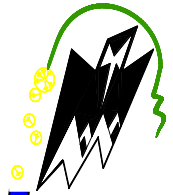


REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme de Master2 en génie civil.
Option : construction civile et industrielle.

THEME

Etude d'un bâtiment (RDC+7E+S-SOL) à usage d'habitation et commercial
Contreventée par voiles et portiques.



Dirigé par :

M^{me} MOBAREK.

Etudié par:

M^r AIT YAKOUB Ali.
M^r DJAFOUR Ali.

Année 2015/2016

Remerciements

En premier lieu, nous remercions Dieu le tous puissant.

En second, nos chers parents de nous avoir aidé pour arriver au terme de ce travail qui est le fruit de plusieurs années d'études.

Nous tenons encore à remercier notre promotrice M^{ME} mobarek qui représente pour nous le guide et l'exemple du sérieux dans le travail et du savoir dans ce domaine et pour le vif intérêt qu'elle a témoigné à l'égard de notre travail, aussi pour son aide.

Nous sommes également très reconnaissantes, à toute personne ayant contribué du près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail, en particulier :

Le corps enseignant du département de génie civil.

Le personnel de la bibliothèque de génie civil.

Nous remercions aussi les membres du jury qui nous feront

L'honneur de juger notre travail.

Ali et ali



Dédicaces

Je dédie ce lapidaire travail :

*À mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments
les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes
côtés et ma soutenu durant toute ma vie.*

À mes très chers frère et sœurs.

À tout mes amis particulièrement (Rachid, nabil, rabiaet youcef)

À toute ma famille sans exception et mes proches.

À tous mes amis(es) et toute la promotion 2015-2016.

ALI

Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les Ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception du calcul de la réalisation, et de la réhabilitation d'ouvrages de construction. Ils garantissent la sécurité la des gens aux besoins de la société, tout en assurant la protection de l'environnement.

Tout ouvrage en génie civil doit être calculé d'une manière à assurer la stabilité et la résistance de ses éléments structuraux et aussi la sécurité des usages pendant et après la réalisation. Sont pour cela, nos calculs seront vérifiés selon les règlements en vigueur en article, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA (version 2003) et les règlements du béton aux états limites BAEL 91 modifiée 99.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis bien adaptée au Génie Civil, aussi ils permettent le calcul de diverses structures en un temps réduit. D'ailleurs comme la méthode manuelle est lente on a préféré utiliser le logiciel ETABS pour la modélisation de notre structure.

Nous étudiants en fin de cycle, dans le but de mettre en pratique les connaissances acquises durant le cycle de formation en génie civil, nous avons choisi l'étude d'un bâtiment (RDC+7 Sous Sol) à usage d'habitation et commercial à ossature mixte contreventée par voiles et portiques.

Nos calculs sont faits de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers avec moindre coût.

Introduction

On regroupera sous le terme bâtiment les immeubles à usage d'habitation de bureau et de commerce. Il est composé d'une partie enterrée infrastructure et d'une partie hors terre superstructure.

L'objectif dans ce chapitre est de présenter les éléments constitutifs de l'ouvrage et les principales caractéristiques des matériaux utilisés.

I.1. Description de l'ouvrage

Notre projet consiste à étudier un bâtiment (R+7+sous-sol) à usage d'habitation. L'ouvrage est de groupe d'usage 02 (importance moyenne), implanté à la Wilaya de BOUIRA, classé selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA99/Version 2013) comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa). Selon le rapport de sol, la construction sera fondée sur un site meuble d'une contrainte admissible de **2bar**.

Notre projet comporte :

- 01 sous sols et un RDC à usage commercial.
- Deux cages d'escalier.
- Etage courants à usage d'habitation.
- 01 cage d'ascenseurs

I.2. Règlements utilisés et normes de conception

L'étude du bâtiment sera menée en utilisant les règlements suivants :

- Règlements Parasismique Algériennes « RPA 99/Version 2003 »
- Règles de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé « B.A.E.L.91 /modifiées.99 ».
- Documents Technique Règlementaires « D.T.R-B.C.2.2 » : charges permanentes et charges d'exploitations.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé « CBA93 ».

