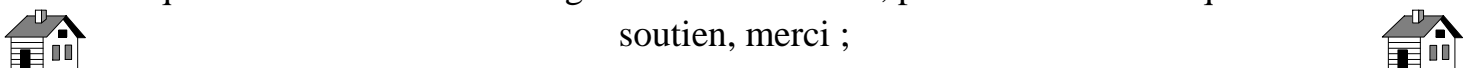
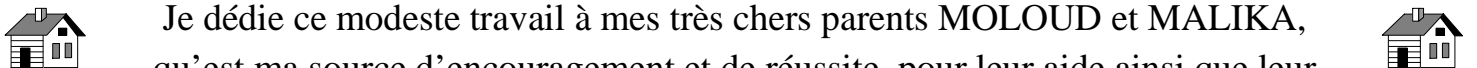


A toute la promotion 2013/2014.



KAHINA





DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents MOLOUD et MALIKA, qu'est ma source d'encouragement et de réussite, pour leur aide ainsi que leur soutien, merci ;

A mon mari BOUDJEMAA et ma petite princesse ANAIS qui mon donnée du courage ;

A ma sœur FATIHA, son futur mari NASSIM ;

A mes très chers frères ; RABAH, TOUFIK, TARIK, et adorable MERZOUK ;

A mes très chers grands parents AHMED et HADJELA ;

A mes très chères belles familles surtout belles mères FATMA ZOUHRA, DJEDJEGA, et beau père MOHEND ;

A mon oncle RACHID, et sa femme DJEDJEGA, et ses petits enfants ;

A mon oncle AMRANE et son épouse BAYA, et ses enfants .

A toute la famille CHEBALLAH et ABDOUS.

A tous mes amis et tous ceux qui me sont chers.

A toute la promotion 2013/2014.

FATIMA

Sommaire

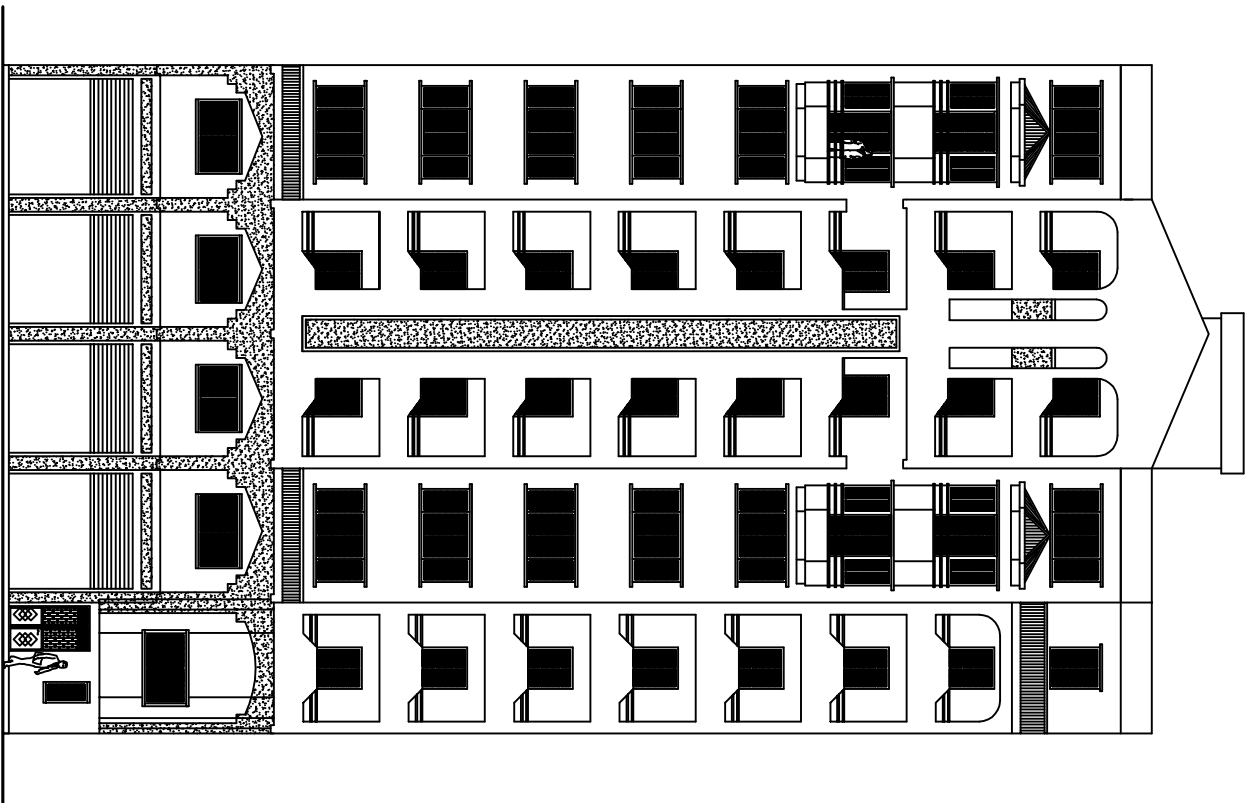
Introduction

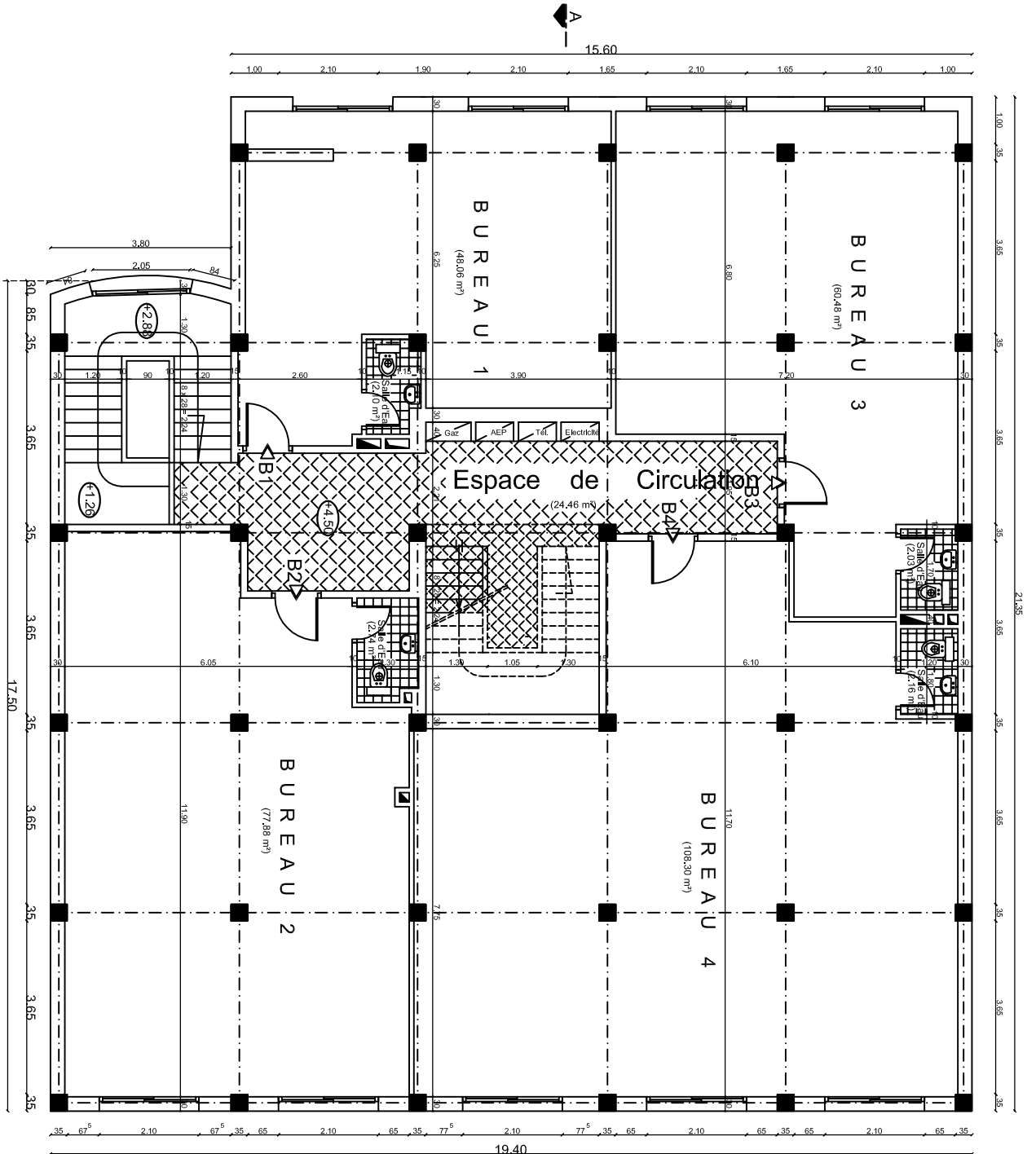
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	1
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.....	13
Chapitre III : Calcul des éléments :.....	25
➤ III -1-Acrotère.....	25
➤ III -2-Plancher.....	33
➤ III -3- Salle machine.....	52
➤ III -4-Balcon.....	60
➤ III -5-Escaliers.....	65
➤ III -6-Poutre palière.....	81
Chapitre IV : Etude du contreventement	88
Chapitre V : Modélisation avec le logiciel ETABS	97
Chapitre VI : Vérifications aux exigences du RPA.....	114
Chapitre VII : Ferrailage des poutres.....	125
Chapitre VIII : Ferrailage des poteaux	135
Chapitre IX : Ferrailage des voiles.....	149
Chapitre X : Etude de l'infrastructure	161

Conclusion

Bibliographie

FAÇADE PRINCIPALE

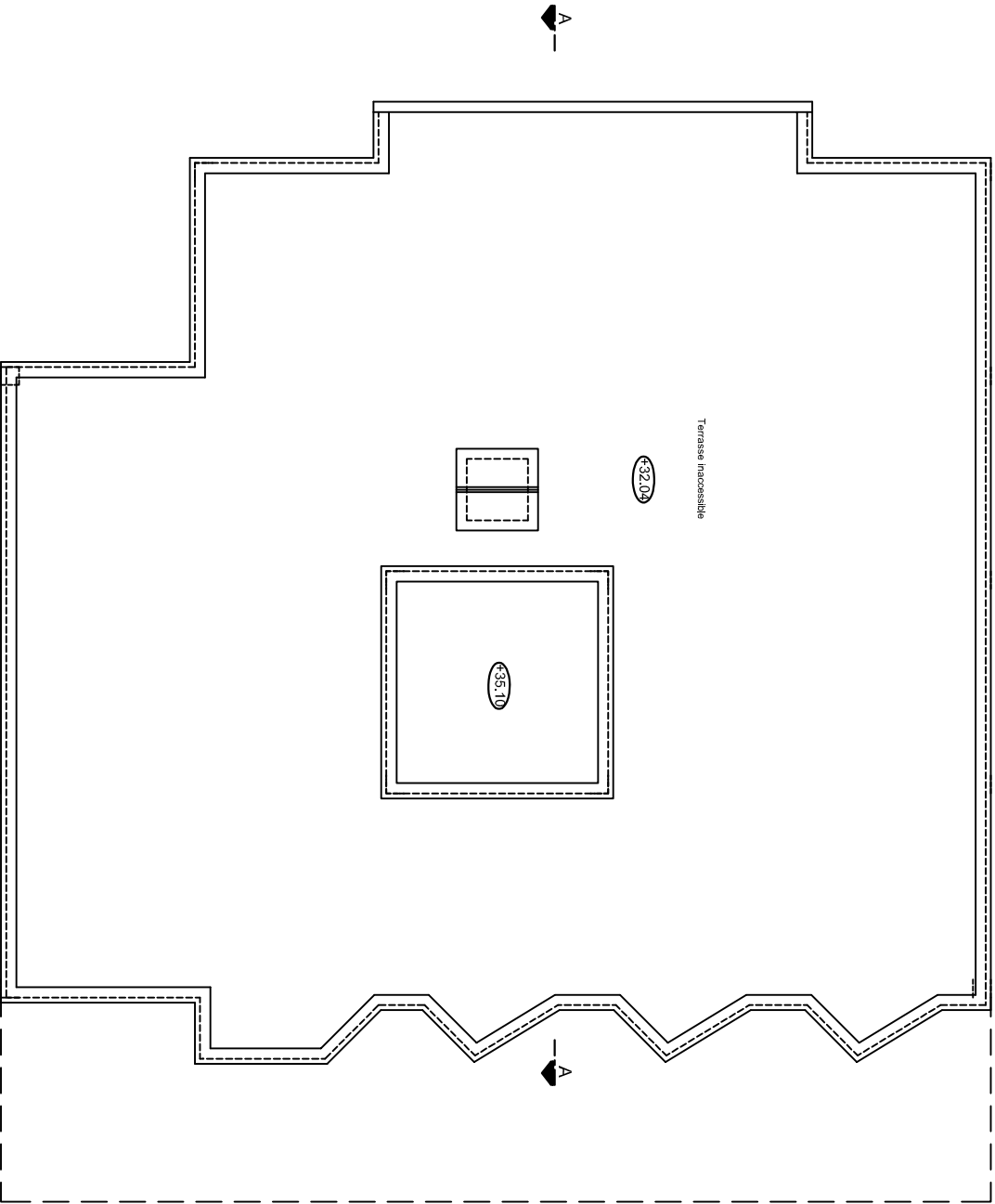




PLAN 1er ETAGE (Services)

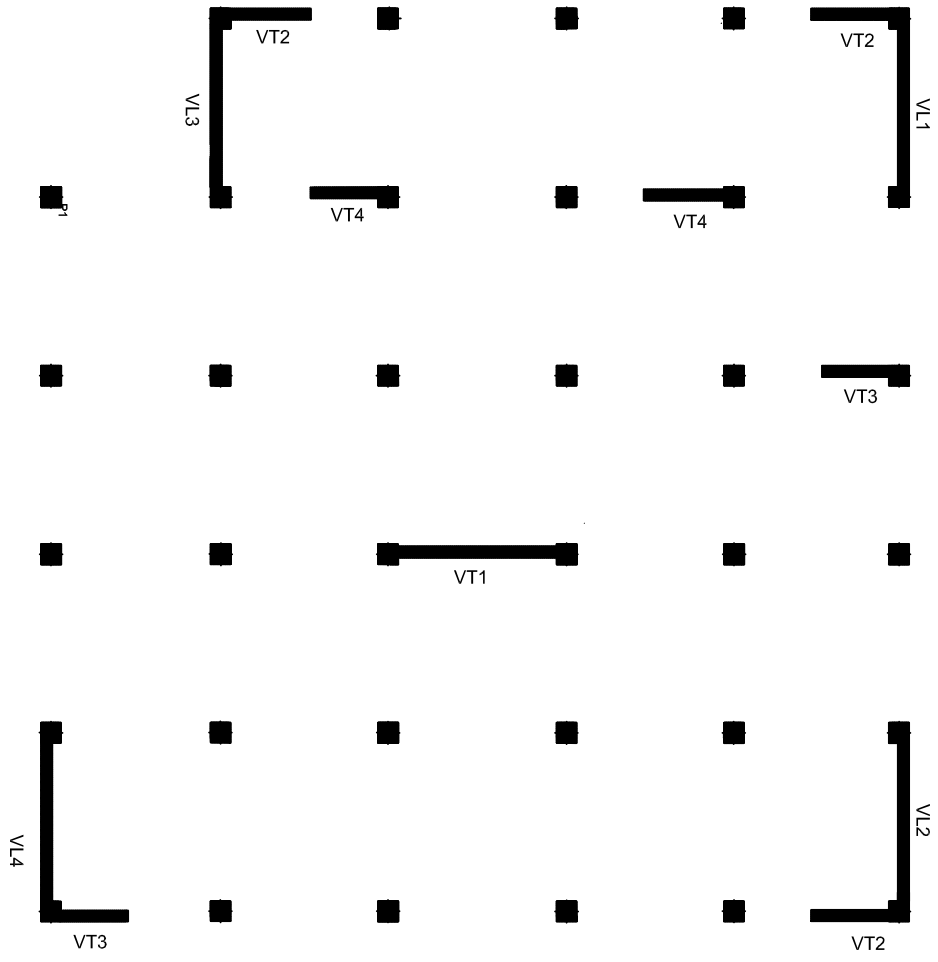
(+4.50)

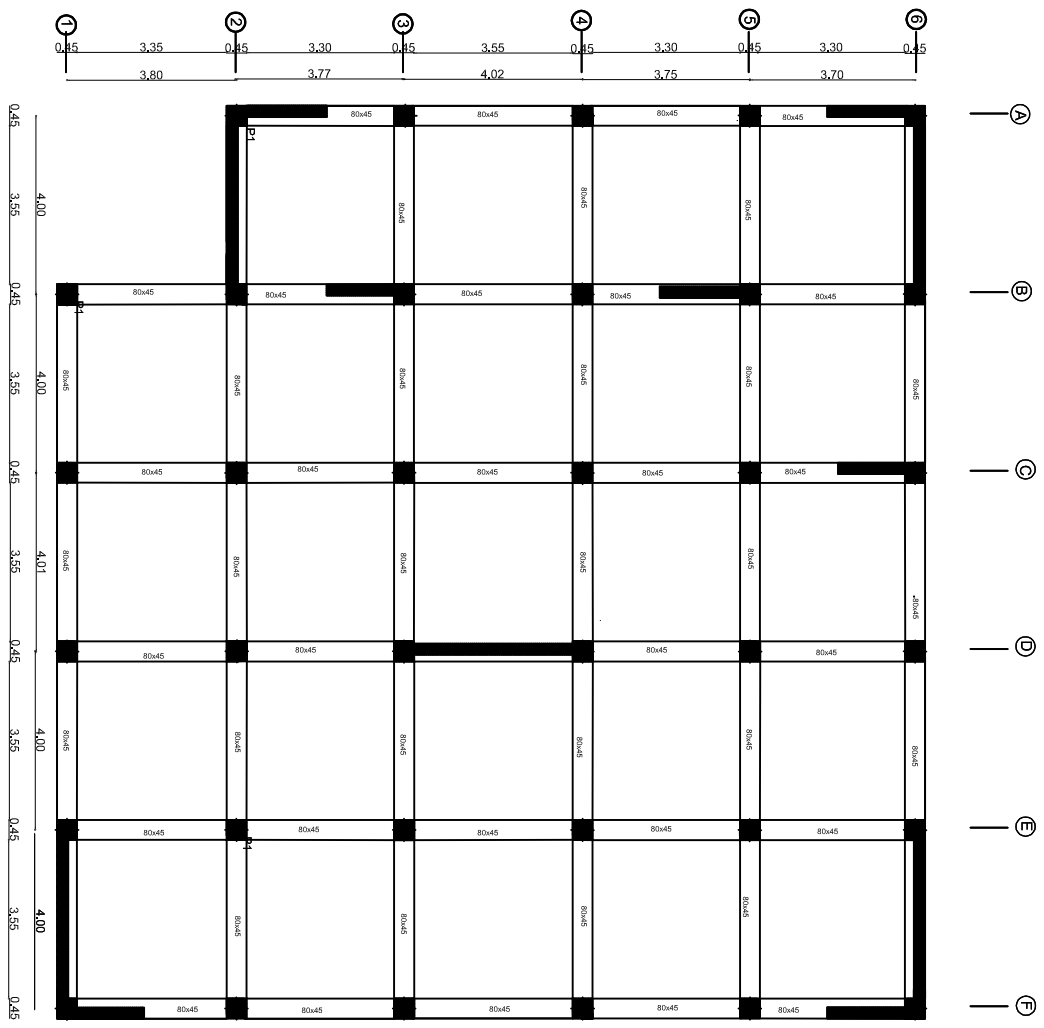
PLAN DE TOITURE-TERRASSE



PLAN DE LA DISPOSITION DES VOILS

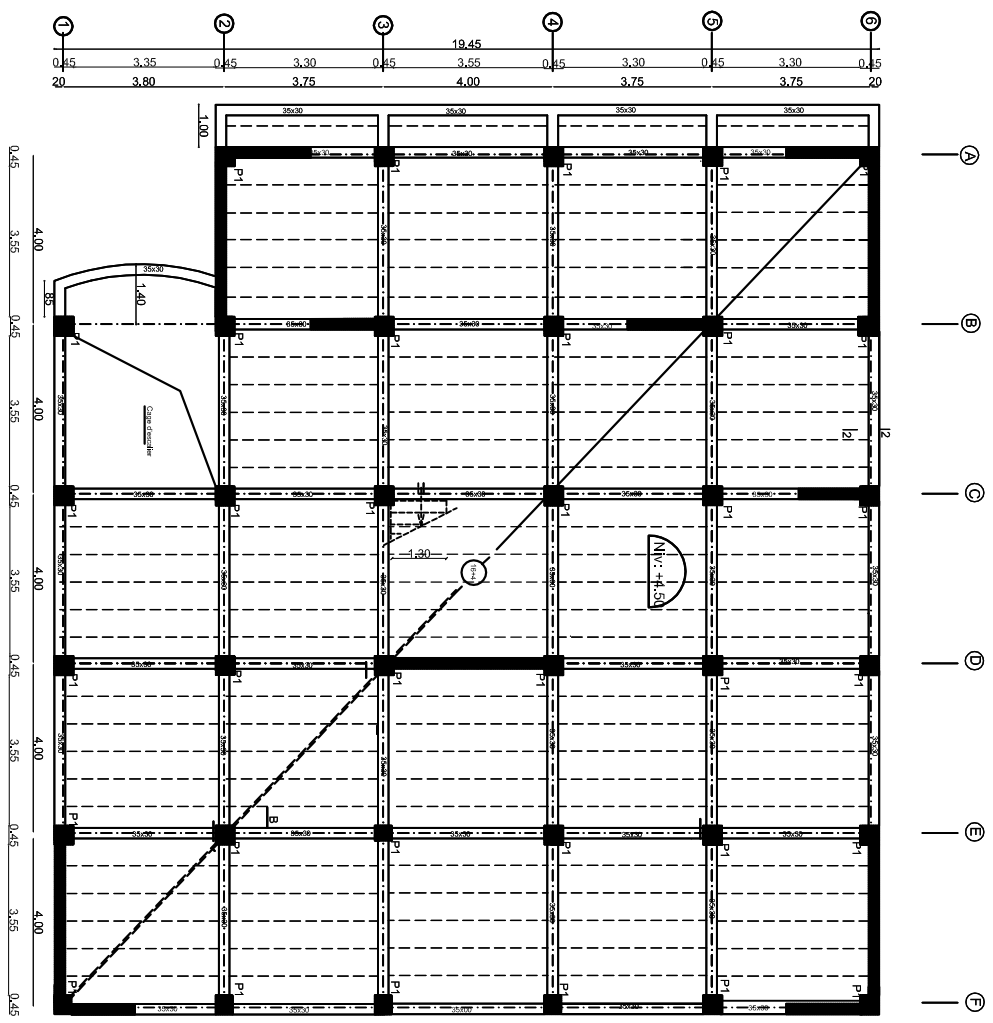
Ech: 1/50





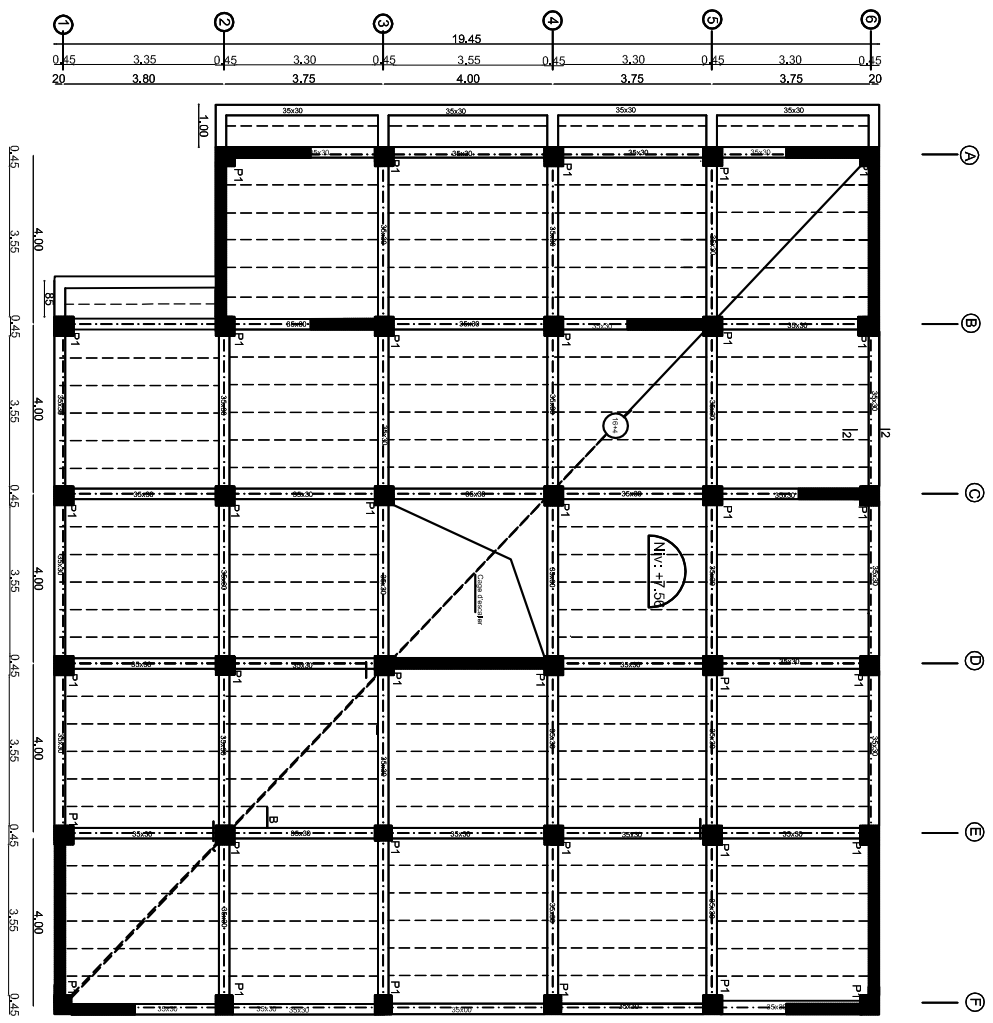
COFRAGE REDIRE

Ech: 1/50



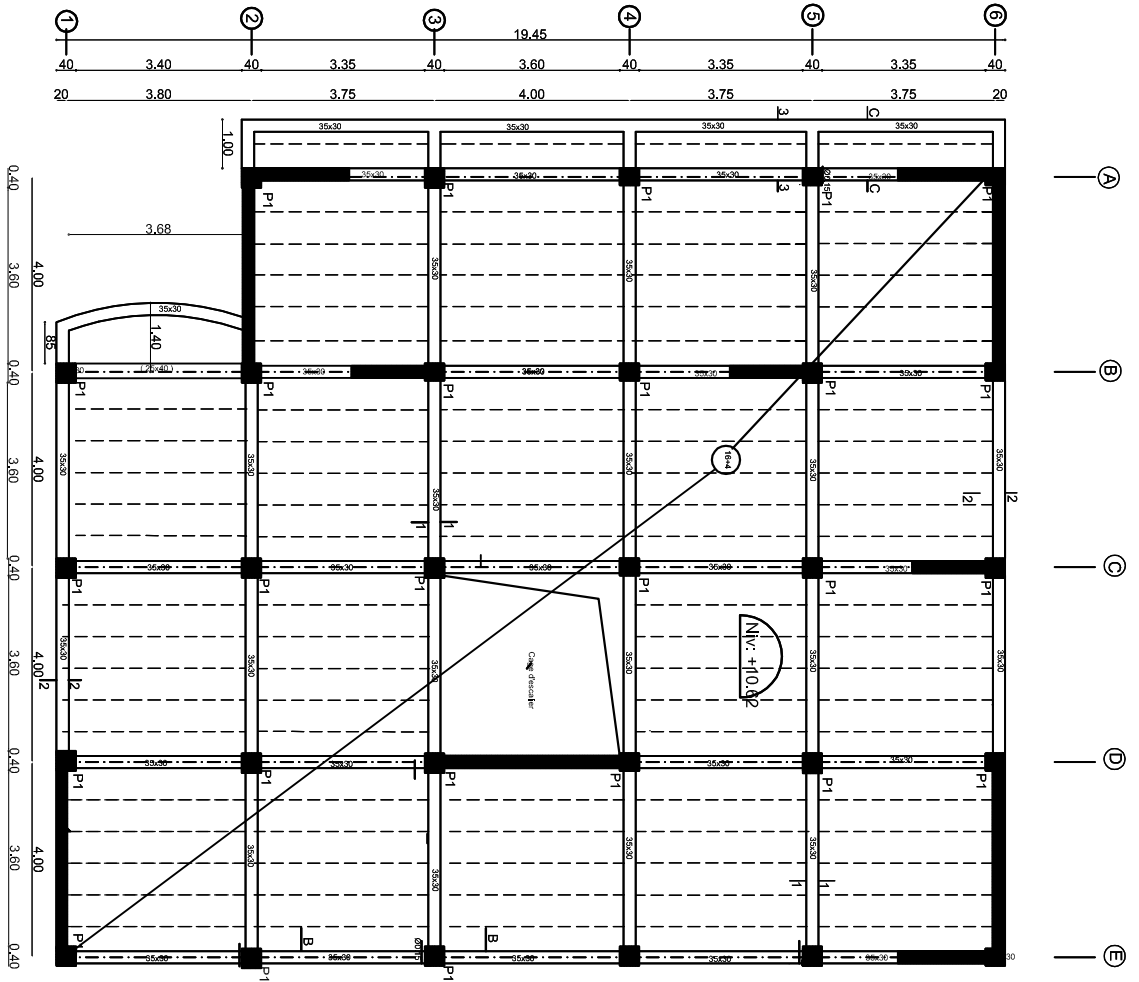
COFFRAGE PLANCHER NIV :RDC(+4,50)

Ech: 1/50



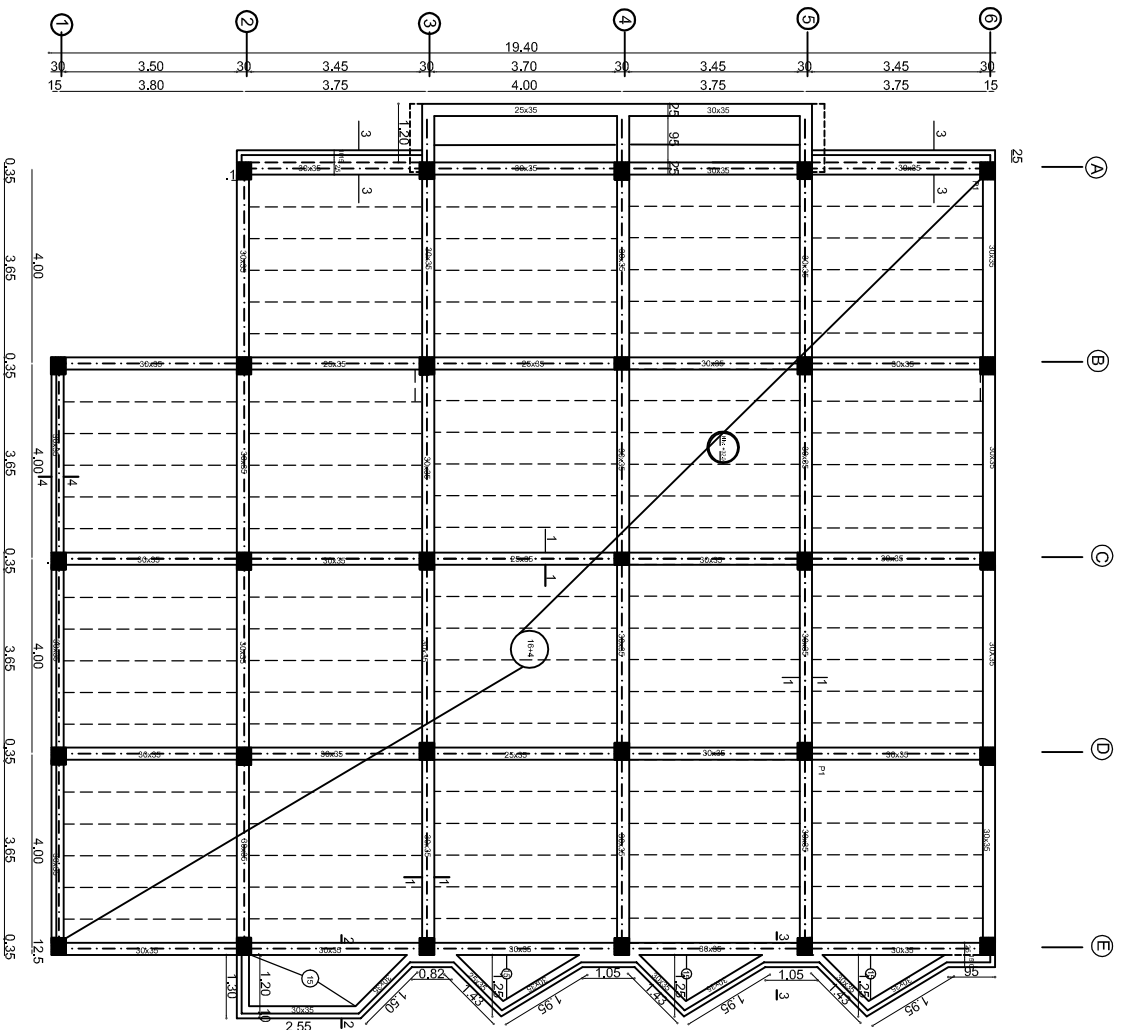
COFFRAGE PLANCHER NIV. (+7.56)

Ech. 1/50



COFFRAGE PLANCHER NIV : +13.68

Ech: 1/50



COFFRAGE PLANCHER NIV. : +32.04

Ech: 1/50

Introduction générale

Le génie civil est l'ensemble des techniques concernant tous types de constructions.

Les ingénieurs civils s'occupent de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et l'infrastructure urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité au public et la protection de l'environnement.

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

Les normes de construction en Algérie deviennent de plus en plus strictes au vue des différents séismes vécus. La prise de conscience du facteur sécurité est placée en avant de nombreux paramètres.

En génie civil, toute étude de construction se fait principalement sur deux parties essentielles à savoir : la superstructure et infrastructure qui sont respectivement, partie hors terre et partie enterrée.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment ($R+9$) à contreventement mixte, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique algérien *RPA99/VERSION 2003*, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel *L'ETABS*.

C'est dans cette voie-là que nous avons essayé de mener ce travail en mettant l'accent sur les différentes étapes qui caractérisent cette étude.

Nous commençons par la description et la présentation de l'ouvrage et des matériaux utilisés notamment le béton et l'acier.

Nous nous intéressons ensuite au calcul de quelques éléments spécifique (Planchers, escaliers..).

Un intérêt particulier a été porté sur le logiciel ETABS qui est un outil assez performant pour la modélisation, l'analyse et le dimensionnement des différentes structures.

Après avoir suivi les différentes étapes de modélisation, nous passerons à l'exploitation des résultats obtenus qui nous permettrons de procéder au ferrailage et aux vérifications des différentes sollicitations. Par la suite nous passerons à l'élaboration des plans d'exécution.

Au dernier chapitre, nous nous intéressons à l'étude de l'infrastructure qui constitue une partie essentielle de l'ouvrage et qui exige une bonne conception.

Au final, nous terminerons par une conclusion qui dressera la synthèse des connaissances acquises ouvrant à des perspectives.

I.1. Présentation de l'ouvrage, caractéristiques géométriques et mécaniques

I.1.1. Introduction

Ce projet consiste à étudier les éléments résistants d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation, commercial et service.

Ce bâtiment est implanté à la wilaya de Tizi-Ouzou. Cette région classée selon le règlement parasismique Algérien dans l'addenda 2003 comme étant une zone de moyenne sismicité **Zone II. a** de moyenne d'importance de **groupe 2**

Nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur, à savoir ;

- Le Règlement Parasismique Algérien (**RPA 99, modifié en 2003**)..... [1]
- Les techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limite (**BAEL 91**) [2]

Le bâtiment comporte :

- ✓ Un rez-de-chaussée à usage commercial.
- ✓ un étage à usage de service.
- ✓ Huit étages à usage d'habitation.
- ✓ Une cage d'escalier.
- ✓ Une cage d'ascenseur.

I.1.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Hauteur totale	32.04 m
Longueur totale.....	19.40 m
Largeur totale.....	16.35 m
Hauteur des étages courants.....	3.06 m
Hauteur du 1er étage.....	3.06 m
Hauteur du RDC.....	4.50 m
Hauteur de l'acrotère.....	0.65 m

I.1.3 Eléments de la structure

- **Ossature**

Le bâtiment est a ossature mixte, compose de poteaux et de poutres formant un système de portiques qui sont destines a reprendre les charges et les surcharges verticales ; et un ensemble de voiles disposes dans les deux sens longitudinaux et transversaux formant ainsi un système de contreventement rigide assurant la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales en plus des charges verticales.

1. 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 chargements horizontaux.

2- Portiques :

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

• Planchers

a- Plancher a corps creux

Les planchers sont des surfaces planes qui limitent les étages. Leur rôle principal est :

- _ La transmission des efforts horizontaux aux éléments de contreventement ;
- _ La résistance aux charges permanentes et les surcharges sur les étages ;
- _ L'isolation thermique et phonique ;
- _ Support des plafonds et revêtements ;

Les planchers seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.

b- Dalles pleins en béton arme

Des dalles pleins sont prévues dans les balcons, et dans les palies de repos des escaliers.

• Maçonnerie

Dans notre ouvrage, la maçonnerie est constituée de Deux types de murs :

1- Murs extérieurs

Ils seront réalisés en double cloison composée de deux murs en brique creuse de

(15+10) d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur qui assure l'isolation thermique.

2- Murs intérieurs

Ils seront réalisés en brique creuse d'épaisseur égale à 10cm pour les murs de séparation des pièces et de (15+10) pour les murs de séparation des appartements.

- **Escaliers :**

Le bâtiment dispose d'une cage d'escalier qui permet l'accès d'un niveau à un autre, elle est constituée de deux volets et un palier de repos, la réalisation s'effectuera par étage (**figure 1.1**).

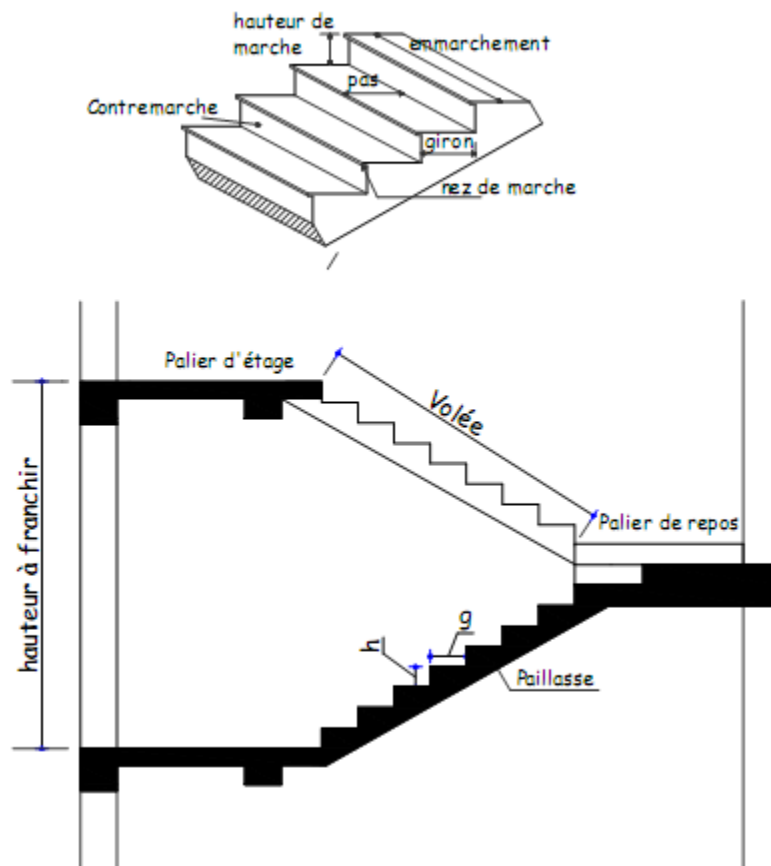


Fig. I .1). Caractéristiques d'un escalier.

- **Cage d'ascenseur**

Le bâtiment comporte d'une seule cage d'ascenseur qui sera réalisée en béton armé coulé sur place.

- **Les fondations :** La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol. Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.
- **Système de coffrage :** On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage tunnel qui permettra de couler les planchers et les voiles simultanément. On appelle coffrage tunnel, un coffrage métallique composé de plusieurs panneaux solidarifiés, formant ainsi une coquille. Ce type de coffrage présente plusieurs avantages :
 - Rentabilité du chantier.
 - Réalisation rapide des travaux.
 - Sécurité de la main d'œuvre.
 - Réduction des opérations manuelles.
- **Les revêtements :**
 - Carrelage (scellé) pour les planchers et escaliers.
 - Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
 - Mortier de ciment pour les murs de façade et les cages d'escaliers.
 - Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

I.2. Règlements utilisés :

Le calcul du présent ouvrage sera conforme aux règles BAEL 91 modifié 99, aux prescriptions algériennes de construction dans le RPA 99 version 2003 et dans le DTR-BC2.2.

I.2.1. Principes des justifications : (*Art 1.2 BAEL 91/ modifié 99*)

Les calculs justificatifs seront conduits suivant la théorie des états limites. Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

I.3. Les différents états limites :

a. Etats limites ultimes (ELU) :

Ils sont relatifs à la stabilité ou à la capacité portante :

- ✓ Equilibre statique de la construction (pas de renversement) ;
- ✓ Résistance de chacun des matériaux (pas de rupture) ;
- ✓ Stabilité de forme (pas de flambement) ;

b. Etats limite de service (ELS) :

Qui sont définis compte tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité, on distingue :

- ✓ États limites de service vis-à-vis de la compression du béton.
- ✓ États limites d'ouverture des fissures.
- ✓ États limites de service de déformation.

I-4-Matériaux :

4-1- Caractéristiques mécaniques des matériaux :

a. Béton :

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de ciment, de granulats et d'eau, et éventuellement des adjuvants, il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage et l'âge du béton.

La composition du béton sera établie par un laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs provenances.

4.2. Caractéristiques physiques et mécaniques :

a) La Résistance caractéristique à la compression :

La valeur caractéristique de la résistance du béton à la compression à l'âge de 28 jours (ou plus) est déterminée à partir des essais de compressions des éprouvettes normalisées dont le diamètre est la moitié de la hauteur ($\varnothing=16\text{cm}$, $h=32\text{cm}$).

Nous prenons $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

La résistance du béton à la compression avant 28 jours est donnée par :

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

(Art.A2.1.11, BAEL91 modifié 99)

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

Pour $j > 28$ jours, f_{cj} est conventionnellement prise égale à f_{c28} lorsqu'il s'agit de vérifier la résistance des sections.

b) La résistance caractéristique à la traction :

Elle est définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{A.2.1, 12 / BAEL91})$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

I.4.2. contraintes limites :

a) Contrainte à la compression :

- **Etat limite ultime (ELU) :** (A.4.3,41/BAEL91) : correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture), qui conduisent à la ruine de l'ouvrage. Pour le calcul à l'ELU on adopte le diagramme parabole- rectangle suivant :

- **Diagramme Contrainte – Déformation :**

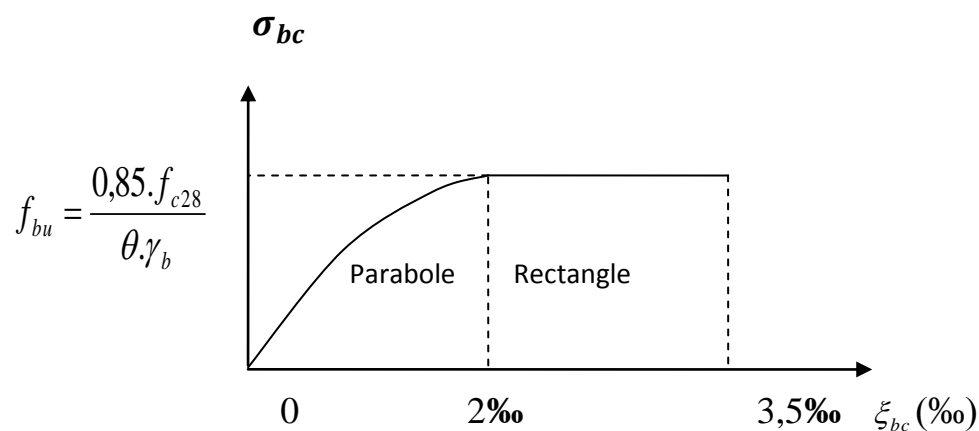


Fig I.2- Diagramme contrainte- déformation du béton (ELU)

Le diagramme est composé :

- ✓ D'un tronc de courbe parabolique et la déformation relative est limitée à 2% (état élastique).
 - ✓ D'une partie rectangle (état plastique).
- $$\checkmark \quad 2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5 \text{‰} \Rightarrow f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec :

- F_{bu} : contrainte ultime de béton en compression.
- γ_b : coefficient de sécurité
 $\gamma_b = 1,5$ en situations durables ou transitoires
 $\gamma_b = 1,15$ en situations accidentelles.
- θ : coefficient de sécurité qui est en fonction de la durée d'application des actions tel que :
 $\theta = 1$ si la durée d'application est > 24 heures.
 $\theta = 0,9$ si la durée d'application est comprise entre 1 heure et 24 heures.
 $\theta = 0,85$ si la durée d'application est < 1 heure.

$$F_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{situation courante}$$

$$F_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,15 \times 0,85} = 21,74 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{situation accidentelle}$$

- **Contrainte limite de cisaillement :**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par :

$$\bar{\tau} = \min (0,13f_{cj} ; 5\text{MPa}) \text{ cas où la fissuration est peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau} = \min (0,10f_{cj} ; 4\text{MPa}) \text{ cas où la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

- **ELS (Etat Limite de Service) :** c'est l'état au delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration.

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole reste dans le domaine élastique linéaire, ce dernier est défini par son module d'élasticité.

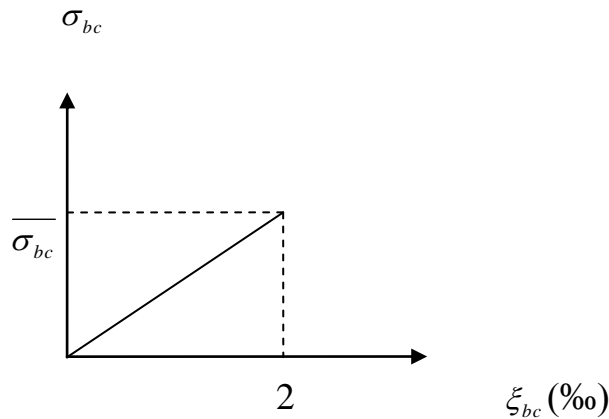


fig. I.3

La contrainte limite de service en compression est limitée par : $\bar{\sigma}_{bc}$

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

I.4.3. module d'élasticité :

a) Module de déformation longitudinale :

On distingue 2 modules de déformation longitudinale

- **Instantane:** $E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$ en MPa (Art A-2.1, 21BAEL91).

Pour la durée d'application de contraintes normales est inférieur à 24heures.

- **Differee:** $E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$ en [MPa] (Art A-2.1,22BAEL91).

Pour les charges de longue durée d'application.

$$\text{à } j=28 \text{ jours} \Rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa} \\ E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa} \end{cases}$$

b) Module de déformation transversale :

D'après la règle (Art .A.2.1.3/BAEL91modifié99),le module de déformation transversale

est donné par la formule suivante :

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

Avec :

E : module de Young

ν : $\frac{\text{déformation relative trasversale}}{\text{déformation relative longitudinale}}$

ν : Coefficient de Poisson ;

$\nu = 0$ pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré.

$\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré.

B- Les aciers :

Les aciers sont utilisés pour reprendre les efforts de traction auxquels le béton résiste très mal.

Le ferrailage se fera en utilisant les types d'aciers suivants :

- Aciers à haute adhérence H.A (feE400).....fe = 400 MPa
- Treillis soudés (TL520).....fe = 520 MPa pour $\emptyset \leq 6\text{mm}$

fe : limite d'élasticité.

I.4.4. COEFFICIENT DE POISSON :

Le coefficient de POISSON (ν) est le rapport entre la déformation transversale relative et la déformation longitudinale relative. [A.2.1, 3 / BAEL91]

$\nu = 0,20 \rightarrow$ pour le calcul des déformations. (ELS)

$\nu = 0 \rightarrow$ pour le calcul des sollicitations. (ELU)

I.4.5. MODULE D'ELASTICITE LONGITUDINALE :

Quelque soit la nuance de l'acier, le module d'élasticité longitudinale sera pris égale à :

$$ES = 2.10^5 \text{ (Mpa)}$$

(A.2.2 ,1/BAEL91)

I.4.6. Coefficient de poisson :

$$\nu = 0.3$$

I.4.7. CONTRAINTES LIMITES :➤ **Etat limite Ultime ELU :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{A.4.3 ,2/BAEL91})$$

Avec :

f_e : contrainte d'élasticité de l'acier

γ_s : coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$ —————> cas des situations accidentelles.

$\gamma_s = 1,15$ —————> situation durable (courante)

$\sigma_s = 348$ MPa pour les HA.

➤ **Contrainte limite de service :**

Afin de réduire le risque d'apparition de fissures, et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures, on a été amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues.

3 cas de fissuration sont possibles :

- a) **Fissuration peu nuisible :** La contrainte n'est soumise à aucune limitation, dans le cas où les aciers sont protégés.

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = f_e \quad (\text{Art A.4.5.32 BAEL91 modifié 99})$$

Les valeurs exactes obtenues sont :

$$\bar{\sigma}_s = 235 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{pour les RL}$$

$$\bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Pour les HA}$$

- b) **Fissuration préjudiciable :** les éléments sont exposés à des intempéries ou ils peuvent être alternativement émergés d'eau.

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta} f_{tj} \right\} \quad (\text{Art A.4.5.33, BAEL91 modifié 99})$$

c) Fissuration très préjudiciable : dans le cas où les éléments sont exposés à des milieux agressifs

$$\sigma_s = \text{Min}\left\{\frac{1}{2}f_e, 90\sqrt{\eta}f_{tj}\right\} \quad (\text{Art A. 4.5.34, BAEL91 modifié 99})$$

η : coefficient de sécurité $\begin{cases} \eta = 1,0 & \dots \dots \dots \text{pour les rends lisses (R. L)} \\ \eta = 1,6 & \dots \dots \dots \text{pour les hautes adhérences (H. A)} \end{cases}$

Les valeurs exactes obtenues sont :

$$\bar{\sigma}_s = 165 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{pour les HA}$$

$$\bar{\sigma}_s = 130 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Pour les RL}$$

I.4.8- Diagramme Contrainte - Déformation de l'acier :

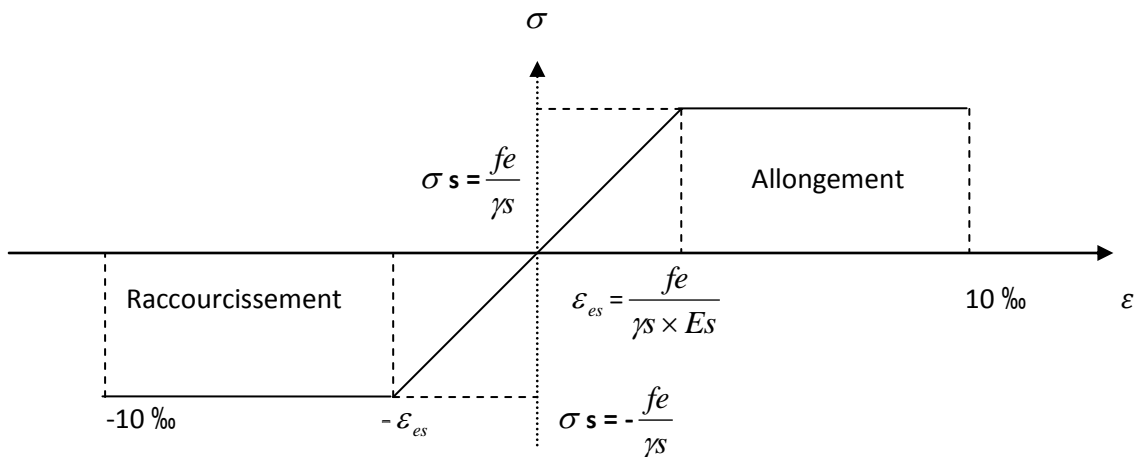


Fig -I-4. Diagramme déformations – contraintes des aciers.

I.4.8. Contrainte tangentielle conventionnelle :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0.d} \quad (\text{BAEL 91 modifier 99/ Art 5.11})$$

Avec :

v_u : Valeur de l'effort tranchant a L'ELU

b_0 : Largeur de la bande considérée

d : hauteur utile de la section

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Cas d'une fissuration peu nuisible :

$$\tau_u = \min(0,13.f_{c28}; 5\text{MPa})$$

- Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u = \min(0,10.f_{c28}; 4\text{MPa})$$

I.4.9. Protection des armatures : (.Art A.7.1, BAEL91modifié99)

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

$C \geq 1$ cm : si l'élément est situé dans un local couvert non soumis aux condensations.

$C \geq 3$ cm : si l'élément est situé dans un local soumis aux condensations.

$C \geq 5$ cm : si l'élément est soumis aux actions agressives (brouillards salins, exposé à la mer ...).

II- Introduction :

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

II-1- Pré-dimensionnement des Planchers:

Le plancher est une plaque horizontale en béton armé infiniment rigide, associée à un système de poutres formant nervures. Elle sert de séparation entre deux niveaux successifs, il permet la transmission des charges et surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs.

Pour notre bâtiment, deux types de planchers seront utilisés :

Plancher à corps creux en parties courantes, composés de corps creux, treillis soudé, dalle de compression, et poutrelles.

Dalle pleine pour les balcons, portes à faux et le hall d'ascenseur.

II-1-1- Planchers à corps creux :

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \quad (\text{condition de la flèche}) \quad (\text{Art B.6.8.424 BAEL 91})$$

avec :

L: portée maximal entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.

h_t : hauteur total du plancher.

Ce plancher est constitué d'un corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens parallèle à la petite portée.

$$L=400-30=370 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{370}{22.5} = 16.44$$

On prendra une épaisseur de $(16+4) \Rightarrow h_t=20\text{cm}$

D'où L'épaisseur de corps creux est de 16cm et l'épaisseur de la dalle de compression est de 4cm.

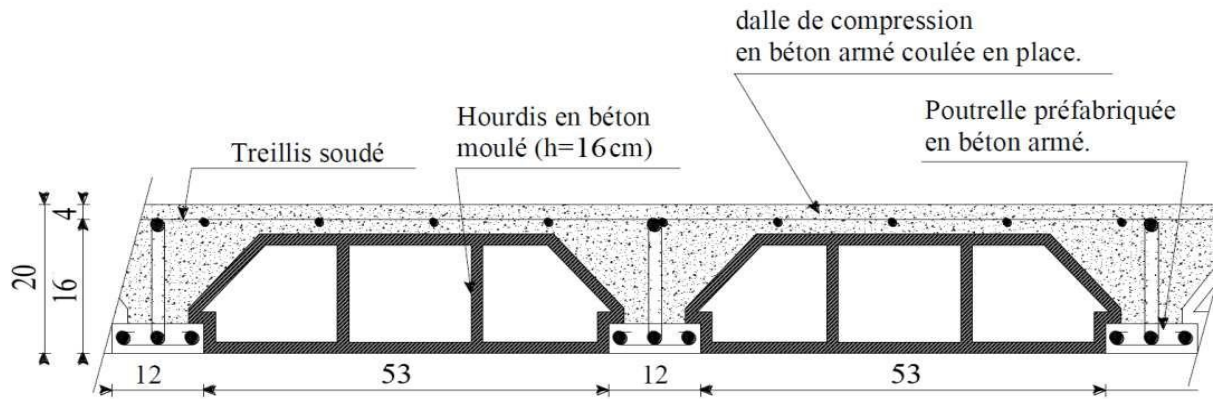


Fig II.1 Plancher à corps creux 16+4

II-2- Pré-dimensionnement des poutres :

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place, leurs rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles).

Les dimensions d'une section rectangulaire simplement appuyée (poutres isostatiques) sont données par la formule empirique suivante :

- Hauteur : $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$
- Largeur : $0.4ht < b < 0.7ht$

Avec :

ht : hauteur totale de la poutre ;

L: portée maximale considérée entre nus d'appuis ;

1-Poutres principales :

$$L_{\max} = 400 - 30 = 370 \text{ cm}$$

- Hauteur : $\frac{370}{15} \leq h_t \leq \frac{370}{10} \Leftrightarrow 24,66 \leq h_t \leq 37,0$

On prend : $h_t = 35 \text{ cm}$.

- Largeur : $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Leftrightarrow 0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \Leftrightarrow 14 \leq b \leq 24,2$

On prend : $b = 30 \text{ cm}$.

La section adoptée pour les poutres principales est donc : (30 x 35) cm²

2-Poutres secondaires :

$L_{max}=400-30=370\text{cm}$

➤ Hauteur : $\frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10} \Leftrightarrow \frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10} \Leftrightarrow 24,66 \leq h_t \leq 37,0$

On prend : $h_t=35\text{ cm}$.

➤ Largeur : $0,4h\% \leq b \leq 0,7h\% \Leftrightarrow 0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35$

$\Leftrightarrow 14 \leq b \leq 24,2$

On prend : $b = 30\text{cm}$.

La section adoptée pour les poutres secondaires est donc : (**30 x 35**) **cm²**

➤ **Vérification des conditions :**

Pour les poutres principales :

- $b \geq 20\text{ cm}$; $b = 30\text{ cm} \geq 20\text{ cm}$vérifiée ;
- $b \geq 20\text{ cm}$; $ht = 35\text{ cm} \geq 30\text{ cm}$vérifiée ;
- $\frac{h}{b} \leq 4$; $ht / b = 1,16 \leq 4$vérifiée.

Pour les poutres secondaires :

- $b \geq 20\text{ cm}$, $b = 30\text{ cm} \geq 20\text{ cm}$vérifiée ;
- $b \geq 20\text{ cm}$; $ht = 35\text{ cm} \geq 30\text{ cm}$vérifiée ;
- $\frac{h}{b} \leq 4$; $ht / b = 1,16 \leq 4$vérifiée

Conclusion :

Les dimensions retenues sont :

Poutres principales : 30 x 35 (cm²).

Poutres secondaires : 30 x 35 (cm²)

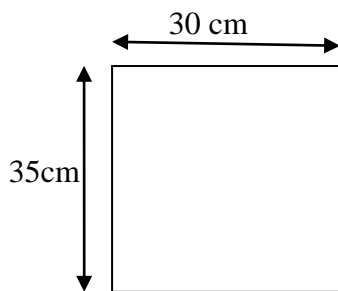


Fig. II-2 : Poutre principale

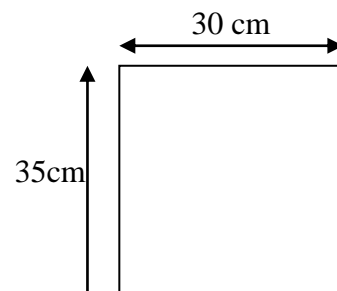


Fig.II-3 : poutre secondaire

II.3. pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales et reprendre une partie des charges verticales.

Leur pré dimensionnement se fera conformément à l'article (7.7.1.RPA99modifié 2003), sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition $L \geq 4a$. Dans le cas contraire ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

L'épaisseur minimale est de 15cm .de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique à la figure II-3.

On a donc :

$$h_e = h - h_t$$

Tel que: h_t : épaisseur de la dalle.

h_e : hauteur du voile.

h : hauteur d'étage.

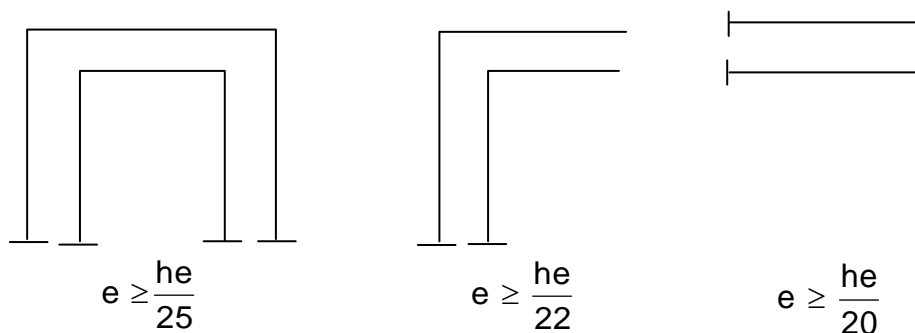


Figure II.4 : Coupe des voiles en plan.

RDC: $h_e = 450 - 20 = 430 \text{ cm}$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{430}{20} = 21.5$$

On prend **a = 25 cm**

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

Du 1^{er} jusqu' à 9^{ème} étage : $h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$

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

On prend **a = 25 cm**

$$L \geq 4a = 4 \times 25 = 100 \text{ cm}$$

II-5. Les poteaux :

Les poteaux seront dimensionnés à l'ELS sous un effort axial de compression N_s qui sera repris uniquement par les sections du béton et la section transversale d'un poteau sera déterminée par la formule suivante :

Avec : $N_s = G + Q \dots$ (ELS).

N_s : Effort de compression repris par le poteau le plus sollicité.

S : Section transversale de poteau le plus sollicité.

G : Charge permanente.

Q : Surcharge d'exploitatio

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton à la compression a l'ELS.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

La section transversale du poteau le plus sollicité est donnée par : $S \leq N_s / \bar{\sigma}_{bc}$

L'effort normal " N_s " sera déterminé par le procédé de la descente de charge donné par le règlement du (BAEL 91). qui se fait comme suit :

II .4.1. Descente de charge :

II .4.1.1. Surface d'influence :

Surface du plancher revenant au poteau :

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S = (1.85 \times 1.725) + (1.85 \times 1.725) + (1.85 \times 1.85) + (1.85 \times 1.85)$$

$$S = 3.19 + 3.19 + 3.42 + 3.42$$

$$S = 13.22 \text{ m}^2$$

Surface total sous charge d'exploitation :

$$S = 4.00 \times 4.00 = 16 \text{ m}^2$$

$$S = 16 \text{ m}^2$$

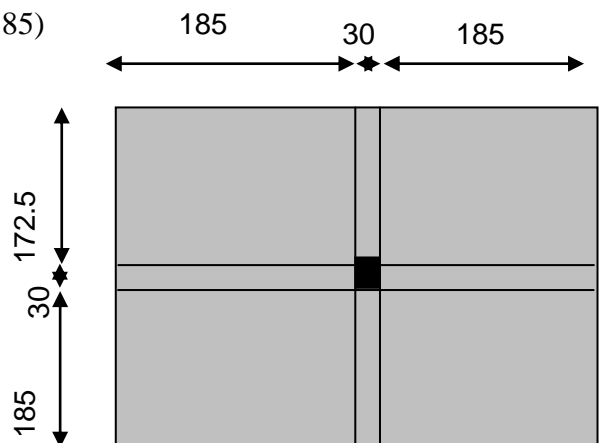


Figure II.5 : surface d'influence

II .5. Détermination des charges et surcharges :

II.5.1.Charges permanentes :

1.1. Plancher terrasse inaccessible :

	Désignation	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	poids surfacique (KN/m ²)
1	Protection en gravillon roulés	0,02	20	1
2	Etanchéité multicouches	0,02	6	0,12
3	Béton en forme de pente	0,07	22	1,54
4	Isolation thermique au liège	0,04	4	0,16
5	Feuille de poly âne (par vapeur)	/	/	0,02
6	Plancher à corps creux	0,20	14	2.85
7	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
				G _t =5.89

1.2. Le plancher d'étage courant :

	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	poids surfacique (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Plancher en corps creux	0,20	-	2.85
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons intérieurs	10	-	1
				G _t =5.25 KN/m ²

1.3. Les Murs

a) Murs extérieurs En double cloisons (avec briques creuses) d'épaisseur égale à 25 cm.

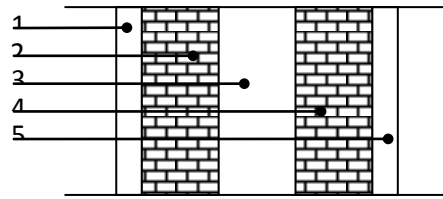


Fig. II.6. Coupe verticale d'un mur

	Désignation	Epaisseur(m)	poids surfacique (KN/m ²)
1	Enduit ciment	0,02	0,36
2	Brique creuse	0,10	0,9
3	Lame de l'air	5	/
4	Brique creuse	0,10	0,9
5	Enduit plâtre	0,02	0.2
			G_t = 2.36 KN/m²

b) Murs intérieurs

Ils sont constitués de briques creuses de 10 cm et un enduit plâtre des 2 faces.

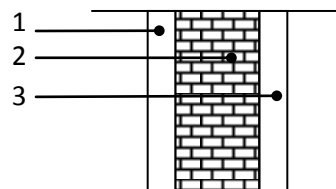


Fig. II.7. Coupe horizontale d'un mur de Séparation

	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	poids surfacique (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
2	Brique creuse	0,02	9	0,90
3	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
				G_t = 1.30 KN/m²

II.1.4. Les surcharges d'exploitations

- Plancher terrasse..... $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$.
- Plancher étage courant..... $Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$.
- Plancher commercial..... $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$
- Plancher service $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$
- Balcon..... $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$
- Escaliers $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$.

II .1.5. Poids propre des éléments :❖ **Plancher terrasse**

$$G_t = 13.6 \times 5.89 = 80.10 \text{ kN.}$$

❖ **Plancher courant**

$$G_c = 13.6 \times 5.25 = 71.4 \text{ kN.}$$

❖ **Poutres**✓ **Poutres porteuses**

$$G_{pp} = (0.3 \times 0.35) (4.00 - 0.3) 25 = 9.84 \text{ kN.}$$

✓ **Poutres secondaires**

$$G_{pc} = (0.3 \times 0.35) (4.00 - 0.3) 25 = 9.84 \text{ kN}$$

$$\text{➤ } G_p \text{ tot} = G_{pp} + G_{pc} = 19.68 \text{ kN}$$

Surcharge d'exploitation

- Plancher terrasse inaccessible : $Q_0 = 1 \times 16 = 16 \text{ KN}$
- Plancher a usage d'habitation : $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_7 = 1.5 \times 13.22 = 20 \text{ KN}$
- Plancher a usage service : $Q_8 = 2.5 \times 13.22 = 33.05 \text{ KN}$
- Plancher a usage commercial : $Q_9 = 2.5 \times 13.22 = 33.05 \text{ KN}$

II.1.6. Loi de dégression des surcharges

Les règles BAEL nous imposent une dégression des surcharges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité du chargement sur tous les planchers.

La loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étage

Q ₀	
Q ₁	$\Sigma_0 = Q_0$
Q ₂	$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$
Q ₃	$\Sigma_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$
Q ₄	$\Sigma_3 = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
Q ₅	$\Sigma_4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
Q ₆	$\Sigma_5 = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
Q ₇	.
Q ₈	.
Q ₉	$Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^{i=n} Q_i$ pour $n \geq 5$.

Calcul des surcharges d'exploitations selon la loi de dégression

$S_{10} = Q_0 = 16 \text{ KN}$

$S_9 = Q_0 + Q_1 = 36 \text{ KN}$

$S_8 = Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) = 54 \text{ KN}$

$S_7 = Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 70 \text{ KN}$

$S_6 = Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 84 \text{ KN}$

$S_5 = Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 96 \text{ KN}$

$S_4 = Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 106 \text{ KN}$

$S_3 = Q_0 + 0.71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 118.4 \text{ KN}$

$S_2 = Q_0 + 0.68(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 133.67 \text{ KN}$

$S_1 = Q_0 + 0.66 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 152.02 \text{ KN}$

Tableau II.1 : descente de charges sur le poteau

Niv	Charge permanentes en (KN)					Surcharge d'exploitation en (KN)			cm ²	
	Plancher G	Poutre G	Poteau G	G _{tot}	G _{cum}	Q	Q _{cum}	N=G _c +Q _c	$S \geq N_s / \sigma_{bc}$	S adoptées
9	80.10	19.68	0.00	99.78	99.78	16.00	16.00	118.78	79.18	35x30
8	71.40	19.68	4.78	95.86	195.64	20.00	36.00	231.64	154.36	35x30
7	71.40	19.68	4.78	95.86	291.5	20.00	54.00	345.50	230.50	35x30
6	71.40	19.68	4.78	95.86	387.36	20.00	70.00	457.36	304.90	40x40
5	71.40	19.68	4.78	95.86	483.22	20.00	84.00	567.22	378.14	40x40
4	71.40	19.68	4.78	95.86	579.08	20.00	96.00	675.08	450.05	40x40
3	71.40	19.68	4.78	95.86	674.94	20.00	106.00	780.94	520.62	40x40
2	71.40	19.68	4.78	95.86	770.80	20.00	118.40	889.20	592.80	45x45
1	71.40	19.68	4.78	95.86	866.66	33.05	133.67	1000.33	666.88	45x45
RDC	71.40	19.68	7.03	98.11	964.77	33.05	152.02	1116.79	744.52	45x45

Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA

$$\left\{ \begin{array}{l} - \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm.} \rightarrow \text{En zone I et II}_a. \\ - \text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ - \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4. \end{array} \right.$$

Les sections adoptées :

$(40 \times 40) \text{ cm}^2 \rightarrow$ pour le RDC et le 1^{er}, 2^{ème} étage.

$(35 \times 35) \text{ cm}^2 \rightarrow$ pour le 3^{ème}, 4^{ème}, et 5^{ème} 6^{ème} étage.

$(30 \times 30) \text{ cm}^2 \rightarrow$ du 7^{ème} au 9^{ème} étage.

\Rightarrow Les conditions du RPA sont vérifiées.

Vérifications au flambement

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

Il faut vérifier que l'élancement λ des poteaux est : $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$.

Avec : l_f : longueur de flambement ($l_f = 0.7l_0$)

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

l_0 : hauteur libre du poteau.

S : section transversale du poteau ($b \times h$). I : moment d'inertie ($I = \frac{b \cdot h^3}{12}$).

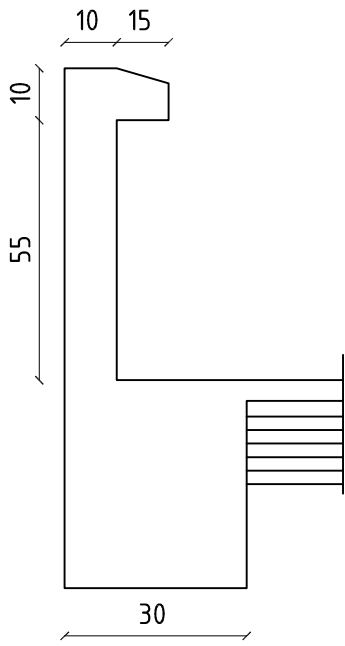
$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{b \cdot h^3}{12 \cdot b \cdot h}}} = 0.7l_0 \frac{\sqrt{12}}{h}.$$

Les vérifications

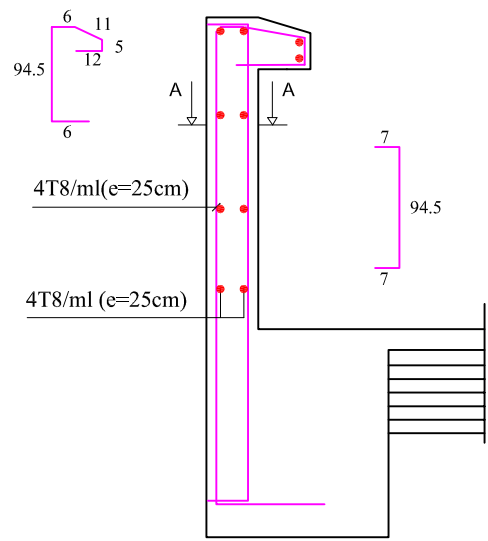
- Pour le RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage (poteau 45x45) cm² : $l_0 = 4.50 \text{ m} \rightarrow \lambda = 27.27 < 50$.
- Pour le 3^{ème}, 4^{ème} au 6^{ème} étage (poteau 40x40) cm² : $l_0 = 3.06 \text{ m} \rightarrow \lambda = 21.20 < 50$.
- Pour le 7^{ème} au 9^{ème} étage (poteau 35x30) cm² : $l_0 = 3.06 \text{ m} \rightarrow \lambda = 24.73 < 50$.

Conclusion

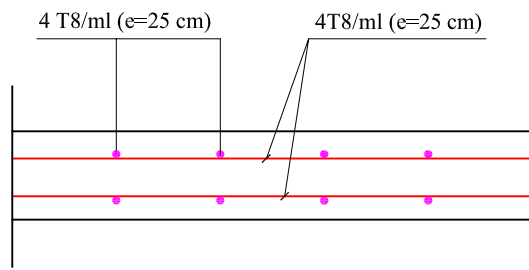
Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.



Coffrage de l'acrotère



Ferrailage de l'acrotère



Coupe A-A

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR : Melle : SEBIH Kahina Melle : CHEBALLH Fatma DIRIGE PAR : Mr : MECHICHE	TITRE : Coffrage et Ferrailage de l'Acrotère	
PROMOTION 2013/2014	PLANCHE N°	ECHELLE

Introduction :

Ce chapitre concerne le calcul des éléments structuraux comme l'acrotère, les escaliers et les planchers.....

III.1. Calcul de l'acrotère

L'acrotère sera assimilée à une console encastrée au niveau de la poutre du plancher terrasse, soumise à l'effort « N » dû à son poids propre et à une poussée latérale « Q » due à la main courante provoquant un moment de renversement « Mr » dans la section de l'encastrement.

Le calcul se fait à la flexion composée, en considérant une bande de 1m de largeur.

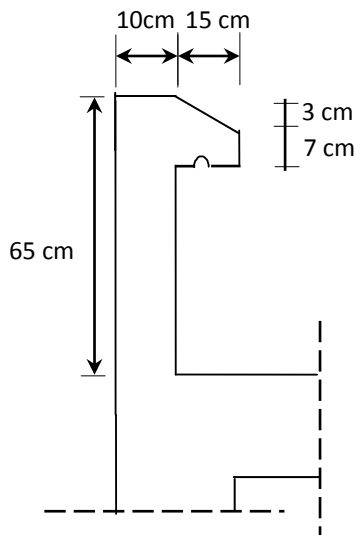


Fig .III.1. Coupe transversale de l'acrotère

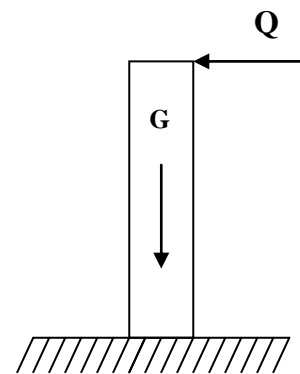


Fig .III.2. Schéma statique

III.1.1. Les sollicitations

- Poids propre G

$$G = \rho.S.1m$$

Avec : ρ : masse volumique du béton.

S : section longitudinale de l'acrotère.

$$G = 25 [0.55 \times 0.1 + 0.25 \times 0.07 + \frac{0.03 \times 0.25}{2}] \times 1 = 1,906 \text{ KN.}$$

-Surcharge due à la poussée latérale Q

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

-Effort normal dû au poids propre

$$N_G = G \times 1 = 1.906 \text{ KN}$$

-Effort normal dû à la surcharge Q

$$N_Q = 0$$

-Moment de renversement dû à G

$$M_G = 0$$

-Moment de renversement dû à Q

$$M_Q = Q h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN m}$$

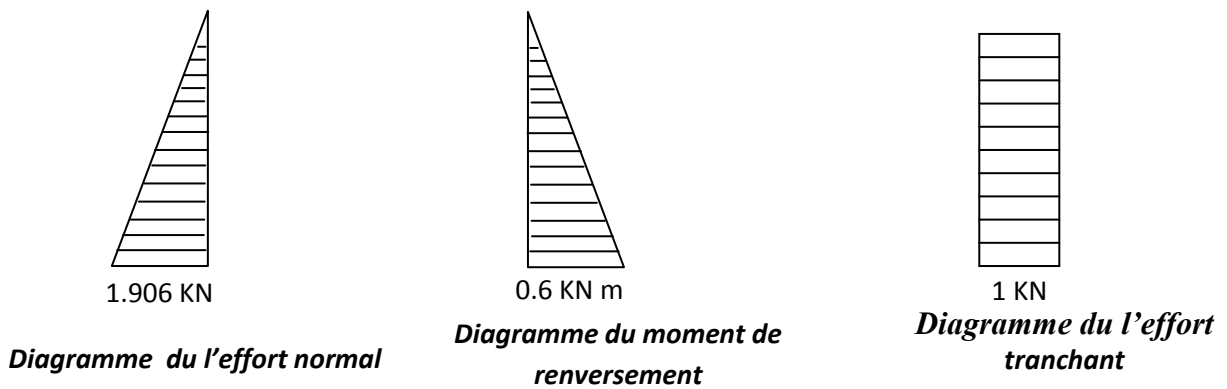


Fig.III.3. Diagrammes des internes.

III.1.2. Les combinaisons de charges

A L'ELU

-Effort normale: $N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q = 1.35 \times 1.906 + 1.5 \times 0 = 2,573 \text{KN}$

-Moment de renversement: $M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN m}$

A L'ELS

-Effort normal: $N_s = N_G + N_Q = 1.906 \text{ KN}$

-Moment de renversement: $M_s = M_G + M_Q = M_Q = 0.6 \text{ KN m}$

III.1.3. Ferrailage

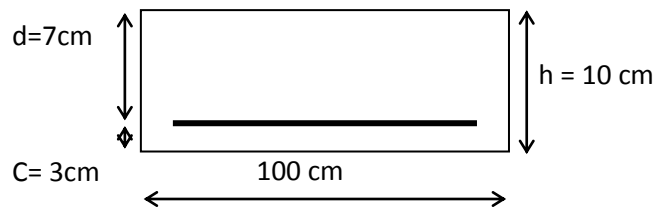
Le calcul se fera à L'ELU puis vérifié à L'ELS.

Remarque

Les résultats des sollicitations se résument en un effort normal de compression « N » et un moment de flexion « M ».

On conclut que la section du béton est sollicitée en flexion composée.

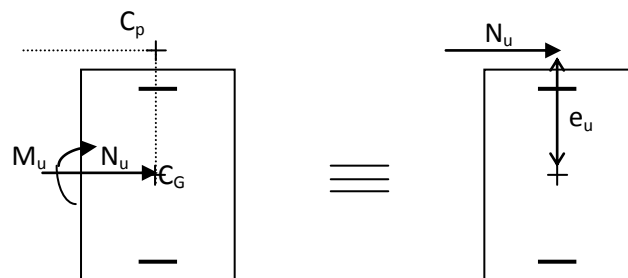
Pour déterminer les armatures on procède par la méthode de calcul en flexion composée. Pour se faire on utilise l'organigramme de calcul approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif « M_f » afin de déterminer les armatures fictives « A_f » puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles « A »



Calcul à L'ELU

Calcul de l'excentricité

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.573} = 0.349 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = 0.02 \text{ m} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$



Le centre de pression « Cp » est à l'extérieur de la section \Rightarrow SPC (section partiellement comprimée).

Donc la section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif.

Armatures principales

La section des armatures fictives (en flexion simple)

$M_f = N_u a$ avec a : distance entre le « Cp » et le centre de gravité « C_G » des armatures inférieures tendues.

$$a = e + \frac{h}{2} - c = 34.9 + 2 = 36.9 \text{ cm.}$$

$$M_f = 2.573 \times 0.369 = 0.949 \text{ KN m.}$$

$$\tau_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.949 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.013$$

$$\mu = 0.013 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.013 \Rightarrow \beta = 0.993$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0.949 \times 10^3}{0.993 \times 7 \times 348} = 0.39 \text{ cm}^2$$

La section des armatures réelles (en flexion composée)

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} ; \quad \sigma_{st} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = 0.39 - \frac{2.573 \times 10}{348} = 0.32 \text{ cm}^2$$

Les vérifications**Vérification de la condition de non fragilité**

(Art A-4.2.1/BAEL 91)

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445d}{e_s - 0.185d} \right] \quad \text{avec} \quad e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.906} = 31.5 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0.23 \frac{100 \times 7 \times 2.1}{400} \left[\frac{31.5 - 0.445 \times 7}{31.5 - 0.185 \times 7} \right] = 0.40 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 0.32 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0.40 \text{ cm}^2$$

La condition étant non vérifiée, on adoptera la section minimale d'armatures A_{\min} .

$$A = A_{\min} = 0.40 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{\text{adopté}} = 4 \text{ HA } 8 = 2.00 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{\text{adopté}}}{4} = \frac{2.00}{4} = 0.50 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 4\text{HA}8 = 2.00 \text{ cm}^2$$

Vérification de la contrainte de cisaillement

(Art A.5.2.1 / BAEL 91).

$$\text{La fissuration est préjudiciable, donc } \tau = \tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \quad V_u = 1.5 \times Q \quad \text{avec } V_u : \text{effort tranchant}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{10^2 \times 70} = 0.21 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement \Rightarrow les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification de l'adhérence

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{avec} \quad \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\Psi_s = 1.5 \quad (\text{Acier de haute adhérence})$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 7 \times 7.54} = 0.32 \text{ MPa}$$

$$\sum u_i : \text{somme des périmètres utiles des barres. } \sum u_i = 4\pi\phi = 4 \times \pi \times 0.6 = 7.54 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = 0.32 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Espacement des barres

$$\text{-Armatures principales : } S_t \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm.} \quad \text{Soit } S_t = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{-Armatures de répartition : } S_t \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm.} \quad \text{Soit } S_t = 30 \text{ cm.}$$

Ancrages des barres verticales

La longueur de scellement droit est :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\bar{\tau}_s} = \frac{6 \times 400}{4 \times 2.84} = 211.64 \text{ mm} \quad \text{soit } L_s = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Avec } \tau_s = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa.}$$

Calcul à L'ELS

$$M_s = 0.6 \text{ KN.m ; } N_s = 1.906 \text{ KN. ; } e_s = 31.5 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{d}{2} = 3.5 \text{ cm.} \quad e_s = 31.5 > e_0 = 3.5 \text{ cm.}$$

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

La section des armatures fictives

$$M_f = N_s a = N_s (e_s + 0.5 h - c) = 1.906 \times (31.5 + 2) \times 10^{-2} = 0.638 \text{ KN m}$$

$$\mu_1 = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.63 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.0090 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SSA (section simplement armée)}$$

$$\mu_1 = 0.0090 \Rightarrow \beta_1 = 0.9 \Rightarrow K_1 = 35.0 \Rightarrow K = 1/K_1 = 1/35 = 0.028.$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \quad \text{Avec: } \eta = 1.6 \text{ fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \{ 267 ; 201.63 \} \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0.63 \times 10^3}{0.9 \times 7 \times 201.63} = 0.49 \text{ cm}^2$$

La section des armatures réelles

$$A_r = A_f - \frac{N_s}{\sigma_{st}} = 0.49 - \frac{1.906 \times 10}{201.63} = 0.40 \text{ cm}^2$$

$A_s = A_r < A \Rightarrow$ le ferrailage adopté à l'ELU est vérifiée.

Les vérifications

Vérification de contraintes dans le béton

(Art A-4.5.2 / BAEL 91)

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.028 \times 201.63 = 5.65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Vérification des contraintes dans l'acier

(Art A-5.3.2 / BAEL 91)

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \beta d} = \frac{1.93 \times 10}{1.13 \times 7 \times 0.9} = 2.7 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

Conclusion

Les conditions étant vérifiées; donc les ferrailage calculé à L'ELU est vérifié à L'ELS.

III.1.4. Le Ferrailage adopté

Armatures principales : 4 HA8/ml = 2.00 cm² avec St = 25 cm

Armatures de répartition : 4 HA8/ml = 2.00 cm² avec St = 25 cm

III.1.5. Vérification de l'acrotère au séisme

(Art 6.2.3 / RPA 99)

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

$$F_p = 4AC_p w_p$$

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

w_p : poids de l'élément

w_p = 1.906KN/ml

Donc : $F_p = 4 \times 0.3 \times 0.15 \times 1.906 = 0.34 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$.

Conclusion

Condition vérifiée, donc l'acrotère est calcule avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

On adopte pour ferrailage celui adopté précédemment.

III.2. Calcul des planchers :**III.2. Plancher en corps creux :**

La structure comporte des planchers en corps creux dont les poutrelles sont préfabriquées, disposées suivant le sens longitudinal et sur lesquelles repose le corps creux. Nous avons à étudier le plancher le plus sollicité.

III.2. 1. Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de «4 cm» d'épaisseur, armée d'un treillis soudé de nuance (TS 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs indiquées par B.A.E.L. (Art B.6.8.423) :

- 20 cm (5 p.m) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm (3 p.m) pour les armatures parallèles aux nervures

Armatures perpendiculaire aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4l_s}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \quad \text{avec } l_s : \text{portée entre a e des poutrelles.}$$

$$\text{Soit } 6\phi 6 = 1,7 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } S_t = 15 \text{ cm}$$

-Armatures parallèle aux poutrelles:

$$A_{\parallel} = \frac{A_r}{2} = \frac{1,7}{2} = 0,85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 6\phi 6 = 1,7 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } S_t = 15 \text{ cm}$$

Conclusion :

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé de nuance TS520 et de dimension (6x6x150x150) mm².

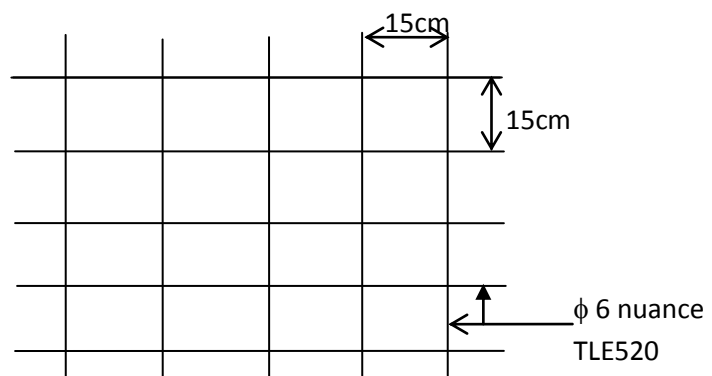


Figure III .1 : Treillis soudé de 6X6X150x150cm

III.2.2 .Etude des poutrelles :

1. Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

a-Critère de la petite portée :

Les poutrelles sont disposées parallèlement a la petite portée.

b- Critère de la continuité :

si les deux sens ont les mêmes portées, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens qui a le plus grand nombre d'appuis.

2-Détermination des dimensions de la section en T :

Hauteur de la section**h**= 16+4=20cm
 L'épaisseur de la table de compression.....**h₀**= 4cm
 L'enrobage.....**c**= 2cm
 La hauteur utile.....**d**= 18cm

b₁ : la largeur de l'hourdis a prendre en compte de chaque cote de la nervure.

Les règles du BAEL précisent que la largeur de la table de compression (**b₁**) a prendre en compte dans chaque cote d'une nervure a partir de son parement est limitée par la plus petite des valeurs suivantes :

$$b_1 \leq \min \left[\frac{L}{2}, \frac{L_1}{10}, 4h_0 \right]$$

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.

L₁ : longueur de la plus grande travée dans le sens de la poutrelle.

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

$$L_1 = 4,00 - 30 = 370 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min \left[\frac{53}{2}, \frac{370}{10}, 4 \times 4 \right]$$

$$b_1 \leq \min [26.5, 37.0, 32]$$

$$b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

b : largeur de la table de compression

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

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

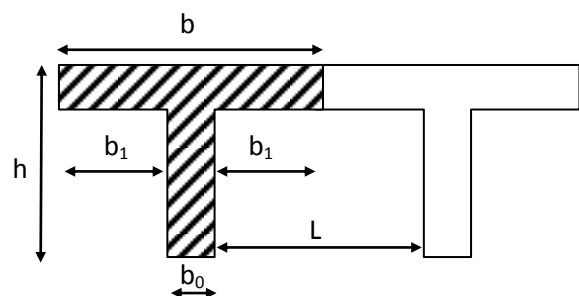


Figure III.2 : schéma d'une section en T

III.2.3. Calcul de la poutrelle :**a) Avant le coulage :**

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

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

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

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

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

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

➤ **La combinaison des charges :**

✓ **A L'E.L.U :**

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

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

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

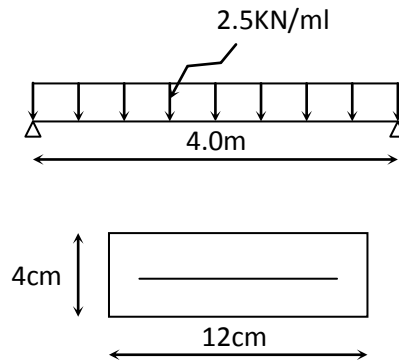


Figure III. 3 : schéma statique de la poutrelle

➤ **calcul du moment isostatique :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,5 \times 3,70^2}{8} = 4,27 \text{ KN.m.}$$

$$V = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,5 \times 3,70}{2} = 4,625 \text{ KN}$$

➤ **ferraillage de la poutrelle**

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

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{b_u}} = \frac{4,27 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 6,26 > 0,392$$

$$\mu_b > \mu_c = 0,392 \Rightarrow \text{S.D.A}$$

La section est doublement armée (S.D.A).

NB:

Comme la section de la poutrelle est très réduite on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression

b) Après coulage de la dalle de compression

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle sera calculée comme une poutre en T qui repose sur plusieurs appuis, elle est soumise aux charges suivantes :

- poids du plancher : $G = 5.25 \times 0.65 = 3.41 \text{ KN/ml}$.
- surcharge d'exploitation : $Q = 2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ kN/ml}$.

➤ **Combinaison de charges :**

✓ **A L'E.L.U :**

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

$$= 1,35 \times 3.41 + 1,5 \times 1,625 = 7.04 \text{ KN/ml}$$

$$Q_u = 7.04 \text{ KN/ml}$$

✓ **A L'E.L.S:**

$$Q_s = G + Q$$

$$= 3,41 + 1,625 = 5.035 \text{ KN/ml}$$

$$Q_s = 5,035 \text{ KN/m}$$

➤ **Choix de la méthode de calcul :**

a- Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

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

$$\text{On a: } Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 < 2 \times 5,25 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{condition vérifiée}).$$

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

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

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

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

$$\text{On a } \frac{l_{i+1}}{L} = \frac{375}{375} = 1 \quad \longrightarrow \quad 0.8 < 1 < 1.25 \quad (\text{condition vérifiée})$$

$$\frac{375}{4.00} = 0.93 \quad \longrightarrow \quad 0.8 < 0.925 < 1.25 \quad (\text{condition vérifiée})$$

$$\frac{4.00}{3.75} = 1.06 \quad \longrightarrow \quad 0.8 < 1.06 < 1.25 \quad (\text{condition vérifiée})$$

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

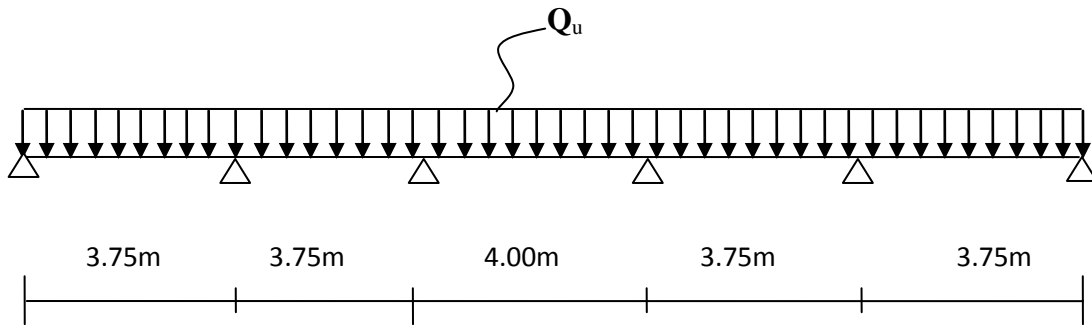


Figure III. 4: schéma statique d'une poutre sur plusieurs appuis

b- PRINCIPE DE LA METHODE FORFAITAIRE :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées M_t et au niveau des appuis M_w et M_e à partir des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison qui est supposée isostatique indépendante, de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

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

$$1) - M_t \geq \text{MAX} \begin{cases} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_0 \\ M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,05M_0 \end{cases}$$

$$2) - M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \text{ travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \text{ travée de rive}$$

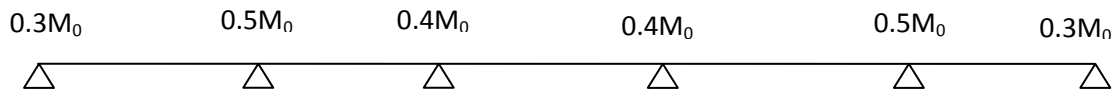
3)- La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire ne doit pas être inférieure à :

0,6M₀ Pour une poutre à deux travées.

0,5M₀ Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux Travées.

0,4M₀ Pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Pour notre cas :



Avec :

M_t : moment max en travée, pris en compte dans le calcul de la travée considérée.

M_w : moment en valeur absolue sur l'appui de gauche de la travée considérée.

M_e : moment en valeur absolue sur l'appui de droit de la travée considérée.

M_0 : moment max dans la travée indépendante, de même portée que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

c- Application de la méthode :

A L'ELU :

Le moment max isostatique est donc sera calculé dans la travée indépendante qui a une grande portée, sa valeur à l'état limite ultime (ELU) est :

$$Q_u = 1,35 \times 3,41 + 1,5 \times 1,625 = 7,04 \text{ KN/ml}$$

$$Q_u = 7,04 \text{ KN/ml}$$

α : rapport des charges d'exploitations (**Q**) à la somme des charges permanentes (**G**) et des surcharges d'exploitations (**Q**).

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2,50}{5,25+2,50} = 0,322 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0,322$$

α	$1+0.3\alpha$	$\frac{1+0.3\alpha}{2}$	$\frac{1.2+0.3\alpha}{2}$
0.322	1.096	0.548	0.648

❖ **Calcul des moments en travées :**

✓ **Travée de rive :**

$$M_t = \max \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.648M_0 \\ M_t \geq \max [1.05M_0, (1+0.3\alpha)M_0] - \frac{0.3M_0+0.5M_0}{2} \Rightarrow M_t = 0.696M_0 \end{array} \right.$$

On prend $M_t = 0,7 M_0$

✓ Travée intermédiaire

$$M_t \text{ max } \begin{cases} M_t + \frac{0.5M_0 + 0.4M_0}{2} \geq 1.06M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.61M_0 \\ M_t \geq \max [1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0] - \frac{0.4M_0 + 0.5M_0}{2} \Rightarrow M_t = 0.646M_0 \end{cases}$$

On prend $M_t = 0.65 M_0$

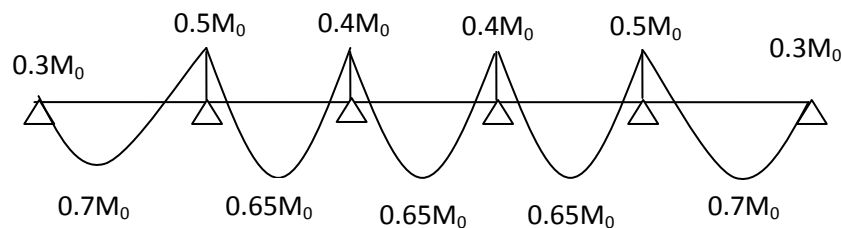


Fig III.5. Diagramme des moments fléchissant

Calcul à L'E.L.U :

a) Calcul des Moments isostatiques:

$Q_u = 7.04 \text{ KN/ml}$

$$M_{012} = M_{023} = \frac{QL^2}{8} = \frac{7.04 \times 3.75^2}{8} = 12.375 \text{ KN.m}$$

$$M_{034} = \frac{QL^2}{8} = \frac{7.04 \times 4^2}{8} = 14.08 \text{ KN.m}$$

$$M_{045} = M_{056} = \frac{QL^2}{8} = \frac{7.04 \times 3.75^2}{8} = 12.375 \text{ KN.m}$$

b) Moments en Travées:

$$M_{t1-2} = M_{t5-6} = 0.7 \times M_{012} = 0.7 \times 12.375 = 8.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2-3} = M_{t4-5} = 0.65 \times M_{023} = 8.04 \text{ KN.m}$$

$$M_{t3-4} = 0.65 \times M_{034} = 9.18 \text{ KN.m}$$

c) Calcul des Moments sur appuis:

$$M_1 = 0.3M_{012} = 3.712 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0.5 \max (M_{012}, M_{023}) = 6.18 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0.4 \max (M_{023}, M_{034}) = 5.632 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0.4 \max (M_{034}, M_{045}) = 5.632 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 0.5 \max (M_{045}, M_{056}) = 6.18 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = 0.3M_{056} = 3.712 \text{ KN.m}$$

❖ Efforts tranchants :

L'effort tranchant en tout point d'une poutre isolée :

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} + M_i}{L}$$

M_i & M_{i+1} : moments aux appuis i et $(i+1)$, à prendre avec leur signe.

$$\theta(x) = \frac{qx}{2} - q \cdot x \quad : \text{effort isostatique.}$$

$$T(x) = \frac{ql}{2} - qx + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

L'effort tranchant aux appuis i et $(i+1)$:

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

$$T_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u L}{2}$$

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

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

Travée	1 - 2	2 - 3	3 - 4	4 - 5	5 - 6
M_w (KN.m)	3.712	6.18	5.632	5.632	6.18
M_e (KN.m)	6.18	5.632	5.632	6.18	3.712
T_e (KN)	-13.85	-13.05	-14.08	-13.34	-12.54
T_w (KN)	12.54	13.34	14.08	13.05	13.85
M_t (KN.m)	8.66	8.04	9.18	8.04	8.66

5.1 Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant

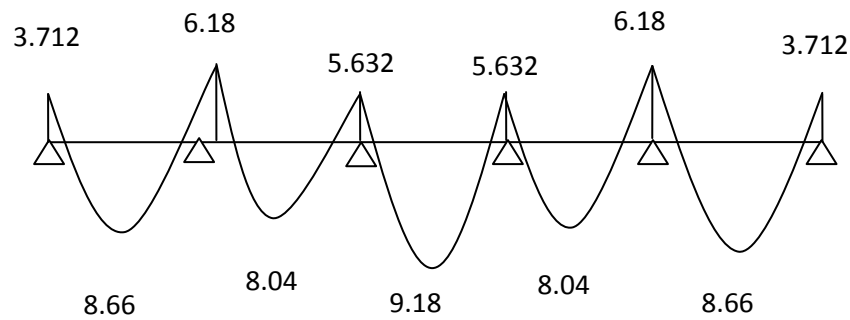


Fig.III.6. Diagramme des moments fléchissants

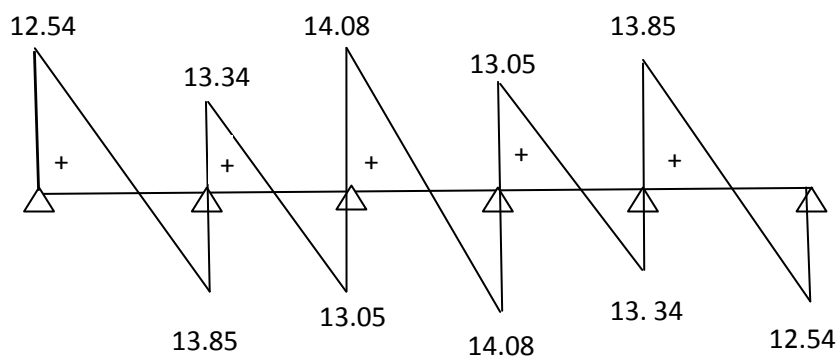


Fig.III.7 Diagramme des efforts tranchants.