I.3. Caractéristiques géométriques

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

En plan :

Longueur totale : $L = 21 m$

Largeur totale : $L = 15m$

En élévation

- Hauteur totale : **28,56m**
- Hauteur de l'acrotère : **0,7 m**
- Hauteur d'étage courant : **3,06 m**
- Hauteur du RDC: **04,08 m**
- Hauteur du sous sol est : **3,06m**

I.4. Eléments de l'ouvrage

I-4-a- Ossature

L'immeuble qui fait l'objet de notre étude est à ossature mixte, composée de :

- Poteaux et poutres formant un système de portiques destinés à reprendre essentiellement les charges permanentes et les charges variables.
- Un ensemble de voiles disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal), constituant un système de contreventement assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage.

I-4-b- Planchers

-Les planchers sont des éléments horizontaux limitant les différents niveaux d'un bâtiment. Ils ont pour rôles essentiels :

- Transmission et répartition des différentes charges aux éléments structuraux.
- Résistance aux différents types de charges.
- Une isolation thermique et acoustique.

-Tous les planchers de notre bâtiment seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.

- Le plancher terrasse est inaccessible et comportera un complexe d'étanchéité avec une pente moyenne de 3% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales

I.4.c. Escalier

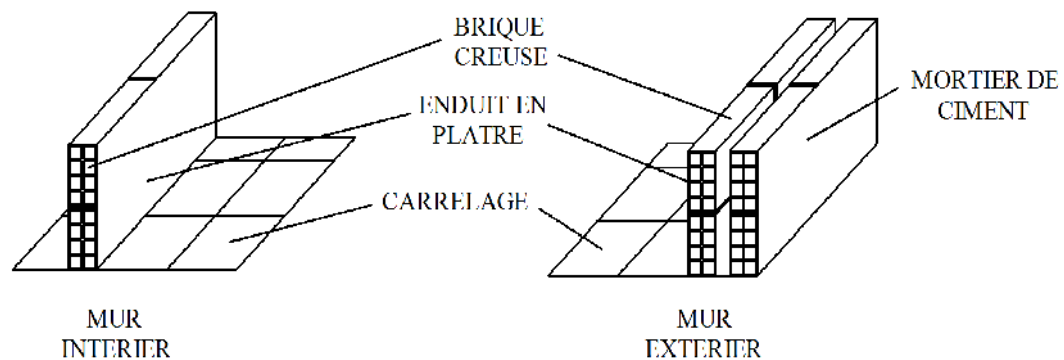
C'est un ouvrage réalisé en béton armé, il constitué par une série de marche et contre marche permettant de desservir les différents étages d'une construction. On appelle cage d'escalier l'espace correspondant à son encombrement

I.4.d. Cage d'ascenseur

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur

I.4.e. Maçonnerie

1. **Les murs extérieurs:** Les façades sont exécutées en double cloison de maçonnerie briques Creuses de 10 cm d'épaisseur en double cloison séparé par une lame d'air de 5 cm afin d'éviter les phénomènes thermiques et phoniques.
2. **Les murs de séparations intérieurs:** seront réalisés en cloison en maçonnerie brique creuse de 10 cm.



I.4.f. Revêtements

Les revêtements seront comme suit :

- Mortier ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs des façades extérieures.
- Enduits plâtre de 2 cm d'épaisseur pour tous les murs intérieurs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers courants, les balcons, les escaliers et la terrasse.
- Céramique pour les cuisines les salles d'eau.

I.4.g. Acrotère :

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 0.70 [m] de hauteur, réalisée en béton armé coulé surplace. Il joue un rôle de sécurité et de garde de corps.

I.4.h. Coffrage :

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

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Le béton et l'acier sont les deux matériaux utilisés pour la réalisation de cet ouvrage. Ils sont caractérisés par la résistance à la compression pour le béton et la résistance à la traction pour les aciers.

Ils doivent répondre aux règles du RPA 99 modifié en 2003 ainsi qu'aux règles du béton armé aux états limites BAEL 91 modifié 99.

I.5.1. Béton :

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de : liant hydraulique (ciment), granulats (sable, gravier) et d'eau de gâchage ainsi que des adjuvants. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, la quantité d'eau de gâchage, l'âge du béton.

❖ **Résistance caractéristique du béton à la compression**

Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression notée **fc28**. Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton à l'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée selon les formules ci-dessous (Art A2.1, 11 BAEL 91 modifié 99).

Pour l'étude de ce projet on adoptera : **fc28 = 25 MPa**

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

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

❖ **Résistance caractéristique du béton à la traction** (Art A2.112 BAEL91 modifié 99)

La résistance du béton à la traction est faible. Elle est de l'ordre de 10 % de sa résistance à la Compression conventionnellement, elle est défini par la formule suivante ;

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow f_{t28} = 0,6 + 0,06(25) = 2,1 \text{ MPa}$.

❖ **Module d'élasticité :**

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

1- Module de déformation longitudinale :

Il existe deux modules de déformation longitudinale.

a) Module de déformation instantanée : (Art. A.2.1.21 / BAEL. 91)

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24h à l'âge de j (jours)

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

Pour $F_{cj} = 25 \text{ MPa}$, on a : $E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$

b) Module de déformation différée : (Art A. 2.1. 22, BAEL. 91)

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage).

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

Pour $F_{cj} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$

2- Module de déformation transversale :

Sa formule est :

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

E: module de Young

ν : Coefficient de poisson (**Art:A2.1,3 BAEL**) ,qui représente le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale il est pris égal à :

$\nu = 0$ (à l'ELU) pour le calcul des sollicitations en considérant le béton fissuré.

$\nu = 0.2$ (ELS) pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré

❖ **Contraintes limites du béton :****-Les états limites :**

Un état limite est un état qui correspond aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour duquel une structure satisfait aux conditions exigées par le concepteur. Il existe deux types d'état limite :

a) Etat limite ultime (ELU) :

Correspond à la limite :

- soit, de la perte d'équilibre statique (basculement)
- soit, de la perte de stabilité de forme (flambement)
- et surtout de la perte de résistance mécanique (rupture) qui conduisent à la ruine de L'ouvrage.

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par :

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,15$ Situation accidentelle

$\gamma_b = 1,5$ Situation courante

avec γ_b : coefficient de sécurité ;

0,85 devient 0,80 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères.

θ : Coefficient d'application des actions considérées :

$\theta = 1$, si la durée d'application des actions est supérieure à 24h

$\theta = 0,85$, si la durée d'application des actions est inférieure à 24h

à 28j, on a : $f_{bc} = 14,2$ MPa

à 28j, on a : $f_{bc} = 14,2$ MP

➤ **Diagramme "contrainte - déformation" du béton à l'ELU :**

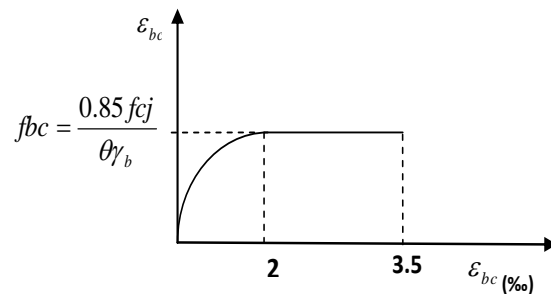


Figure I. 1 : diagramme "contrainte - déformation" du béton à l'ELU

Le diagramme est composé :

- D'un tronçon de courbe parabolique dont la déformation relative est limitée à 2‰ (état élastique)
- D'une partie rectiligne dont la déformation relative est limitée à 3‰ (état plastique)

b) État limite de service (ELS) :

Ce sont les états au delà desquels les conditions normales d'exploitation et de durabilité ne sont plus satisfaites, ils comprennent les états limites de fissuration et de déformation de service à la compression donnée comme suit :

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

Diagramme "contrainte - déformation"

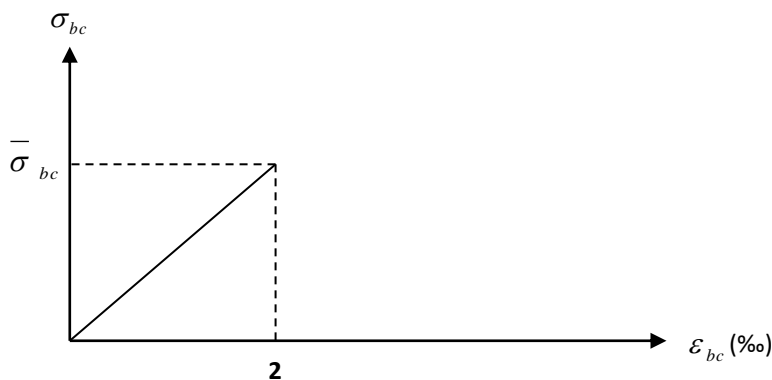


Figure I.2 : diagramme "contrainte - déformation" du béton à l'E.L.S

ϵ_{bc} : déformation relative de service du béton en compression.