✓ Calcul des armatures :

Les moments maximaux aux appuis et en travées sont :

$$M_t^{\max} = 9,18 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 6,18 \text{ KN.m}$$

✓ calcul à l'ELU

a) Armature en travée

Le moment équilibré par la table de compression

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

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

$M_t = 59.072 \text{ KN.m} > M_t = 9.18 \text{ KN.m} \rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcul comme une section rectangulaire (bxh)

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{9.18 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0,030 < 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0,030 \rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{9.18 \times 10^3}{0,985 \times 18 \times 348} = 1.487 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1.487 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

b) Armatures aux appuis

La table est entièrement tendue donc le calcul se fera comme pour une section rectangulaire (bx h).

$$M_a^{\max} = 6.18 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{6.18 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.11 < 0.392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0.11 \rightarrow \beta = 0.942$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{6.18 \times 10^3}{0.942 \times 18 \times 348} = 1.04 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.04 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 1\text{HA}12 = 1.13 \text{ cm}^2$$

c) Calcul des armatures transversales

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{\max} \right) \text{ (Art 7.2.21/BAEL91)}$$

$$\min \left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 12 \right) = 0.571 \text{ cm}$$

$$\phi \leq 0.571 \text{ cm} \text{ On prend } \phi = 6 \text{ mm}$$

$$\text{On adopte : } 2 \phi 6 \rightarrow A_t = 0,57 \text{ cm}^2$$

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

Espacement des armatures transversales

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

$$St = \frac{A_t f_e}{b_0 . 0,4} = \frac{0,57 \times 400}{12 \times 0,4} = 47,5\text{cm}$$

On prend $S_t = 16 \text{ cm}$

6.2) Vérification à l'ELU

a) Vérification de la contrainte tangentielle

(BAEL91.Art.5.1.1).

On doit vérifier que

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5MPa) \quad \text{«Fissuration peu nuisible»}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{14,08 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,65 MPa$$

$$\tau_u = 0,65 MPa < \bar{\tau}_u = 3,25 MPa \quad \Rightarrow \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

b) Condition de non fragilité

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

En travée

$$A_t = 2,36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

Aux appuis

$$A_a = 1,13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence

(BAEL91.Art. A.6.13)

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

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 d \sum U_i} = \frac{14,08 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 1 \times \pi \times 12} = 2,306 MPa$$

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

$$\tau_{se} = 2,01 MPa < \bar{\tau}_{se} = 3,15 MPa \quad \Rightarrow \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

d) Influence de l'effort tranchant sur le béton

(Art. A5.1.313/BAEL91)

On doit vérifier que : $V_u^{\max} \leq 0.267b_0 \times a \times f_{c28}$ avec $a = 0.9d$

$$V_u^{\max} \leq 0.267 \times 0.12 \times 0.9 \times 0.18 \times 10^3 \times 25 = 129.76 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\max} \leq 129.76 \text{ KN}$$

Appuis de rive

$$V_{\max} = 12.54 \text{ KN} < 129.76 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{«condition vérifiée»}$$

Appuis intermédiaires

$$V_{\max} = 13.85 + 13.34 = 27.19 \text{ KN} < 129.76 \text{ KN} \quad \text{«condition vérifiée»}$$

e) Influence de l'effort tranchant sur les armatures

On doit vérifier que : $A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d} \right)$

- **Appuis de rive**

$$V^{\max} = 12.54 \text{ KN} \quad M^{\max} = -3.712 \text{ KN.m}$$

$$A = 1.13 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(12.54 - \frac{3.712}{0.9 \times 0.18} \right) = -0.298$$

$$A = 1.13 \geq -0.298$$

«Condition vérifiée»

- **Appuis intermédiaires**

$$V^{\max} = 27.19 \text{ KN} \quad M^{\max} = -6.18 \text{ KN.m}$$

$$A = 2.36 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(27.19 - \frac{6.18}{0.9 \times 0.18} \right) = -0.315 \text{ cm}^2$$

$$A = 2.36 \geq -0.315 \text{ cm}^2$$

«Condition

vérifiée»

f) Calcul des scellements droit

(BAEL91/ Art.A6.1.23)

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{avec :} \quad \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où} \quad l_s = \frac{1.0 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

g) vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires
(BAEL91.Art.A.51.322).

On doit vérifier que : $\sigma_{bc}^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b_0 a} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ avec $a = 0.9d$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 1.3 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.3 \times \frac{25}{1.5} = 21.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc}^{\max} = \frac{14.08 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 120} = 0.724 < \bar{\sigma}_{bc} \quad \Rightarrow \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

III.2. 4. Calcul à L'E.L.S :

- **Calcul des moments isostatiques :**

$Q_s = 5,035 \text{ KN/ml}$

$$M_{012} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{5.035 \times 3.75^2}{8} = 8.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{034} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{5.035 \times 4^2}{8} = 10.07 \text{ KN.m}$$

Par la méthode forfaitaire : $M_t = 0.7 M_0 \rightarrow$ travée de rive

$M_t = 0.65 M_0 \rightarrow$ travée intermédiaire

b) Moments en Travées:

$$M_{t1-2} = M_{t5-6} = 0.7 \times M_{012} = 0.7 \times 8.85 = 6.19 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2-3} = M_{t4-5} = 0.65 \times M_{023} = 5.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{t3-4} = 0.65 \times M_{034} = 6.54 \text{ KN.m}$$

c) Calcul des Moments sur appuis:

$$M_1 = 0.3 M_{012} = 2.65 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0.5 \max(M_{012}, M_{023}) = 4.42 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0.4 \max(M_{023}, M_{034}) = 4.02 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0.4 \max(M_{034}, M_{045}) = 4.02 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 0.5 \max(M_{045}, M_{056}) = 4.42 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = 0.3 M_{056} = 2.65 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant:

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

Travée	1 - 2	2 - 3	3 - 4	4 - 5	5 - 6
M_w (KN.m)	2.65	4.42	4.02	4.02	4.42
M_e (KN.m)	4.42	4.02	4.02	4.42	2.65
T_w (KN)	8.968	9.54	10.70	9.33	9.912
T_e (KN)	-9.912	-9.33	-10.07	-9.54	-8.968
M_t (KN.m)	6.19	5.75	6.54	5.75	6.19

5.1 Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant

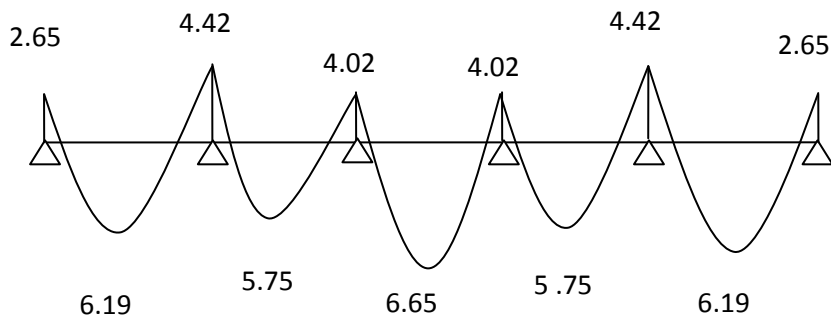


Fig.III.8 Diagramme des moments fléchissants

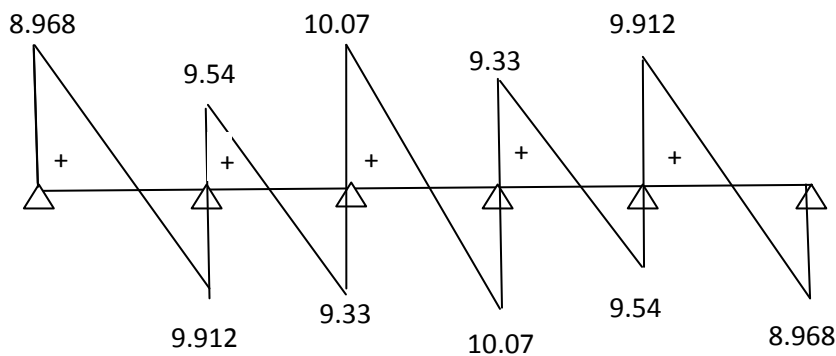


Fig.II.9 Diagramme des efforts tranchants.

c) Etat limite de la compression du béton

1- en travée :

$$M_t^{\max} = 6.19 \text{ KN.m}$$

La contrainte dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.36}{18 \times 12} = 1.09$$

$$\rho_1 = 1.09 \rightarrow \beta_1 = 0.856 \rightarrow K_1 = 19.72$$

$$K = \frac{1}{19.72} = 0.05$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_s} = \frac{6.19 \times 10^3}{0.856 \times 18 \times 2.36} = 170.22 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

- Contrainte de compression dans le béton

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.05 \times 170.22 = 8.51 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

2- aux appuis

$$M_t^{\max} = 4.42 \text{ KN.m}$$

La table étant tendue, la section à calculer est rectangulaire ($b_0.h$)

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 1.13}{18 \times 12} = 0.523$$

$$\rho_1 = 0.523 \rightarrow \beta_1 = 0.891 \rightarrow \alpha_1 = 0.327 \rightarrow K = 0.0323$$

- Contrainte dans l'acier

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{4.42 \times 10^3}{0.891 \times 18 \times 1.13} = 243.88 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

- **Contrainte dans le béton**

$$\sigma_b = k\sigma_s = 0.032 \times 243.88 = 7.80 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

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

d) vérification des ouvertures de fissuration à l'ELU

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

e) Etat limite de déformation

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées.

$$1- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$2- \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$3- \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{F_e}$$

Avec

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

M₀ : Moment isostatique

L : portée libre

M_t : moment de flexion

B₀ : largeur de nervure

$$1- \frac{h}{L} = \frac{20}{375} = 0.0533 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \quad \text{«Condition non vérifiée »}$$

$$2- \frac{h}{L} = 0.0533 > \frac{4.42}{10 \times 8.85} = 0.0499 \quad \Rightarrow \quad \text{«Condition vérifiée »}$$

$$3- \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{2.36}{18 \times 12} = 0.0109 > \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \Rightarrow \quad \text{«Condition vérifiée »}$$

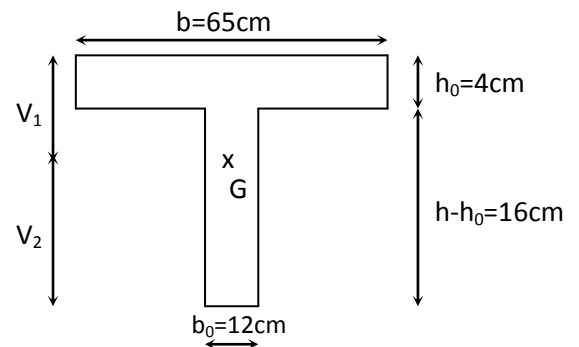
Le calcul de la flèche est nécessaire.

Calcul de la flèche

(BAEL91 Art. B6.5.2/)

$$a) f_v = \frac{M_i^{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} < \frac{L}{500} \quad \text{avec} \quad I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1+\mu\lambda_v}$$

$$b) f_i = \frac{M_s l^2}{10 E_i I_{fi}} < \frac{L}{500} \quad \text{avec} \quad I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1+\mu\lambda_i}$$



Aire de la section homogénéisée :

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

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2.36 = 487.4 \text{ cm}^2$$

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S /_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.36 \times 18 = 3461.2 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{3461.2}{487.4} = 7.1 \text{ cm} \quad V_1 : \text{position de l'axe neutre.}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.1 = 12.9 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.1^3 + 12.9^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7.1 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2.36 (12.9 - 2)^2$$

$$I = 20021.06 \text{ cm}^4$$

I₀ : moment d'inertie de la section homogénéisée

l = la portée libre mesurée d'appuis de la travée considérées

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

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.011$$

Calcul des coefficients

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.011 \times \left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right)} = 3.74 \quad \text{Pour les déformations instantanées}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1.5 \quad \text{Pour les déformations de longues durées.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 170.22 + 2.1} = 0.383$$

$$I_{f_i} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1.1 \times 20021.06}{1 + 3.74 \times 0.383} = 9054.01 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_v} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 20021.06}{1 + 1.5 \times 0.383} = 13987.40 \text{ cm}^4$$

$$f_i = \frac{6.19 \times (375)^2 \times 10^2}{10 \times 3245.661 \times 9054.01} = 0.29 < \frac{375}{500} = 0.75 \text{ cm} \quad (\text{Véifiée})$$

$$f_v = \frac{6.19 \times (375)^2 \times 10^2}{10 \times 1081.887 \times 13987.40} = 0.57 < \frac{375}{500} = 0.75 \text{ cm} \quad (\text{Véifiée})$$

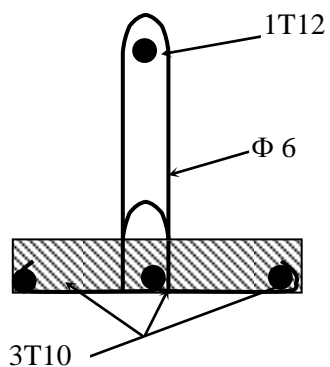


Fig. Ferrailage de la poutrelle

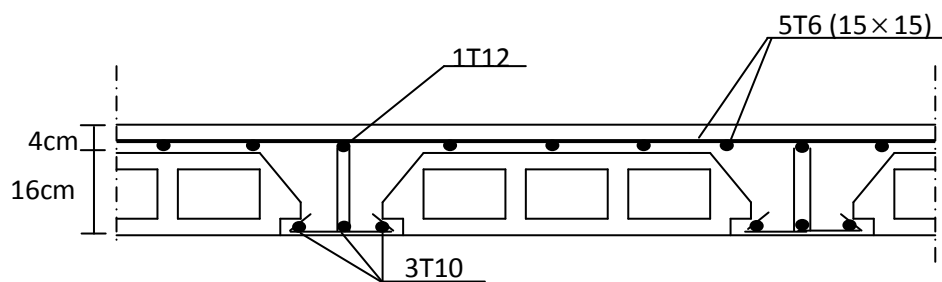
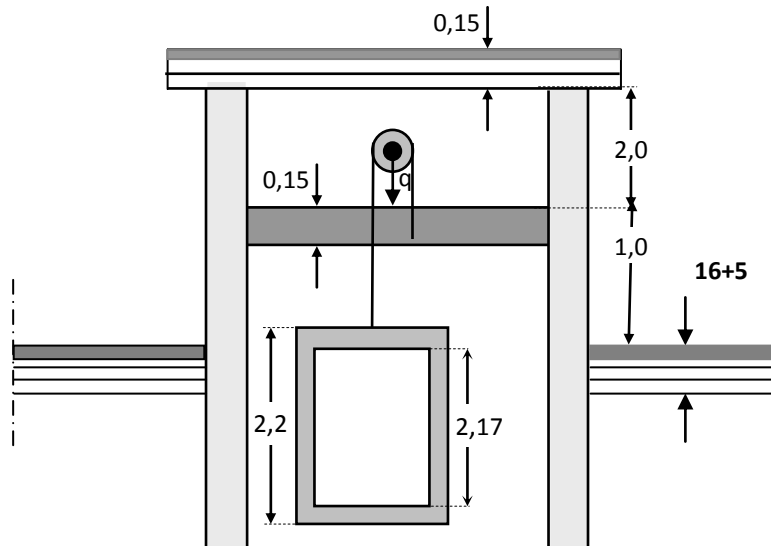


Fig.. ferrailage du plancher.

III.3. Etude de la salle machine :**III.3.1) Introduction :**

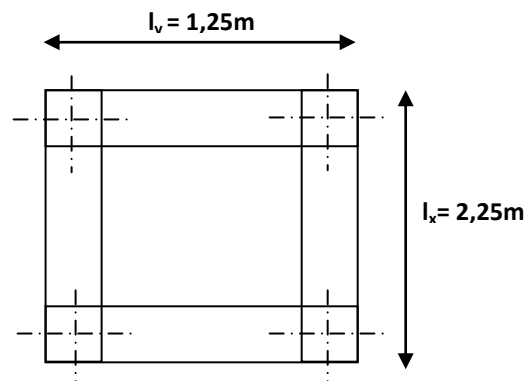
Vu le nombre important de niveaux que comporte la structure (9 niveaux), un ascenseur à été prévu. La surface de sa cabine est $(1.25 \times 2.25 = 2.81 \text{ m})$; la charge totale que le Système de levage transmet est de 4 tonnes. ($P = 40\text{KN}$)

**Dimensionnement**

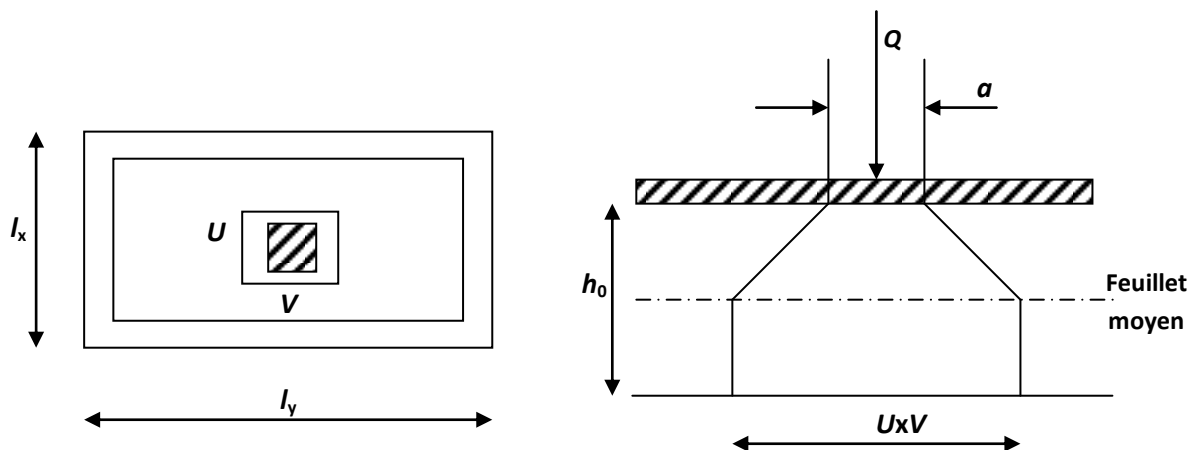
$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{125}{30} = 4,16\text{cm}$$

h_t doit être au moins égale à 12cm (RPA99 version 2003) ;

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



La dalle repose sur son contour (4 appuis). Elle est soumise a la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle ($U \times V$), (surface d'impacte) au niveau du feuillet moyen de la dalle. Le calcul se fera a l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau



On a: $U = U_0 + 2e + h_t$

$V = V_0 + 2e + h_t$

Avec : $h_t = 15\text{cm}$;

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

$U_0 = 75\text{cm}$; $V_0 = 75\text{cm}$

D'ou : $U = 75 + 10 + 15 = 100\text{cm}$

$V = 75 + 10 + 15 = 100\text{cm}$

Les cotes U_0 et V_0 sont supposes parallèles respectivement a L_x et L_y

III.3.3 Calcul des moments à l'ELU :

a) Evaluation des moments M_x et M_y dus au système de levage :

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

Avec ν : coefficient de poisson a

$$\begin{cases} \text{E.L.U} & \nu=0 \\ \text{E.L.S} & \nu=0,2 \end{cases}$$

M_1 et M_2 : coefficient a détermenes a partir des abaques de PIGE AUD. Suivant le rapport

$$\frac{U}{L_x} \text{ et } \frac{V}{L_y}$$

$$\rho = \frac{1,25}{2,25} = 0,55 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travail dans les deux sens.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{U}{L_x} = \frac{100}{125} = 0,8 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{100}{225} = 0,44 \end{array} \right.$$

De l'abaque de PIGEAUD $\rho = 0,5$

On a pour :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{U}{L_x} = 0,8 \\ \frac{V}{L_y} = 0,4 \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{Du tableau}} \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0,096 \\ M_2 = 0,037 \end{array} \right.$$

➤ **Calcul a ELU :**

On a $v=0$

$$q_u = 1.35 P$$

$$M_{x1} = q_u(M_1 + v M_2) = 1,35 \times 40(0,096 + 0 \times 0,037) = 5,184 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = q_u(M_2 + v M_1) = 1,35 \times 40(0,037 + 0 \times 0,096) = 1,998 \text{ KN.m}$$

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

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

Ils sont donnes par les formules :

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

$$\rho = \frac{1,25}{2,25} = 0,55 \Rightarrow \text{la dalle travail dans les deux sens.}$$

$$\text{Du tableau } \rho = 1 \xrightarrow{\quad} \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0879 \\ \mu_y = 0.250 \end{array} \right.$$

$$\text{Poids propre de la dalle } G = 0.15 \times 1 \times 25 = 3.75 \text{ KN/ml}$$

La surcharge d'exploitation Q est prise égale a 1KN/ml

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6.5625 \text{ KN/ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = 0,0879 \times 6,5625 \times 1,25^2 = 0,90 \text{KN.m} \\ M_{y2} = 0,250 \times 0,90 = 0,225 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

b-3) Superposition des moments:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5,184 + 0,90 = 6,084 \text{KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3,03 + 0,225 = 3,255 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

Ces moments seront minores en travée en leur affectant le coefficient (0,85) et en appuis par (0,3) pour tenir compte de la non continuité de la dalle.

Donc on aura :

➤ **Moments en travée :** $M^t = 0,85M$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^t = 0,85 \times 6,084 = 5,17 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0,85 \times 3,255 = 2,76 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

➤ **Moments aux appuis :** $M^a = -0,3M$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^a = -0,3 \times 6,084 = -1,82 \text{KN.m} \\ M_y^a = -0,3 \times 3,255 = -0,97 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

III.3.4 Calcul de la section d'armature :**a) Sens x-x :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m

➤ **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{5,17 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,022 < \mu_e = 0,392 \Rightarrow \text{(SSA)}$$

$$\text{On a } \mu_b = 0,022 \longrightarrow \beta = 0,989$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5,17 \times 10^3}{0,989 \times 13 \times 348} = 1,15 \text{ Cm}^2$$

On opte pour **4HA8/ml** \longrightarrow $A_t = 2,01 \text{ Cm}^2$, avec $St = 15 \text{ Cm}$

➤ **Aux appuis**

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1,82 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,008 < \mu_e = 0,392 \quad \Rightarrow \quad (\text{SSA})$$

On a $\mu_b = 0,008$ \longrightarrow $\beta = 0,996$

$$A_t = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{1,82 \times 10^3}{0,996 \times 13 \times 348} = 0,40 \text{ Cm}^2$$

On opte pour **4HA8/ml** \longrightarrow $A_t = 2,01 \text{ Cm}^2$, avec $St = 15 \text{ Cm}$

b) Sens y-y :

Le calcul se fera pour une bande de 1m

➤ **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2,76 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,012 < \mu_e = 0,392 \quad \Rightarrow \quad (\text{SSA})$$

On a $\mu_b = 0,012$ \longrightarrow $\beta = 0,994$

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{2,76 \times 10^3}{0,994 \times 13 \times 348} = 0,61 \text{ Cm}^2$$

On opte pour **4HA8/ml** \longrightarrow $A_t = 2,01 \text{ Cm}^2$, avec $St = 25 \text{ Cm}$

➤ **Aux appuis**

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,97 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,004 < \mu_e = 0,392 \quad \Rightarrow \quad (\text{SSA})$$

On a $\mu_b = 0,004$ \longrightarrow $\beta = 0,998$

$$A_t = \frac{M_y^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0,97 \times 10^3}{0,998 \times 13 \times 348} = 0,21 \text{ Cm}^2$$

On opte pour **4HA8/ml** \longrightarrow $A_t = 2,01 \text{ Cm}^2$, avec $St = 25 \text{ Cm}$

f. Vérification à l'ELU

1-Condition de non fragilité

Armatures principales

$$A \geq \frac{bh l_0}{2 \left(3 - \frac{l_x}{l_y} \right)} = \frac{100 \times 15 \times 0,0008}{2 \left(3 - \frac{1,25}{2,25} \right)} = 0,24 \text{ cm}^2.$$

$A \geq 0,24 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée dans les deux sens.

Remarque

Pour armatures transversales elles ne sont pas nécessaires.

2-Ecartement des barres

(Art A.8.2.42 BAEL 91)

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

(charges concentrées)

Direction la plus sollicitée : min (2h, 25 cm).

Direction perpendiculaire : min (3h, 33 cm).

Sens x-x

Armatures supérieures : $St = 15 \text{ cm} < \min (2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

Armatures inférieures : $St = 15 \text{ cm} < \min (2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

Sens y-y

Armatures supérieures : $St = 25 \text{ cm} < \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

Armatures inférieures : $St = 25 \text{ cm} < \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

3-Contrainte tangentielle

Les efforts sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au niveau de } U : T_{\max} = Vu = \frac{P}{2a + b} = \frac{40}{3 \times 0,8} = 16,66 \text{ t.}$$

$$\text{Au niveau de } V : T_{\max} = Vu = \frac{P}{2a + b} = \frac{40}{3 \times 0,8} = 16,66 \text{ t. On doit vérifier que}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} = \bar{\tau} ; \text{ La fissuration est peu nuisible donc}$$

$$\tau_u = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{3750}{1 \times 0,13} = 0,288 \text{ MPa} \Rightarrow \text{ Condition vérifiée.}$$

g) Vérification de l'E.L.S

Les moments à l'E.L.S

Moment engendré par le système de levage

$$M_{x1} = (M_1 + V M_2) q_s .$$

$$M_{y1} = (M_2 + V M_1) q_s .$$

$$q_s = G + Q = 100 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x1} = (0,096 + 0,2 \times 0,037) \times 100 = 10,34 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = (0,037 + 0,2 \times 0,096) \times 100 = 5,62 \text{ KN.m}$$

Moment engendré par le poids propre de la dalle

$$q_s = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/m}^2 .$$

$$\rho = 0,90 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0529. \\ \mu_y = 0,846. \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s l_x^2 = 0,0529 \times 4,75 \times (1,25)^2 = 0,40 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,24 \text{ KN.m.}$$

Superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10,34 + 0,40 = 10,74 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5,62 + 0,24 = 5,86 \text{ KN.m.}$$

Contrainte de compression dans le béton :

Sens x-x

$$\text{Aux appuis} \quad M_a = 4,93 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 13} = 0,193 \quad \Rightarrow \quad k = 0,018 \text{ et } \beta = 0,930.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{4,93 \times 10^6}{0,930 \times 130 \times 2,51 \times 10^2} = 162,46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k\sigma_s = 0,018 \times 162,46 = 2,92 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

En travée $Mt = 13,96 \text{ KN.m.}$

On doit vérifier

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times At}{bd} = \frac{100 \times 4,02}{100 \times 13} = 0,309 \quad k = 0.029 \text{ et } \beta = 0.897$$

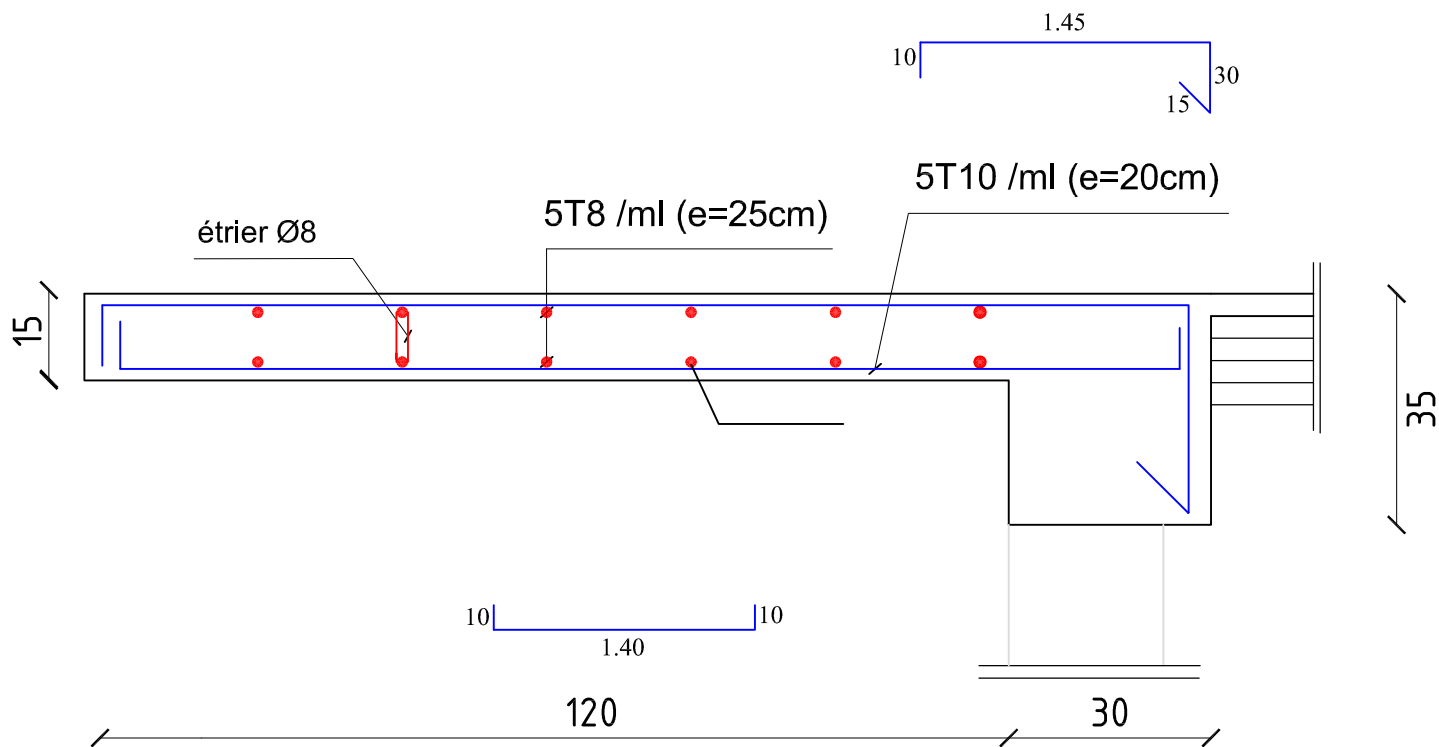
$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta_1 d At} = \frac{13,96 \times 10^6}{0,897 \times 130 \times 4,02 \times 10^2} = 297,79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k\sigma_s = 0.029 \times 297,79 = 8,63 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

On trouve aussi que la condition est vérifiée dans le sens y-y.

Etat limite de fissuration

La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire.



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Melle : SEBIH KAHINA
Melle : CHEBALLH Fatima

DIRIGE PAR :

Mr : MECHICHE

TITRE :

Ferrailage des Balçon

PROMOTION 2013/2014

PLANCHE N°

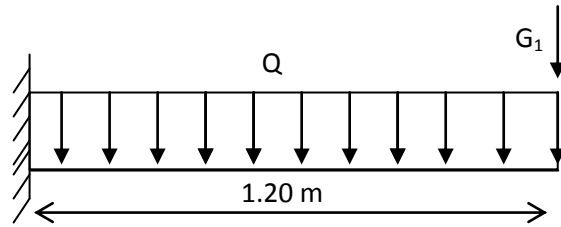
ECHELLE

III.4.Calcul du balcon :

Le balcon est considéré comme une console encadrée au niveau de la poutre de rive.
 Son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$e_p \geq \frac{l}{10} \text{ [cm]}$$

$$e_p \geq \frac{120}{10} = 12\text{cm}$$



On prend $e_p=15 \text{ cm}$

III.4.1.Charges et surcharges :

➤ **Charges permanentes :**

carrelage (2cm).....	0,02x22=0,44KN/m ²
mortier de pose (2cm).....	0,02x22=0,44KN/m ²
couche de sable (2cm).....	0,02x18=0,36KN/m ²
enduit de ciment (1.5cm).....	0,01x15=0,15KN/m ²
la dalle pleine (15cm).....	0,15x25x1=3.75KN / m ²

$$G_t=5,14\text{KN/m}^2$$

➤ le poids du garde corps en briques creuses :

briques creuses (10cm).....	0,1x9=0,9KN/m ²
enduit extérieur (2cm).....	0,02x10=0,2KN/m ²
enduit intérieur (2cm).....	0,02x10=0,2 KN/m ²

$$g=1,46 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Surcharges d'exploitations :**

Surcharge d'exploitation de la dalle : $Q_b=3,5\text{KN/m}^2$

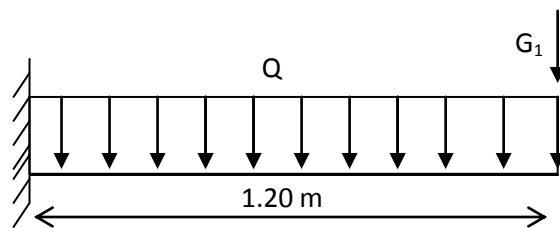


Figure 1.schéma statique du balcon

III.4.2. Combinaisons des charges :

a. A l'E.L.U :

pour la dalle $q_u = (1,35G_t + 1,5Q_b) \cdot 1m = (1,35 \times 5,14) + (1,5 \times 3,5) = 12,19 \text{KN/m}$

garde corps $g_u = (1,35 \times g) \cdot 1m = (1,35 \times 1,46) = 1,971 \text{KN/m}$

➤ **Calcul des moments :**

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

$$M_u = \left(-q_u \cdot \frac{l^2}{2}\right) - g_u \cdot l$$

$$M_u = -\frac{12,19 \times (1,2)^2}{2} - (1,971 \times 1,20) = -11,14 \text{KN.m}$$

Le signe moins (-) désigne que la fibre supérieure est tendue.

➤ **L'effort tranchant :**

$$V_u = q_u \cdot l + g_u$$

$$V_u = 12,19 \times 1,20 + 1,971 = 16,597 \text{KN}$$

b. Ferrailage :

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

➤ **Armatures principales :**

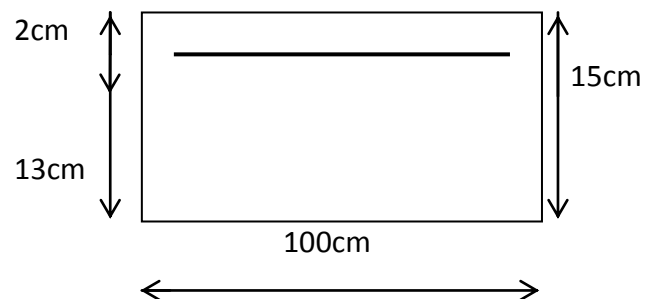
$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{11,14 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,046 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0,046 \Rightarrow \beta = 0,976$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11,14 \times 10^3}{0,976 \times 13 \times 348} = 2,52 \text{cm}^2$$

On adopte : **5HA10** = 3,92 cm² avec $S_t = 20 \text{ cm}$



➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,92}{4} = 0,98 \text{cm}^2 \quad \text{On adopte } 5\text{HA}8 = 1,41 \text{cm}^2 \quad \text{Avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

c. Vérifications à l'E.L.U :➤ **Condition de non fragilité :**

On doit vérifier que $A_u > A_{min}$

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot (f_{t28}/f_e) = 0,23 \cdot 100 \cdot 13 \cdot (0,21/40) = 1,57 \text{ cm}^2$$

$A_u > A_{min}$ (condition vérifiée).

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{16,52 \times 10^3}{10^3 \times 120} = 0,137 \text{ MPa}$$

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

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

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

On a $St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ (condition vérifiée).

➤ **Pour les armatures de répartition :**

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

On a $St = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ (condition vérifiée).

➤ **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :**

On a :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \Sigma u_i} = \frac{16,52 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 157} = 0,899 \text{ MPa} \quad \text{Avec}$$

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

$$\Sigma u_i = 3,14 \times 5 \times 1,0 = 15,70 \text{ cm}^2$$

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

➤ **La longueur de scellement droit :**

La longueur de scellement droit est donnée par la relation suivante

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\sigma_s} \quad \text{Avec: } \sigma_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2.835} = 352 \text{ mm} \quad \text{Soit} \quad L_s = 36 \text{ cm.}$$

III.4.3. Calcul a l'E.L.S :

pour la dalle $q_s = (G_t + Q_b) \cdot 1 \text{ m} =$

$(5,14 + 3,5) = 8,64 \text{ KN/m}$ garde corps g_s

$= 1,46 \text{ KN/m}$

Calcul des moments :

$$M_s = - \left(\frac{q_s L^2}{2} + q_{s1} L \right) = - \left(\frac{8.64 \times 1.20^2}{2} + 1.46 \times 1.20 \right) = 7.97 \text{ KN m}$$

➤ **Vérification des contraintes à l'E.L.S**

➤ **Dans l'acier :**

La fissuration étant préjudiciable, on vérifie :

$$\bar{\tau}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$$

Avec : $\eta = 1,6$ pour HA $\phi \geq 6 \text{ mm}$

$$\bar{\tau}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \{266,66; 201,63\}$$

Donc : $\bar{\tau}_{st} = 201,63$

$$\rho_1 = 100A/b.d = (100 \times 3.92) / (100 \times 13) = 0,30 \quad \beta_1 \iff = 0,913 \quad K \iff = 42.47$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{7.87 \times 10^6}{392 \times 0,913 \times 130} = 169.15 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

➤ **Dans le béton :**

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

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{169.15}{42.47} = 3.98 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

➤ **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées alors il n'y a pas lieu de vérifier la flèche:

$$1 / \frac{e}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{120} = 0,125 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

$$2 / \frac{e}{L} \geq \frac{Mt}{10.M_0} \Rightarrow \frac{15}{120} = 0,125 > \frac{9,2}{10 \times 9,2} = 0,1 \quad \Rightarrow \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

$$3 / \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{fe} \Rightarrow \frac{3,93}{100 \times 13} = 0,003 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \Rightarrow \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

Conclusion :

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

Calcul de la poutre palière d'étage courant et du 1^{er} étage du service :**Pré dimensionnement :*****Hauteur***

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante

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

Avec

L_{\max} longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

h_t hauteur de la poutre.

$$L_{\max} = 3,75\text{m} \Rightarrow \frac{375}{15} \leq h_t \leq \frac{375}{10} \quad \text{donc : } 25\text{cm} \leq h_t \leq 37,5\text{cm}$$

Compte tenu des exigences du RPA (Art 7.5.1), On opte pour $h_t = 35 \text{ cm}$

Largeur

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \text{D'ou : } 14\text{cm} \leq b \leq 24,5\text{cm}$$

D'après les exigences du RPA, on prend $b = 25\text{cm}$

Donc la poutre palière à pour dimensions : $(b \times h) = (30 \times 25) \text{ cm}^2$

a) Détermination des charges

Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0,30 \times 0,25 = 2,625 \text{ KN/ml}$

Effort tranchant à l'appui : $ELU \quad T_u = 62,04\text{KN}$
 $ELS \quad T_s = 49,24 \text{ KN}$

b) Combinaison de charges

$$ELU \quad q_u = 1,35 G + \frac{2T_u}{L} = (1,35 \times 2,625) + \frac{(2 \times 62,04)}{3,75}$$

$$q_u = 34,95 \text{ KN/ml}$$

$$ELS \quad q_s = G + \frac{2T_s}{L} = 2,625 + \frac{(2 \times 49,24)}{3,75}$$

$$q_s = 27,55 \text{ KN/ml}$$

III.8.2. Calcul des efforts à l'ELU***Moment isostatique***

$$M_{0u} = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{34,95 \times 3,75^2}{8} = 68,16 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{34,95 \times 3,75}{2} = 69,02 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

$$\text{Sur appuis : } M_a = -0,3 \times M_u^{\max} = -0,3 \times 68,16 = -20,44 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times M_u^{\max} = 0,85 \times 68,16 = 57,93 \text{ KN.m}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

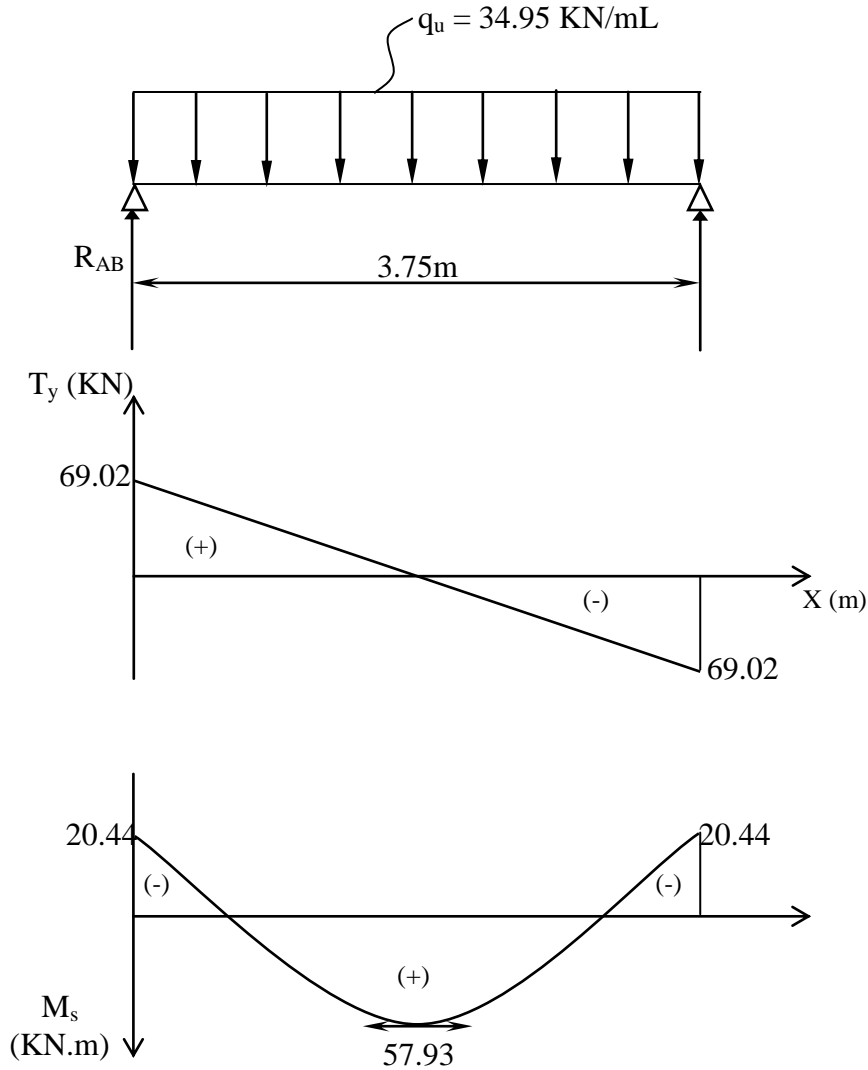


Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant

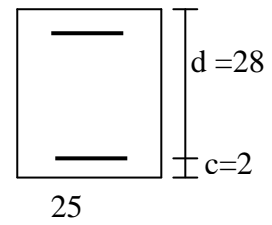
c) Calcul des armatures

En travée

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{57.93 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times 14.2} = 0.124$$

$$\mu_b = 0.124 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\beta = 0.934$$



$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{57.93 \times 10^3}{0.934 \times 33 \times 348} = 5.40 \text{ cm}^2 \quad \text{On opte pour : } 3\text{HA}16 = 6.03 \text{ cm}^2$$

Sur appuis

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{20.44 \times 10^3}{30 \times (33)^2 \times 14.2} = 0.044$$

$$\mu_b = 0.044 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\beta = 0.978$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{20.44 \times 10^3}{0.978 \times 33 \times 348} = 1.81 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On opte pour } 3 \text{ HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2.$$

d) Vérifications à l'ELU**Condition de non fragilité**

(BAEL91.Art. A.4.2.1)

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.19 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 6.03 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.19 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

Vérification de l'effort tranchant

(BAEL91.Art. A.5.2.2)

$$T_u^{\max} = 69.02 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{69.02 \times 10}{25 \times 28} = 0.69 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0.13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\} = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.69 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

Condition est vérifiée

Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement

(BAEL91.Art. A.6.1.3)

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \cdot \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi$$

$$\tau_{se} = \frac{69.02 \times 10}{0.9 \times 28 \times 3 \times 3.14 \times 1.4} = 1.76 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.76 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

\(\Rightarrow\) Condition est vérifiée

\(\Rightarrow\) Pas de risque d'entraînement des barres.

Les armatures transversales

Les diamètres des armatures transversales doivent être

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_t ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{12 ; 10 ; 30\} = 10 \text{ mm}$$

On choisit un diamètre : $\phi = 8mm$

Donc on adopte 3HA8 = $1.50cm^2$. \longrightarrow (1 cadre + 1 étrier) $\phi 8$

$$S_t \leq \min \{0.9d ; 40cm\} = \min \{29.7 ; 40cm\} = 29.7cm$$

Soit $S_t = 10 cm$.

Espacement des barres

D'après le règlement

(RPA99, Art 7.5.2.2)

En zone nodale

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \quad \Rightarrow \quad S \leq \frac{A_t}{0.003 \times b} = \frac{6.03}{0.003 \times 30} = 67cm$$

En zone courante (travée)

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5cm, \quad \text{soit} \quad S_t = 10 cm.$$

f) Vérifications à l'ELS

$$q_s = 27.55 \text{ KN/ml.}$$

Moment isostatique

$$M_{0s} = M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{27.55 \times (3.95)^2}{8} = 53.73 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{27.55 \times 3.95}{2} = 54.41 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

$$\text{Sur appuis : } M_{sa} = -0.3 \times M_s^{\max} = -0.3 \times 53.73 = -16.11 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_{st} = 0.85 \times M_s^{\max} = 0.85 \times 53.73 = 45.67 \text{ KN.m}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant

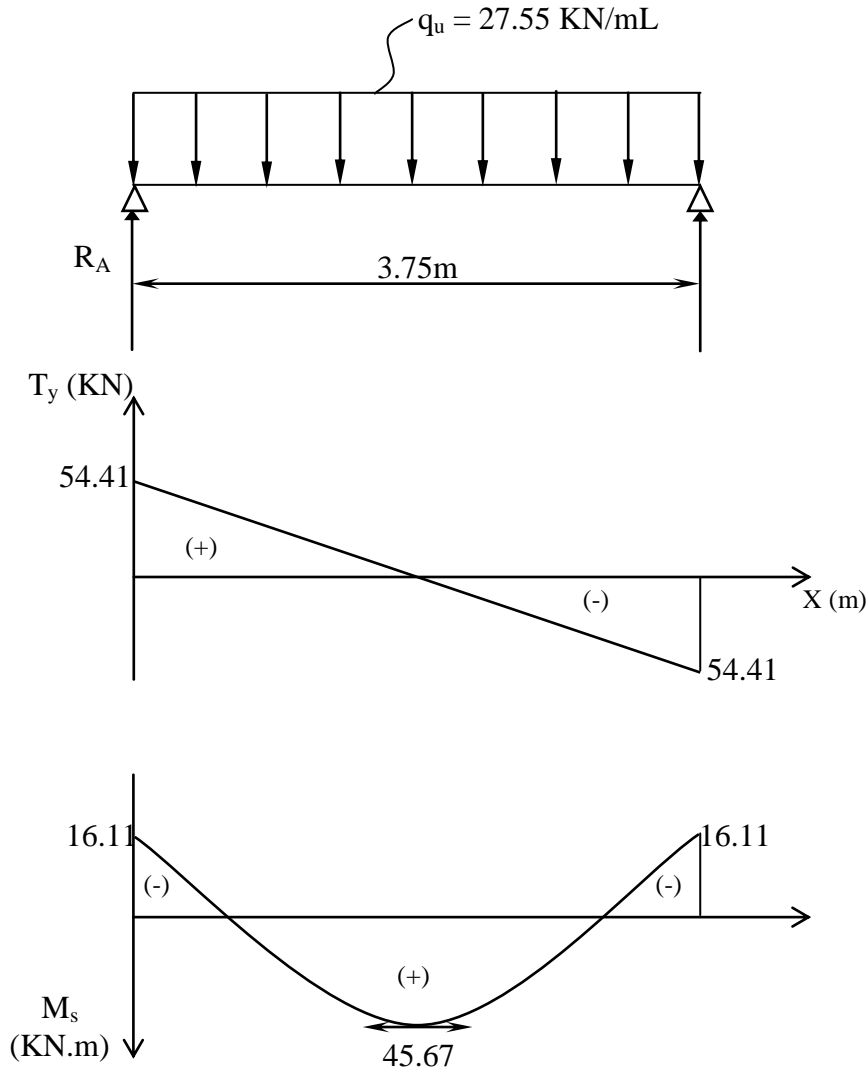


Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant

Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

1. Etat limite de compression du béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s \leq \sigma_{bc} = 0.6f_{c28}$

Aux appuis

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b.d} = \frac{100 \times 2.36}{30 \times 33} = 0.238$$

(Tableau) $\rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.922 \\ K = 0.02 \end{cases}$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \cdot A_s \cdot d} = \frac{16.11 \times 10^3}{0.922 \times 2.36 \times 33} = 224.35 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0.025 \times 224.35 = 5.60 \text{ MPa.} \\ \sigma_{bc} = 5.60 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

En travée

$$\rho_1 = \frac{100At}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.40}{30 \times 33} = 0.545$$

$$\xrightarrow{\text{Tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.890 \\ K = 0.03 \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \cdot A_s \cdot d} = \frac{45.67 \times 10^3}{0.890 \times 5.40 \times 33} = 287.96 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0.02 \times 287.96 = 5.75 \text{ MPa.} \\ \sigma_{bc} = 5.75 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right\} \text{Condition est vérifiée}$$

2) Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, alors il est inutile de vérifier.