$\text{Tan}\alpha = E_b = \text{constant}$ (module d'élasticité).

❖ **contrainte limite de cisaillement:** [Art 5.1, 1 /BAEL91 modifié 99]

Elle est donnée par la formule suivante : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$

Avec

V_u : effort tranchant dans la section étudiée.

b_0 : largeur de la section cisailée.

d : hauteur utile.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Cas d'une fissuration non préjudiciable :**

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

- **Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :**

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

1.5.2. Aciers

L'acier est un alliage de fer et carbone, il est caractérisé par sa bonne résistance à la traction et aussi à la compression pour des éléments fiables, il porte le nom d'armature lorsqu'il est enrobé dans le béton. Les aciers ont le rôle de reprendre les efforts qui ne peuvent pas être repris par le béton, généralement effort de traction.

Pour la réalisation de notre projet, on a besoin de deux types d'acier dont les principales caractéristiques sont reprises dans le tableau ci-après.

Type d'acier	Nominalisation	Symbole	Limite d'élasticité f_e en [MPa]	Résistance à la rupture en [MPa]	Allongement relatif à la rupture en [%]	Coef. de Fissuration	Coef. de scellement [ψ]
Acier en barre	Haute Adhérence FeE 400	H.A	400	480	14	1,6	1,5
Acier en treillis	Treillis soudé TL.520 (Φ < 6)	T. S	520	550	8	1,3	1

Tableau I.2.1 : Caractéristiques des aciers utilisés.

- **Module d'élasticité longitudinal d'acier** (Art. A.2.2.1 / BAEL. 91)

Quel que soit la nuance de l'acier, on admet généralement une valeur constante qui égal à :

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

- **Coefficient de Poisson des aciers**

Le coefficient de Poisson (ν) pour les aciers est pris égal à 0.3

I.6. Les contraintes limites de calcul

a. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant :

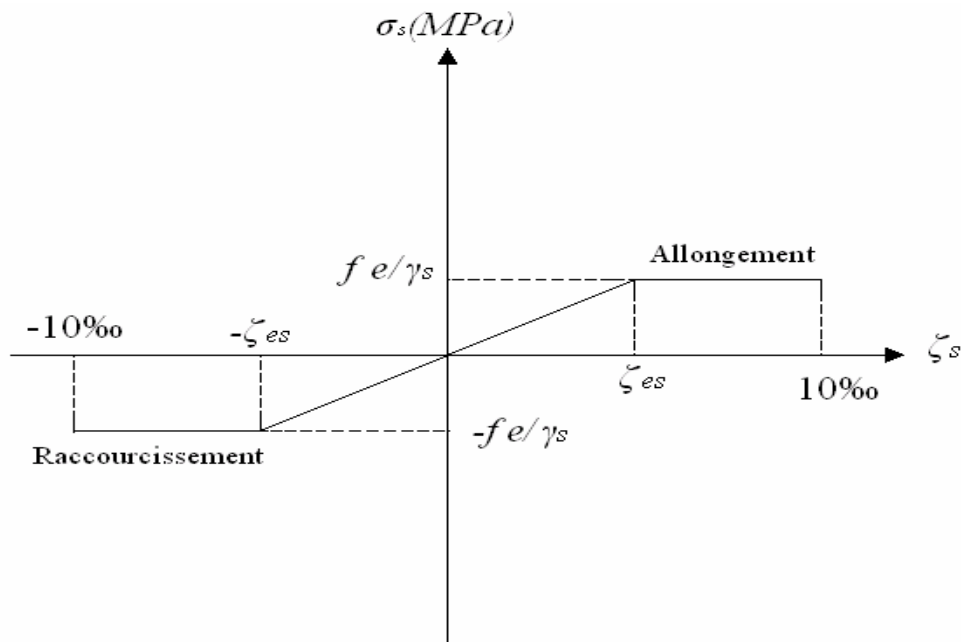


Figure I.3: Diagramme contraintes – déformation de l'acier à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique.

ζ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier $\rightarrow \zeta_s = \frac{\Delta L}{L}$

$$\zeta_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$$

σ_s : Contrainte dans l'acier. : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Cas des situations durables ou transitoires} \\ 1,00 & \text{Cas des situations accidentel les} \end{cases}$$

	Nuance de l'acier	FeE400	FeE520
σ_s [MPa]	Situation courante	348	452
σ_s [MPa]	Situation accidentelle	400	520

Tableau I.2.2 : Limites d'élasticité des aciers utilisés

b. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)

C'est l'état ou on fait les vérifications des contraintes par apport aux cas appropriés :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable: $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{28}})\right) = \xi$ (MPa).
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = 0,8\xi$ (MPa)
 η : Coefficient de fissuration
 $\eta = 1,00$ pour les aciers ronds lisse.
 $\eta = 1,60$ pour les aciers à haute adhérence.

c. Le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier

Le coefficient d'équivalence noté " n " est le rapport de : $\frac{E_s}{E_b} = 15$

n : Coefficient d'équivalence.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

1.7.Hypothèse de calcul

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

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.
- La contrainte de calcul, notée " σ_s " et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ est

égale à :

$$\begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

- Allongement de rupture : $\varepsilon_s = 10\%$

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

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

• **C ≥ 5 [cm]** : pour les éléments en BA exposés à l'environnement marin et on contacte avec la terre , aux embruns, aux brouillards salins et à toute sort d'atmosphère à caractère agressifs (industrie chimique).

• **C ≥ 3 [cm]** : pour les éléments soumis à un contact avec un liquide (Réservoir, Tuyaux....)

Ou les éléments exposés aux intempéries (pluie, neige...) ou des condensations.

• **C ≥ 1 [cm]** : pour les éléments situés dans les locaux couverts ou clos et qui ne sont pas exposés aux condensations.

Pour notre cas, on prend la valeur $C = 3$

❖ **Diamètre maximal des aciers** :

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

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

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

Avec : b_0 : Largeur de l'âme

h : hauteur de la poutre

Introduction

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage ainsi que les matériaux le constituant, nous passons au pré dimensionnement des éléments tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux, les voiles.

II.1. Pré-dimensionnement des éléments

II.1.1. Le plancher

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

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

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

$$h_t \geq L_{\max}/22,5$$

le RPA exige $\min(b, h) \geq 25$ cm en zone IIa on prend $\min = 30$ cm

Avec :

h_t : hauteur totale du plancher.

L_{\max} : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles , pour le cas de notre étude la portée libre maximale est :

$$L_{\max} = 4.00 - 0,3 = 3.70 \text{ m}$$

Ce qui nous donne : $h_t \geq 370/22,5 = 16.44$ cm.

On opte pour un plancher de (16+4) cm, c'est-à-dire : $h_t = 20$ cm.

II.1.2. Les poutres

Les poutres sont destinées à supporter les charges d'une partie de la construction, ces dimensions sont données par référence au BAEL 91 comme suit :

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

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

a). Poutres principales

-Elles ont pour longueur : $L_{max} = 440-30 = 410\text{cm}$.

-La hauteur de la Poutre est : $410/15 \leq h_t \leq 410/10 \Rightarrow 27,33 \leq h_t \leq 41 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 35\text{cm}$.

-La largeur de la Poutre est : $0.4 (35) \leq b \leq 0.7 (35) \Rightarrow 14,00 \leq b \leq 24,50 \text{ cm} \Rightarrow b = 30\text{cm}$.

▪ **Vérifications relatives aux exigences du RPA de l'article :(7.5 .1du RPA99) :**

- ✓ $b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 30 > 20 \text{ cm} \Rightarrow$ **condition Vérifiée.**
- ✓ $h_t \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots 35 > 30\text{cm} \Rightarrow$ **condition Vérifiée.**
- ✓ $h_t / b \leq 4 \dots\dots\dots 35/30 = 1,66 < 4 \Rightarrow$ **condition Vérifiée.**

b). Poutres secondaires

-La hauteur de la Poutre : $L = 400-30 = 370\text{cm}$

$L/15 \leq h_t \leq L/10 \Rightarrow 24.66 \leq h_t \leq 37 \text{ cm} \dots\dots\dots$ soit $h_t = 30\text{cm}$.