1- vérification de la flèche (BAEL91/B.6.5.1) :

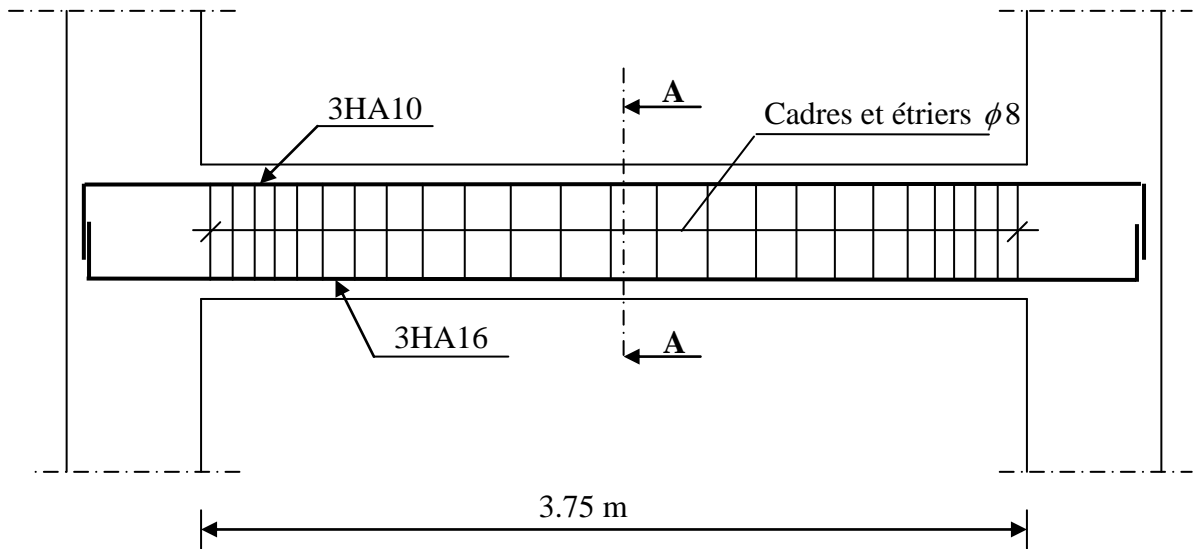
$$\frac{h}{L} = \frac{35}{395} = 0.088 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.088 \geq \frac{M_{tr}}{10M_0} = \frac{45.67}{10 \times 54.41} = 0.083 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

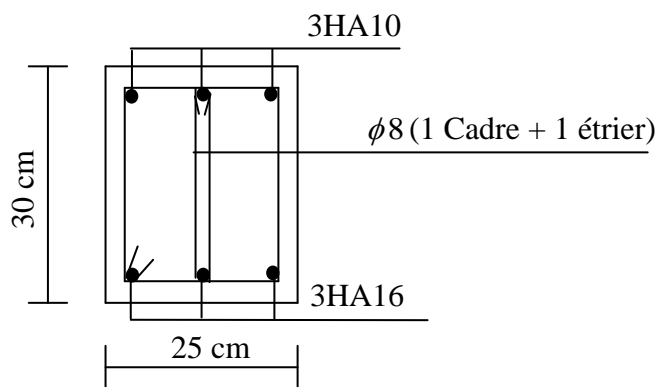
$$\frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{6.03}{30 \times 33} = 6.09 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

On se dispose du calcul de la flèche car les 3 conditions sont vérifiées.

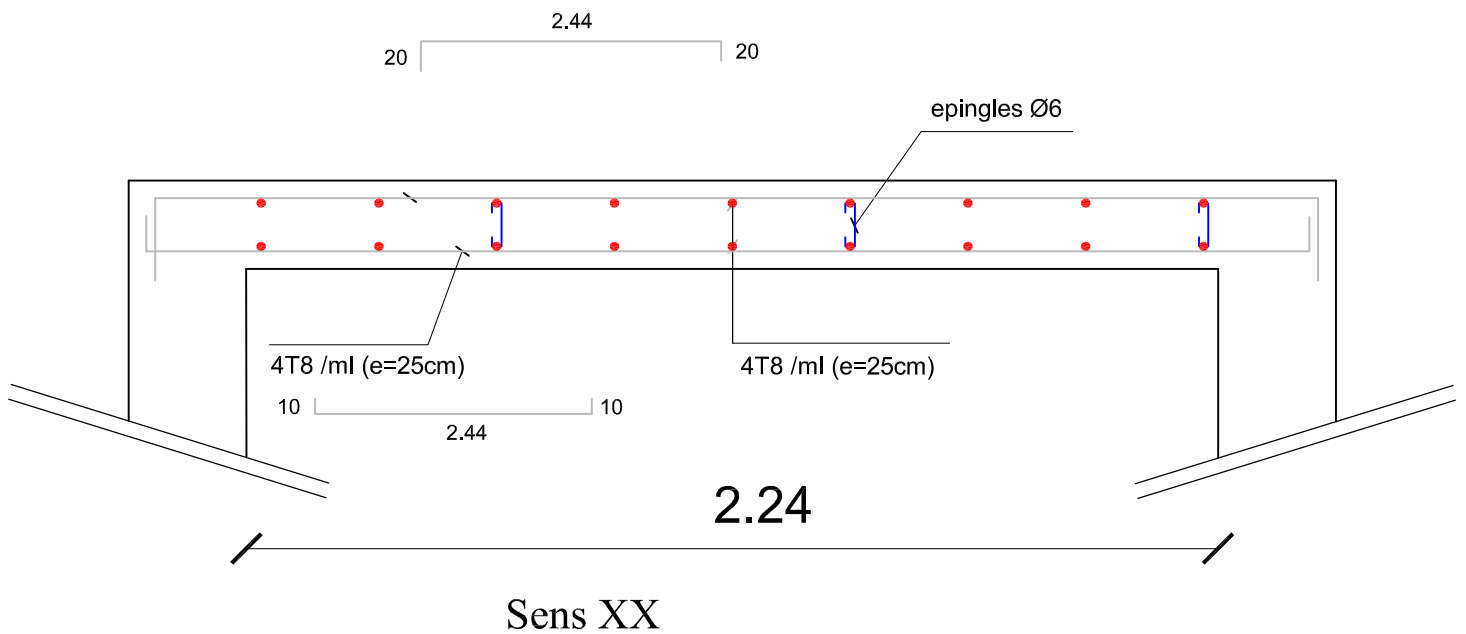
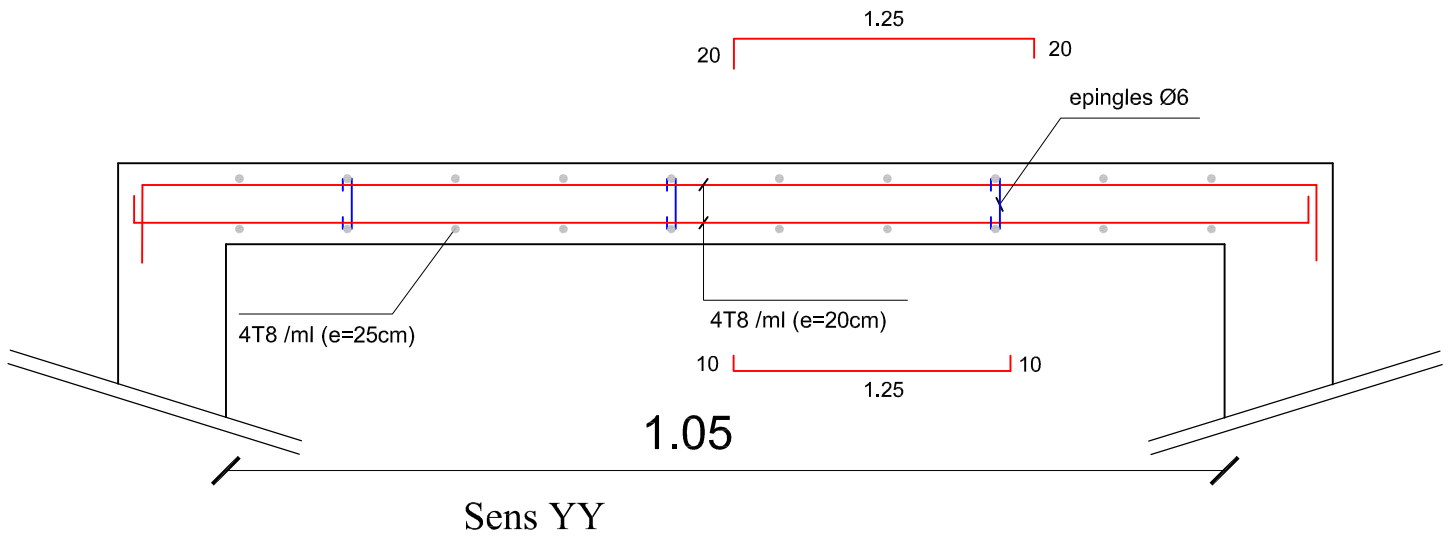
Plan de ferrailage de la poutre palière :



Ferrailage de la poutre palière



Coupe A-A



Ferraillage de la dalle de la salle machine

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUDE MAMMERRI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Melle : SEBIH Kahina
Melle : CHEBALLH Fatima

DIRIGE PAR :

Mr : MECHICHE

TITRE :

Ferraillage de la salle Machine

PROMOTION 2013/2014

PLANCHE N°

ECHELLE

III .5.Les escaliers :

III .5.1.Introduction : L'escalier est un ouvrage qui permet le passer d'un niveau à un autre d'une construction. La relation empirique qui lit les deux dimensions g et h et qui permet de concevoir un escalier de déplacement confortable est la relation de BLONDEL.

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

Les escaliers de tous les niveaux : sont à deux volés avec un palier intermédiaire

III .5.2-Terminologie :

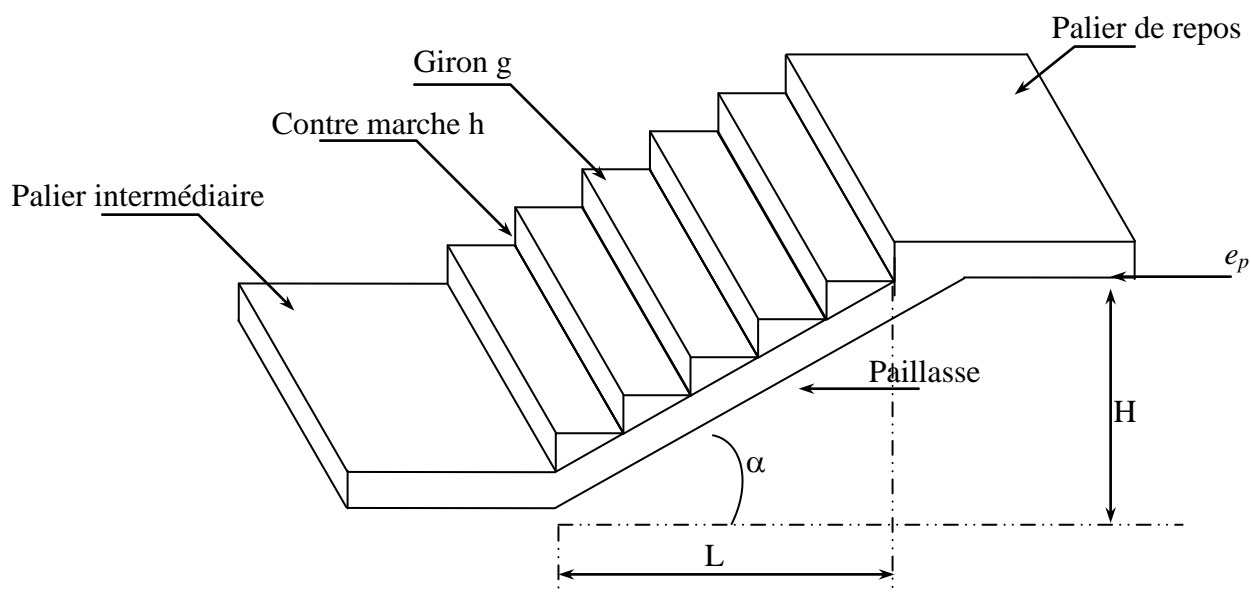


Schéma descriptif de l'escalier

III .5.3.Notations utilisées :

g : giron

h : hauteur de la contre marche

e : épaisseur de la paillasse et du palier

H : hauteur d'une volée

L_1 : portée projetée de la paillasse

L_2 : largeur du palier

L : somme de la longueur de la paillasse et du palier

n : nombre de contre marches

$n-1$: nombre de marches

III .5.4. Pré-dimensionnement de l'escalier :

4-a- Schéma statique :

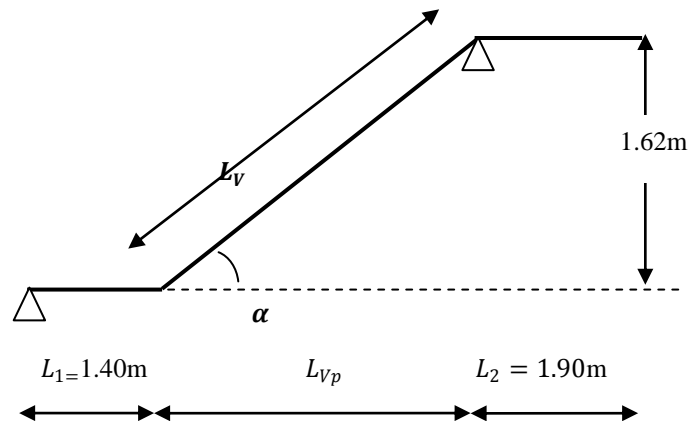


Fig.1.Schéma statique de l'escalier

La relation qui lie entre h et g, et qui permet de concevoir un escalier plus confortable, est la relation empirique de **blondel** :

-Hauteur des marche **h** $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$

On prend : $h=17\text{cm}$

- Girant **g** $60\text{cm} \leq 2h+g \leq 66\text{cm}$

$60\text{cm} \leq 34+g \leq 66\text{cm}$

$$26 \leq g \leq 32 \Rightarrow g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30$$

on choisi: $\left\{ \begin{array}{l} h=17\text{cm} \\ g= 30\text{cm} \end{array} \right.$

Vérification

$2h + g = 60\text{cm} \leq 66\text{cm} \Rightarrow$ condition de blondel est vérifiée.

a) Calcul du nombre de marches et contre marches :

➤ Nombre de contre marches :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{162}{17} = 9 \text{ contre marches.}$$

➤ Nombre de marches :

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches.}$$

➤ Emmarchement :

$$E = 1.25\text{m.}$$

Remarque : Comme l'étage comportent 2 volées, on optera pour la répartition suivante : La 1ere et 2eme volées seront identiques et auront 9 contre marches et donc 8marche .

b) Détermination de l'épaisseur de la paillasse et des paliers :

La longueur de la ligne de foulée : $L_{vp} = g (n-1) = 30 (9-1) = 240\text{cm}$.

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_{vp}} = \frac{162}{240} = 0.675 \quad \rightarrow \alpha = 34.01^\circ$$

✓ Epaisseur de la paillasse (e_p) :

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

$$\cos \alpha = \frac{L_{vp}}{L_v} \quad \Rightarrow L_v = \frac{240}{\cos \alpha} = 289.52\text{cm}$$

$$L = 140 + 289.52\text{cm} = 429.52\text{cm}$$

$$\frac{429.52}{30} \leq e_p \leq \frac{429.52}{20} \quad \Rightarrow 14.31\text{cm} \leq e_p \leq 21.47\text{cm}$$

On opte pour une paillasse d'épaisseur: $e_p = 18\text{cm}$

b) Détermination des charges et surcharges

Le calcul s'effectuera pour une bande de (**1m**) d'embranchement et une bande de (**1m**) de projection horizontale de la volée. En considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

5-1-Charges permanentes :**A-Palier :**

$$G_p = G_{\text{revêtements}} + G_{\text{paillasse}}$$

$$\text{Poids propre : } 25 \times 0.18 \times 1 = 4.5 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Revêtements carrelage : } \dots\dots\dots 0.44 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Mortier de pose : } \dots\dots\dots 0.44 \text{ KN/ml}$$

$$\mathbf{G_p = 5.38 \text{ KN/ml}}$$

B-volée :

$$G_v = G_{\text{marches}} + G_{\text{revêtements}} + G_{\text{paillasse}}$$

$$\text{Poids de la paillasse : } 25 \times 0.18 \times 1 / \cos 34.01 = 5.42 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids des marches : } 25 \times 0.17 \times 1 / 2 = 2.125 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Revêtements carrelage : } \dots\dots\dots 0.44 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Mortier de pose : } \dots\dots\dots 0.44 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Garde corps : } \dots\dots\dots 0.2 \text{ KN/ml}$$

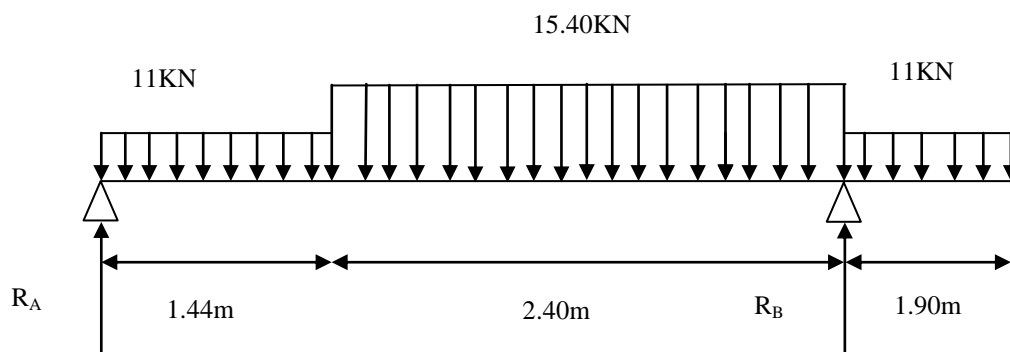
$$\mathbf{G_v = 8.63 \text{ KN/ml}}$$

5.2.Charges d'exploitations :Volée: $Q_v=2.5\text{KN/ml}$ Palier: $Q_p=2.5\text{KN/ml}$ **III .5.6.Calcul a l'ELU :****6-1-combinaison de charges :****a-palier :**

$$q_p = 1,35 G + 1,5 Q = (1,35 \times 5,38 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 11 \text{ KN/ml.}$$

b-volée :

$$q_v = 1,35 G + 1,5 Q = (1,35 \times 8,63 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 15,40 \text{ KN/ml.}$$

6-2- Calcul des efforts internes :**a-calcul des réactions :****Fig.2.Schéma statique de l'escalier à l'ELU**

Calcul des réactions avec les lois de la RDM :

Réactions d'appuis :

$$\sum f_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 73,7 \text{ KN}$$

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow R_B \times 3,84 = 209,08 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} R_B = 54,44 \text{ KN} \\ R_A = 19,26 \text{ KN} \end{array} \right.$$

b-Calcul des moments fléchissant et les efforts tranchants :

0 ≤ x ≤ 1.44 m

$$\sum f_v = 0 \Rightarrow T(x) = -19.26 + 11(x)$$

Pour :

$$\begin{cases} x = 0 \text{ m} \Rightarrow T(0) = -19.26 \text{ KN} \\ x = 1.44 \text{ m} \Rightarrow T(1.44) = 3.42 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M / G = 0 \Rightarrow M(x) = 19.26x - 11 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 \text{ m} \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.44 \text{ m} \Rightarrow M(1.44) = 16.32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

1.3 ≤ x ≤ 3.84 m

$$\sum f_v = 0 \Rightarrow T(x) = 3.42 + 15.40(x - 1.44)$$

Pour :

$$\begin{cases} x = 1.44 \text{ m} \Rightarrow T(1.44) = 3.42 \text{ KN} \\ x = 3.84 \text{ m} \Rightarrow T(3.84) = 40.38 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M / G = 0 \Rightarrow M(x) = 19.26x - 11 \times 1.44(x - 0.72) - 15.40 \frac{(x - 1.44)^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 1.44 \text{ m} \Rightarrow M(1.44) = 16.33 \text{ KN.m} \\ x = 3.84 \text{ m} \Rightarrow M(3.84) = -19.82 \text{ KN.m} \end{cases}$$

0 ≤ x ≤ 1.9 m

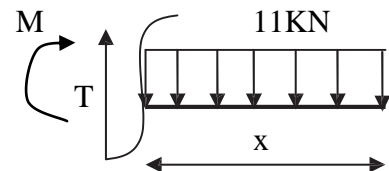
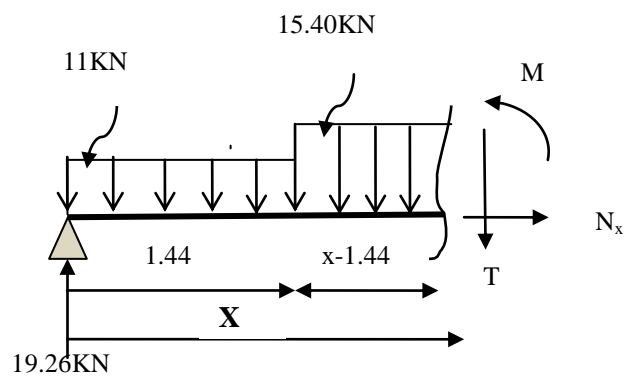
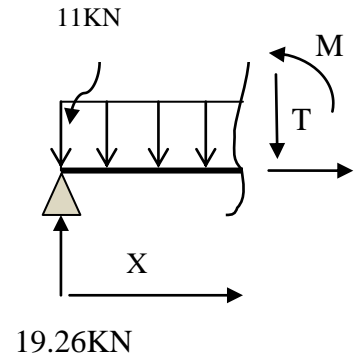
$$\sum f_v = 0 \Rightarrow T(x) = -11x$$

Pour :

$$\begin{cases} x = 0 \text{ m} \Rightarrow T(0) = 0 \text{ KN} \\ x = 1.9 \text{ m} \Rightarrow T(1.9) = -20.9 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M / G = 0 \Rightarrow M(x) = -11 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 \text{ m} \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.9 \text{ m} \Rightarrow M(1.9) = -19.85 \text{ KN.m} \end{cases}$$



A fin de tenir compte des semi encastremets, les moments en travees et aux appuis seront affectes de 0.85et 0.3 respectivement

Calcul Mmax: $T(x) = \frac{dM(x)}{dx}$

$$M(x) = 19.26x - 11 \times 1.44(x - 0.72) - 15.40 \frac{(x - 1.44)^2}{2}$$

$$\Rightarrow T(x) = 27.76 - 15.40x$$

$$\Rightarrow X = \frac{27.76}{15.40} = 1.8m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(1.8) = M_{max} = 16.57 \text{ KN.m} \\ M_t = 0.85 \times 16.57 = 14.08 \text{ KN.m} \\ M_A = -0.3 \times 16.57 = -4.97 \text{ KN.m} \\ M_B = -19.85 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

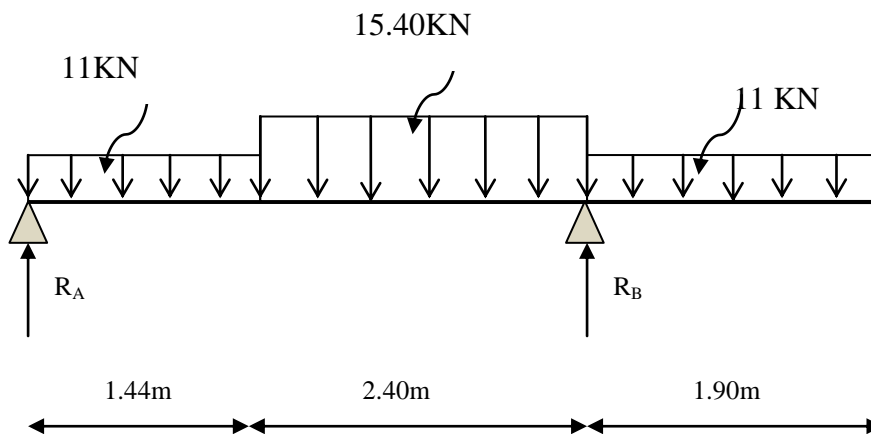


Fig.3.Schéma statique de l'escalier a l'ELU

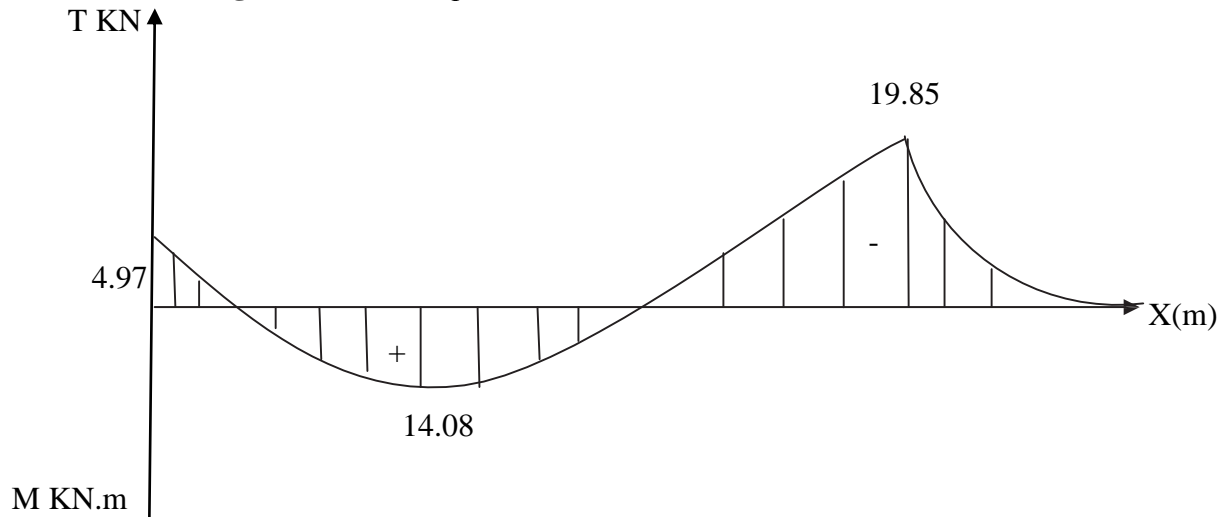


Fig.4.Diagramme du moments fléchissant a l'ELU

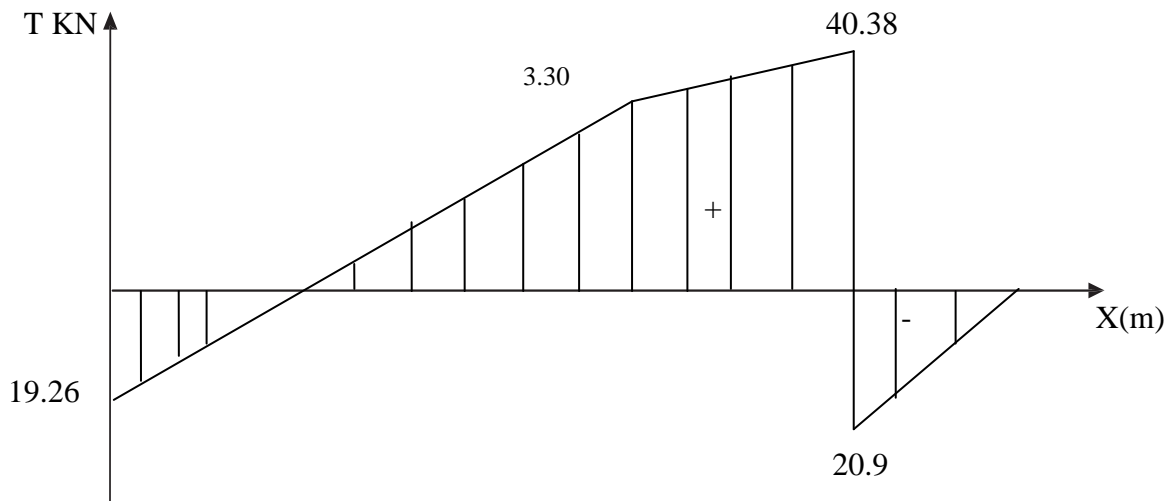


Fig.5.Diagramme de l'effort tranchant a l'ELU

6-3-calcul du ferrailage :

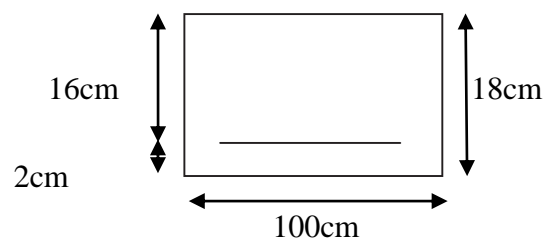
Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts tranchants définis dans les digrammes précédents.

a-appui A :

$$\mu_b = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4.97 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.014 < 0.392$$

⇒ SSA et $\beta = 0.993$

$$\mu_{appB} = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{4.97 \times 10^3}{0.993 \times 16 \times 348} = 0.9 \text{ cm}^2$$



Soit : 4 HA8=2.01cm² avec un espacement St= 25cm

Armatures de répartitions :

$$A_{r(appA)} = \frac{A_{appA}}{4} = \frac{1.01}{4} = 0.252 cm^2$$

soit : 2HA6=0.57 cm² avec un espacement St= 25 cm

b-appui B :

$$\mu_b = \frac{M_u^b}{bd^2 f_{bc}} = \frac{19.85 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.054 < 0.392$$

⇒ SSA et β=0.972

$$\mu_{appB} = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{19.85 \times 10^3}{0.972 \times 16 \times 348} = 3.32 cm^2$$

Soit : 4 HA12=4.52cm² avec un espacement St= 20cm

Armatures de répartitions :

$$A_{r(appB)} = \frac{A_{appB}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 cm^2$$

soit : 4HA8=2.01 cm² avec un espacement St= 25 cm

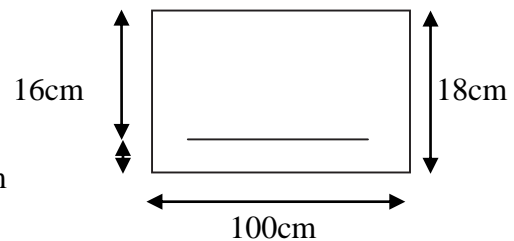
c – En travées :

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{14.08 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.038 < 0.392$$

⇒ SSA et β=0.981

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{14.08 \times 10^3}{0.981 \times 16 \times 348} = 2.57 cm^2$$

Soit : 4 HA10=3.14cm² avec un espacement St= 25cm



Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 cm^2$$

soit : 4HA8=2.01cm² avec un espacement St= 25 cm

III .5.7.Les vérifications a l'ELU :**a) condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \text{ b.d} \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 16 \times 2,1}{400} = 1,93 \text{ cm}^2$$

$$A_{appA} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,93 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{vérifiée}$$

$$A_{appB} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,93 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{vérifiée}$$

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,93 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{vérifiée}$$

b) Espacement des barres :

L'ecartement des barres d'une meme nappe ne doit depasser les valeurs suivantes :

Armatures principales :

$$St_{max} \leq \min\{3h, 33\text{cm}\}$$

$$St_{max} \leq \min\{54\text{cm}, 33\text{cm}\}$$

$$St_{max} \leq 33\text{cm}$$

- Sur appui A : $St=25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{vérifiée}$
- Sur appui B : $St=20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{vérifiée}$
- En travée : $St=25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{vérifiée}$

Armatures de répartitions :

$$St_{max} \leq \min\{4h, 45\text{cm}\}$$

$$St_{max} \leq \min\{72\text{cm}, 45\text{cm}\}$$

$$St_{max} \leq 45\text{cm}$$

- Sur appui A : $St=25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{vérifiée}$
- Sur appui B : $St=25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{vérifiée}$
- En travée : $St=25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{vérifiée}$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

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

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

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

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

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

$$\tau_{Se} = \frac{40,38 \times 10^3}{0,9 \times 160 \times 188,4} = 1,48 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Se} \leq \bar{\tau}_{Seu} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

d) Vérification de l'ancrage des barres :

On doit vérifier que : $\tau_{Se} \leq \tau_{Su}$

$$\tau_{Su} = 0.6\psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

\Rightarrow Condition vérifiée.

- **La longueur de scellement droit :**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_s} = \frac{400 \times 12}{4 \times 2.835} = 423.2 \text{ mm} \Rightarrow l_s = 43 \text{ cm}$$

- **Influence de l'effort au voisinage des appuis (BAEL91 art 5.1.312) :**

Influence sur le béton :

Nous devons vérifier la condition suivante :

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

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

$$V_u^{max} = 19.85 \text{ KN} < \bar{V}_u = 960 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Influence sur les aciers :

$$A_u = \frac{V_u^{max}}{\sigma_s} = \min\{A_{appA}; A_{appB}\}$$

$$A_u = \frac{40.38 \times 10^3}{348} = 116.03 \text{ mm}^2 = 1.16 \text{ cm}^2 \leq A_{appA} = 3.14 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow Condition vérifiée

e) Vérification de l'effort tranchant :

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

$$\tau_u = \frac{40.38 \times 10^3}{10^3 \times 160} = 0.252 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible :

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

$$\tau_u = 0,252MPa < \bar{\tau}_u = 3,33MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III .5.8. Calcul a l'ELS :

- **Combinaison de charges à l'ELS :**

$$q_s = G + Q$$

Palier : $q_p = G + Q = (5,38 + 2,5) \times 1 = 7.88 \text{ KN/ml.}$

Volée : $q_v = G + Q = (8.63 + 2,5) \times 1 = 11.13 \text{ KN/ml.}$

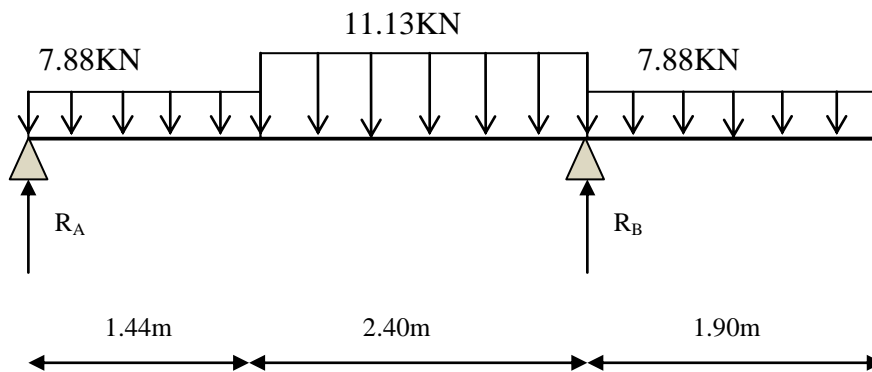


Fig.6.Schéma statique de l'escalier a l' ELS

Calcul des réactions avec les lois de la RDM :

Réactions d'appuis :

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 53.03KN$$

$$\sum M /_A = 0 \Rightarrow R_B \times 3.84 = 201.33KN$$

$$\begin{cases} R_B = 39.15KN \\ R_A = 13.88 KN \end{cases}$$

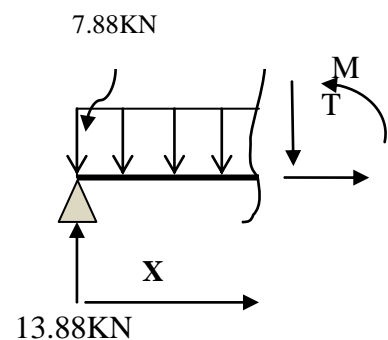
b-Calcul des moments fléchissant et les efforts tranchants

$$0 \leq x \leq 1.44 \text{ m}$$

$$\sum f v = 0 \Rightarrow T(x) = -13.88 + 7.88 (x)$$

Pour :

$$\begin{cases} x = 0 \text{ m} \Rightarrow T(0) = -13.88 \text{ KN} \\ x = 1.44 \text{ m} \Rightarrow T(1.44) = -2.53 \text{ KN} \end{cases}$$



$$\sum M / G = 0 \Rightarrow M(x) = 13.88x - 7.88 \frac{x^2}{2}$$

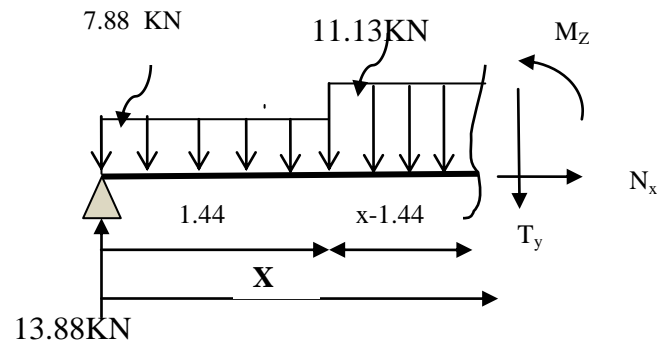
$$\begin{cases} x = 0 \text{ m} \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.44 \text{ m} \Rightarrow M(1.44) = 14.31 \text{ KN.m} \end{cases}$$

1.3 ≤ x ≤ 3.84 m

$$\sum f_v = 0 \Rightarrow T(x) = -2.53 + 11.13(x - 1.44)$$

Pour :

$$\begin{cases} x = 1.44 \text{ m} \Rightarrow T(1.44) = -2.53 \text{ KN} \\ x = 3.84 \text{ m} \Rightarrow T(3.84) = 24.18 \text{ KN} \end{cases}$$



$$\sum M / G = 0 \Rightarrow M(x) = 13.88x - 7.88 \times 1.44(x - 0.72) - 11.13 \frac{(x - 1.44)^2}{2}$$

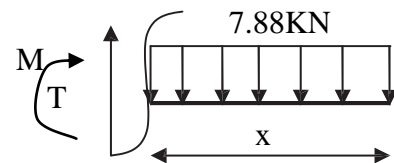
$$\begin{cases} x = 1.44 \text{ m} \Rightarrow M(1.44) = 11.81 \text{ KN.m} \\ x = 3.84 \text{ m} \Rightarrow M(3.84) = -14.16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

0 ≤ x ≤ 1.9 m

$$\sum f_v = 0 \Rightarrow T(x) = 7.88x$$

Pour :

$$\begin{cases} x = 0 \text{ m} \Rightarrow T(0) = 0 \text{ KN} \\ x = 1.9 \text{ m} \Rightarrow T(1.9) = 14.97 \text{ KN} \end{cases}$$



$$\sum M / G = 0 \Rightarrow M(x) = -7.88 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 \text{ m} \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.9 \text{ m} \Rightarrow M(1.9) = -14.22 \text{ KN.m} \end{cases}$$

A fin de tenir compte des semi encastremets, les moments en traveses et aux appuis seront affectes de 0.85et 0.3 respectivement

Calcul Mmax: $T(x) = \frac{dM(x)}{dx}$

$$M(x) = 13.88x - 11.34(x - 0.72) - 11.13 \frac{(x - 1.44)^2}{2}$$

$$\Rightarrow T(x) = 24.18 - 19.72x$$

$$\Rightarrow X = \frac{24.18}{19.72} = 1.22 \text{ m}$$

$$\begin{cases} M(1.22) = M_{\max} = 11 \text{ KN.m} \\ M_t = 0.85 \times 11 = 9.35 \text{ KN.m} \\ M_A = -0.3 \times 11 = -3.3 \text{ KN.m} \\ M_B = -14.16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

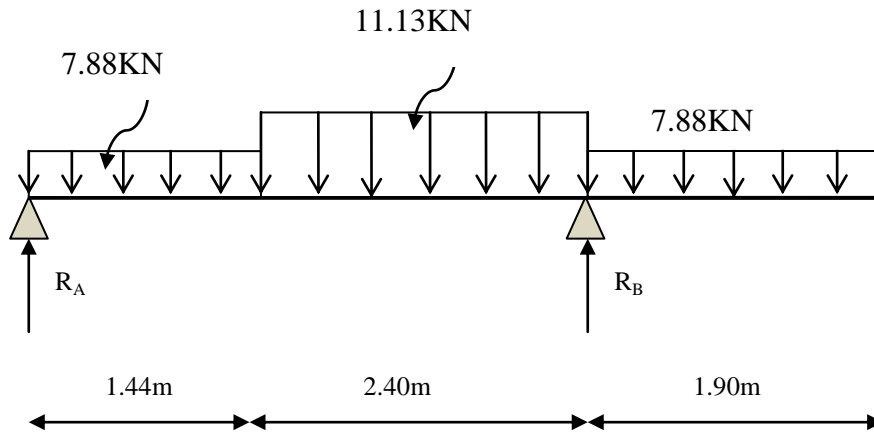


Fig.7.Schema statique de l'escalier a l'ELS

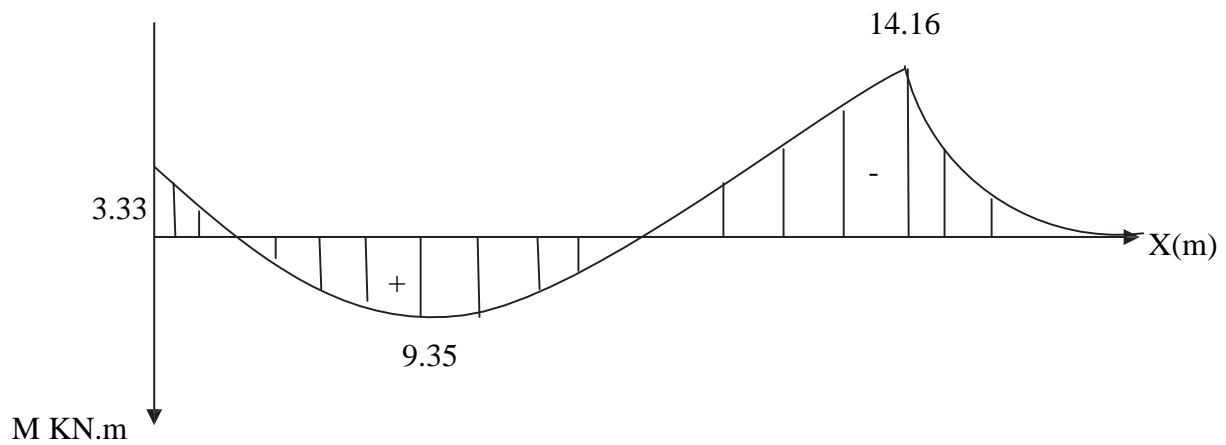


Fig.8.Diagramme du moments fléchissant a l'ELS

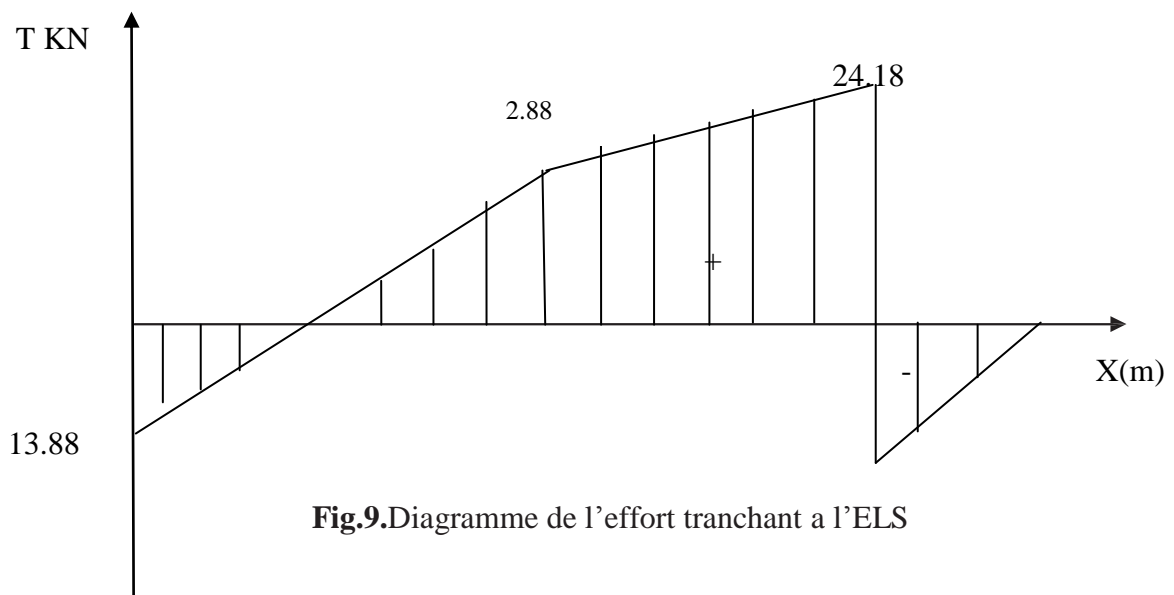


Fig.9.Diagramme de l'effort tranchant a l'ELS

Vérification a l'ELS :**• Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

Vérification $\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$ avec $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$

Pour une section rectangulaire (b.h) avec b=100cm, h=18cm, acierFe400 et la fissuration est peu nuisible, si la relation (I) est vérifiée il n'y a pas lieu de vérifier $\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\alpha = \frac{\gamma}{d} < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ -----(I) avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

a-appui A :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{4.97}{3.3} = 1.50$$

$$\mu = \frac{M_s}{bd^2f_{bc}} = \frac{3.3 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu = 0.009$$

$$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}] \Rightarrow \alpha = 0,011$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.50-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.5 > \alpha = 0.011 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b-appui B :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{19.85}{14.16} = 1.40$$

$$\mu = \frac{M_s}{bd^2f_{bc}} = \frac{14.16 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu = 0.038$$

$$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}] \Rightarrow \alpha = 0,048$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.40-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45 > \alpha = 0.048 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{14.08}{14.16} = 0.99$$

$$\mu = \frac{M_s}{bd^2f_{bc}} = \frac{9.35 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu = 0.025$$

$$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}] \Rightarrow \alpha = 0,031$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{0.99-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.25 > \alpha = 0.031 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **Vérification de la flèche :**

Selon les règles du BAEL 91 (art B.6.5.1) le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

a) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ avec : h : hauteur de la section égale a 18 cm

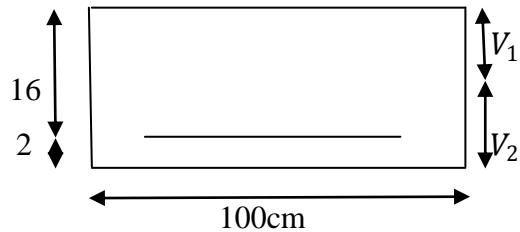
b) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0}$ L: portée libre

c) $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ A : section des armatures tendues.

a) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.18}{3.84} = 0.046 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow$ condition non vérifiée

Nous devons donc vérifier la flèche :

$$f_i = \frac{M_s \times l}{10 E_i \times I_{fi}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{384}{500} = 0.76 \text{ cm}$$



Avec :

- f_i : flèche due aux charges instantanées,
- E : Module de la déformation instantanée ;
- M_s : moment max en travée ;
- I : moment d'inertie de la section homogène ;

$$E_i = 3700 \sqrt[3]{f_{28}} = 10818.865 \text{ MPa}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2 \quad V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$$S_{XX} : \text{Moment statique ; } S_{XX} = \frac{b h^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d$$

$$B_0 : \text{Aire de la section homogénéisée ; } B_0 = b \times h + 15 \cdot A_t$$

$$V_1 = \frac{\frac{b h^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d}{b \cdot h + 15 \cdot A_t} = \frac{\frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 16}{100 \times 18 + 15 \times 4.52} = 9.25 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9.25 = 8.75 \text{ cm}$$

D'ou

$$I_0 = \frac{100}{3} (9.25^3 + 8.75^3) + 15 \times 4.52 (8.75 - 2)^2$$

$$I_0 = 51801.63 \text{ cm}^4$$

$$f_i = \frac{M_s \times L^2}{10 E_i \times I_{fi}} = \frac{9.35 \times 10^5 \times 384^2}{10 \times 10818.865 \times 10^2 \times 51801.63} = 0.24 \text{ cm}$$

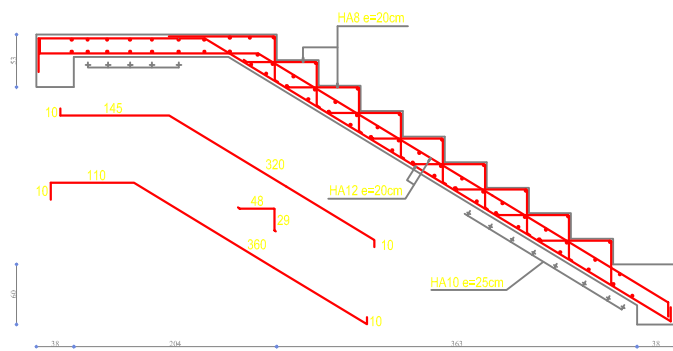
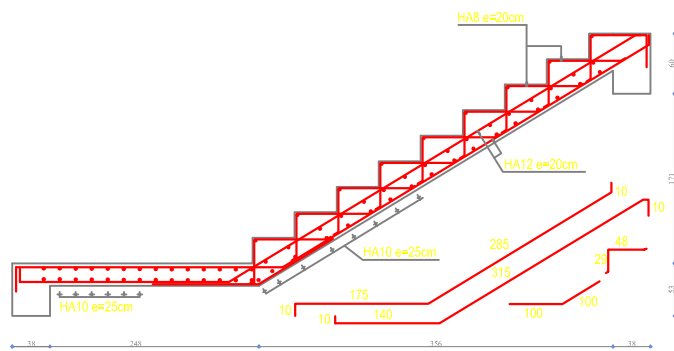
$$f_i < \bar{f} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures :** BAEL 91, Art A.5.34

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

Remarque : On adopte le même ferrailage pour les différents niveaux.

Conclusion : le ferrailage adopté à l'ELU est satisfaisant.



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Melle : SEBIH Kahina

Melle : CHEBALLAH Fatima

DIRIGE PAR :

Mr : MECHICHE

TITRE :

Ferrailage d'escalier

PROMOTION 2013/2014

PLANCHE N°

ECHELLE

IV .1.Introduction:

Dans ce chapitre, nous étudierons le système structurel d'éléments assurant la rigidité et la stabilité vis-à-vis des efforts horizontaux.

L'étude du contreventement est une étape importante et décisive dans l'étude de tout bâtiment, elle mérite le plus grand soin. Elle consiste à parer la structure contre les deux types de sollicitations horizontales ; vent et séisme. Un contreventement peut être assuré par :

- Des voiles ou murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage.
- Du système (poteaux – poutres) formant portiques étages.
- Des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou gaines présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.
- Une combinaison des deux systèmes suscités, formant un contreventement mixte ou portiques et refends rigidement liés travaillant conjointement pour faire face aux séismes.

IV .2.Caractéristiques géométriques des voiles :

1. Inertie des voiles :

a. Voiles longitudinaux :

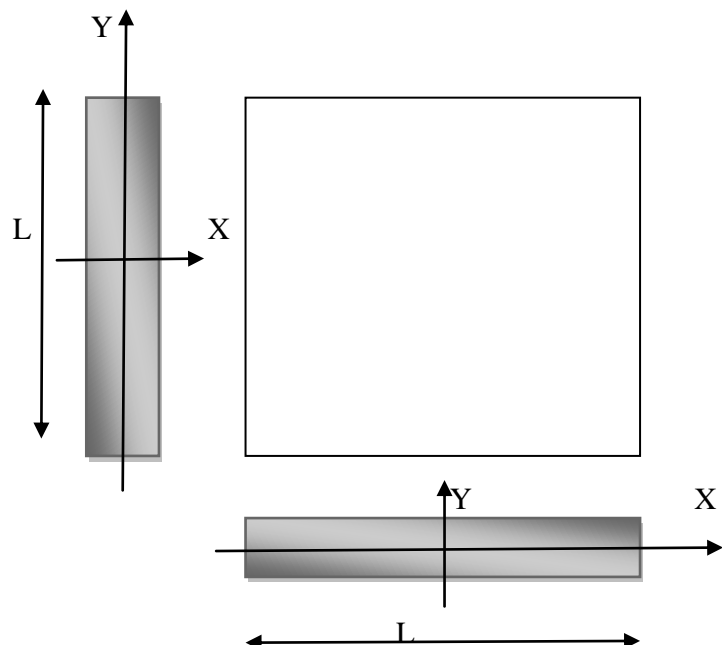
$$I_Y = \frac{e L^3}{12}$$

$I_X = \frac{L e^3}{12} \ll I_Y \implies$ On néglige l'inertie des voiles Longitudinaux par rapport à l'axe (x-x)

b. Voiles transversaux

$$I_X = \frac{e L^3}{12}$$

$I_Y = \frac{L e^3}{12} \ll I_X \implies$ On néglige l'inertie des voiles transversaux par rapport à l'axe (y-y)



2 .Calcul de l'inertie des voiles :

Sens Longitudinal

Niveau	Voile	L (m)	e (m)	I (m ⁴)	Somme (m ⁴)
RDC - 9	VL1	4	0.25	1.33	5.32
	VL2	4	0.25	1.33	
	VL3	4	0.25	1.33	
	VL4	4	0.25	1.33	

Tableau IV.1 : Inertie des voiles transversaux

Sens Transversal :

Niveau	Voile	L (m)	e (m)	I (m ⁴)	Somme (m ⁴)
RDC - 9	VT1	4	0.25	1.33	1.71
	VT2	1.8	0.25	0.12	
	VT3	1.8	0.25	0.12	
	VT4	1.5	0.25	0.07	
	VT5	1.5	0.25	0.07	

Tableau IV.2 : Inertie des voiles longitudinaux.**IV .3.Inertie fictive des portiques par la méthode des approximations successives :**

Dans le but de comparer l'inertie des voiles a celle des portiques, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes (CALCUL PRATIQUE DES OSSATURES DE BATIMENT EN BETON ARME) qui consiste a attribuer une inertie fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces horizontales egale a **1tonne**, par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien détermine de l'ouvrage sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne a chaque niveau) .

En fixant l'inertie du refond a $1[m^4]$, il sera alors possible d'attribuer a chaque portique et pour chaque niveau une (inertie fictive) puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, a chaque niveau, pour les refonds et pour les portiques.

IV .3.1.Calcul des flèches du refonds :

Le calcul des flèches du refond dont l'inertie $I= 1[m^4]$, soumis au même système de forces que le portique (une force égale a une tonne a chaque étage), sera obtenu par la méthode du (moment des aires). Le diagramme des moments fléchissant engendre par la série de forces horizontales égales a 1tonne est une succession de trapèzes superposes et délimites par les niveaux, comme le montre la figure (IV.3), au dessous est donnée par :

$$f_i = \frac{\sum s_i d_i}{EI}$$

Avec :

S_i : surface du trapèze.

X_i : distance entre le centre de gravite du trapèze et le niveau considère.

$$S_i = \frac{(b_i + b_{i+1})h}{2}$$

La distance du centre de gravite d'un trapèze à sa plus petite base : $d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1})h}{3(b_i + b_{i+1})}$

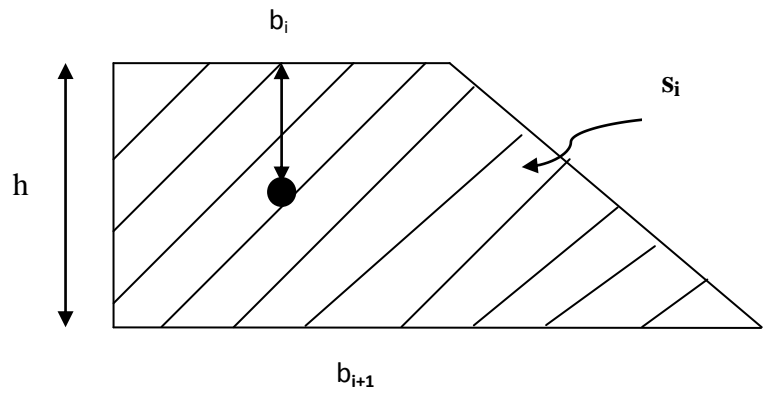


Fig. IV.1. La section de trapèze.

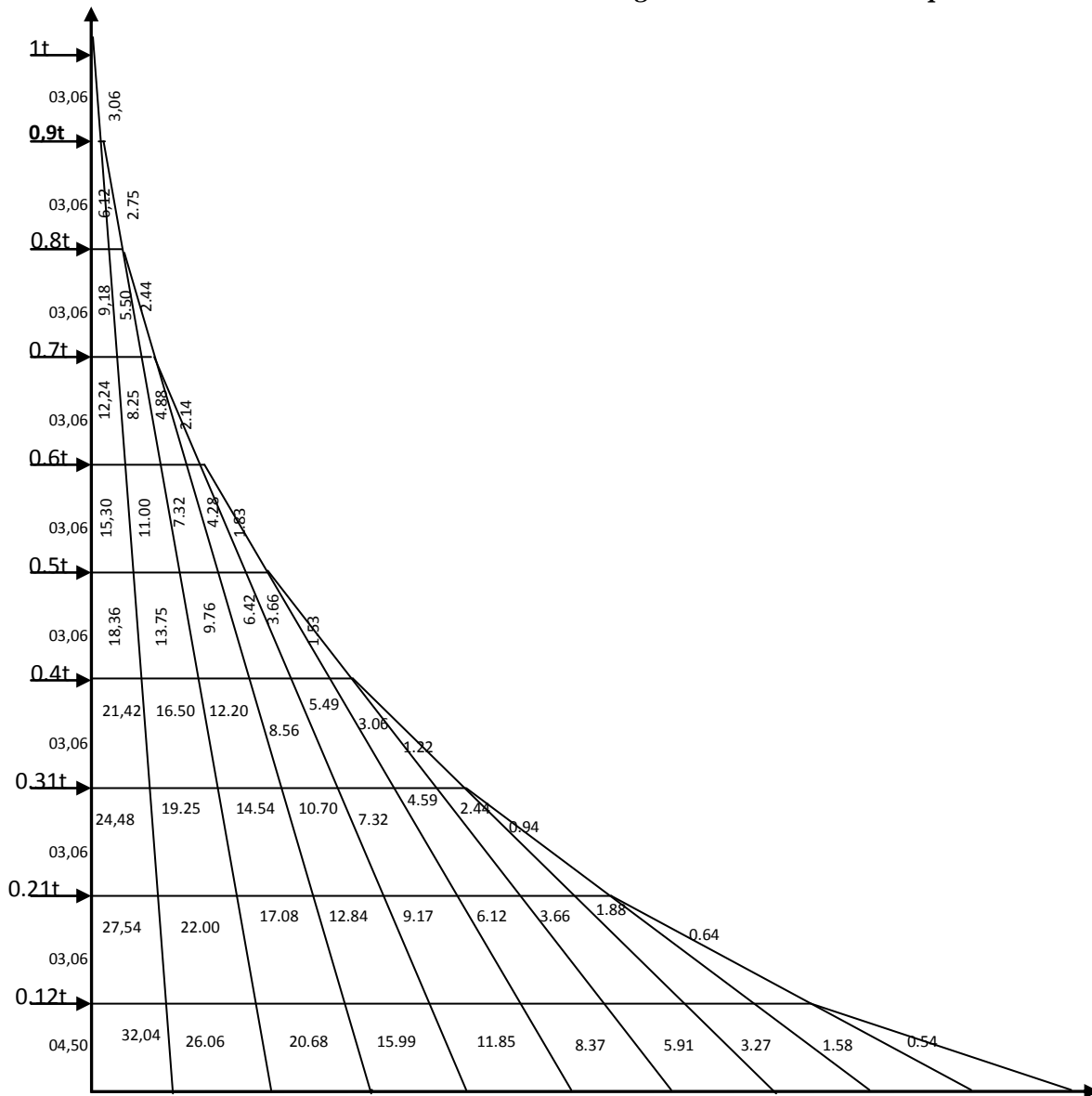


Fig. IV.2 . Diagramme des moments des aires

Le tableau suivant donne les aires ((S_i)) et la position du centre de gravite ((d_i)) :

Niv	h (m)	b_{i+1} (m)	b_i (m)	S_i (m ²)	d_i (m)	$\Sigma S_i d_i = EIf_i$
9	3.06	126.28	0.00	2023.00	10.68	21605.64
8	3.06	126.28	3.06	1874.13	9.88	18516.40
7	3.06	126.28	8.85	1751.28	9.20	16111.77
06	3.068	126.28	17.12	1639.06	8.52	13964.79
5	3.06	126.28	27.51	1522.52	7.78	11845.20
4	3.06	126.28	39.73	1389.50	6.91	9601.44
3	3.06	126.28	53.48	1229.55	5.91	7266.64
2	3.06	126.28	68.45	1034.01	4.78	4942.56
1	3.06	126.28	84.36	796.21	3.52	2802.65
RDC	4.50	126.28	100.91	511.17	2.16	1104.12

Tableau IV.3 : Valeurs de la flèche pour chaque niveau.

$$F_9 = \frac{1}{EI} (S_i d_i) = \frac{21605.64}{EI}$$

$$F_8 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=2} (S_i d_i) = \frac{18516.40}{EI}$$

$$F_7 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=3} (S_i d_i) = \frac{16111.77}{EI}$$

$$F_6 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=4} (S_i d_i) = \frac{13964.79}{EI}$$

$$F_5 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=5} (S_i d_i) = \frac{11845.20}{EI}$$

$$F_4 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=6} (S_i d_i) = \frac{9601.44}{EI}$$

$$F_3 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=7} (S_i d_i) = \frac{7266.64}{EI}$$

$$F_2 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=8} (S_i d_i) = \frac{4942.56}{EI}$$

$$F_1 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=2} (S_i d_i) = \frac{2802.65}{EI}$$

$$F_{RDC} = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=9} (S_i d_i) = \frac{1104.12}{EI}$$

IV.3.2 Déplacement des portiques :

Le déplacement de chaque niveau : $\Delta_n = \Psi_n \times h$

$$\text{Avec : } E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

Le déplacement du portique au niveau « i » $\Delta_i = \sum \Delta_n$

- **Rotation d'étage :**

Lorsque le niveau 1 comporte des colonnes encastées en pied : $E\theta = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p1}}$

Lorsque le niveau 1 comporte des colonnes articulées en pied : $E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{tn}}$

Avec : $M_n = T_n \times h$

K_{tn} : raideur des poutres : $K_{tn} = \frac{I_{tn}}{L}$

K_{pn} : raideur des poteaux $K_{pn} = \frac{I_{pn}}{h}$

h : hauteur d'étage.

L : portée libre de la poutre.

IV.2.3 Inertie fictive :

$$I_{en} = \frac{f_n}{D_n}$$

Avec : $\Delta_n = \sum \Delta_n$

I_{en} : Inertie fictive du portique au niveau i.

F_n : flèche du refend au même niveau i.

D_n : déplacement du niveau i (somme des déplacements des portiques du niveau i).

Δ_n : déplacement du portique au niveau i

$\sum K_{tn}$: Somme des raideurs des poutres du niveau n.

$\sum K_{pn}$: Somme des raideurs des poteaux du niveau n.

E : module de Young.

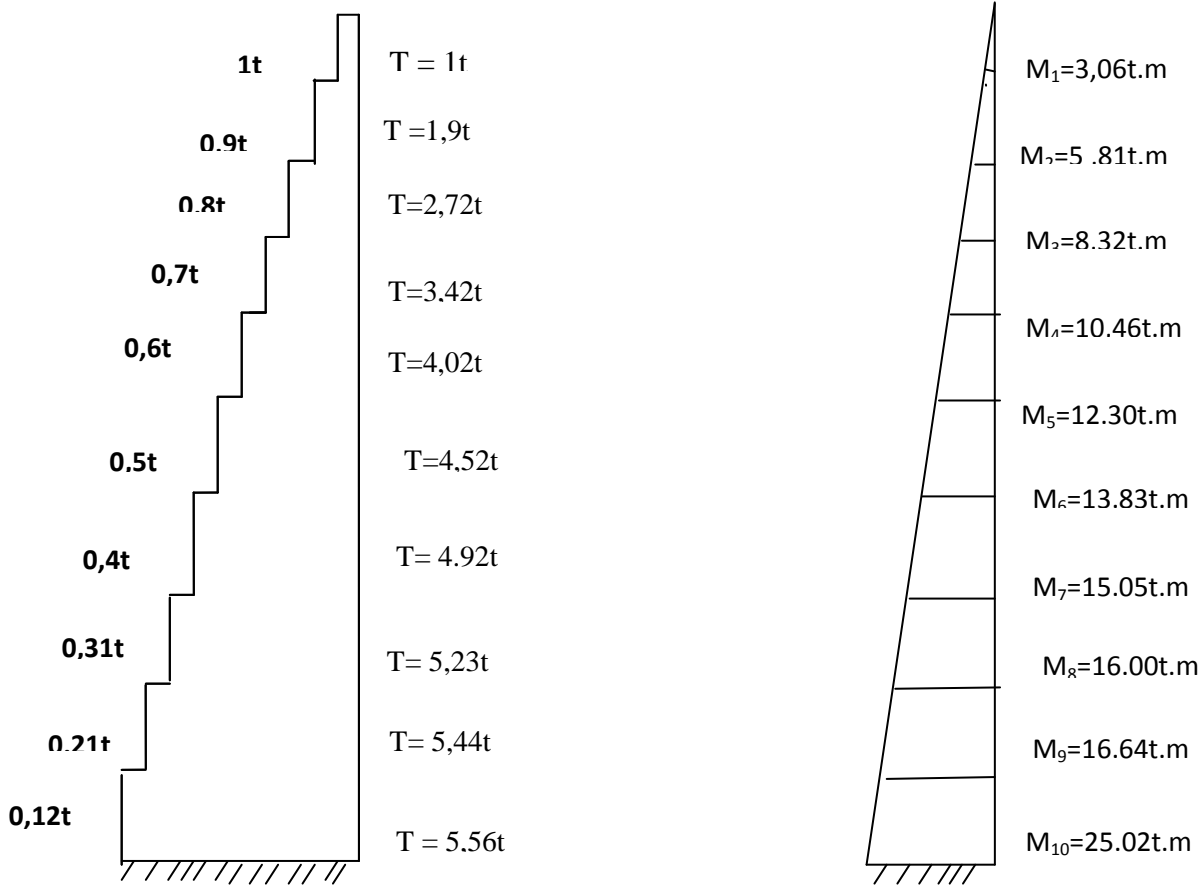


Fig. IV.3. Les valeurs des efforts tranchants et des moments fléchissant par niveaux

Remarque:

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux sont résumées dans les tableaux qui suivent

Sens longitudinal :

NIV	ΣK_{tn}	ΣK_{pn}	M_n	M_{n+1} (t.m)	$E\theta_n$ (t/m)	$E\Psi_n$ (t/m)	Δ_i (t/m)	$\Sigma\Delta_i$ (t/m)	f_i (m)	I_{ei} (m ⁴)
9	0.0065	0.0063	3.06	0.00	19.61	78.70	240.82	7084.59	21605.64	3.04
8	0.0065	0.0063	5.81	3.06	56.85	150.56	460.71	6843.77	18516.40	2.70
7	0.0065	0.0063	8.32	5.81	90.57	214.61	656.70	6383.06	16111.77	2.52
6	0.0066	0.011	10.46	8.32	118.56	210.36	643.70	5726.36	13964.79	2.43
5	0.0066	0.011	12.30	10.46	143.68	247.50	757.35	5208.66	11845.20	2.27
4	0.0066	0.011	13.83	12.30	164.96	278.41	851.93	4325.31	9601.44	2.21
3	0.0066	0.011	15.05	13.83	182.32	301.72	923.26	3473.38	7266.64	2.09
2	0.0067	0.02	16.00	15.05	193.09	243.21	744.22	2550.12	4942.56	1.93
1	0.0085	0.024	16.64	16.00	160.00	241.40	738.68	1805.90	2802.65	1.55
RDC	0.0085	0.016	25.02	16.64	207.25	237.16	1067.22	1067.22	1104.12	1.03

Sens transversal :

NIV	ΣK_{tn}	ΣK_{pn}	M_n	M_{n+1} (t.m)	$E\theta_n$ (t/m)	$E\Psi_n$ (t/m)	Δ_i (t/m)	$\Sigma\Delta_i$ (t/m)	f_i (m)	I_{ei} (m ⁴)
9	0.0072	0.0063	3.06	0.00	17.7	75.00	229.50	6705.61	21605.64	3.22
8	0.0072	0.0063	5.81	3.06	51.33	148.40	454.10	6476.11	18516.40	2.85
7	0.0072	0.0063	8.32	5.81	91.77	209.53	641.16	6022.01	16111.77	2.68
6	0.0073	0.011	10.46	8.32	107.19	197.78	605.20	5380.85	13964.79	2.59
5	0.0073	0.011	12.30	10.46	129.90	230.47	705.23	4775.65	11845.20	2.48
4	0.0073	0.011	13.05	12.30	144.69	251.39	769.25	4070.42	9601.44	2.35
3	0.0073	0.011	15.05	13.05	160.38	281.62	861.75	3301.17	7266.64	2.20
2	0.0074	0.02	16.00	15.05	174.83	230.48	705.26	2439.42	4942.56	2.02
1	0.0089	0.024	16.64	16.00	152.80	231.69	708.97	1734.16	2802.65	1.61
RDC	0.0089	0.016	25.02	16.64	195.03	227.82	1025.19	1025.19	1104.12	1.07

IV.3.Comparaison des inerties des voiles à celles des portiques :

▪ **Sens longitudinal :**

Inertie totale (voiles+portiques) 7.49 [m⁴]100%
 Inertie des portiques..... 2.17 [m⁴]28.97%
 Inertie des voiles 5.32 [m⁴]71.02%

▪ **Sens transversal :**

Inertie totale (voiles+portiques)4.02 [m⁴].....100%
 Inertie des portiques.....2.307 [m⁴].....57.38%
 Inertie des voiles.....1.713 [m⁴].....42.61%

Conclusion :

En examinant les résultats obtenus par cette étude au contreventement, nous avons constaté que les portiques et les voiles travaillent conjointement dans les deux sens. Du fait que l'inertie des portiques dépasse les **25 %** (tel que prévu par le RPA) de l'inertie totale de la structure, cela nous ramène à dire que nous avons **un contreventement mixte avec interaction voiles-portiques** dans les deux sens

D'où le coefficient de comportement $R = 5$ (tableau 4.3. RPA 99 révisé 2003).

V. Présentation de l'ETABS :

V-1- Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

V -2 -Concept de base de la M.E.F (méthode des éléments finis) :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur leurs limites. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

V-3-Description du logiciel *ETABS* :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...etc.*). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi

que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.). ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD*, *SAP2000* et *SAFE*).

Rappel :(terminologie)

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Element :élément

Restreints : degrés de liberté(D.D.L)

Loads : charge

Uniformed loads : point d'application de la charge

Define : definir

Materials : materiaux

Concrete : béton

Steel :acier

Frame section : coffrage

Colum : poteau

Bean : poutre

V -4-Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail on a utilise la version ETABS v 9.7

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icone de l'ETABS (fig.1)

**V -5- Etapes de modélisation****V -5-1 Première étape :**

La première étape consiste a spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

a) Choix des unités :

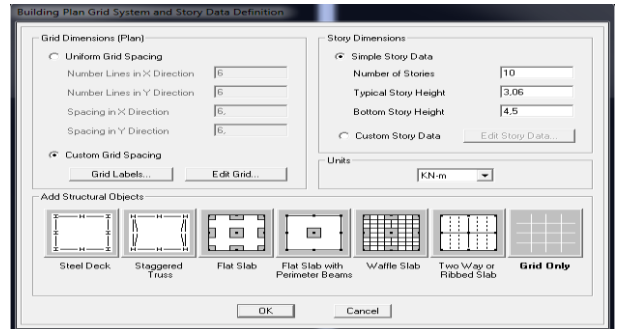
On doit choisir un système d'unîtes pour la saisie de données dans on sélectionne KN-m comme unîtes de base pour les forces et déplacements :



b) Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, cette option permet d'introduire :

- Le nombre de portiques suivant x-x
- Le nombre de portique suivant y-y
- Le nombre des étages.

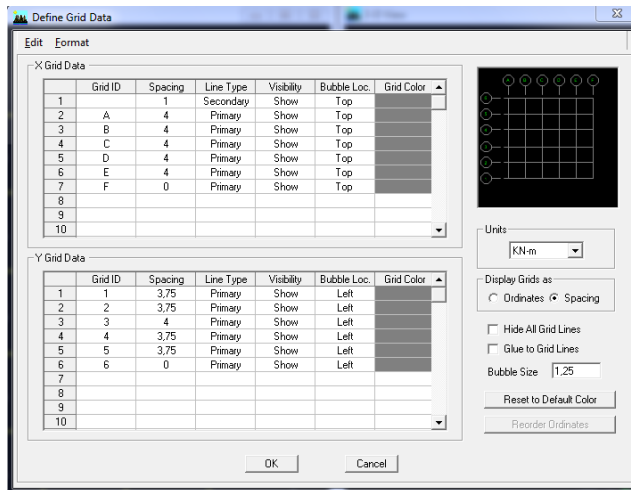


Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : **X-Y, X-Z, Y-Z**.

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 modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
11	ETAGE9	3,06	32,04	No	ETAGE7	No	0,
10	ETAGE8	3,06	28,98	No	ETAGE7	No	0,
9	ETAGE7	3,06	25,92	Yes		No	0,
8	ETAGE6	3,06	22,86	No	ETAGE3	No	0,
7	ETAGE5	3,06	19,8	No	ETAGE3	No	0,
6	ETAGE4	3,06	16,74	No	ETAGE3	No	0,
5	ETAGE3	3,06	13,68	Yes		No	0,
4	ETAGE2	3,06	10,62	No	RDC	No	0,
3	ETAGE1	3,06	7,56	No	RDC	No	0,
2	RDC	4,5	4,5	Yes		No	0,
1	BASE		0,				

Reset Selected Rows

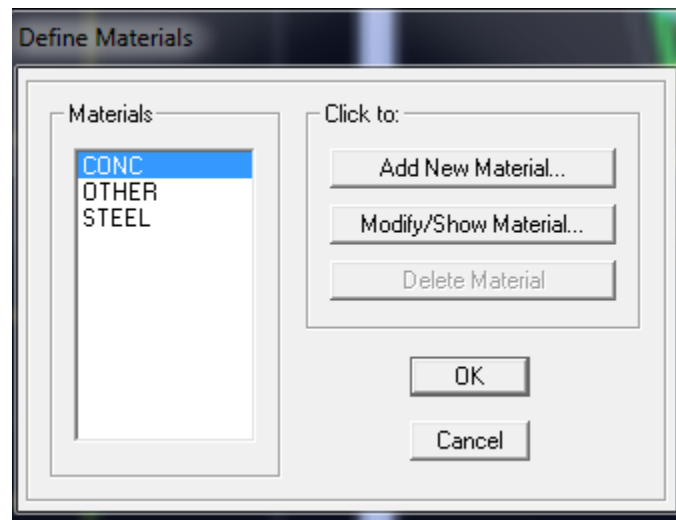
Height: 3.06 [Reset]
 Master Story: No [Reset]
 Similar To: NONE [Reset]
 Splice Point: No [Reset]
 Splice Height: 0 [Reset]

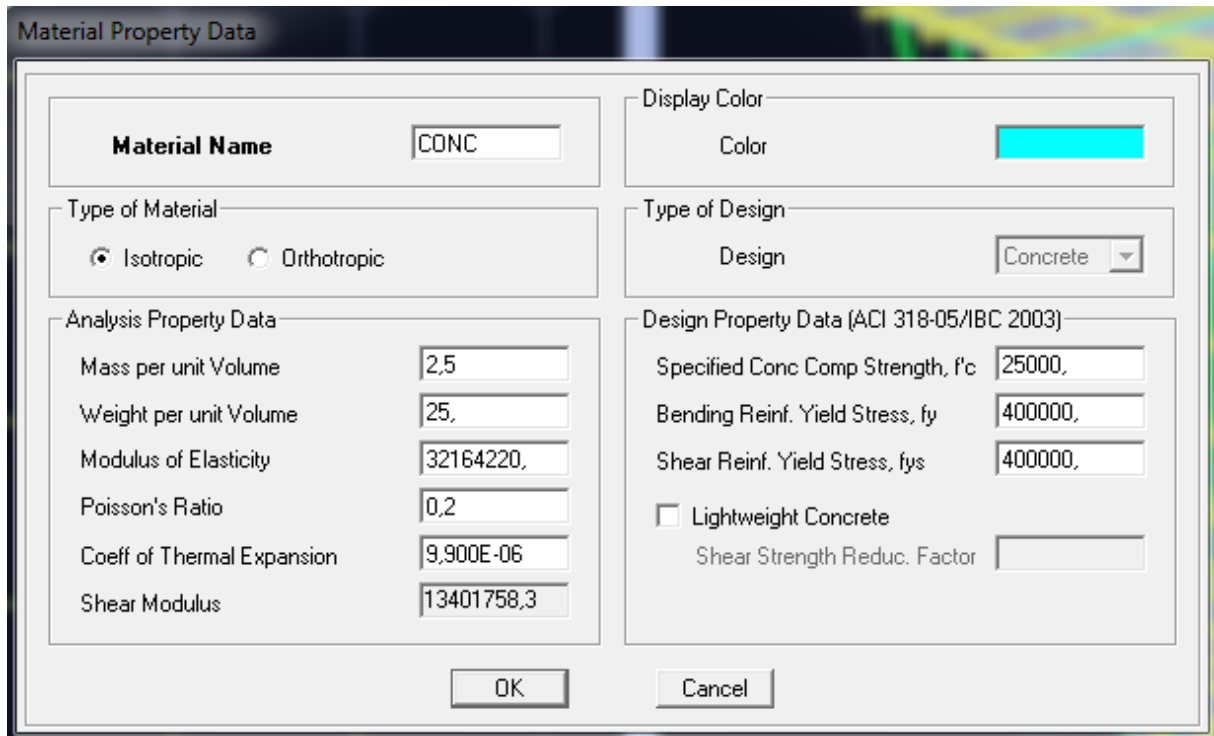
Units: Change Units: KN-m [v]
 [OK] [Cancel]

V -5-2- Deuxième étape :

La deuxième étape consiste en la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** Page nous sélections le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte te les modifications inscrites dans la figure suivante :





The image shows a 'Material Property Data' dialog box with the following fields and options:

- Material Name:** CONC
- Display Color:** A cyan color swatch.
- Type of Material:** Radio buttons for Isotropic and Orthotropic.
- Type of Design:** Design dropdown menu set to Concrete.
- Analysis Property Data:**
 - Mass per unit Volume: 2,5
 - Weight per unit Volume: 25,
 - Modulus of Elasticity: 32164220,
 - Poisson's Ratio: 0,2
 - Coeff of Thermal Expansion: 9,900E-06
 - Shear Modulus: 13401758,3
- Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003):**
 - Specified Conc Comp Strength, f'c: 25000,
 - Bending Reinf. Yield Stress, fy: 400000,
 - Shear Reinf. Yield Stress, fys: 400000,
 - Lightweight Concrete
 - Shear Strength Reduc. Factor: [Empty field]
- Buttons:** OK and Cancel.

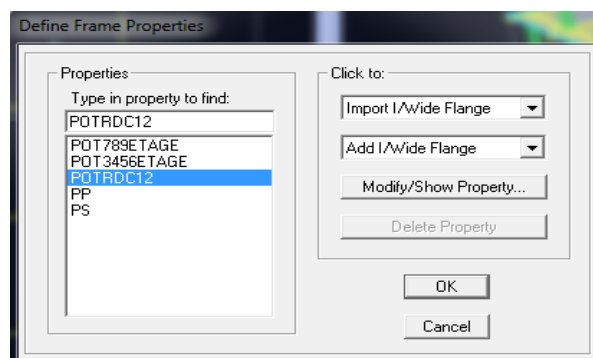
V 5-3 -Troisième étape

Le bouton **Renforcement Modélisation de la structure**

La troisième étape consiste en l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (poutre, poteaux, dalle, voile...)

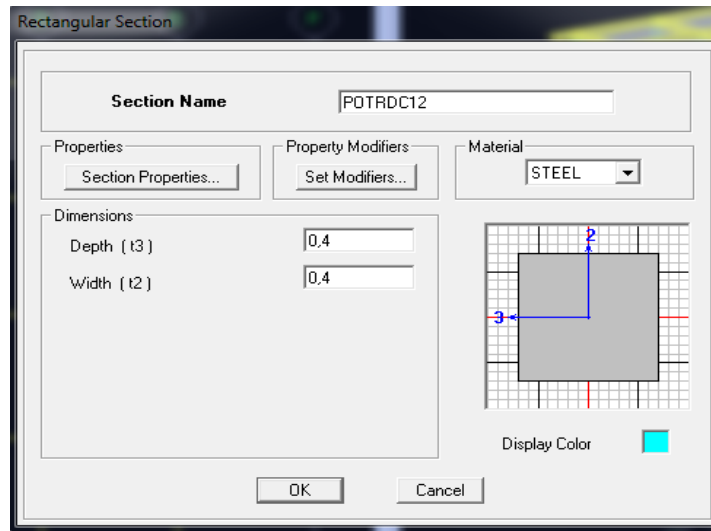
Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales(**PP**) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment a modéliser sont rectangulaires).



The image shows a 'Define Frame Properties' dialog box with the following fields and options:

- Properties:**
 - Type in property to find: [Text input field]
 - List of properties: POTRDC12, POT789ETAGE, POT3456ETAGE, POTRDC12 (highlighted), PP, PS.
- Click to:**
 - Import I/Wide Flange [Dropdown menu]
 - Add I/Wide Flange [Dropdown menu]
 - Modify/Show Property... [Button]
 - Delete Property [Button]
- Buttons:** OK and Cancel.



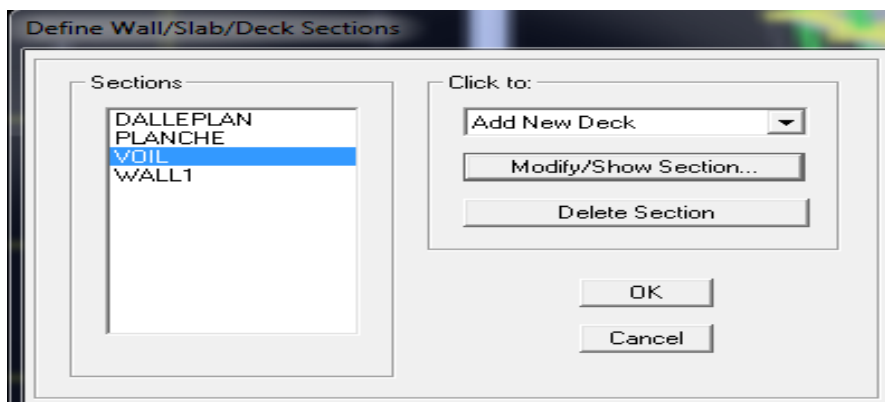
Le bouton **Renforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

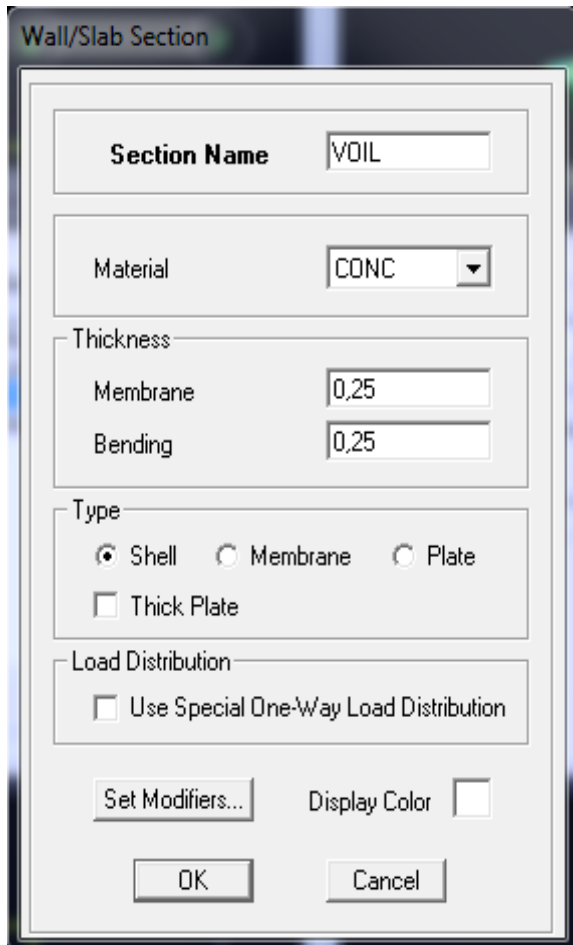
Si on clique sur le bouton aire éléments **Section propriétés** on peut voir l'aire, les moments d'inerties de cisaillement et autres propriétés calculées par ETABS.

Nous procéderons de la même manière pour les autres éléments

Après avoir fini de modéliser les éléments **barres** poutre, poteaux), nous allons passer aux élément **plaques** (voile).

On choisit le menu **Define** et **wall/slab**, on clique sur **Add new wall** on spécifie le nom et l'épaisseur.





V-5-4- Quatrième étape :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées a la structure modélisée.

1) Charges statiques (G et Q):

La structure est soumise a des charges permanentes

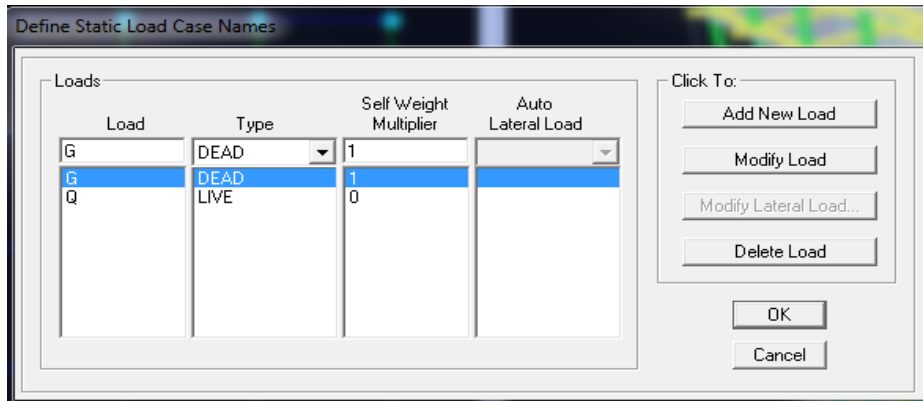
- Q, pour les définir on clique sur : **Define Load Cases.**
 - **Charges permanentes**

Load Name (Nom de la charge) : **G**

Type : **DEAD** (permanente)

Self weight multiplier(Coefficient interne poids propre) :1

- **Surcharges d'exploitation :**
Load Name (Nom de la charge): Q
Type : LIVE (exploitation)
Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) :0



2) Charge dynamique (E):

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le **CGS**.

Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélérations (S_a/g) pour un système a un degré de liberté soumis a 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 1** du **RPA 2003**)
- **Groupe d'usage** : 2 (bâtiment courants, voir chapitre **3.2** du **RPA 2003**)
- **Coeff comportement** : R=5 (voir chapitre 4)
- **Remplissage** : dense (tableau 4.2 du RPA)
- **Site** : S2 .
- **Facteur de qualité (Q)**:

Critère « q »	Sens transversal (y)		Sens longitudinal (x)	
	Observé ou non	p_q	Observé ou non	P_q
1. Régularité en plan	non	0.05	oui	0
2. Régularité en élévation	non	0.05	non	0.05
3. Condition minimale sur les files de Contreventement	oui	0	oui	0
4. Redondance en plan	oui	0	oui	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux.	oui	0	oui	0
6. Contrôle de la qualité l'exécution	oui	0	oui	0
Somme		0.1		0.05

Tableau V. 1. Facteur de qualité (Q).

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q=1+\sum q$

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfait ou non.

Conclusion :

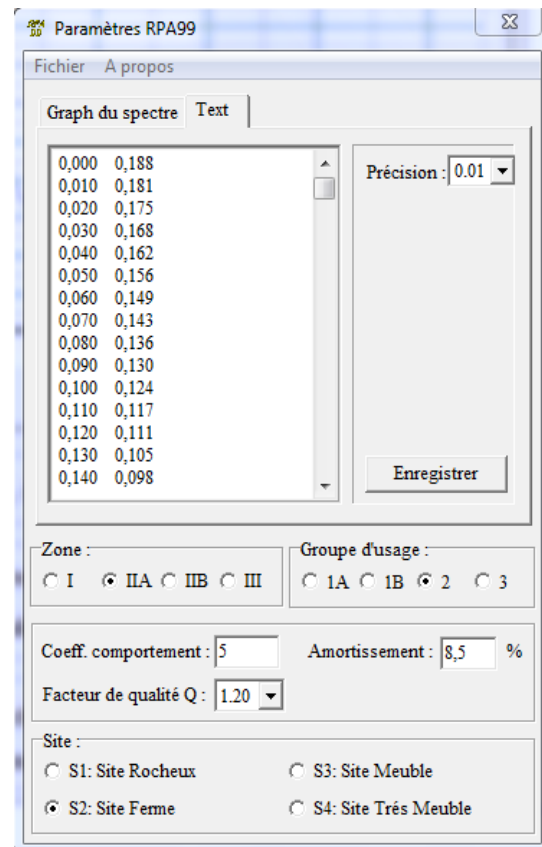
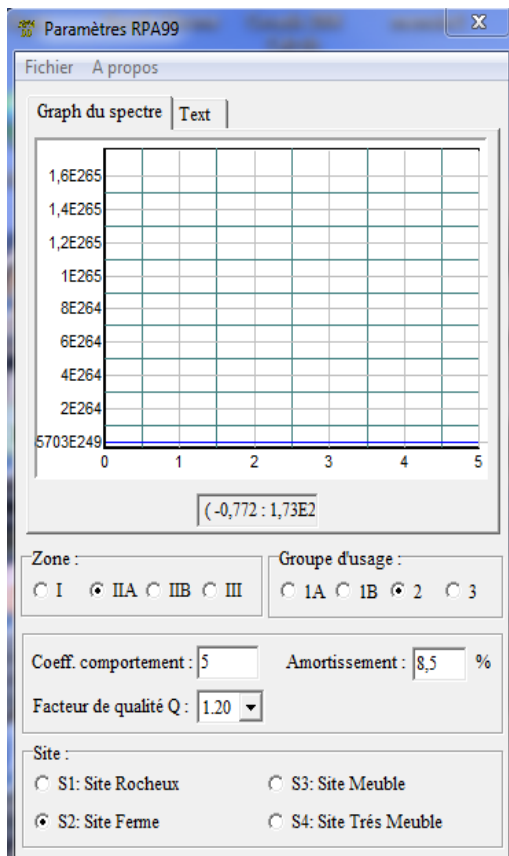
Le facteur de qualité est égal à : **Sens x-x : $Q_x=1.05$**

Sens y-y : $Q_y = 1.10$

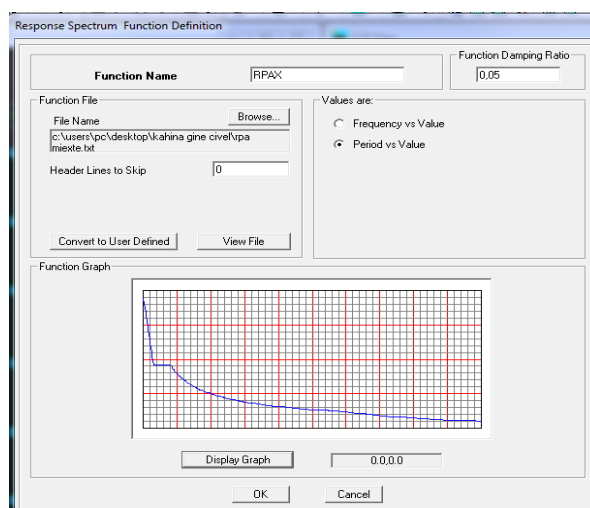
-On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône



Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text**.



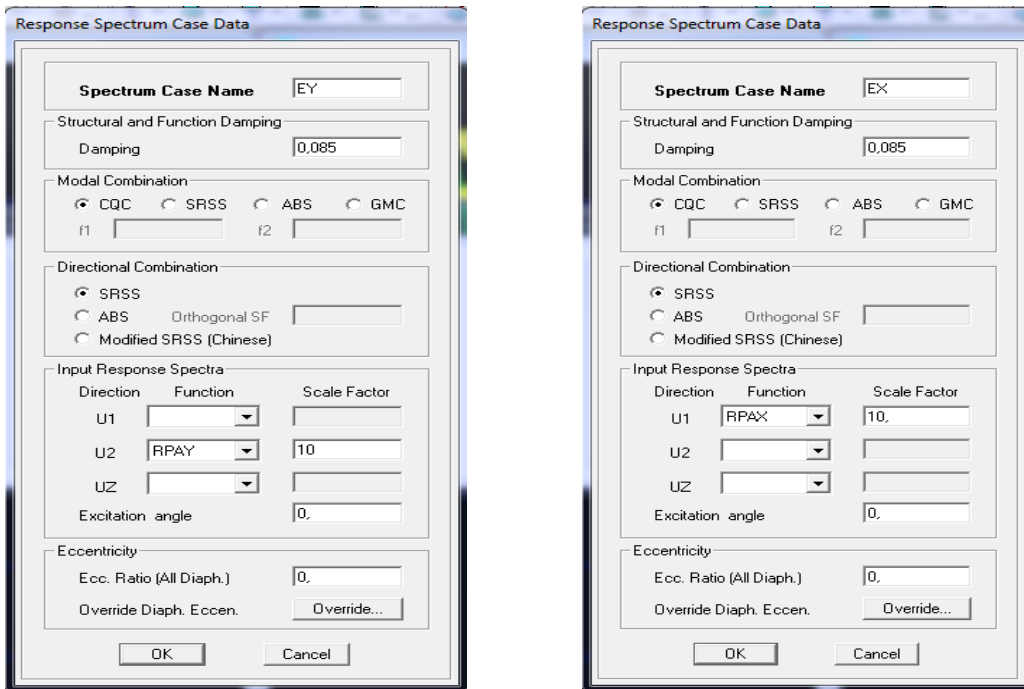
Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :
Define Response → **Spectrum Functions** → **Spectrum from file**



Function Name (nom du spectre): **RPA** .

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste en la définition du chargement **EX et EY** (séisme), pour cela on clique sur :

Define → **Reponses spectrum cases** → **Add New Spectrum**

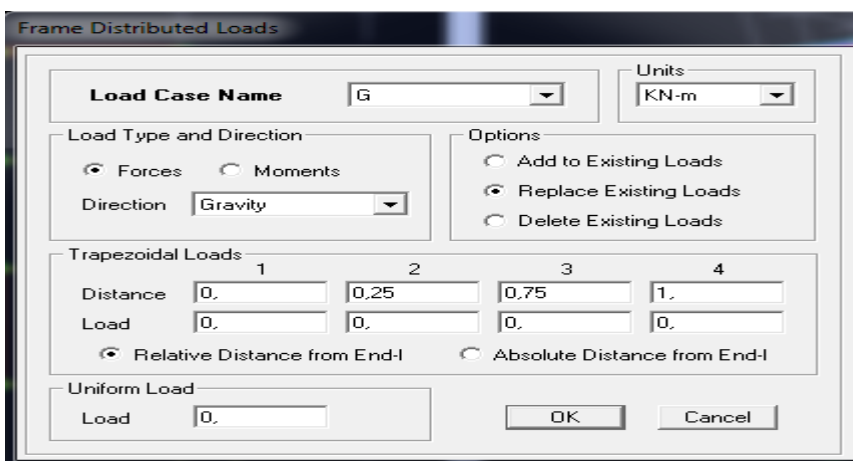


Dans la partie **Input response spectra**, nous allons Introduire le spectre a prendre en compte dans les deux direction principale (U1 et U2).

V -5-5- 5^{ème} étape : chargement des poutres

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement **linéaire** qui lui revient en cliquant sur :

Assign Frame → **Line loads** → **Distributed**



Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case

V-5-6- 6^{ème} étape : Introduction des combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

❖ **Combinaisons aux états limites :**

ELU : $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

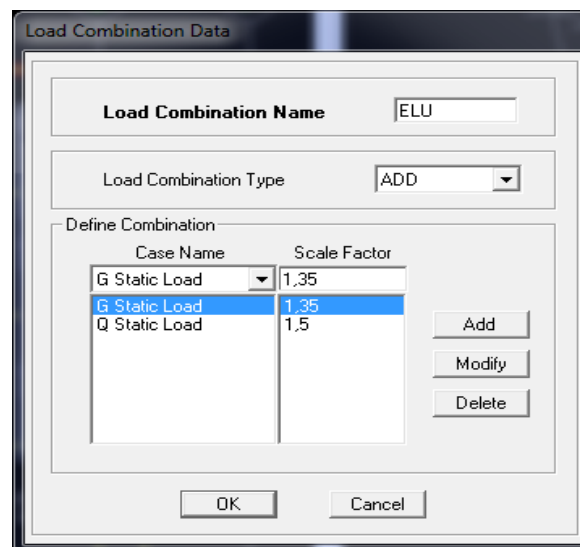
❖ **Combinaisons accidentelles du RPA :**

GQE : $G+Q \cdot \pm E$

08GE : $0.8G \pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → **load Combinations** → **Add New Combo**



On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

V-5-7-7^{ème} étape : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes)

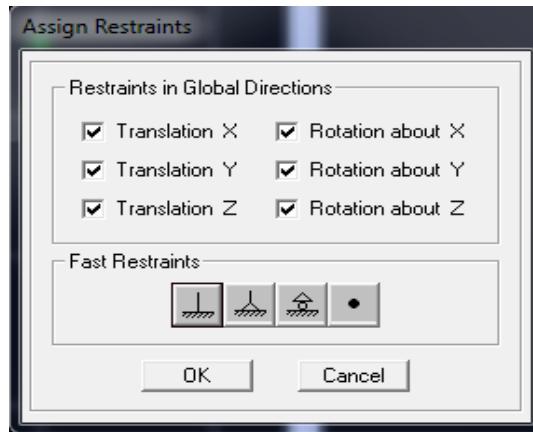
Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

APPUIS :

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans les fondations, pour modéliser cet

encastrement on sélectionne les nœuds du **RDC** puis on clique sur :

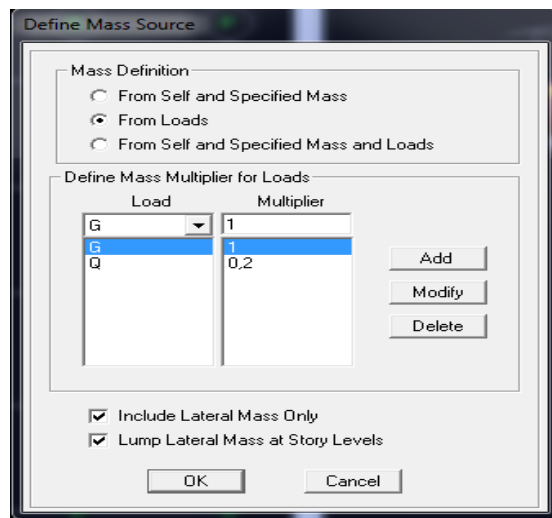
Assign → **Joint point** → **Restraint**



❖ **Mass- Source :**
Define → **Mass source**

La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass –Source**

- On donne la valeur 1 pour la charge permanente
- On donne la valeur de 0.2 bâtiment a usage d’habitation. (du Tableau 4.5 de RPA valeurs du coefficient de pondération β)

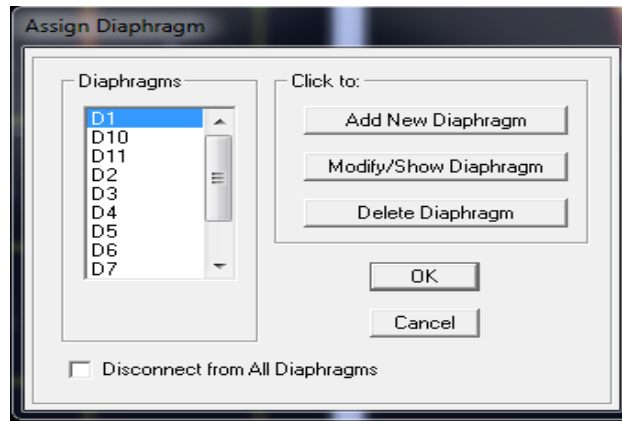


❖ **Diaphragmes :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign → **Joint/ point** → **Diaphragm Add** → **New Diaphragm.**



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

V-5-8- 8^{ème} étape : Analyse et visualisation des résultats

Lancement de l'analyse :

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne

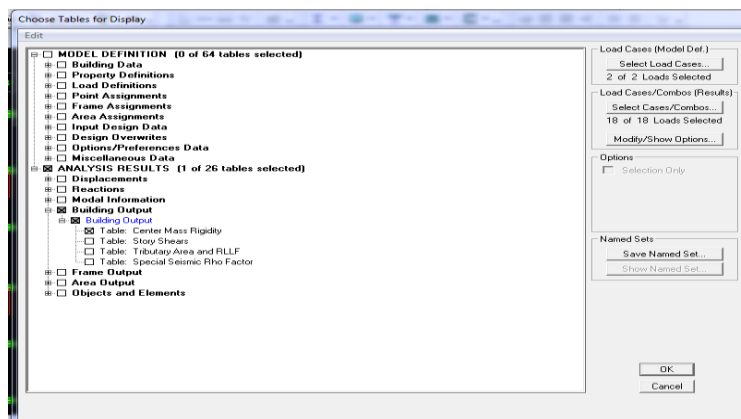
Run Analysis.

Visualisation des résultats :

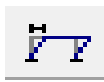
Période et participation modale :

Dans la fenêtre **display show tables**, on click sur **Modal Information**

et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».



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 **Disp**



Efforts internes dans les éléments barres :

- **Les poutres :**

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur : **Display Show tables**

Dans **Elément Output** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**

- **Les poteaux :**

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

- ❖ **Efforts internes dans les voiles :**

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

- ❖ **Déplacements:**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considère, on appuie sur **show tables** puis on coche « **Displacements** » .

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**, la colonne **U_x** correspond au sens xx ,et **U_y** au sens yy.

- ❖ **Effort tranchant et moment sismique à la base :**

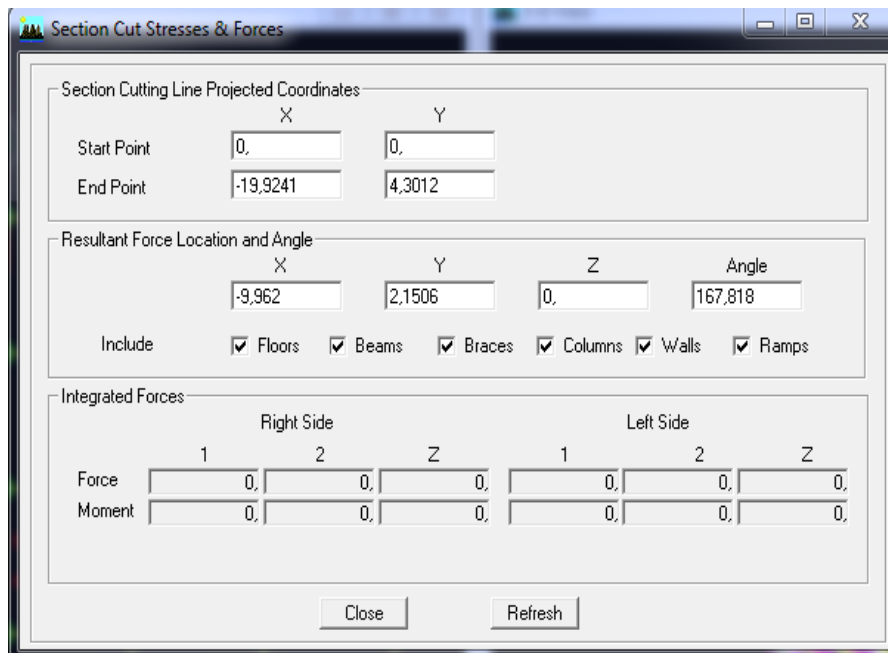
Pour extraire les efforts a la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **EX ou EY** ».

- ❖ **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 (**EX ou EY**).

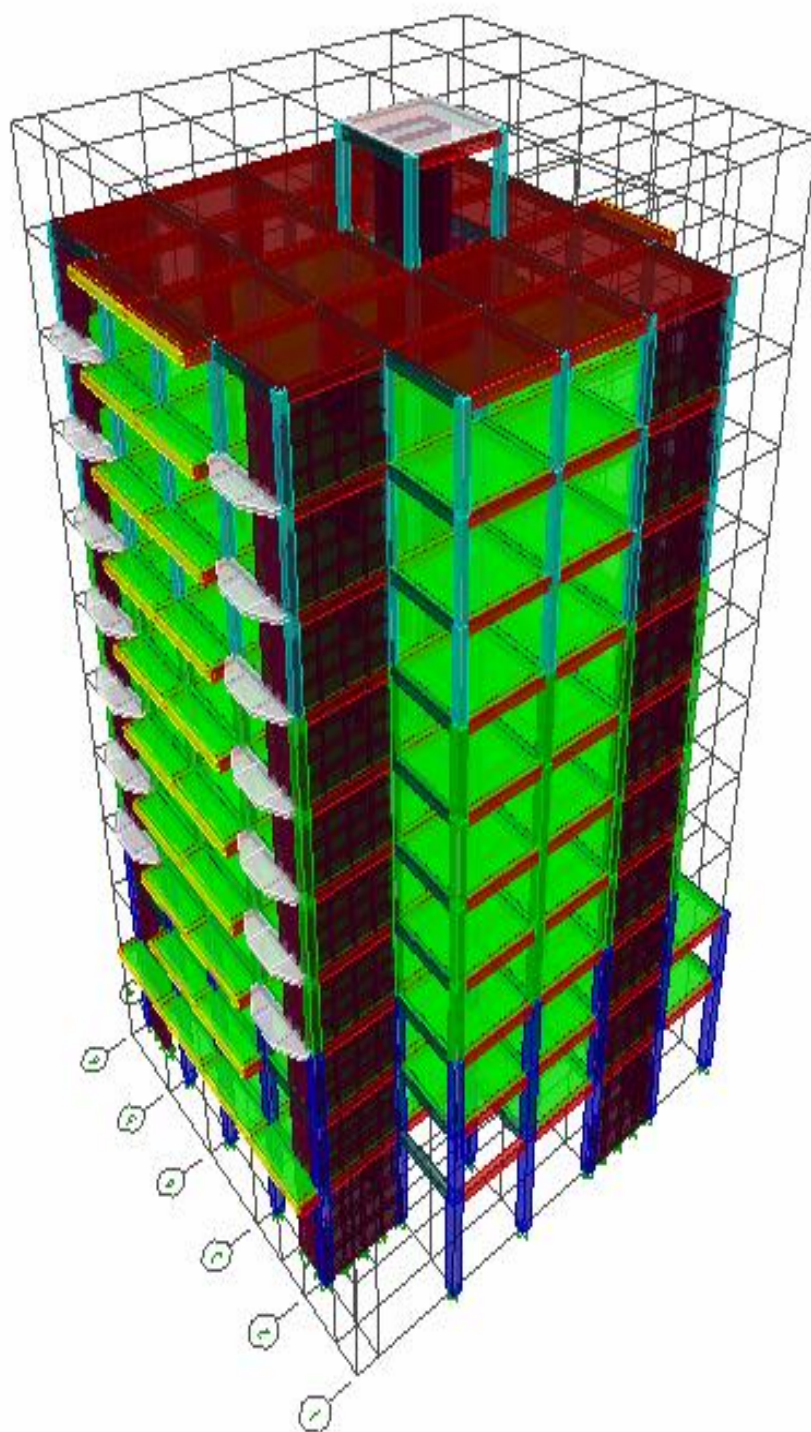
Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considère.



Remarque :

En désélectionnant la case **wall** on aura l'effort repris par les portiques et on

désélectionnant la case **Frames** nous aurons l'effort repris par les voiles



VI.1.CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :**a. Méthodes utilisables :**

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- par la méthode statique équivalente
- par la méthode d'analyse modale spectrale
- par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

b. Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

ZoneI

- tous groupes

ZoneII

- groupe d'usage 3
- groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

Conclusion : Dans notre cas, on ne peut pas appliquer la MSE car notre bâtiment est irrégulier en

plan, ainsi que la condition de hauteur des bâtiments irréguliers ($h=32.04 \text{ m} > 23 \text{ m}$) n'est pas vérifiée.

On opte donc pour la **méthode dynamique modale spectrale**.

C. METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE :**Principe :**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

L'action sismique est présentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta(1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0.3s \\ 2.5\eta(1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 0.3s \end{cases}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone IIa} \\ \text{Groupe 2} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0.15$$

η : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$

R: coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

$$\text{Site 2 : } \left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.4 \text{ s} \end{array} \right.$$

Q : facteur de qualité.

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_x = 1.05 \\ Q_y = 1.10 \end{array} \right.$$

5.6.4. Résultantes des forces sismiques de calcul.

L'une des vérifications préconisée par le **RPA99** version 2003 (art 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport : $r = \frac{0.8V}{V_t}$.

Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalente.

D'après l'art 4.2.3 de RPA99/version 2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R}.W$$

- A : coef d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment

Dans notre cas, on est dans une Zone de type *Ila* et un Groupe d'usage 2.

Nous trouverons : $A = 0.15$

- D : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \end{cases}$$

Avec T_2 : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le tableau **4.7** du RPA99/ version 2003, (site ferme S_2) :

$T_2(S_2) = 0.4 \text{ sec}$

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ est donnée par le tableau 4.2 du RPA99 :

Nous avons une structure mixte (portique et voiles) avec un remplissage dense,

Donc $\xi = 8,5 \%$

D'où $\eta = 0,82 > 0.7$

$$\eta = \mathbf{0,82}$$

5.6.5. Estimation de la période fondamentale.

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytique ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le RPA99/version2003 par la formule:

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec:

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) :

$$h_N = 32.04 \text{ m}$$

C_T : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplage et est donné par le tableau 4.6 du RPA99/version2003

On a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé :

$$\text{D'où : } C_T = \mathbf{0.05}$$

$$\text{Donc : } T = 0,05 \times (32,04)^{3/4} = 0,874\text{s}$$

$$T = 0.874\text{s}$$

On a : $T_2 \leq T \leq 3s$ donc $D = 2.5 \eta(T_2/T)^{2/3}$

$$D = 2.5 \times 0.82 (0.4/0.874)^{2/3} = 1.223$$

- R : coef de comportement global de la structure

Sa valeur est donnée par le tableau 4.3 de RPA 99/ version 2003, en fonction du système de contreventement.

Pour une structure mixte (portique et voiles avec interaction) : $R = 5$

➤ Q : est le facteur de qualité et est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments de construction.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité de contrôle de la construction.

Sa valeur est déterminé par la formule : $Q = 1 + \Sigma P_a$

A partir du tableau 4.4 de RPA 99 version 2003 on trouve : $Q = 1.10$

➤ W : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) .($W = \Sigma w_i$)

Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanents et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : coef de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA99 version 2003.

Dans notre cas, (le bâtiment à usage d'habitation) $\beta = 0,20$.

Donc à chaque niveau : $W_i = W_{gi} + 0,2W_Q$

Le poids total de la structure : $W_{tot} = \sum_{i=1}^{11} 31168.37$ KN

$$V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.223 \times 1.1}{5} \cdot 31168.37 = 1257.92 \text{ KN}$$

$$V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.223 \times 1.05}{5} \cdot 31168.37 = 1200.74 \text{ KN}$$

sens	$V_{st}(\text{KN})$	$0.8V_{st}(\text{KN})$	$V_t(\text{KN})$	observation
X	1257.92	1006.33	1374.77	vérifiée
Y	1200.74	960.59	1239.77	vérifiée

Tableau VI.1. Vérification de l'effort tranchant à la base.

Conclusion :

La résultante des forces sismiques a la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V .

2-Nombre de modes à considérer :

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.

Mode	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,0142	68,8007	0,0142	68,8007
2	65,9372	0,0232	65,9514	68,8238
3	0,1955	0,1416	66,1468	68,9655
4	0	17,9762	66,1468	86,9416
5	20,9542	0,0005	87,101	86,9421
6	0,2194	0,189	87,3204	87,1311
7	0,0004	4,4736	87,3208	91,6047
8	0,0002	2,9207	87,3209	94,5254
9	7,5639	0,0003	94,8849	94,5257
10	0,0017	3,0122	94,8865	97,5379
11	0,098	0,0073	94,9845	97,5452

Tableau VI.2: facteurs de participation massique

Conclusion : La valeur de participation massique a atteint les **90%** dans les deux directions dans le **mode 9**.

3- Vérification des déplacements :

On doit aussi vérifier que les déplacements relatifs entre étages voisins ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage [RPA99ver 2003/Art 5.10].

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel **ETABS**.

a- Justification vis-à-vis les déformations :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de l'étage a moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Les déplacements relatifs de l'étage K par rapport au niveau K-1 est égale : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

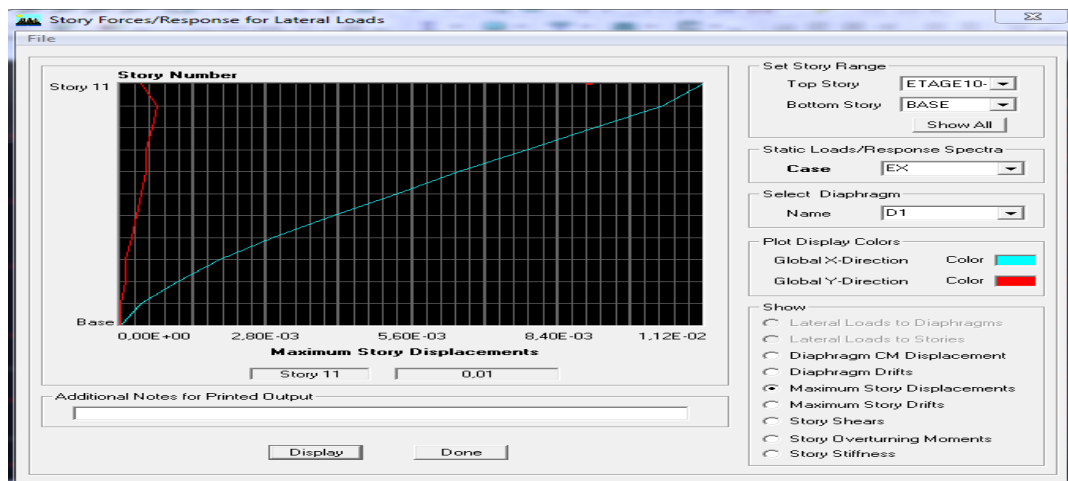
δ_k : déplacement horizontal a chaque niveau K ;

Les déformations latérales sont données dans les tableaux ci-dessous :

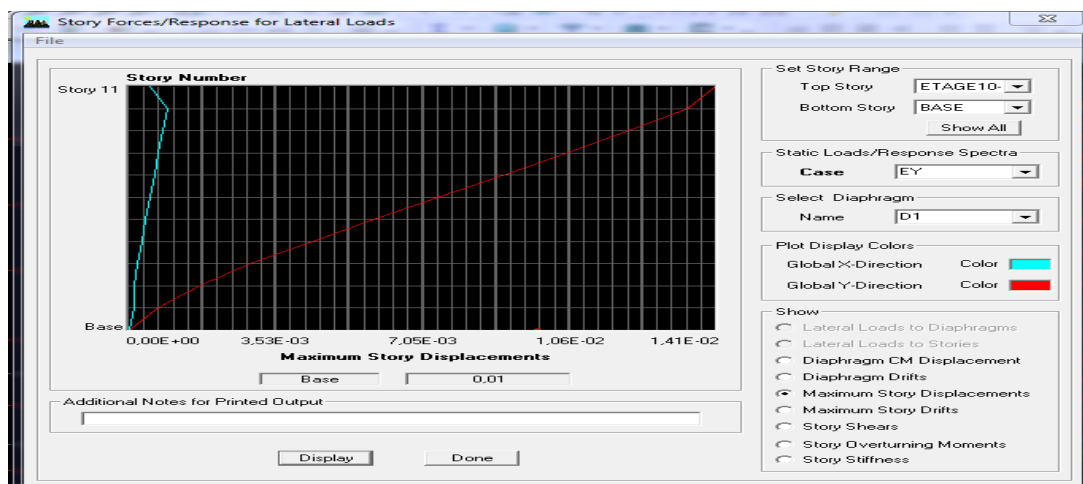
Niveau	δ_x (cm)	Δx	δ_{adm} (cm)	δ_y (cm)	Δy	Condition
10	1.11	0,13	3,06	1.4	0.12	Vérifiée
9	0.98	0,12	3,06	1.28	0.14	Vérifiée
8	0.86	0,12	3,06	1.14	0.14	Vérifiée
7	0.74	0,12	3,06	1.0	0.15	Vérifiée
6	0.62	0,12	3,06	0.85	0.14	Vérifiée
5	0.5	0,12	3,06	0.71	0.15	Vérifiée
4	0.38	0,1	3,06	0.56	0.15	Vérifiée
3	0,0028	0,1	3,06	0.41	0.13	Vérifiée
2	0.18	0,08	3,06	0.28	0.12	Vérifiée
1	0.1	0,06	3,06	0.16	0.09	Vérifiée
RDC	0.04	0,04	4,5	0.07	0.07	Vérifiée

Tableau VI .3. Vérification des déplacements.

tableau VI .3. Vérification des déplacements.



Vérification des déplacements selon Ex



Vérification des déplacements selon Ey

On a bien : $e_x = 0.01$ et $e_y = 0.01$ m

4- Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

- Il faut calculer le coefficient $\theta_K = P_K \Delta_K / V_K h_K$ et le comparer avec le nombre 0,1 tel que : - Si $\theta_K < 0,10$: les effet de 2^{eme} ordre sont négligés.
- Si $0,10 < \theta_K < 0,20$: il faut augmenter les effet de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_K)$.

- Si $\theta_K > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K.

V_K : effort tranchant d'étage au niveau 'K' : $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$

Δ_K : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau 'K-1'.

h_K : hauteur de l'étage 'K'.

Tableau VI.4. Vérification de l'effet P-Delta.

NIVE	$P_K(KN)$	Δ_{Kx} (m)	$v_k \times h_k$ (m)	θ_x	obs	Δ_{Ky} (m)	$V_{Ky} \times h_K$ (m)	θ_y	obs
10	280,83	0,0013	114.29	0.0032	cv	0.0012	122.67	0.0027	CV
9	3210,28	0,0012	1011.97	0.0038	cv	0.0014	893.33	0.005	CV
8	5988,69	0,0012	1669.13	0.0043	cv	0.0014	1470.66	0.0030	CV
7	8767,1	0,0012	2131.16	0.0049	cv	0.0015	1903.65	0.0069	CV
6	11667,53	0,0012	2540.01	0.0055	cv	0.0014	2285.45	0.0071	CV
5	14567,96	0,0012	2926.92	0.0059	cv	0.0015	2617.49	0.0083	CV
4	17468,38	0,001	3246.23	0.0053	cv	0.0015	2906.20	0.009	CV
3	20368,81	0,001	3498.31	0.0058	cv	0.0013	3162.87	0.0083	CV
2	23363,52	0,0008	3731.36	0.005	cv	0.0012	3374.96	0.0083	CV
1	26945,75	0,0006	4001.37	0.004	cv	0.0009	3597.67	0.0067	CV
RDC	31168,35	0,0004	6186.46	0.002	CV	0.0007	5578.96	0.0039	CV

5-Vérification de l'excentricité du centre de torsion :

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 à $0.05 L_x$ (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Soit :

C_M : centre de masse.

C_R : centre de rigidité.

Suivant le sens x-x :

On doit vérifier que :

$$|C_M - C_R| \leq 5\% L_x$$

Story	Diaphragm	XCM	XCR	CM -CR	5 % Lx	Condition
RDC	D1	9,581	9,222	0.359	1	CV
ETAGE1	D2	9,563	9,361	0.202	1	CV
ETAGE2	D3	8,146	9,27	1.124	1	CNV
ETAGE3	D4	8,144	9,142	0.998	1	CV
ETAGE4	D5	8,144	9,02	0.876	1	CV
ETAGE5	D6	8,144	8,913	0.769	1	CV
ETAGE6	D7	8,141	8,826	0.682	1	CV
ETAGE7	D8	8,139	8,76	0.621	1	CV
ETAGE8	D9	8,139	8,713	0.574	1	CV
ETAGE9	D10	8,173	8,682	0.509	1	CV
ETAGE11	D11	9,956	10,875	0.919	1	CV

Tableau VI -5- Excentricité suivant x-x

Suivant Y-Y :

On doit vérifier que :

$$|C_M - C_R| = 5\% L_y$$

Story	Diaphragm	YCM	YCR	CM -CR	5 % Ly	Condition
RDC	D1	10,177	10,326	0.149	0.95	CV
ETAGE1	D2	10,003	10,39	0.387	0.95	CV
ETAGE2	D3	10,046	10,394	0.348	0.95	CV
ETAGE3	D4	10,05	10,382	0.332	0.95	CV
ETAGE4	D5	10,05	10,363	0.313	0.95	CV
ETAGE5	D6	10,05	10,343	0.293	0.95	CV
ETAGE6	D7	10,054	10,324	0.27	0.95	CV
ETAGE7	D8	10,059	10,309	0.255	0.95	CV
ETAGE8	D9	10,059	10,297	0.238	0.95	CV
ETAGE9	D10	9,966	10,289	0.323	0.95	CV
ETAGE11	D11	9,5	9,582	0.082	0.95	CV

Tableau VI -6- Excentricité suivant y-y

Remarque :

Toutes les conditions du RPA sont vérifiées. Alors on peut passer au ferrailage des éléments

VII .1. Introduction :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple sous les sollicitations les plus défavorables en tenant compte des combinaisons suivantes :

	γ_s	θ	F_{28} (Mpa)	F_{bu} (Mpa)	F_e (Mpa)	σ_s (Mpa)
Situation durable	1,15	1	25	14,2	400	348
Situation accidentelle	1	1	25	18,48	400	400

a- $1.35 G + 1.5 Q$ ELU

b- $G + Q \pm E$ ACC

$0,8G \pm E$

et seront vérifiées à l'E.L.S en tenant compte des conditions et recommandations du RPA.

VII .2. Recommandation du RPA99 version 2003 :**2.a. Armatures longitudinales : (art 7.5.2.RPA)**

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

- **Poutres principales :** $A_{min} = 0.005 \times 35 \times 30 = 5.25 \text{ cm}^2$

- **Poutres secondaires :** $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 30 = 5.25 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est

En zone courante : 4 %

En zone de recouvrement : 6 %

⇒ En zone courante :

Poutres principales : $A_{max} = 0.04 \times 35 \times 30 = 42 \text{ cm}^2$

Poutre secondaire : $A_{max} = 0.04 \times 35 \times 30 = 42 \text{ cm}^2$

⇒ En zone de recouvrement :

Poutre principale : $A_{max} = 0.06 \times 35 \times 30 = 63 \text{ cm}^2$

Poutre secondaire : $A_{max} = 0.06 \times 35 \times 30 = 63 \text{ cm}^2$

- La longueur de recouvrement est de : $40\varnothing$ (zone II a)
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectuée avec des crochets à 90° .
- Espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres dans les poteaux du nœud

2.b. Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 S_t \cdot b_t$$

- L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$S_t^{\max} = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi \right) \text{ en zone nodale si les armatures comprimées sont nécessaires.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Avec : Φ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

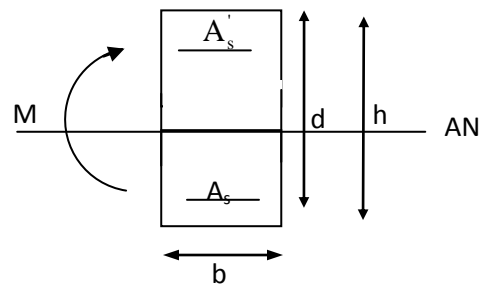
VII.3. Etapes de calcul à L'ELU :

3.a. Calcul des armatures longitudinales :

- **Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}}$$

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



En comparant les deux moments réduits $\ll \mu \gg$ et $\ll \mu_c \gg$, deux cas se présentent :

1^{er} cas section simplement armée ($A_s' = 0$) :

Si $\mu \leq \mu_c = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (**SSA**).

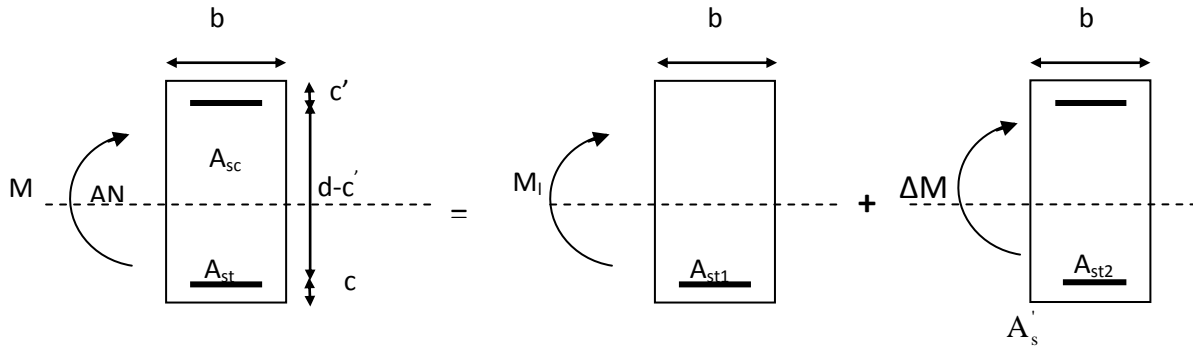
Pas besoin d'aciers supérieurs (comprimés) $A_s' = 0$ et la section d'aciers inférieurs (tendus)

$$\begin{cases} A_{sc} = 0 \\ A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} \end{cases} \text{ tel que : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

2^{ème} cas section doublement armée :

Si $\mu \geq \mu_l = 0,392$ la section est doublement armée (SDA).

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme de deux sections fictives.



$$\begin{cases} M = M_1 + \Delta M \\ M_1 = \mu_l b d^2 f_{bu} \\ \Delta M = M - M_1 \end{cases}$$

Finalement :

- Armatures tendues : $A_s = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_r}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$
- Armatures comprimées : $A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$
- Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants :

✓ Ferrailage en travée des poutres principales (ELU) :

NIV	Mu (KN.M)	μ	β	Obç	As (cm)	Amin(cm ²)	Ferrailage	A adop(cm ²)
9	28.989	0.062	0.968	SSA	2.60	5.25	3HA14	4.62
8	27.444	0.059	0.969	SSA	2.46	5.25	3HA14	4.62
7	27.015	0.058	0.970	SSA	2.42	5.25	3HA14	4.62
6	25.827	0.055	0.971	SSA	2.31	5.25	3HA14	4.62
5	25.006	0.053	0.972	SSA	2.24	5.25	3HA14	4.62
4	24.487	0.052	0.973	SSA	2.19	5.25	3HA14	4.62
3	24.463	0.052	0.973	SSA	2.18	5.25	3HA14	4.62
2	24.498	0.052	0.973	SSA	2.19	5.25	3HA14	4.62
1	27.428	0.059	0.969	SSA	2.46	5.25	3HA14	4.62
RDC	27.387	0.059	0.969	SSA	2.46	5.25	3HA14	4.62

✓ Ferrailage en appuis des poutres principales (acc) :

NIV	Mu (KN.M)	μ	β	Obc	As(cm ²)	Amin(cm ²)	Ferrailage	A adop(cm ²)
9	59.889	0.129	0.930	SSA	5.60	5.25	2HA12+3HA14	6.88
8	62.629	0.135	0.927	SSA	5.88	5.25	2HA12+3HA14	6.88
7	60.498	0.130	0.930	SSA	5.66	5.25	2HA12+3HA14	6.88
6	56.839	0.122	0.935	SSA	5.29	5.25	2HA12+3HA14	6.88
5	55.092	0.118	0.937	SSA	5.11	5.25	2HA12+3HA14	6.88
4	52.209	0.112	0.940	SSA	4.83	5.25	2HA12+3HA14	6.88
3	48.756	0.105	0.944	SSA	4.49	5.25	2HA12+3HA14	6.88
2	43.428	0.094	0.951	SSA	3.97	5.25	2HA12+3HA14	6.88
1	45.26	0.097	0.948	SSA	4.15	5.25	2HA12+3HA14	6.88
RDC	41.703	0.089	0.953	SSA	3.81	5.25	2HA12+3HA14	6.88

✓ Ferrailage en travée des poutres secondaires (ELU):

NIV	Mu (KN.M)	μ	β	Obc	As (cm)	Amin(cm ²)	Ferrailage	A adop(cm ²)
9	36.267	0.060	0.969	SSA	2.83	5.25	3HA14	4.62
8	42.186	0.069	0.964	SSA	3.31	5.25	3HA14	4.62
7	40.514	0.067	0.965	SSA	3.18	5.25	3HA14	4.62
6	41.82	0.069	0.964	SSA	3.28	5.25	3HA14	4.62
5	42.743	0.070	0.964	SSA	3.35	5.25	3HA14	4.62
4	40.112	0.066	0.966	SSA	3.14	5.25	3HA14	4.62
3	36.327	0.060	0.969	SSA	2.84	5.25	3HA14	4.62
2	31.502	0.052	0.973	SSA	2.45	5.25	3HA14	4.62
1	26.109	0.043	0.978	SSA	2.02	5.25	3HA14	4.62
RDC	16.742	0.027	0.986	SSA	1.28	5.25	3HA14	4.62

✓ Ferrailage en appuis des poutres secondaires (acc) :

NIV	Mu (KN.M)	μ	β	Obc	As (cm)	Amin(cm ²)	Ferrailage	A adop(cm ²)
9	45.903	0.076	0.960	SSA	3.62	5.25	3HA14+2HA12	6.88
8	50.415	0.083	0.956	SSA	3.99	5.25	3HA14+2HA12	6.88
7	49.564	0.082	0.957	SSA	3.92	5.25	3HA14+2HA12	6.88
6	48.88	0.080	0.958	SSA	3.86	5.25	3HA14+2HA12	6.88
5	48.736	0.08	0.958	SSA	3.85	5.25	3HA14+2HA12	6.88
4	46.333	0.076	0.960	SSA	3.65	5.25	3HA14+2HA12	6.88
3	42.544	0.07	0.964	SSA	3.34	5.25	3HA14+2HA12	6.88
2	36.975	0.061	0.968	SSA	2.89	5.25	3HA14+2HA12	6.88
1	30.896	0.051	0.973	SSA	2.40	5.25	3HA14+2HA12	6.88
RDC	21.618	0.035	0.982	SSA	1.66	5.25	3HA14+2HA12	6.88

VII.4. Vérifications a l'ELU:

✓ Condition de non fragilité: [Art A.4.1,1/BAEL91 modifiées 99] :

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

- Poutres principales de (30×35):

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,19 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- Poutres secondaires de (30×35):

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,19 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Influence de effort tranchant sur béton au niveau des appuis :

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40x \frac{0,9x d x b x f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots (\text{BAEL91.art A.5.1.32})$$

- Poutres principales

$$T_u = 72.34 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0.4x \frac{0.9x0.33x0.30x25x10^3}{1.5} = 594 \text{ kN} \implies \text{Condition vérifiée}$$

- Poutres secondaires

$$T_u = 14.7 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0.4x \frac{0.9x0.33x0.3x25x10^3}{1.5} = 594 \text{ kN} \implies \text{condition vérifiée}$$

➤ Justification sous sollicitation d'effort tranchant :(BAEL91.art A.5.1)

Les poutres soumises a des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est conduite a partir de la contrainte tangente $\ll \tau_u \gg$, prise conventionnellement égale a :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \text{ avec } T_u^{max} : \text{Effort tranchant max a l'ELU}$$

$$\text{Poutres principales : } \tau_u = \frac{72.34 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.73 \text{ MPa}$$

$$\text{Poutres secondaire : } \tau_u = \frac{14.7 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.15 \text{ MPa}$$

Etat limite ultime du béton de l'âme :(BAEL91.art A.5.1.21)

Dans le cas ou la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u \leq \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Poutres principales $\tau_u = 0.73 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée.

Poutres secondaires $\tau_u = 0.15 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée.

➤ **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} : \Psi = 1.5 \text{ pour le HA}$$

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

Avec

$\sum U_i$: Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.

Poutres principales

$$3\text{HA}14 \Rightarrow \sum U_i = 13.18 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{72.34 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0.33 \times 0.13} = 1,87 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \text{Condition vérifiée}$$

Poutres secondaires

$$3\text{HA}14 \Rightarrow \sum U_i = 13.18 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{14.7 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0.33 \times 0.13} = 0.38 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Calcul de longueur de scellement droit des barres :**

$$l_s = \frac{\phi_e f_e}{4x\tau_{su}} \quad \text{avec } \tau_{su} = 0.6x\psi_s^2 x f_{t28} = 2.835$$

Pour les $\Phi 12$: $l_s = 43 \text{ cm}$.

Pour les $\Phi 14$: $l_s = 50 \text{ cm}$.

Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10}\right) = \min(10 ; 14 ; 30)$$

Soit $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul des espacements :**

Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30\text{cm}\right)$

$$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}, 12 \times 1.4, 30\text{cm}\right) = 8.75$$

- Poutre principales de (30x35): $S_t = 7,75\text{cm}$

- Poutre secondaire de (30x35): $S_t = 7,75\text{cm}$

Soit $S_t = 7\text{cm}$

- **Zone courante :** $S_t' \leq \frac{h}{2}$

- Poutre principales de (30x35): $S_t' = 17.5\text{cm}$

- Poutre secondaire de (30x35): $S_t' = 17.5\text{cm}$

Soit $S_t = 18\text{cm}$

➤ **Armatures transversales minimales :**

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0,003S_t b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2$$

$$A_t = 2.01\text{cm}^2 > A_t^{\min} = 1.35\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Délimitation de la zone nodale**

$$L' = 2xh = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$$

$$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right\}$$

h : hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

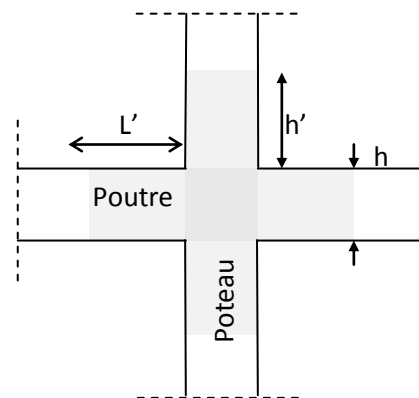


Fig.VII.1. Délimitation de la zone nodale

VII .5.Vérification a l'ELS

❖ Etat limite d'ouverture des fissures :

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leur sont relatives :

- Etat limite d'ouverture des fissures (exemple de calcul pour la fissuration non préjudiciable).
- Etat limite de résistance du béton a la compression.
- Etat limite de déformation :

Etat limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

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

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A} \quad (\text{Contrainte de traction des aciers}),$$

A : armatures adoptées à l'ELU

$$K_1 \text{ et } \beta_1 \text{ sont tirés des tableaux en fonction de } \rho_1 = \frac{100 A_s}{b_0 d}.$$

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

• **Poutres principales :**

	<i>MS max</i> (KN.m)	As ELU	ρ_1	β_1	K1	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs
En travée	21.12	4.62	0.46	0.897	33.54	154.43	348	4.6	15	CV
En appuis	45.27	6.88	0.69	0.879	26.32	226.83	348	8.61	15	CV

• **Poutres secondaires :**

	<i>MS max</i> (KN.m)	As ELU	ρ_1	β_1	K1	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs
En travée	23.69	4.62	0.46	0.897	33.54	173.22	348	5.16	15	CV
En appuis	26.83	6.88	0.69	0.879	26.32	134.44	348	5.10	15	CV

❖ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les trois conditions sont satisfaites.

• **Sens principale :**

$$1) \frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{400} = 0.0875 > 0.0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow 0.0875 > \frac{21.121}{10 \times 53.39} = 0.0395 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Avec :

$$q_s = (G+Q)L = (5.89+1) 3.87 = 26.69 \text{ KN/ml.}$$

$$M_0 = \frac{q_s \ell^2}{8} = \frac{26.69 \times 4^2}{8} = 53.39 \text{ KN.m}$$

M_t : moment max en travée

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_c} \Rightarrow \frac{4.62}{30 \times 32} = 0.0048 \leq 0.0105 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **sens secondaire :**

$$1) \frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{400} = 0.0875 > 0.0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow 0.0875 > \frac{23.696}{10 \times 47.46} = 0.0499 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Avec :

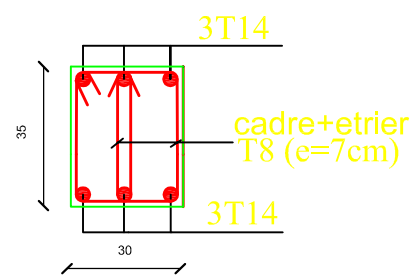
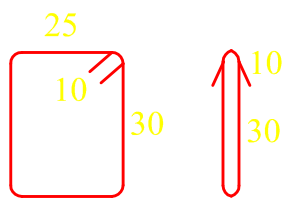
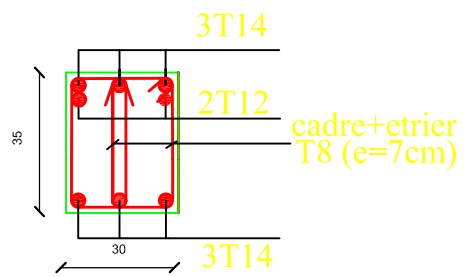
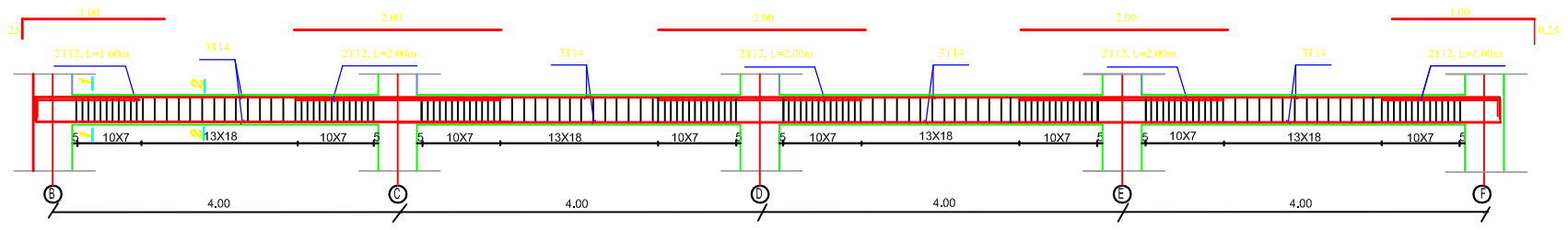
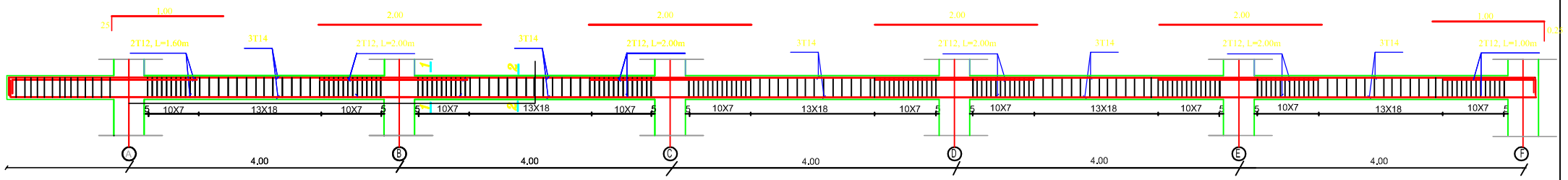
$$q_s = (G+Q)L = (5.25 + 1.5) 4 = 27 \text{ KN/ml.}$$

$$M_0 = \frac{q_s \ell^2}{8} = \frac{27 \times 4^2}{8} = 47.46 \text{ KN.m}$$

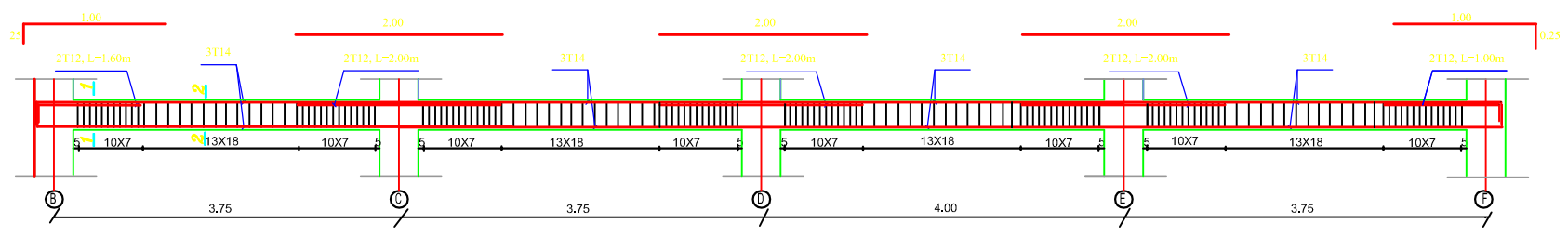
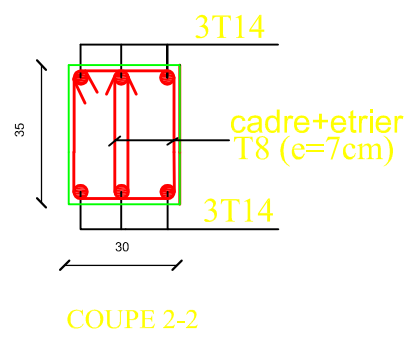
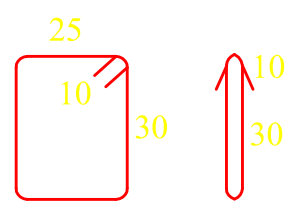
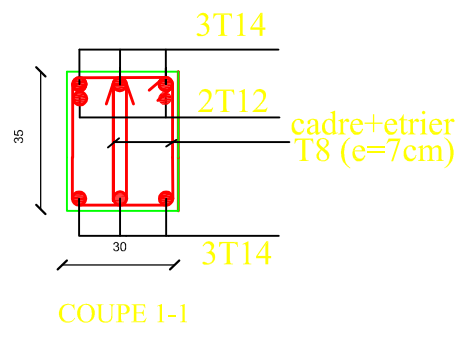
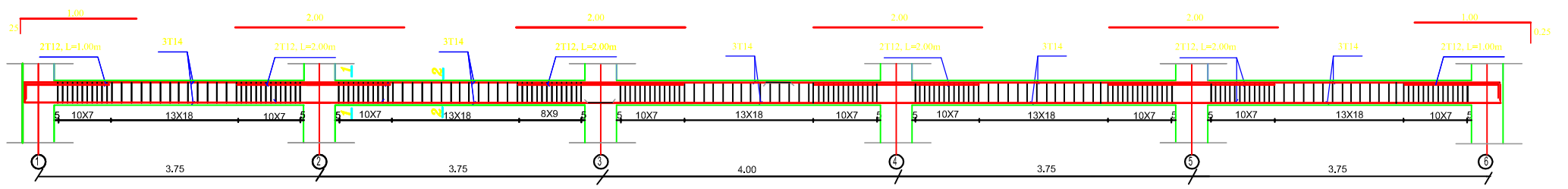
$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_c} \Rightarrow \frac{4.62}{30 \times 32} = 0.0048 \leq 0.0105 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire dans les deux sens



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR : Melle: SEBBI Kahina Melle: CHEBALLAH Fatma	TITRE : FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES
DIRIGE PAR : Mr MECHICHE	PROMOTION 2009/2010 PLANCHE N° ECHELLE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR : Melle: SEBH Kahina Melle: CHEBALLAH Fatma DIRIGE PAR : Mr MECHICHE	TITRE : FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDIERS	
PROMOTION 2013/2014	PLANCHE N°	ECHELLE

VIII.1. Introduction :

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal), en tenant compte des combinaisons considérées suivantes :

$$\begin{aligned} \text{a- } 1.35 G + 1.5 Q &: && \text{à l'ELU} \\ G + Q &: && \text{à l'ELS} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{b- } G + Q \pm E & \text{ RPA 2003} \\ 0,8G \pm E & \text{ RPA 2003} \end{aligned}$$

En procédant à des vérifications à l'ELS.

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.

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier deux cas :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

VIII.2. Recommandation du RPA 2003 :**1- Les armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

-Le pourcentage minimale sera de : 0,80 % x section du poteau (Zone IIa).

$$\text{Zone 1 : Poteaux (45x45) } A_{\min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone 2 : Poteaux (40x40) } A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone 3 : Poteaux (35x30) } A_{\min} = 0.008 \times 35 \times 30 = 8.4 \text{ cm}^2$$

-Le pourcentage maximal en zone courante sera de : 4 % (zone IIa)

$$\text{Zone 1 : Poteaux (45x45) } A_{\max} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone 2 : Poteaux (40x40) } A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone 3 : Poteaux (35x30) } A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 30 = 42 \text{ cm}^2$$

-Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de : 6 % (zone IIa)

$$\text{Zone 1 : Poteaux (45x45) } A_{\max} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone 2 : Poteaux (40x40) } A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone 3 : Poteaux (35x30) } A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 30 = 63 \text{ cm}^2$$

-Le diamètre minimal des aciers est de $\Phi 12$

-La longueur de recouvrement minimal $L_R = 40\Phi$ (zone IIa)

-La distance entre les barres longitudinales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 $L = 25 \text{ cm}$ (zone IIa).

-Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critique).

2- Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

- Le diamètre Φ_t des armatures transversales doit être égal au moins à ;

$$\Phi_t = \frac{1}{3} \Phi_L^{\max}.$$

Avec : Φ_L^{\max} : le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

- L'espacement des armatures transversales doit être au plus égal à :

$$S_t \leq \min \{15\Phi_L^{\min}, 40\text{cm}, (a+10)\text{cm}\} \quad (\text{BAEL 91 Art 8.1.3})$$

Avec :

a est la petite dimension transversale des poteaux.

D'après le RPA 99révisée 2003 :

$$S_t \leq \min \{10\Phi_L^{\min}, 15\text{cm}\} \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \Phi_L^{\min} \text{ en zone de recouvrement.}$$

✓ **Le rôle des armatures transversales consiste à :**

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
 - Positionner les armatures longitudinales
- Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} \quad (\text{RPA99 révisée 2003/Art7.4.2.2})$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section.

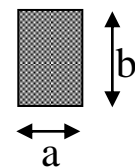
f_e : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

A_t : armatures transversales.

S_t : espacement des armatures transversales.

Avec : λ_g élancement



✓ **Calcul d'élanement :(élanement géométrique)**

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b} \right\}$$

Avec :

a et b : dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

L_f : longueur de flambement.

✓ **Section d'armatures transversales minimale : (RPA99 révisée 2003/Art7.4.22)**

$\frac{A_t}{bS_t}$ en % est donné comme suite :

Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\%$.

Si $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\%$.

Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs précédentes

3- Exposé de la méthode de calcul :

Pour la Détermination des armatures longitudinales 2cas peuvent être représenter :

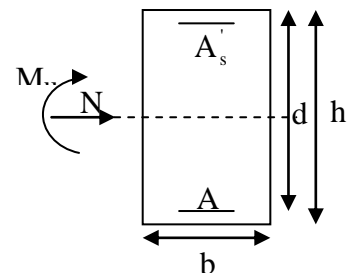
3-1) Calcul des armatures à l'ELU :

3-1-a)Section partiellement comprimée (SPC) :

•Calcul du centre de pression $e = \frac{M_u}{N_u}$

La section est partiellement comprimée Si Le centre de pression C se situe à l'extérieur du noyau central.

$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C \right)$$



Si le centre de pression C se trouve à l'intérieur du noyau central la section est entièrement comprimée.

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - C .$$

Dans ce cas il faut vérifier en plus l'inégalité suivante

$$N_u (d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bc} .$$

Avec :

M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

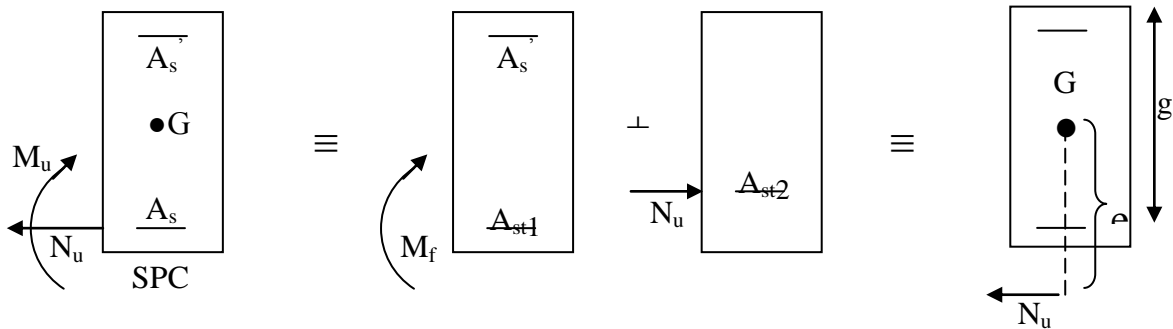
$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e \right) = M_U + N_U \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$F_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5$ et $\theta = 1$ Pour fissuration durable

$\gamma_b = 1,15$ et $\theta = 0,85$ Pour fissuration accidentelle

N_u : effort de compression.



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

Si $\mu \leq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA).

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réelle est $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\gamma_s}$ si l'effort est négatif.

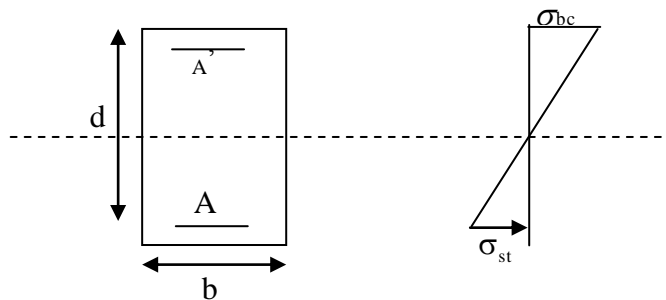
$$\text{Si } A_s \text{ est négative } A_s \geq \left\{ \max \frac{bh}{1000}, 0,23bh \frac{f_{t28}}{F_e} \right\}.$$

Si $\mu \geq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA).

On calcul :

$$M_r = \mu_\ell bd^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$



Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est $A'_s = A'$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$.

3-1-b) Section entièrement comprimée (SEC) :

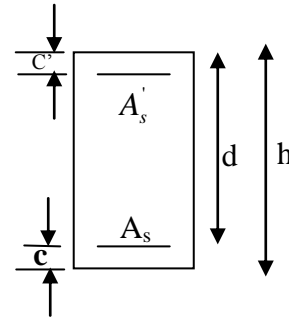
La section est entièrement comprimée si :

- $e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$.
- $N_u(d - c') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$.

✓ Deux cas peuvent se présenter :

- Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées donc :

$$N(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0.$$



✓ Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_f(d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

- Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieures comprimées c à d

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 < N_u(d - c') < \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s = 0$$

✓ Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0.$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,351 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

Ferraillage des poteaux:

NIV	N (KN)	M (KN.m)	bxh	Obs	A _{Sup} cm ²	A _{inf} cm ²	A _{min}	A _{adopté}	Choix des armatures
Zone 1	N _{max} = 1454,91	M _{cor} = 2,652	45x45	SEC	0	0	16.2	18.22	6HA16+4HA14
	N _{min} = 52,1	M _{cor} = 22,637		SPC	0	0,76			
	N _{cor} = 100,06	M _{max} = 45,572		SPC	0	1,68			
Zone 2	N _{max} = 962,16	M _{cor} = 2,281	40x40	SEC	0	0	12.8	13.76	6HA14+4HA12
	N _{min} = 104,17	M _{cor} = 5,665		SEC	0	0			
	N _{cor} = 236,77	M _{max} = 28,329		SEC	0	0			
Zone 3	N _{max} = 404,71	M _{cor} = 11,616	35x30	SEC	0	0	8.4	8.42	4HA14+ 2HA12
	N _{min} = 5,05	M _{cor} = 1,241		SPC	0	0,05			
	N _{cor} = -48,67	M _{max} = -29,904		SPC	0	2,52			

Remarque : le ferraillage des poteaux se fait par zone tel que :

ZONE 1 : RDC, 1er, et 2eme.

ZONE 2 : 3eme au 6eme.

ZONE 3 : 7eme au 9eme.

VIII.4. Calcul des armatures transversales :

➤ **Le Diamètre :**

D’après le [BAEL 91] Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu’elles maintiennent

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

On adopte : $4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement :**

Selon le RPA la valeur maximale de l’espacement «S_t» des armatures transversales est fixée comme suite :

❖ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min (10 \phi_l^{\min}, 15 \text{ cm})$$

Pour : $\phi_l^{\min} = 14 \text{ mm} \longrightarrow S_t \leq \min \{14, 15 \text{ cm}\}$ soit : $S_t = 10 \text{ cm}$.

❖ **En zone courante :**

$$S_t' \leq 15 \varnothing_1^{\min}$$

Pour : $\varnothing_1^{\min} = 14 \text{ mm} \longrightarrow S_t' \leq 21 \text{ cm}$ soit : $S_t' = 15 \text{ cm}$.

➤ **Vérification de la quantité d'armatures transversales :**

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suite :

-Si : $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b_1$

-Si : $\lambda_g \geq 3$ $A_t^{\min} = 0,8\% S_t \times b_1$

-Si : $3 \leq \lambda_g \leq 5$ interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec : b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considère.

λ_g : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} \quad \& \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{b_1 h_1^3}{12 b_1 h_1}} = \sqrt{\frac{h_1^2}{12}} \Rightarrow \lambda_g = \frac{\sqrt{12} L_f}{h_1}$$

$l_f = 0,7.L_0$: Longueur de flambement du poteau.

L_0 : Longueur libre du poteau.

- Poteau de 35×30 : $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot l_f = \frac{\sqrt{12}}{35} \times 0,7 \times 306 = 21,2$
- Poteau de 40×40 : $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot l_f = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0,7 \times 306 = 18,55$
- Poteau de 45×45 : $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot l_f = \frac{\sqrt{12}}{45} \times 0,7 \times 450 = 24,25$

On remarque que $\lambda > 5$: Alors la quantité minimale d'armatures sont :

❖ **En zone nodale ($S_t = 10 \text{ cm}$) :**

- $A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,90 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$
- $A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$
- $A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$
- $A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$

❖ **En zone courante ($S_t = 15 \text{ cm}$) :**

- $A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 < 2,51 \text{ cm}^2$
- $A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,575 \text{ cm}^2 < 2,51 \text{ cm}^2$
- $A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8 \text{ cm}^2 < 2,51 \text{ cm}^2$
- $A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,025 \text{ cm}^2 < 2,51 \text{ cm}^2$

➤ **REMARQUE :**

Pour les poteaux de 45×45 et pour maintenir une section d'armatures transversales égale à 4HA8, on doit diminuer l'espacement en zone courante, ce qui devient : $S_t = 13\text{cm}$.

➤ $A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 13 \times 45 = 1,75\text{cm}^2 < 2,51\text{cm}^2$

La condition est vérifiée

❖ **Longueur de recouvrement :**

$$L_r = 40\phi_{max} = 40 \times 2 = 80\text{cm}$$

❖ **Délimitation zone nodale :**

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_i; h_1; 60\text{cm}\right)$$

$$\frac{h_e}{6} = \frac{450}{6} = 75\text{cm}$$

$$b_1 = 45\text{cm}, h_1 = 45\text{cm}$$

$$\text{Max} = 75\text{cm}$$

$$h' = 75\text{cm}$$

VII-4) Vérifications à l'ELS :

Dans le cas des poteaux, il y a lieu de vérifier :

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

➤ **Etat limite de compression du béton (contraintes dans le béton) :**

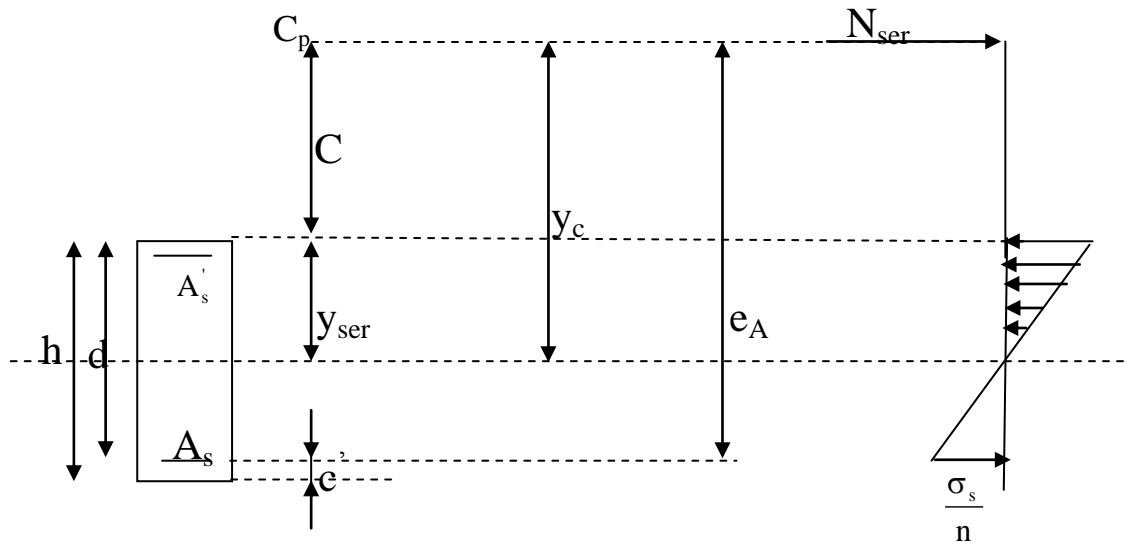
$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$\rightarrow \text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow \text{section entièrement comprimée.}$$

$$\rightarrow \text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

VII-4-1-a) Section partiellement comprimée :



Position de centre de pression.

Y_c : est la distance de l'axe neutre au centre de pression C_p comportée positivement avec effort normal N_{ser} de compression.

C : distance de centre de pression (c) à la fibre la plus comprimée

$$C = d - e_A$$

Avec : e_A : a le signe de N_{ser} .

Si $N_{ser} < 0 \Rightarrow$ quelque soit la position du centre de pression à l'intérieur ou à l'extérieur de la section.

Si $N_{ser} > 0 \Rightarrow \begin{cases} c < 0 \text{ si } e_A > d \text{ (} C_p \text{ à l'extérieur de la section voir fig ci dessus).} \\ c > 0 \text{ si } e_A < d \text{ (} C_p \text{ à l'intérieur de la section voir fig ci dessus).} \end{cases}$

On pose $y_{ser} = y_c + C_p$, $0 \leq y_{ser} \leq d$

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right).$$

FDEn écrivant le bilan des efforts appliquées à la section on montre que « y_c » est solution de :

$$y_c^3 + py_c + q = 0$$

Avec :

$$p = -3C^2 - \frac{90A_s'(C_p - C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - C_p)$$

$$q = -2C^3 - \frac{90A_s'(C_p - C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - C_p)^2$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

On calcul $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$.

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ on calcul alors : $\cos\varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|p|}}$ puis $a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$

Après on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

1) $y_c = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right)$.

2) $y_c = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right)$.

3) $y_c = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right)$

Si $\Delta > 0 \Rightarrow$ alors il faut calculer

$$t = 0,5 (\sqrt{\Delta} - a)$$

$$z = t^{\frac{1}{3}} \Rightarrow Y_c = z - \frac{p}{3 \times z}$$

• **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.

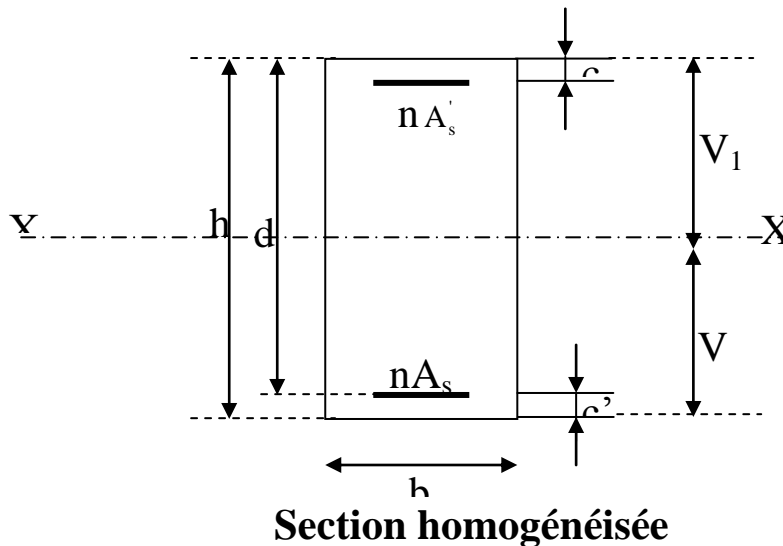
H₃ : les matériaux restent dans leur domaine élastique.

$$\varepsilon_{bc} = E_b \varepsilon_s \quad , \quad \varepsilon_{st} = E_s \varepsilon_s$$

D'après le BAEL 91, en particulier dans les règles CCBAG8, elles permettent d'appliquer Du béton armé des formules de la résistance des matériaux établis pour des corps homogénéisé.

- **Le moment d'inertie de la section est donné par rapport à l'axe neutre :**

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + 15 \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right]$$



La section rendue homogène a d la section obtenue en négligeant le béton tendu et en amplifiant quinze fois la section des armatures.

Nous avons alors : $K = \frac{N_{ser} y_c}{I} = \text{tg} \alpha$ (représente la pente K des diagrammes des contraintes).

Les contraintes valent $\sigma_{bc} = K y_{ser}$, $\sigma_s = nK(d - y_{ser})$ 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.

VII-4-1-b) Section entièrement comprimée :

➤ La section total homogène est : $S = bh + n (A_s + A'_s)$.

➤ Le moment d'inerties de la section totale homogène :

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15[A_s(V_2 - C')^2 - A'_s(V_1 - C')^2]$$

On doit vérifier alors :

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_1 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

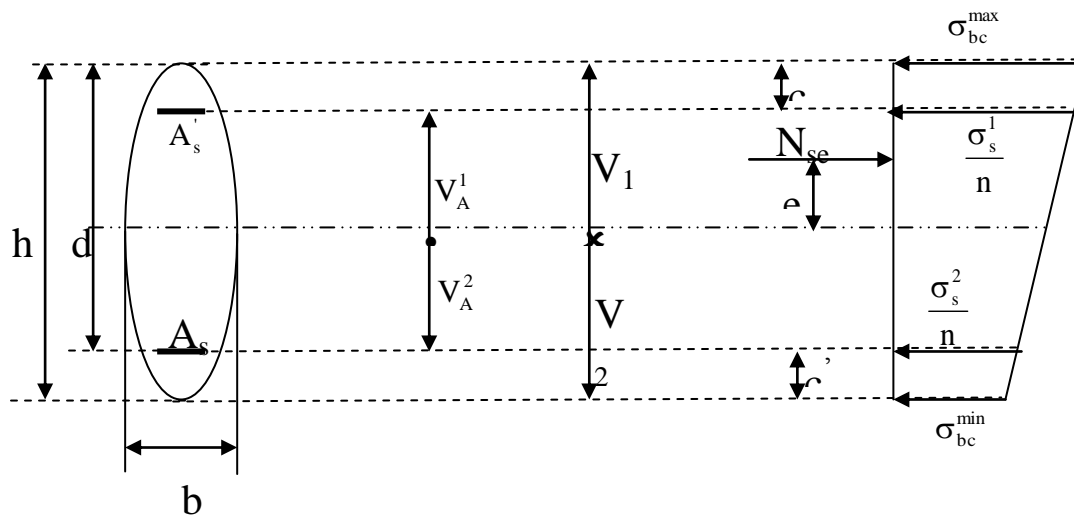
$$\sigma_{b2} = \left(\frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_2 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

Puisque $\sigma_{b1} \geq \sigma_{b2}$ donc il suffit de vérifier $\sigma_{b1} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

N_s : effort de compression a' L'ELS.

M_s : Moment fléchissant a' L' ELS

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).



Remarque :

Les résultats numériques de calcul sont regroupés dans les tableaux suivants :

Zone	N _s (KN)		M _s (KN.m)		Section (cm ²)	e _s (m)	h/6 (m)	σ _{sup} (Mpa)	σ _{inf} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{st} (Mpa)	Observ.
I	N _{max}	1052,23	M _{cor}	1,848	45 X 45	0,001	0,075	5,32	5,07	15	348	Vérifiée
	N _{min}	16,24	M _{cor}	0,831		0,433	0,075	0,13	0,03	15	348	Vérifiée
	N _{cor}	71,95	M _{max}	32,661		0,453	0,075	0	0	15	348	Vérifiée
II	N _{max}	696,67	M _{cor}	1,739	40 X 40	0,002	0,066	4,52	4,19	15	348	Vérifiée
	N _{min}	76,47	M _{cor}	4,109		0,053	0,066	0,86	0,09	15	348	Vérifiée
	N _{cor}	172,92	M _{max}	20,47		0,108	0,066	0	0	15	348	Vérifiée
III	N _{max}	294,14	M _{cor}	8,385	35 X 30	0,028	0,058	4,4	1,2	15	348	Vérifiée
	N _{min}	3,39	M _{cor}	0,897		0,264	0,058	0	0	15	348	Vérifiée
	N _{cor}	35,7	M _{max}	21,737		0,608	0,058	0	0	15	348	Vérifiée

✓ **Condition de non fragilité pour les poteaux :** (Art A.4.2.1/BAEL91 modifiée 99)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_s \geq A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Poteaux (30x35) :

$$A_s = 12,31 \geq A_{min} = 0,23 \frac{30 \times 27 \times 2,1}{400} = 0,97 \text{ cm}^2$$

$A_s \geq A_{min}$ condition verifiee.

Poteaux (30x35) :

$$A_s = 12,31 \geq A_{min} = 0,23 \frac{35 \times 27 \times 2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2$$

$A_s \geq A_{min}$ condition verifiee.

Poteaux (40x40) :

$$A_s = 12,31 \geq A_{min} = 0,23 \frac{40 \times 32 \times 2,1}{400} = 1,54 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{min} \dots\dots\dots \text{condition verifiee.}$$

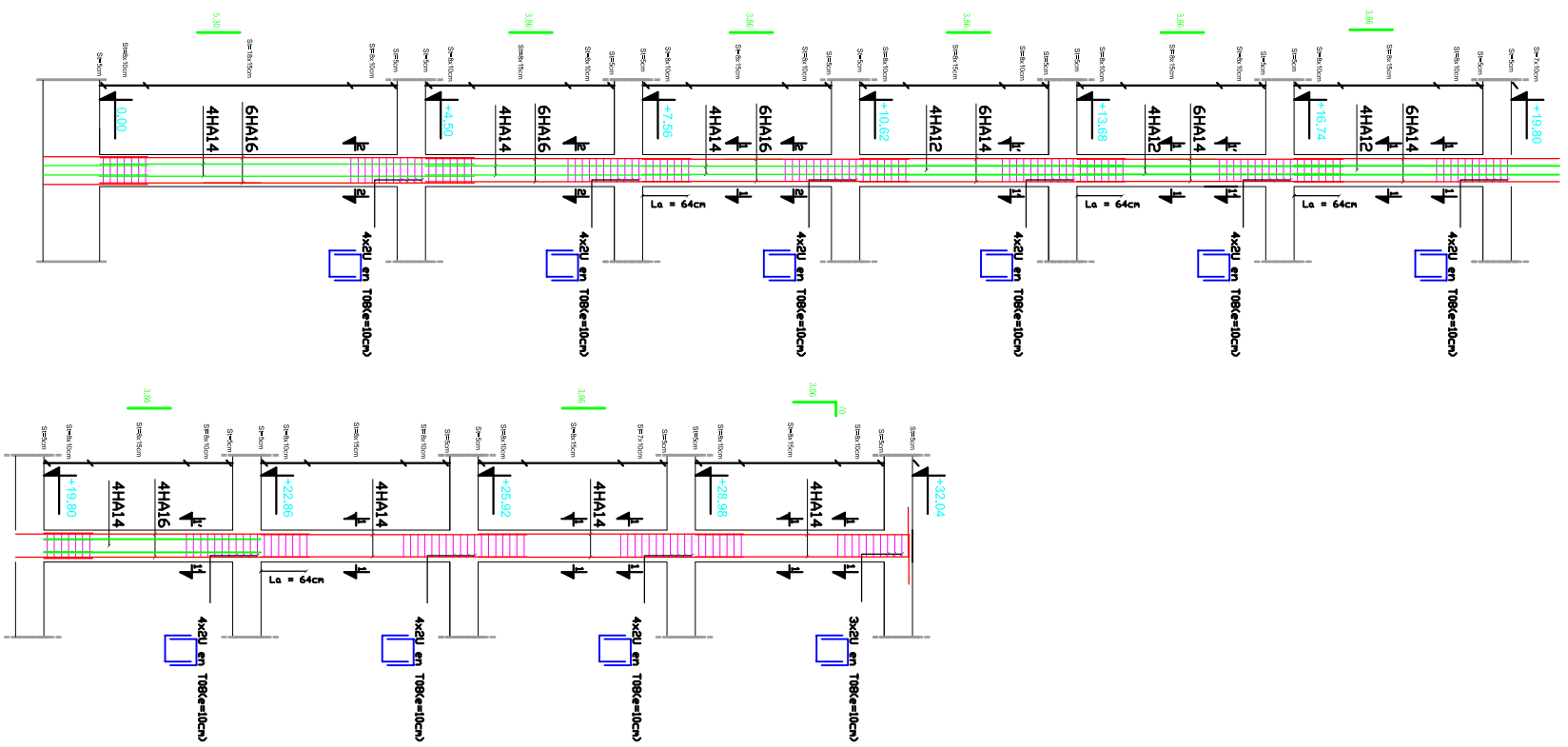
Poteaux (45x45) :

$$A_s = 12,31 \geq A_{min} = 0,23 \frac{45 \times 37 \times 2,1}{400} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{min} \dots\dots\dots \text{condition verifiee.}$$

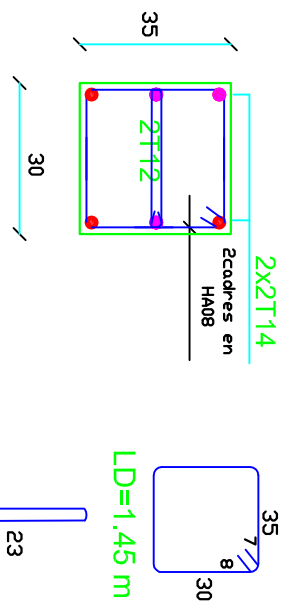
✓ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Aucune vérification n'est effectuée, car la fissuration est non préjudiciable.

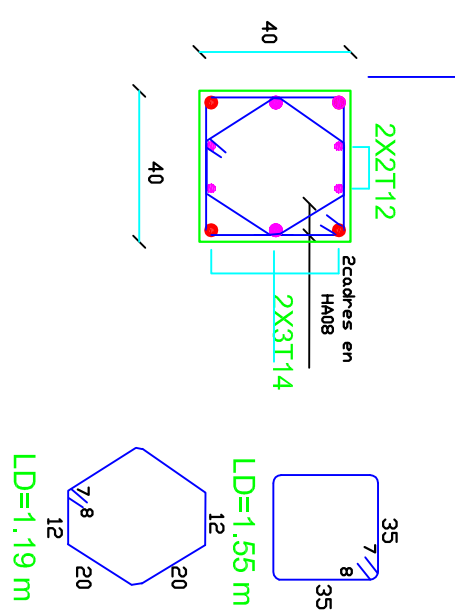


FERRAILLAGE DES POTEAUX

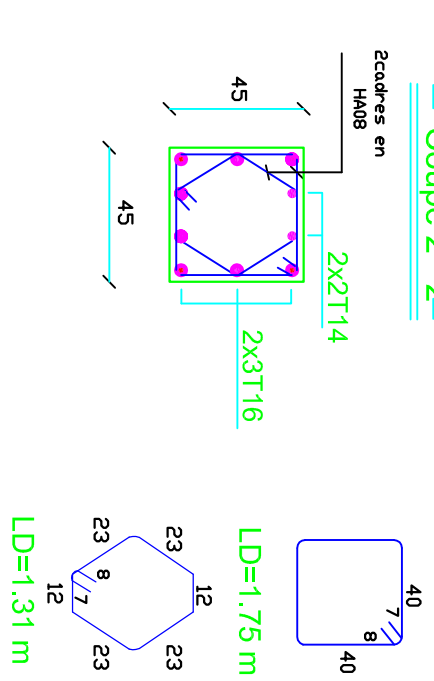
Coupe 1 - 1



Coupe 1' - 1'



Coupe 2 - 2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR: Melle : SEBIL Kaitina Melle : CHEBALLE Fatima DIRIGE PAR: M. MECHICHE		TITRE : FERRAILLAGE DES POTEAUX	
PROMOTION 2013/2014		PLANCHE N° ECHELLE	

IX.I. Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales.

Donc le calcul du ferraillage se fera en flexion composée, sous l'action des sollicitations verticales (charges permanente G et surcharges d'exploitation Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Pour faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose la structure en (03) zones :

- Zone 1 : RDC ,1^{er} niveau et 2^{ème} niveau
- Zone 2 : 3^{ème} ,4^{ème} et 5^{ème} et 6^{ème} niveau
- Zone 3 : 7^{ème} , 8^{ème} et 9^{ème} niveau

IX.2 Combinaisons d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1.35 G + 1.5 Q & \text{ELU} \\ G + Q & \text{ELS} \\ G + Q \pm E & \text{RPA 2003} \\ 0.8 G \pm E & \text{RPA 2003} \end{array} \right.$$

IX.3 Ferraillage des trumeaux :

La méthode utilisée est la méthode de la résistance des matériaux (R.D.M.) qui se fait pour une bande de largeur (d).

IX.3.1. Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} \qquad \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec : B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Dans notre cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultat. Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec : h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée.

L_t : longueur tendue

$L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenus :

Remarque :

Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

a. Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec : e : épaisseur du voile

b. Section partiellement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

c. Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

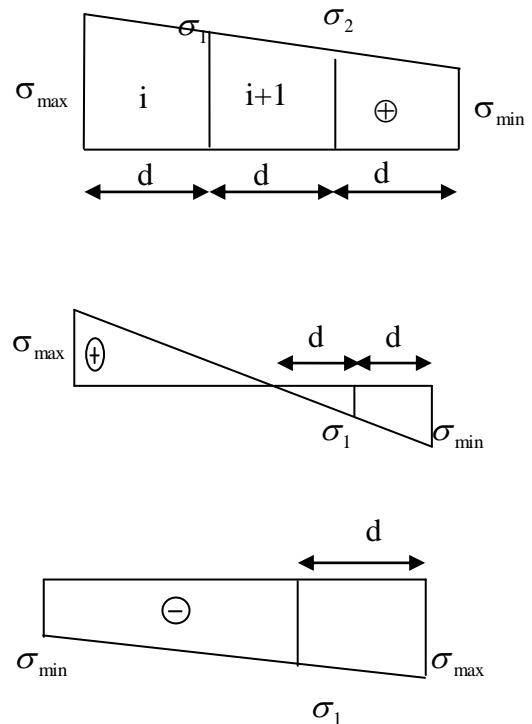


Figure IX.1 : Diagrammes des contraintes des différentes sections

IX.3.2. Détermination des armatures :

a. SEC :

- **Armatures verticales :**

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

$$B = d \times e.$$

$$f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

- **Armatures minimales : (BAEL 91)**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 5\%$$

b. **SET :**

- **Armatures verticales :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Avec : $\sigma_s = 348 MP_a$

- **Armatures minimales : (BAEL 91)**

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{0.23 \times B \times f_{t28}}{f_e} ; 0.005 \times B \right)$$

c. **SPC**

- **Armatures verticales :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{st}}$$

- **Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{0.23 \times B \times f_{t28}}{f_e} ; 0.005 B \right)$$

IX.3.3.Exigences de RPA99 (version 2003) :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :

-Globalement dans la section du voile 0.15 %

- En zones courantes 0.10 %

-Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets. La jonction des armatures entre les différents niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochet).

- **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur égale à 10 Φ .

- D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4}$

- D'après le RPA99 (version 2003) : $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doivent pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

- **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après (**RPA 2003 Art .7.7.4.3**)

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

- **Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad \text{Avec :} \quad T = 1.4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

- **Potelet :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$.

IX.3.4. Disposition constructive :

- **Espacement :**

D'après le R.P.A.99 version 2003 (**Art 7.7.4.3**), l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_t \leq 1.5e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Avec : } e = \text{épaisseur du voile}$$

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0,1 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

- **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

• **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur du voile.

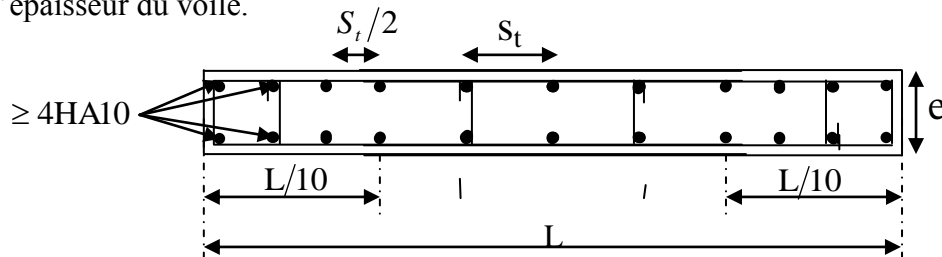


Figure IX.2: Disposition des armatures verticales dans les voiles

IX.3.5. Les vérifications :

a. Vérification à l'ELS :

Pour ce cas: on vérifie que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \quad \text{et} \quad N_s = G + Q$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

b. Vérification de la contrainte de cisaillement :

• **D'après le RPA99 (version 2003) :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \quad \text{et} \quad V = 1.4 \times V_{\text{calculé}}$$

Avec : b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

• **D'après le BAEL 91 :**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad ; \quad \tau_u : \text{Contrainte de cisaillement}$$

Pour la fissuration préjudiciable.

IX.3.6.Exemple de calcul :

Ferraillage des voiles transversaux pleins : VT1

a. Zones I

- Caractéristiques géométriques :

$$L = 4.00\text{m}$$

$$e = 0.25 \text{ m}$$

$$I = 1.33\text{m}^4$$

$$B = L \cdot e = 1.00 \text{ m}^2$$

$$V = V' = \frac{L}{2} = 2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = 3117.07 \text{ KN} \\ \sigma_{\min} = -6329.35 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Alors la section est partiellement comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} \times L$$

$$L_c = \frac{3117.07}{2117.07 + 6329.35} \times 4 = 1.32\text{m}$$

$$L_t = L - L_c = 2.68 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

$$\text{Avec : } d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2L_c}{3} \right) = 0.88 \text{ m}$$

Soit un tronçon $d_1 = 0.9 \text{ m}$

$$d_2 = L_t - d_1$$

$$d_2 = 2.68 - 0.9 = 1.78 \text{ m}$$

1. 1^{er} tronçon :

$$\sigma_1 = \frac{L_t - d_1}{L_t} \cdot \sigma_{\min} \dots \dots \dots \text{Triangles semblables}$$

$$\sigma_1 = 4203.82 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 1184.98 \text{ KN}$$

- **Armatures verticales :**

2. 2^{ème} tronçon :

$$\sigma_1 = \frac{Lt - d_1}{Lt} \cdot \sigma_{\min} \dots \dots \dots \text{Triangles semblables}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d_2 \cdot e = 593.37 \text{ KN}$$

- **Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s1}} = 34.05$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s1}} = 26.87 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimales**

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{0.23 \times B \cdot f_{t28}}{f_c} ; 0.005 B \right)$$

$$B_1 = d_1 \times e = 90 \times 25 = 2250 \text{ cm}^2$$

$$B_2 = d_2 \times e = 178 \times 25 = 4458 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min1} = 2.72 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min2} = 5.37 \text{ cm}^2$$

- **Armatures de couture:**

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{T}{f_c} = 1.1 \times \frac{1.4 \times Vu}{f_c} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 17.07 \times 10}{400} = 0.66 \text{ cm}^2$$

Détermination de la section d'armatures verticale totale par nappe :

$$A_{vt1} = A_{v1} + A_{vj}/4 = 34.05 + 0.66/4 = 34.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{vt2} = A_{v2} + A_{vj}/4 = 26.87 + 0.66/4 = 27.03 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures:**

$$A_{vt1} = 2 \times 9\text{HA}16 = 36.20 \text{ cm}^2/d_1 ; \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$A_{vt2} = 2 \times 9\text{HA}14 = 27.70 \text{ cm}^2/d_2 , \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Armatures horizontales :**

D'après le BAEL 91 : $A_h = A_{vt1}/4 = 8.55 \text{ cm}^2$

D'après le RPA révisée 2003 : $A_h = 0.15\% B = 15 \text{ cm}^2$

Soit $14 \text{ HA}12 = 15.84 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Soit $6 \text{ HA}12 = 7.92 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec $S_t = 17 \text{ cm}$

- **Armatures transversales:**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit 4HA8 (4 épingles HA8 / m²).

- **Vérification des contraintes :**

$$\text{BAEL 91 : } \tau_u = \frac{V_u}{e \cdot d} = \frac{17.07 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 4.10^3} = 0.018 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 3.26 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.018 \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \cdot 25}{1.15} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 3.26 \text{ Mpa}$$

$$\text{RPA 2003 : } \tau_b = \frac{T}{e \cdot d} = \frac{1.4 \times 17.07 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 4000} = 0.026 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.026 \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{d \times e + 15 \cdot A_v} \Rightarrow \sigma_b = \frac{2404.03 \times 10^3}{1.32 \times 10^6 + 56.28 \times 15 \times 10^2} = 1.72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2.21 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Remarque:

Les résultats de calcul du ferrailage des autres voiles ainsi que les vérifications des contraintes sont donnés dans les tableaux ci-dessous:

IX.4.Ferraillage des voiles :

IX.4.1.Ferraillage des voiles transversaux :

Tableau IX.1 : Ferraillage des voiles VT1

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4	4	4	
	e (m)	0,25	0,25	0,25	
	B (m)	1	1	1	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	3117,07	1443,44	1511,54	
	σ_{min} [KN/m ²]	-6329,35	-3225,79	-2793,49	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	17,07	6,49	14,18	
	L _t (m)	2.68	2.75	2,60	
	L _c (m)	1,32	1.25	1,40	
	d ₁ (m)	0.9	0.85	0.95	
	d ₂	1.78	1.90	1.65	
	σ_1 [KN/m ²]	4203.82	2228.72	1772.79	
	N (kN)	N ₁	1184.98	579.54	542.24
		N ₂	935.35	529.24	365.67
	A _v (cm ²)	A _{v1}	34.05	16.65	15.58
		A _{v2}	26.87	15.24	10.50
	A _{vj} (cm ²)		0,66	0,25	0,55
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	34.21	16.71	15.71
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	27.03	15.30	10.37
	A _{min1} (cm ²)		2.72	2.56	2.86
	A _{min2} (cm ²)		5.37	5.57	4.98
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	36.20	20.36	20.36
		Bande 2	27.70	20.36	14.12
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bande1	2*9HA16	2*9HA12	2*9HA12
		Bande 2	2*9HA14	2*9HA12	2*9HA10
	S _t (cm)	Bande1	10 cm	10cm	10 cm
		Bande 2	20cm	20cm	20cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		15	15	15
	A _H /adepté(cm ²)		15.84	15.84	15.84
	A _H /nappe (cm ²)		7.92	7.92	7.92
	Choix des barres (cm ²)		2*6HA12	2*6HA12	2*6HA12
	S _T (cm)		17	17	17
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m		
	contrainte	τ_u (MPa)	0,019	0,007	0,016
		τ_b (MPa)	0,027	0,010	0,022
	ELS	N _s (kN)	2404,03	1794,86	924,08
		σ_b (MPa)	1.72	1,7	8,8

Tableau IX.2 : Ferrailage des voiles VT2, VT4

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,8	1,8	1,8	
	e (m)	0,25	0,25	0,25	
	B (m)	0,45	0,45	0,45	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	2472,13	1871,42	1637,43	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-5661,17	-3397,41	-2893,23	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	71,06	56,14	83,37	
	L _t (m)	1.15	1,15	1,15	
	L _c (m)	0.65	0.65	0,65	
	d ₁ (m)	0.45	0.45	0.45	
	d ₂ (m)	0.70	0.70	0.70	
	σ_1 [KN/m ²]	2837.23	2067.98	1761.09	
	N (kN)	N ₁	609.24	307.42	261.80
		N ₂	248.25	180.94	154.09
	A _v (cm ²)	A _{v1}	17.50	8.83	7,53
		A _{v2}	7.13	5.19	4.43
	A _{vj} (cm ²)		2,74	2,16	3,21
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	18.18	9.37	8,63
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	7.81	5.73	5.23
	A _{min1} (cm ²)		1.35	1.35	1.35
	A _{min2} (cm ²)		2.11	2.11	2.11
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	20.10	11.30	11.30
		Bande 2	9.04	6.28	6.28
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2*5HA16	2*5HA12	2*5HA12
		Bande 2	2*4HA12	2*4HA10	2*4HA10
	S _t (cm)	Bande1	9 cm	11cm	11cm
		Bande 2	18cm	18cm	18cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		6.65	6.65	6.65
	A _H /adepté(cm ²)		9.05	7.86	7.86
	A _H /nappe (cm ²)		4.52	3.93	3.93
	Choix des barres/nappe (cm ²)		2*4HA12	2*5HA10	2*5HA10
S _T		25	20	20	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0,175	0,139	0,206
		τ_b (MPa)	0,246	0,194	0,288
	ELS	N _s (kN)	2475	1822,09	877,37
σ_b (MPa)		4.7	3.5	1.8	

Tableau IX.3 : Ferraillage des voiles VT3

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,5	1,5	1,5	
	e (m)	0,25	0,25	0,25	
	B (m)	0,375	0,375	0,375	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	1287,94	1880,29	2565,7	
	σ_{min} [KN/m ²]	-4175,95	-2696,13	-2851,34	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	3,51	5,57	5,25	
	L _t (m)	0.95	0.88	0.80	
	L _c (m)	0.55	0.62	0.70	
	d ₁ (m)	0.36	0.42	0.40	
	d ₂ (m)	0.59	0.46	0.40	
	σ_1 [KN/m ²]	2593.48	1409.34	1425.67	
	N (kN)	N ₁	465.39	215.53	213.85
		N ₂	191.26	9525	71.35
	A _v (cm ²)	A _{v1}	13.37	7,15	6.14
		A _{v2}	5.49	2,38	2.05
	A _{vj} (cm ²)		0,14	0.21	0,2
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	13.40	7,2	6.19
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	5.52	2,44	2.10
	A _{min1} (cm ²)		4.5	5.75	5.00
	A _{min2} (cm ²)		1.18	1.39	1.20
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	15.38	11.30	7.84
		Bande 2	6.78	4.70	4.70
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bande1	2*5HA14	2*5HA12	2*5HA10
		Bande 2	2*3HA12	2*3HA10	2*3HA10
	S _t (cm)	Bande1	8 cm	8cm	8cm
		Bande 2	20cm	16cm	15cm
	A _{Hmin} =0.0015*B(cm2)/bande		5.62	5.62	5.62
	A _H /adepté(cm ²)		6.78	6.78	6.78
	A _H /nappe (cm ²)		3,39	3.39	3.39
	Choix des barres/nappe (cm ²)		2*3HA12	2*3HA12	2*3HA12
	S _T		20	20	20
	Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
contrainte		τ_u (MPa)	0,01	0,017	0,016
		τ_b (MPa)	0,015	0,023	0,022
ELS		N _s (kN)	1429,15	1039,57	481,18
	σ_b (MPa)	3,20	2,40	1,10	

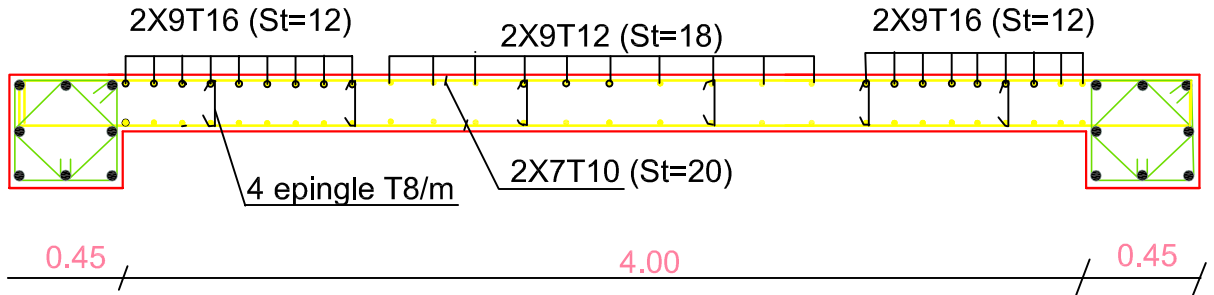
IX.4.2.Ferraillage des voiles longitudinaux:

Tableau IX.4 : Ferraillage des voiles VL1, VL2, VL3, VL4

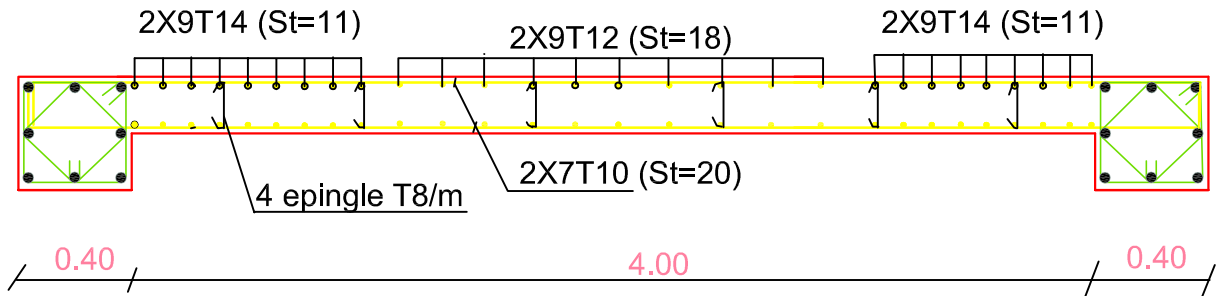
Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4	4	4	
	e (m)	0,25	0,25	0,25	
	B (m)	1	1	1	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	2928,09	1961,47	3031,39	
	σ_{min} [KN/m ²]	-4703,52	-3450,51	-4165,74	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	12,07	667,33	352,42	
	L _t (m)	2.45	2.55	2,32	
	L _c (m)	1.55	1.45	1,68	
	d ₁ (m)	1.03	0.96	1.12	
	d ₂ (m)	1.42	1.59	1.2	
	σ_1 [KN/m ²]	2726.12	2151.50	2154.69	
	N (kN)	N ₁	956.56	672.24	884.98
		N ₂	483.88	424.61	323.20
	A _v (cm ²)	A _{v1}	27.50	19.31	22,60
		A _{v2}	13.90	12.28	9.28
	A _{vi} (cm ²)		0,46	25,69	13,57
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	27.61	25.37	26,01
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	14.01	15.70	12.67
	A _{min1} (cm ²)		3.10	2.89	3.38
	A _{min2} (cm ²)		4.28	4.79	3.62
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	36.20	27.7	27.7
		Bande 2	20.20	20.20	14.12
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bande1	2*9HA16	2*9HA14	2*9HA14
		Bande 2	2*9HA12	2*9HA12	2*9HA10
	S _t (cm)	Bande1	12 cm	11cm	13cm
		Bande 2	18cm	18cm	15cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		15	15	15
	A _H /adepté(cm ²)		15.84	15.84	15.84
	A _H /nappe (cm ²)		7,92	7.92	7.92
	Choix des barres/nappe (cm ²)		2*7HA12	2*7HA12	2*7HA12
S _T		15	15	15	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0,013	0,741	0,392
		τ_b (MPa)	0,019	1,038	0,548
	ELS	N _s (kN)	1124,8	1929,33	200,48
σ_b (MPa)		1,1	1,8	1,9	

Ferrailage des voiles VL1;VL2;VL3;VL4

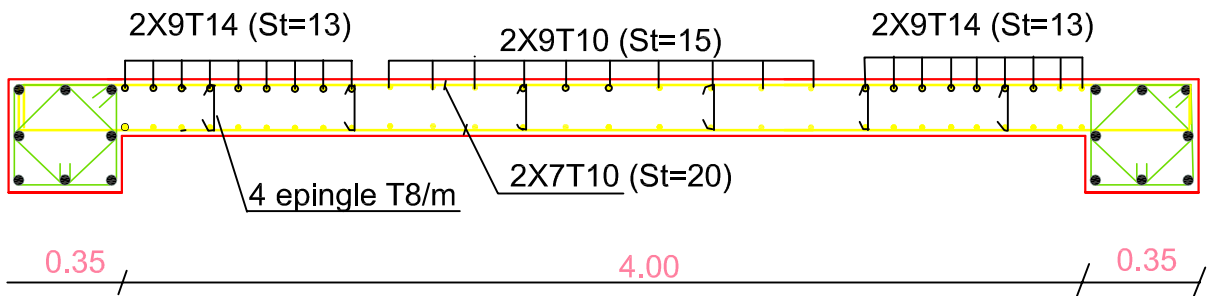
ZONE I



ZONE II



ZONE III



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Melle: SEBIH Kahina
Melle: CHEBALLAH Fatima

TITRE :

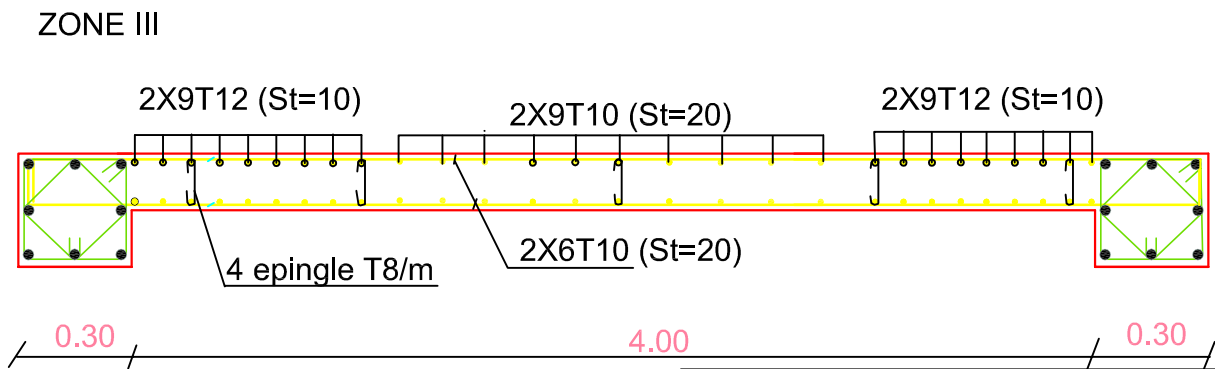
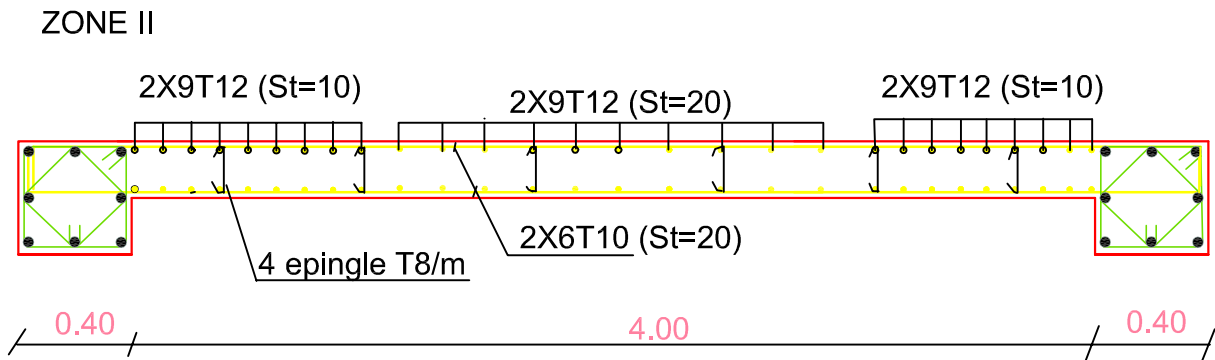
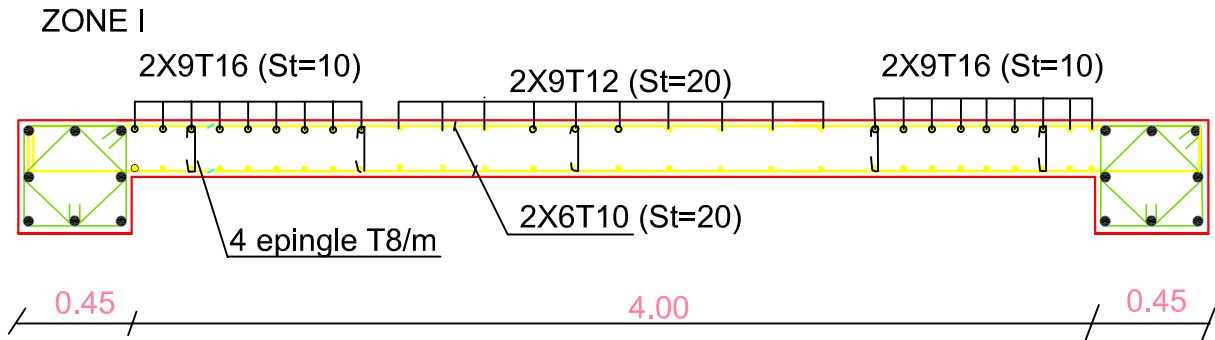
FERRAILLAGE DES VOILES

DIRIGE PAR :

Mr MECHICHE

PROMOTION 2013/2014

Ferrailage des voiles VT1



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :
 Melle: SEBIH Kahina
 Melle: CHEBALLAH Fatima

TITRE :
 FERRAILLAGE DES VOILES

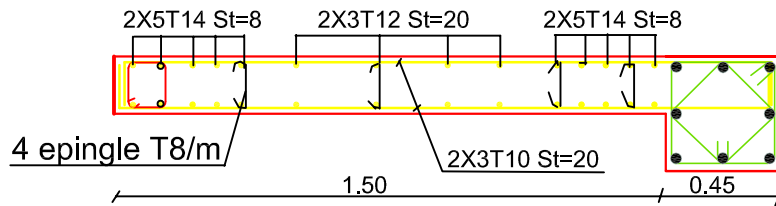
DIRIGE PAR :
 Mr MECHICHE

PROMOTION 2013/2014

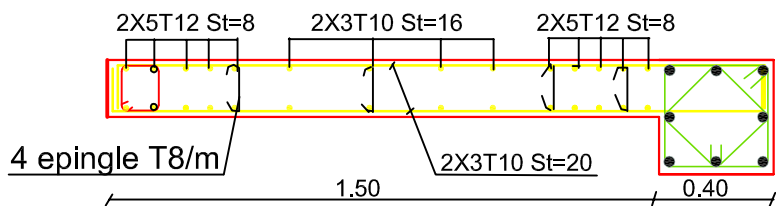
ECHELLE :

Ferrailage des voiles VT3

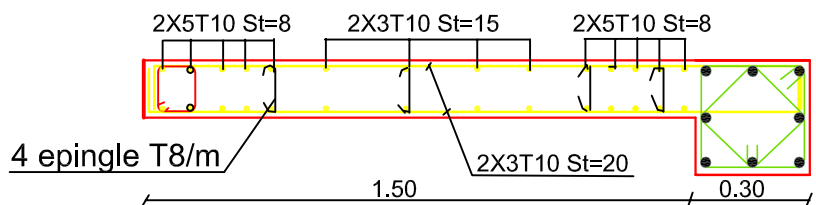
ZONE I



ZONE II



ZONE III



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Melle: SEBIH Kahina
 Melle: CHEBALLAH Fatima

DIRIGE PAR :

Mr MECHICHE

TITRE :

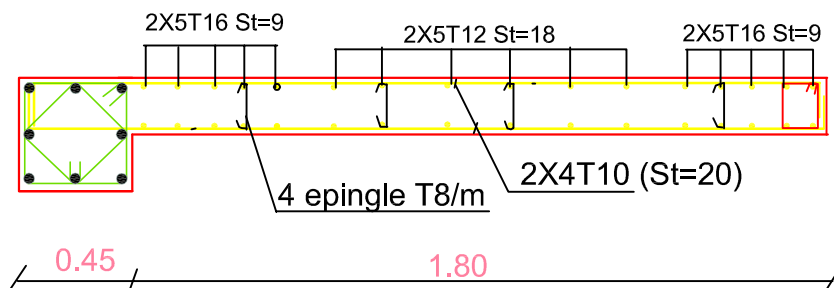
FERRAILAGE DES VOILES

PROMOTION 2013/2014

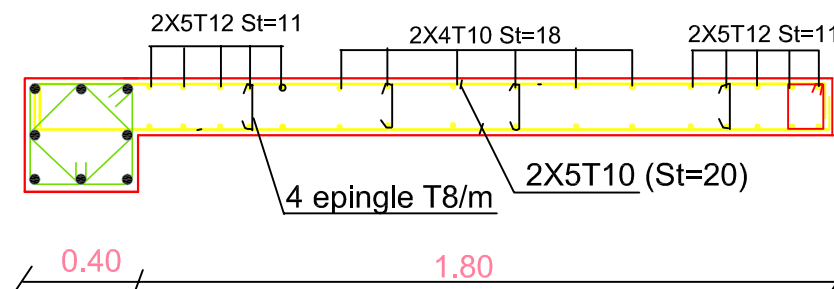
ECHELLE :

Ferrailage des voiles VT2;VT4

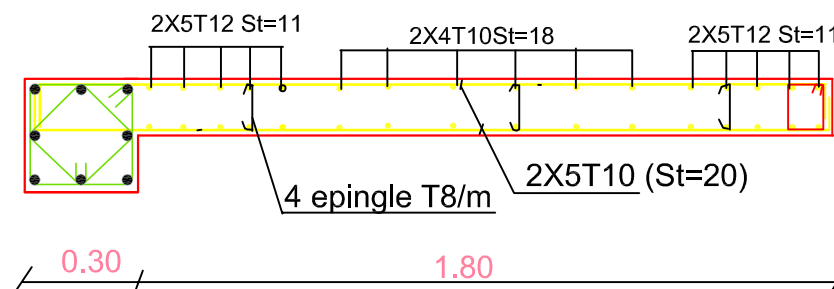
ZONE I



ZONE II



ZONE III



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :
 Melle: SEBIH Kahina
 Melle: CHEBALLAH Fatima

TITRE :
 FERRAILLAGE DES VOILES

DIRIGE PAR :
 Mr MECHICHE

PROMOTION 2013/2014

ECHELLE :

Introduction :

Les fondations : sont la base de l'ouvrage qui se trouve en contact directe avec le terrain (sol) et qui a pour fonction de base d'interaction entre le sol et la structure, les fondations concernent toutes les catégories de structure (béton, béton armé charpente en bois....) et tous les ouvrages (bâtiment, ouvrage d'arts, mur de soutènement...).

VII-I Les principaux rôles de la fondation :

- ❖ Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- ❖ Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage (le terrain d'assise ne doit pas **tasser**, et la structure ne doit pas se **déplacer**).

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- **Un effort normal** : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- **Une force horizontale** : résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- **Un moment** : qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue **trois** types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

❖ Fondations superficielles :

Ces semelles sont utilisées lorsque les couches de terrain capables de reprendre les charges et surcharges de la construction qui sont situées à **une faible** profondeur. Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers

❖ Fondation semi profondes :

Ces semelles sont utilisées lorsque les couches superficielles du terrain ne peuvent pas reprendre les charges et les surcharges de la construction, dans ce cas on peut opter pour des fondations semi profondes.

On peut citer :

Les puits : qui sont des piliers de section rectangulaire ou circulaire, réalisée en gros béton, sollicités en tête par des semelles isolées armées destinées à répartir les charges de la structure.

❖ Fondations profondes :

Elles sont utilisées lorsque la couche de sol pouvant supporter la charge de la structure se trouve à une profondeur supérieur à **5 m**, on distingue :

Les pieux : qui sont des colonnes en béton armé, réalisées in situ ou préfabriquées, introduites dans des forages dans le sol.

VII-I-1 Étude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$, a une profondeur de **0.8m**.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII-I-2 Choix du type de fondation :

Les types de fondations sont choisis essentiellement selon les critères suivants :

- Capacité portante du sol ;
- L'importance de la superstructure ;
- Le tassement du sol ;
- La stabilité de l'ouvrage ;
- La facilité de l'exécution ;
- L'économie.

Dans notre cas nous avons le choix entre les semelles continues et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement, en adoptera le type de fondation convenable.

VII-I-3 Dimensionnement de la fondation :

VII-I-3-1 Semelle isolé :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal "N_{ser}" qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = \frac{45}{45} = 1 \quad (\text{Poteau carré}).$$

$$\text{D'où } B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

$$N_{ser} = 927.5 \text{ KN} ; \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 ; B \geq \sqrt{\frac{927.50}{200}} = 2.15m$$

On opte pour : **B= 2.20 m** => **A=2.20m**

Remarque :

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il y a lieu d'opter pour des semelles filantes.

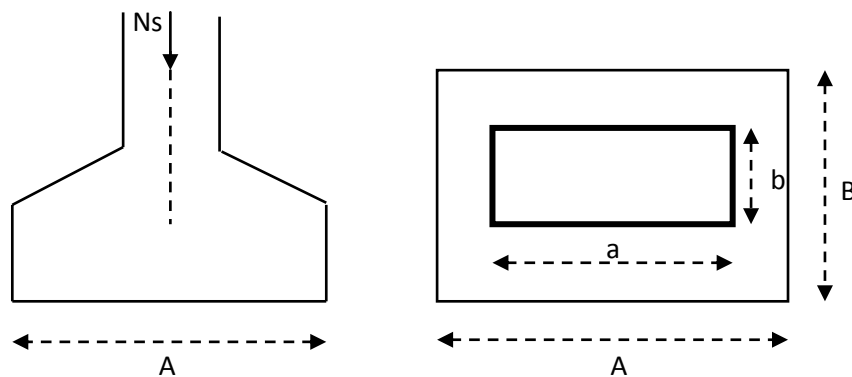


Figure VII-1 : Schéma d'une semelle

VII-I-3-2 Semelles filantes sous voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal N , données par la condition la plus défavorable.

Avec : $N_s = G + Q$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{L \times \bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec : B : Largeur de la semelle ;

L : Longueur de la semelle sous voile ;

G : Charge permanent a la base du voile considéré ;

Q : Surcharge d'exploitation a la base du voile considéré ;

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

➤ **Sens longitudinal :**

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=B*L (m ²)
VL1	1490,44	4	1,86	7,44
VL2	1519,41	4	1,89	7,56
VL3	1720,34	4	2,15	8,6
VL4	1549,80	4	1,93	7,72
Somme				31,32

➤ **Sens transversal :**

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=B*L (m ²)
VT1	2429,97	4	3,03	12,12
VT2	2063,19	1,80	5,73	10,31
VT3	1430,23	1,50	4,76	7,14
VT4	2499,61	1,80	6,94	12,492
Somme				42,062

Tableau VII-1 : Surface des semelles filantes sous voiles

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 31,32 + 42,062 = 73,382 \Rightarrow S_v = 73,382 \text{ m}^2$$

VII-I-3-3 Semelles filantes sous poteaux :

❖ Hypothèses de calcul :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

❖ Etape de calcul :

- Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$
- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

Si : $e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

Si : $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

Les résultats sont mentionnés dans le tableau ci-dessous :

Poteau	N _s (KN)	M (KN.m)	e (m)	N _s *e
1	293.87	0.393	9,525	2799.11
2	625.36	-21.726	5.725	3580.18
3	812.87	12.464	7.975	6482.63
4	927.5	5.791	-2.025	-1878.18
5	769.27	-18.372	-5,775	-4442.53
SOMME	3428.87	-21.45	15.425	6541.21

Tableau VII-2 : Surface des semelles filantes sous poteaux.

➤ **Détermination de la coordonnée de la résultante des forces:**

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{6541.21 - 21.45}{3428.87} = 1.90m$$

➤ **Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle :**

On a : $e = 1.90 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{4.60}{6} = 0.77 \text{ m} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{3428.87}{16} \times \left(1 - \frac{6 \times 1.90}{16}\right) = 61.61 \text{ KN / ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{3428.87}{16} \times \left(1 + \frac{6 \times 1.90}{16}\right) = 366.99 \text{ KN / ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{3428.87}{16} \times \left(1 + \frac{3 \times 1.90}{16}\right) = 290.65 \text{ KN / ml}$$

VII-I-3-4 Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{sol}} = \frac{290.65}{200} = 1.45m$$

Donc on opte pour **B = 1.50 m.**

On aura : **S = 1.5 × 16 = 24 m²**

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = (24 \times 4) + (2 \times 8.65 \times 1.5) = 121.95 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v = 121.95 + 73.382 = 195.332 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{bât} = 232.04 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{195.332}{232.04} = 0.84$$

$$S_t > 50 \% S_{bât}$$

Remarque:

Le pré dimensionnement des semelles filantes a donné des largeurs importantes, Ce qui engendre un risque de rupture de la bande du sol situé entre les deux semelles à cause de chevauchement des lignes de rupture crée par la pression sous la semelle, et elles occupent plus de la moitié de l'assise.

Conclusion :

Vu que les semelles filantes occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise, nous opterons pour un radier général.

VII-I-4 Etude du radier général :

Le radier général est un type de fondation superficielle généralisée sur toute la superficie de la construction supportant plusieurs poteaux (ou murs) en plusieurs rangés. Ce type de fondation est choisi lorsque le taux de travail à la base des murs ou des poteaux est nettement supérieur à la contrainte admissible du sol disponible ; donc en présence de sol de très mauvaise qualité et qu'il n'est pas envisagé de fonder sur une couche profonde plus résistante.

Le radier se calcul comme une dalle renversée dont les appuis sont constitués par les poteaux ou murs 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 ;
- ❖ Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

VII-I-5 Pré dimensionnement du radier :**VII-I-5-1 Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{\min} = 25\text{cm}$).

VII-I-5-2 Selon la condition de la longueur élastique :

❖ **Sous voiles :** l'épaisseur du radier est sujette à deux conditions :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K_b}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.

Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \quad \Rightarrow \quad \text{Ce qui conduit à } h_r \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3 \times K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m).

K : Coefficient de raideur de sol (ou coefficient de ballast).

$K = 40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen.

De la condition précédente nous tirons h .

E : Module de déformation longitudinale déferée $E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3} = E_{v28} = 10818.87 \text{ MPa}$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.60\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.87}} = 0.89 \text{ m}$$

VII-I-5-3 Selon les conditions forfaitaires :

❖ **Sous voiles :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \quad \Rightarrow \quad 50 \leq h \leq 80$$

Avec : $L_{\max} = 400 \text{ cm}$

D'après ces conditions de la vérification de la longueur élastique : On adopte pour : $h_r = 80\text{cm}$

❖ **Sous poteaux :**

➤ **Dalle :** La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{Avec une hauteur minimale de 20cm}$$

On a : L_{\max} : portée maximale ; $L_{\max} = 4 \text{ m}$

$$h_d \geq \frac{400}{20} = 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit : } h_d = 30 \text{ cm.}$$

➤ **Nervures (poutres) :** Elles doivent vérifier :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow h_n \geq \frac{400}{10} = 40\text{cm} \quad \text{Soit : } h_n = 80 \text{ cm}$$

$0.4 \times h_n \leq b \leq 0.7 \times h_n \Rightarrow 32 \leq b \leq 56$; on prend $b_n = 45\text{cm}$.

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 80\text{cm}$ Hauteur de la nervure.

$h_d = 30\text{cm}$ Hauteur de la dalle.

$b_n = 45\text{cm}$ Largeur de la nervure.

VII-I-6 Détermination des efforts:

VII-I-6-1 Charges revenant à la superstructure :

Charge permanente : $G = 30113.39\text{KN}$

Charge d'exploitation : $Q = 5274.80 \text{ KN}$

VII-I-6-2 Combinaison d'actions :

❖ **A l'ELU:**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 48565.25 \text{ KN.}$$

❖ **A l'ELS:**

$$N_s = G + Q = 35388.19 \text{ KN.}$$

VII-I-6-3 Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{2 \times \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{48565.25}{2 \times 200} = 121.41 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{35388.19}{200} = 176.44 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{\text{rad}} = \max(S_{\text{rad}}^{\text{ELU}}; S_{\text{rad}}^{\text{ELS}}) = 176.44 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bât}} = 388.61 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 176.44 \text{ m}^2$$

Remarque :

Étant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on aura des débords, les règles BAEL nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{80}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 40 \text{ cm}$$

Soit un débord de $L_{\text{deb}} = 50 \text{ cm}$.

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bât}} + S_{\text{deb}}$

$$\text{Avec : } S_{\text{deb}} = [(19.65+20.54) \times 0.5/2 + (20.65 + 21.54) \times 0.5/2] \times 2 = 72.16 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc: } S_{\text{rad}} = 388.61 + 72.16 = 460.77 \text{ m}^2$$

VII-I-7 Calcul des sollicitations à la base du radier :

Charge permanente : $G = 30113.39 \text{ KN}$

❖ Poids de radier :

$G =$ Poids de la dalle + Poids de la nervure + Poids de (T.V.O) + Poids de la dalle flottante

➤ Poids de la dalle:

$$P_{\text{de la dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b = 460.77 \times 0.30 \times 25$$

$$P_{\text{de la dalle}} = 3455.77 \text{ KN}$$

➤ **Poids des nervures:**

$$P_{\text{nerv}} = b_n \times (h_f - h_d) \times L \times n \times \rho_b$$

$$= [0.45 \times (0.80 - 0.30) \times (19.65 \times 6) + 0.45 \times (0.8 - 0.3) \times (20.54 \times 6)] \times 25$$

$$P_{\text{ner}} = 1356.41 \text{ KN}$$

➤ **Poids de la dalle flottante:**

$$P_{\text{dalle flottante}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times e_p \times \rho_b = (460.77 - 120.55) \times 0.1 \times 25$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = 850.55 \text{ KN}$$

➤ **Poids de TVO :**

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_n - e_{\text{df}}) \times \rho = (460.77 - 120.55) \times (0.8 - 0.1) \times 19.65$$

$$P_{\text{TVO}} = 4679.72 \text{ KN}$$

$$G_{\text{rad}} = 3455.77 + 1356.41 + 850.55 + 4679.72 = 10342.45 \text{ KN}$$

DONC: $G_{\text{rad}} = 10342.45 \text{ KN}$

❖ **Surcharges d'exploitations:**

Surcharge de bâtiment : $Q = 5274.80 \text{ KN}$

Surcharge du radier : $Q = 3.5 \times 460.77 = 1612.69 \text{ KN}$

❖ **Poids total de la structure :**

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{radier}} + G_{\text{bât}} = 10342.45 + 30113.39 = 40455.84 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{radier}} + Q_{\text{bât}} = 1612.69 + 5274.8 = 6887.49 \text{ KN}$$

VII-I-8 Combinaison d'actions:

➤ **Etat Limite Ultime :**

$$N_{u \text{ total}} = 1.35G_{\text{tot}} + 3.5Q_{\text{tot}} = 78721.6 \text{ KN.}$$

➤ **Etat Limite de Service :**

$$N_{s \text{ total}} = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 47343.33 \text{ KN.}$$

VII-I-9 Vérifications :**VII-I-9-1 Vérification de la contrainte de cisaillement :**

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 0.8 \times h_d = 0.8 \times 30 = 24 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_{u \text{ tot}} \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{78721.6 \times 1}{460.77} \times \frac{4}{2} = 341.69 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{341.69 \times 1000}{1000 \times 240} = 1.42 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \left(\frac{0.15 \times 25}{1.5} \right); 4 \text{MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.42 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VII-I-9-2 Vérification de la stabilité du radier :

❖ **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 9.82 \text{ m}; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 10.27 \text{ m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

❖ **Moments d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{b \times h^3}{12} \quad ; \quad I_{yy} = \frac{h \times b^3}{12}$$

$$I_{xx} = 12986.94 \text{ m}^4 \quad ; \quad I_{yy} = 14190.007 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales ;
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment.

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.

h : Profondeur de l'infrastructure.

I_{xx}, I_{yy} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_M = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2 \times \sigma_{sol}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

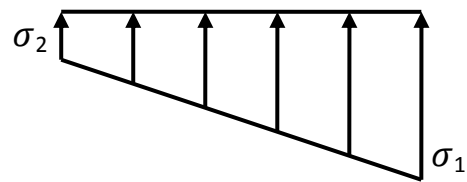


Figure VII-2 : Diagramme des contraintes

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

❖ Sens longitudinal :

A partir de l'ETABS on tire M_{0x} et T_{0x}

➤ A ELU :

$$M_{0x} = 26013.498 \text{ KN.m} ; T_{0x} = 28932.093 \text{ KN}$$

$$M_x = 26013.498 + 28932.093 \times 0.80 = 49159.172 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_U}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_X}{I_{YY}} \times X_G = \frac{78721.6}{460.77} + \frac{49159.172}{14190.007} \times 9.82 = 204.84 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_U}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_X}{I_{YY}} \times X_G = \frac{78721.6}{460.77} - \frac{49159.172}{14190.007} \times 9.82 = 136.82 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 204.84 + 136.82}{4} = 187.83 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m = 187.83 \text{ KN/m}^2 < 2 \times \sigma_{\text{sol}} = 2 \times 200 = 400 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

➤ **A ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_X}{I_{YY}} \times X_G = \frac{47343.33}{460.77} + \frac{49159.172}{14190.007} \times 9.82 = 136.76 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_X}{I_{YY}} \times X_G = \frac{47343.33}{460.77} - \frac{49159.172}{14190.007} \times 9.82 = 68.72 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 136.76 - 68.72}{4} = 85.39 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m = 85.39 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

❖ **Sens transversal :**

A partir de l'ETABS on tire M_{0y} et T_{0y}

➤ **A ELU :**

$$M_{0y} = 26013.498 \text{ KN.m} ; \quad T_{0y} = 28932.093 \text{ KN}$$

$$M_y = 26013.498 + 28932.093 \times 0.8 = 49159.172 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_U}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{XX}} \times Y_G = \frac{78721.6}{460.77} + \frac{49159.172}{12986.94} \times 10.27 = 209.72 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_U}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_{XX}} \times Y_G = \frac{78721.6}{460.77} - \frac{49159.172}{12986.94} \times 10.27 = 131.97 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 209.72 + 131.97}{4} = 190.28 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 190.28 \text{ KN/m}^2 < 2 \times \sigma_{\text{sol}} = 2 \times 200 = 400 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **A ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{\text{XX}}} \times Y_G = \frac{47343.33}{460.77} + \frac{49159.172}{12986.94} \times 10.27 = 141.62 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_{\text{XX}}} \times Y_G = \frac{47343.33}{460.77} - \frac{49159.172}{12986.94} \times 10.27 = 63.87 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 141.62 + 63.87}{4} = 122.18 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 122.18 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VII-I-9-3 Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2, 42 BAEL 9)

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : N_u : Charge de calcul à l'E.L.U pour le poteau ou voile le plus sollicité ;

μ_c : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan du feuillet moyen du radier ;

h : Hauteur de la nervure ;

a : Épaisseur du voile ou du poteau ;

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

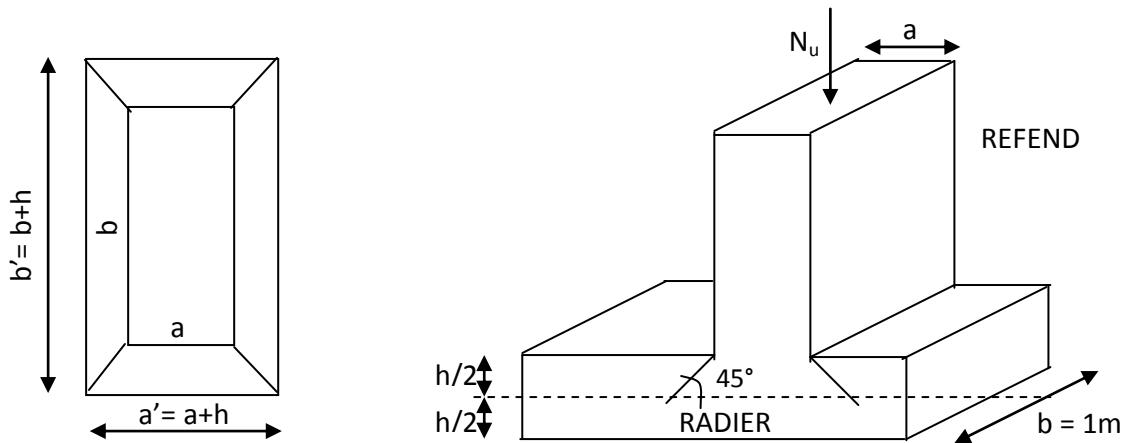


Figure X-3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

❖ **Calcul du Périmètre utile μ_c :**

➤ **Les Poteaux:**

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2h) = 2 \times (0.45 + 0.40 + (2 \times 0.80)) = 4.9 \text{ m}$$

➤ **Les Voiles:**

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2h) = 2 \times (0.2 + 1 + (2 \times 0.80)) = 5.6 \text{ m}$$

❖ **Vérification pour les poteaux :**

Avec : $N_u = 1454.91 \text{ KN}$

$$N_u = 1454.91 \text{ KN} < \frac{(0.045 \times 4.9 \times 0.8 \times 25 \times 10^3)}{1.5} = 2940 \text{ KN}$$

❖ **Vérification pour les voiles :**

Avec : $N_u = 3299.44 \text{ KN}$

$$N_u = 3299.44 \text{ KN} < \frac{(0.045 \times 5.6 \times 0.8 \times 25 \times 10^3)}{1.5} = 3360 \text{ KN}$$

VII-I-10 Ferraillage du radier:

Pour le calcul de ce radier, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL.91.

VII-I-10-1 Ferraillage de la dalle:

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme, et encastrée sur quatre cotés, on distingue deux cas :

1^{er} Cas :

$\rho_x < 0.4 \Rightarrow$ La flexion longitudinale est négligeable

$$M_{0x} = q_u \times \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{0y} = 0$$

2^{ème} Cas :

$0.4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow$ Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Les coefficients μ_x , μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \quad (l_x = l_y)$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

VII-I-10-2 Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4}{4} = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$0.4 < \rho \leq 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

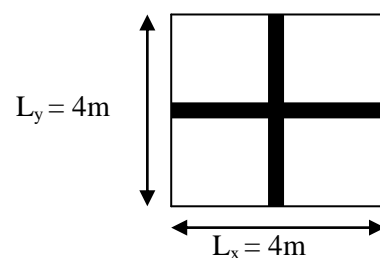


Figure X-4 : Entre axes du panneau le plus sollicité

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

➤ **La contrainte moyenne max à l'ELU :**

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\text{sup}} + \sigma_{\text{inf}}}{4} = 164.33 \text{KN/m}^2$$

➤ **La contrainte moyenne max à l'ELS :**

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\text{sup}} + \sigma_{\text{inf}}}{4} = 87.68 \text{KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } q_{\text{um}} = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(190.28 - \frac{13381.54}{460.77}\right) \times 1 \text{ml} = 161.23 \text{KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_{\text{sm}} = \sigma_m (\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(122.18 - \frac{13381.54}{460.77}\right) \times 1 \text{ml} = 93.13 \text{KN/ml.}$$

VII-I-10-3 Calcul des armatures à l'ELU :

❖ **Evaluation des moments M_x, M_y :**

$$M_{0-x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0368 \times 161.23 \times 4^2 = 94.93 \text{ KN.m}$$

$$M_{0-y} = \mu_y \times M_{0-x} = 1 \times 94.93 = 94.93 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

$$M_{\text{app}} \begin{cases} 0.3M_x & \text{Pour un appui de rive.} \\ 0.5M_x & \text{Pour un appui intermédiaire.} \end{cases}$$

$$M_{\text{travée}} \begin{cases} 0.85M_x & \text{Pour une travée de rive.} \\ 0.85M_x & \text{Pour une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

➤ **Moments aux appuis :**

$$M_{ax} = (-0.5) \times M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = (-0.5) \times 94.93 \Rightarrow M_{ax} = 47.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = (-0.5) \times M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = (-0.5) \times 94.93 \Rightarrow M_{ay} = 47.46 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments en travée :**

$$M_{tx} = (0.85) \times M_{0x} \Rightarrow M_{tx} = (0.85) \times 94.93 \Rightarrow M_{tx} = 80.69 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = (0.85) \times M_{0y} \Rightarrow M_{ty} = (0.85) \times 94.93 \Rightarrow M_{ty} = 80.69 \text{ KN.m}$$

VII-I-11 Ferrailage suivant X-X :

❖ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{47.46 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.040 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.980$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{47.46 \times 10^2}{0.980 \times 27 \times 34.8} = 4.50 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA12 = 4.52 cm²/ml** avec un espacement de 25cm.

En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{80.69 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.068 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.965$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{80.69 \times 10^2}{0.965 \times 27 \times 34.8} = 7.83 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA16 = 8.04 cm²/ml** avec un espacement de 20 cm

❖ **Calcul de la section minimale :**

$$A_{\min} \geq b \times h \times \frac{\rho_0}{2} \times \left(3 - \frac{l_x}{l_y}\right) \text{ Avec } \rho_0 = 0.0008 \text{ pour HA } f_c \text{ E } 400$$

$$A_{\min} \geq 100 \times 30 \times \frac{0.0008}{2} \times \left(3 - \frac{4}{4}\right) = 2.4 \text{ cm}^2$$

VII-I-12 Ferrailage suivant y-y :❖ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{41.76 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.040 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.980$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{47.46 \times 10^2}{0.980 \times 27 \times 34.8} = 4.53 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA14 = 6.15 cm²/ml** avec un espacement de 25cm.

❖ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{80.69 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.068 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.965$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{80.69 \times 10^2}{0.965 \times 27 \times 34.8} = 7.83 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA16 = 8.04 cm²/ml** avec un espacement de 20cm.

❖ **Calcul de la section minimale :**

$$A_{\min} \geq \rho_0 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4 \text{ cm}$$

❖ **Tableau récapitulatif du ferrailage de la dalle :**

	Sens (x-x)	Sens (y-y)
Aux appuis	4HA14	4HA14
En travée	4HA16	4HA16

VII-I-13 Vérification à l'état limite ultime :❖ **Condition de non fragilité (BEAL 91, Art 4.2.1):**

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 3.26 \text{ cm}^2$$

Les sections choisies que se soit en travée ou en appui dans les deux sens sont nettement supérieur à la condition minimale.

❖ **Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

➤ **Sens (x-x) :**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 30 = 90\text{cm}; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm}$$

➤ **Sens (y-y):**

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 30 = 120\text{cm}; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm}$$

VII-I-14 Vérifications l'état limite de service :❖ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right\} = 201.63 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPA}$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_u} ; \quad \sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

β et K_1 sont en fonction de : $\rho = \frac{100 \times A_u}{b \times d}$

➤ **Moments aux appuis intermédiaires :**

$$M_{sa} = (-0.5) \times M_{s \max}$$

➤ **Moments aux appuis de rives :**

$$M_{sa} = (-0.3) \times M_{s \max}$$

➤ **Moments en travée :**

$$M_{st} = (0.85) \times M_{s \max}$$

Avec: $M_{sx} = 47.46 \text{ KN.m}$ et $M_{sy} = 47.46 \text{ KN.m}$

D'où : $M_{s \max} = \max (M_{sx} ; M_{sy}) = 47.46 \text{ KN.m}$

$$M_{s \max} = 47.46 \text{ KN.m}$$

❖ **Les résultats de calcul sont donnés par le tableau ci- dessous :**

Zone	M_s KN.cm	A_u Cm ²	ρ	K_1	β	σ_s KN/cm ²	$\bar{\sigma}_s$ KN/cm ²	σ_b KN/cm ²	$\bar{\sigma}_b$ KN/cm ²	Obs
Appui intermédiaire	2073	4.52	0.16	59.63	0.933	18.20	20.163	0.305	1.5	OK
Travée	3524	7.70	0.28	44.52	0.916	18.50	20.163	0.415	1.5	OK

VII-II Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie, le calcul se fera pour une bonde de 1m de largeur.

VII-II-1 Sollicitation de calcul :

- ❖ A L'ELU : $q_u = 161.23 \text{ KN/ml}$

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{161.23 \times 0.50^2}{2} = 20.15 \text{ KN.m}$$

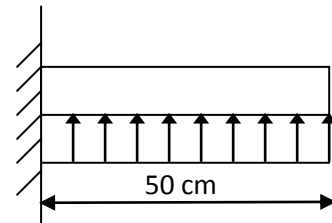


Figure X-5 : Schéma statique du débord.

- ❖ A L'ELS : $q_s = 93.13 \text{ KN/ml}$

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{2} = \frac{93.13 \times 0.50^2}{2} = 11.64 \text{ KN.m}$$

VII-II-2 Calcul des armatures :

- ❖ Armatures principales :

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 27 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{20.15 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.017 < \mu_r = 0.392$$

$$\mu_u = 0.017 \Rightarrow \beta_u = 0.991$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{20.15 \times 10^2}{0.991 \times 27 \times 34.8} = 1.90 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_U = 4\text{HA}12/\text{ml} = 4.52 \text{ cm}^2$ Avec : $S_t = 25\text{cm}$.

Conclusion :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord $A_{radier} > A_{débord} \Rightarrow$ Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis)

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte } \mathbf{3HA12} = 3,39 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Avec un espacement de **20 (cm)**

VII-II-3 Vérification à l'ELU :❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

VII-II-4 Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{20.15}{11.64} = 1.73$$

$$\mu_s = 0.008 \Rightarrow \alpha = 0.01$$

$$\alpha = 0.01 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.73 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.98 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Remarque :**

Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS

VII-III Etude de la nervure :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des efforts internes, on utilisera le logiciel **ETABS**,

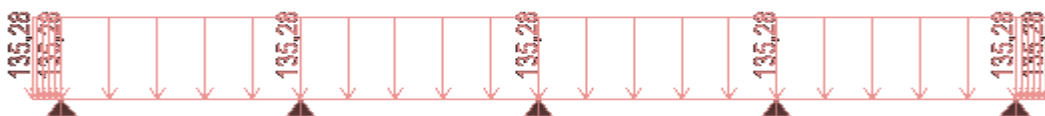
❖ **Sens longitudinal (X-X) :**

Figure X-6 Le chargement à ELU en KN

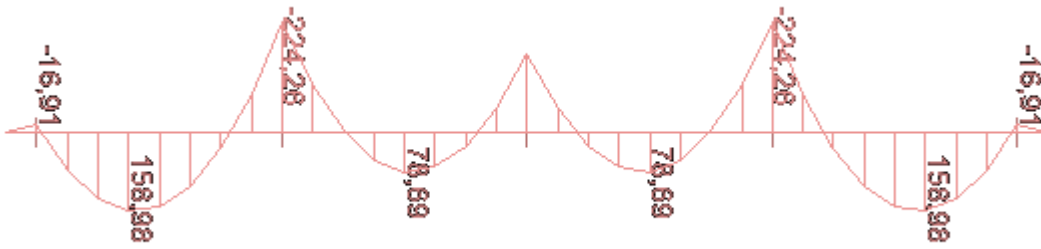


Figure X-7 Diagramme des moments fléchissant à ELU en KN.m

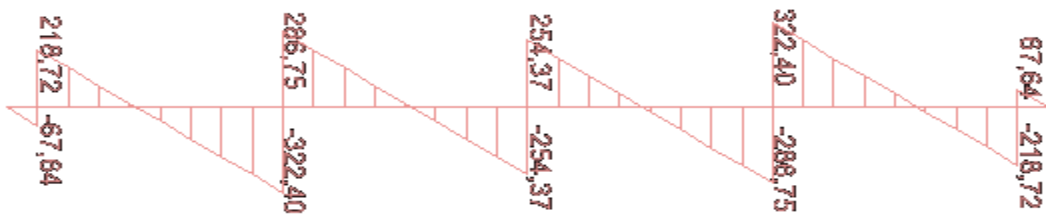


Figure X-8 Diagramme des efforts tranchants à ELU en KN

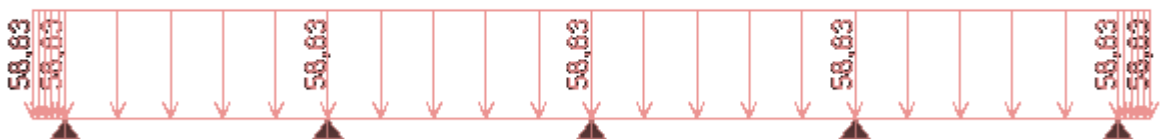


Figure X-9 Le chargement à ELS en KN

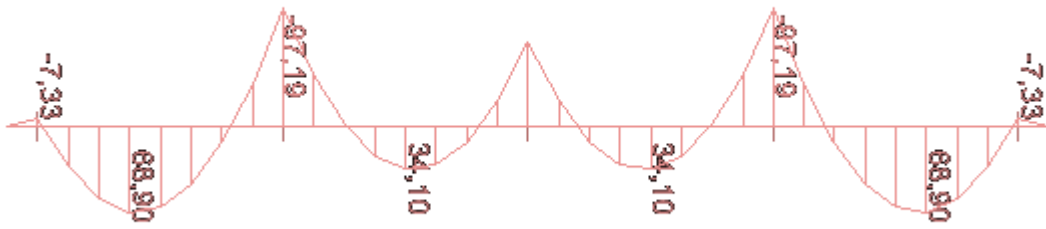


Figure -10X Diagramme des moments fléchissant à ELS en KN.m

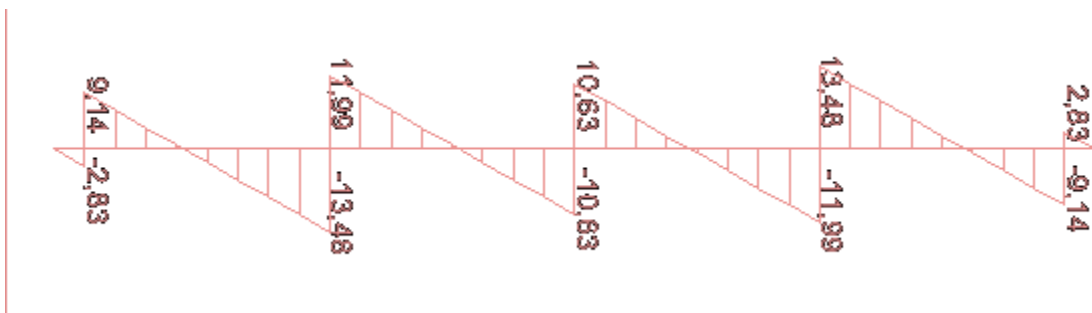


Figure X-11 Diagramme des efforts tranchants à ELS en KN

➤ Sens transversal :

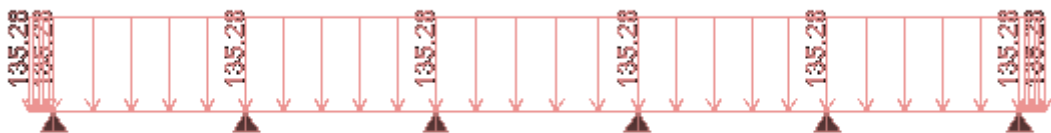


Figure X-12 Le chargement à ELU en KN

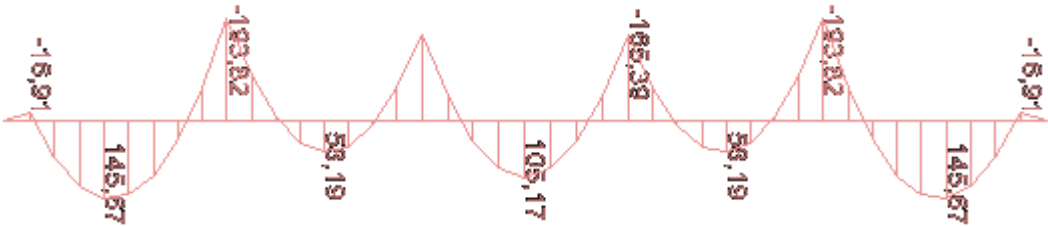


Figure X -13 Diagramme des moments fléchissant à ELU en KN.m

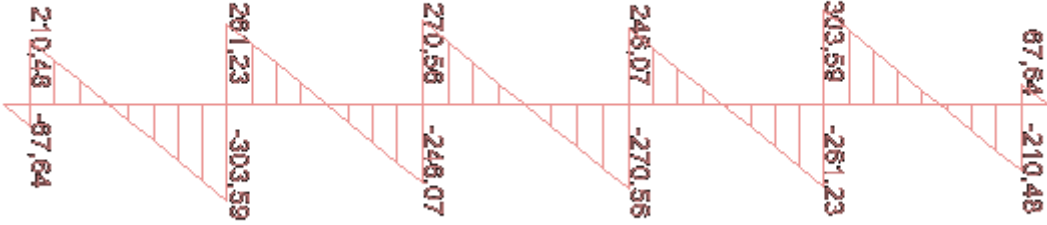


Figure X-14 Diagramme des efforts tranchants à ELU en KN



Figure X-15 Le chargement à ELS en KN

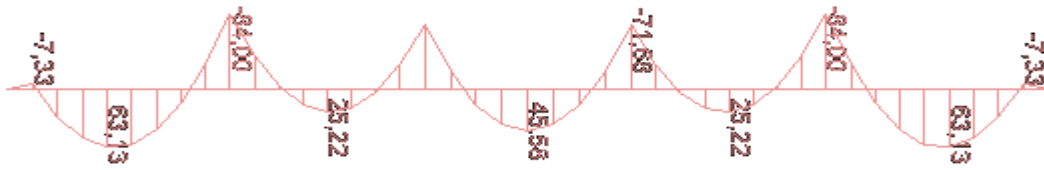


Figure X-16 Diagramme des moments fléchissant à ELS en KN.m

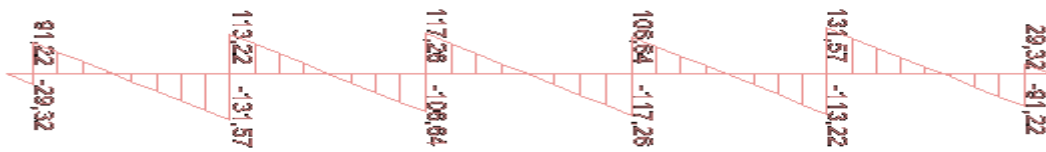


Figure X-17 Diagramme des efforts tranchants à ELS en KN

- Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Sens (x-x)	Sens (y-y)
$M_{tu \max} = 158.98 \text{ KN.m}$	$M_{tu \max} = 145.57 \text{ KN.m}$
$M_{au \max} = -224.28 \text{ KN.m}$	$M_{au \max} = -193.82 \text{ KN.m}$
$M_{ts \max} = 68.90 \text{ KN.m}$	$M_{ts \max} = 63.30 \text{ KN.m}$
$M_{as \max} = -97.19 \text{ KN.m}$	$M_{as \max} = -84 \text{ KN.m}$
$T_u \max = 322.40 \text{ KN}$	$T_u \max = 270.56 \text{ KN}$

VII-III-1 Calcul du ferrailage :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$$b = 45 \text{ cm} \quad d=77\text{cm} \quad f_{bc}=14.2 \text{ MPa} \quad \sigma_s=348 \text{ MPa}$$

		M (KN.m)	μ	β	A _{cal} (cm)	A _{min} (cm ²)	Choix	A _{adop} (Cm ²)
Sens (x-x)	Appui	224.28	0.130	0.930	12.59	14.40	4HA16+4HA16	16.08
	Travée	158.98	0.092	0.952	8.72		4HA16+4HA16	16.08
Sens (y-y)	Appui	193.82	0.112	0.940	10.77	14.40	4HA16+4HA16	16.08
	Travée	145.57	0.084	0.956	7.95		4HA16+4HA16	16.08

VII-III-2 Vérification à l'état limite ultime :

❖ **Condition de non fragilité (BEAL 91, Art 4.2.1):**

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 2.75 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Armatures transversales :**

❖ **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm}$$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$

❖ **Espacement des armatures :**

• **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} = 40 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit: } S_t = 20 \text{ cm.}$$

• **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12 \times \phi_l \right\} = \min \left\{ \frac{80}{4} ; 12 \times 2 \right\} = \min \{20 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}\} = 20 \text{ cm}$$

Soit: $S_t = 15 \text{ cm}$.

❖ **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 45 = 2.7 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ (2 cadres).

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = 322.40 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{322.40 \times 10^3}{400 \times 550} = 1.46 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.46 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

VII-III-3 Vérification à l'ELS :

❖ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right\} = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_u} ; \sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\beta \text{ Et } K_1 \text{ sont en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_u}{b \times d}$$

❖ **Les résultats de calcul sont donnés par le tableau ci- dessous :**

Zone	M_s KN.cm	A_u cm ²	ρ	K_1	β	σ_s KN/cm ²	$\bar{\sigma}_s$ KN/cm ²	σ_b KN/cm ²	$\bar{\sigma}_b$ KN/cm ²	Obser
Appui	19382	12.59	0.57	29.25	0.903	30.99	20.163	1.06	1.5	Vérifiée
Travée	8890	8.72	0.39	36.55	0.887	20.89	20.163	0.57	1.5	Vérifiée

Conclusion

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en application les acquis théorique assimilés tout le long de notre cursus et d'affiner nos connaissances, surtout dans la conception et la mise en application des codes en vigueur.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie civil dans tous les domaines de l'information (logiciels de calculs), comme par exemple : *ETABS* que nous avons appris à utiliser durant la réalisation de ce projet tout en tenant compte de préconisations du *RPA* qu'il faut passer à la sécurité avant l'économie.

Les résultats technique et les illustrations de cette étude par le biais de *L'ETABS*, nous ont permis de mieux comprendre, interpréter et même d'observer le comportement de la structure en phase de vibration ; comme il nous a permis une grande rentabilité de notre travail en matière de temps et d'efficacité.

Présentement, le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures, l'analyse tridimensionnelle d'une structure est rendue possible grâce à l'outil informatique, mais le comportement dynamique d'une structure en vibration, ne peut être approchée de manière exacte que si la modélisation de celle-ci se rapproche le plus étroitement possible de la réalité.

Concernant la disposition des voiles, nous avons aperçu que celle-ci est un facteur beaucoup plus important de la structure vis-à-vis du séisme.

Quand au choix de la meilleure approche, d'autres études complémentaires auraient été nécessaire en prenant en compte d'autres paramètres comme (forme complexe, chargement, la nature du site, ...) pour une meilleur prise de décision.

Toute fois, ce travail n'est qu'un début en quelque soit, mais un pas en avant vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive de l'ingénieur.

Nous espérons à travers ce modeste travail servir et contribuer aux travaux et projets des promotions à venir.

Bibliographie

- *Document technique réglementaire (D.T.R BC22) charges permanentes et surcharges d'exploitation.*
- *Règles BAEL91 modifié 99.*
- *Cours et TD de l'université.*
- *Règlement parasismique algérien (R.P.A 99 modifié 2003).*
- *Calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé ALBERT Fuentes.*
- *Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.*