-La largeur de la poutre :

$0,40 (30) \leq 0,70 (30) \Rightarrow 12 \leq b \leq 21\text{cm} \dots\dots\dots$ soit $b = 30\text{cm}$.

▪ **Vérifications relatives aux exigences du RPA de l'article :(7.5 .1du RPA99)**

- ✓ $b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 30 > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots$ **condition Vérifiée.**
- ✓ $h_t \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 30 = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots$ **condition Vérifiée.**
- ✓ $h_t / b \leq 4 \dots\dots\dots 30/30 = 1 < 4 \dots\dots\dots$ **condition Vérifiée.**

-Donc les sections adoptées sont comme suit :

Poutres principales $\Rightarrow (30 \times 35) \text{ cm}^2$.

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

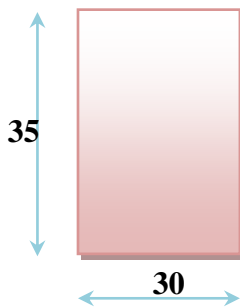


Fig. II.1 : Dimensions de la poutre principale

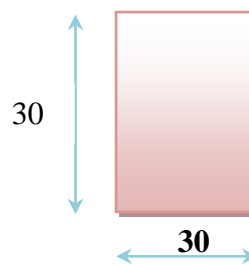


Fig. II.2: Dimensions de la poutre secondaire

II.1. 3. Les poteaux

Ce sont des éléments verticaux en béton armé de section généralement carré, rectangulaire ou circulaire, qui se composent d'armatures longitudinale (verticale) et transversale (horizontale) .Il travaillent en flexion composé principalement en compression simple, constituent les points d'appuis pour les poutres et permettent la transmission des charges d'étage aux fondations.

Leur pré-dimensionnement se fait à la compression simple selon l'article (b8.4.1) de CBA93. Tout en vérifiant les exigences du RPA, pour un poteau rectangulaire de la zone IIa, on a :

- ✓ $\min (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- ✓ $\min (b_1, h_1) \geq h_e / 20$
- ✓ $1/4 \leq b_1 / h_1 \leq 4$

Les poteaux seront pré-dimensionnés à L'ELS en compression simple, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N_S qui est la somme de charge Q et G .

La section transversale du poteau à déterminer est donnée par la relation suivante :

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

Avec :

- N_S : effort normal de compression repris par le poteau qui sera déterminé à partir de la descente de charge donnée par les règles de BAEL 91, en considérant le poteau le plus sollicité tel que :

$$N_S = G + Q$$

- G : charge permanente.

- Q : charge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.

- σ_{bc} : contrainte admissible de service du béton à la compression simple.

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

II.1.4. Les voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales. Leur dimensionnement sera conforme au règlement R.P.A 99 (Art 7.7.1).

Les voiles doivent satisfaire la condition :

$L_{min} \geq 4a$ seront considérés comme des voiles, et dans le cas contraire seront considérés des éléments linéaires. L'épaisseur du voile a sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et de la rigidité aux extrémités, l'épaisseur minimale des voiles est : $a_{min} \geq 15 \text{ cm}$.

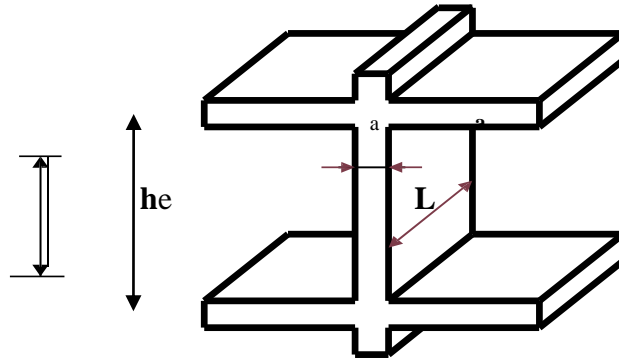
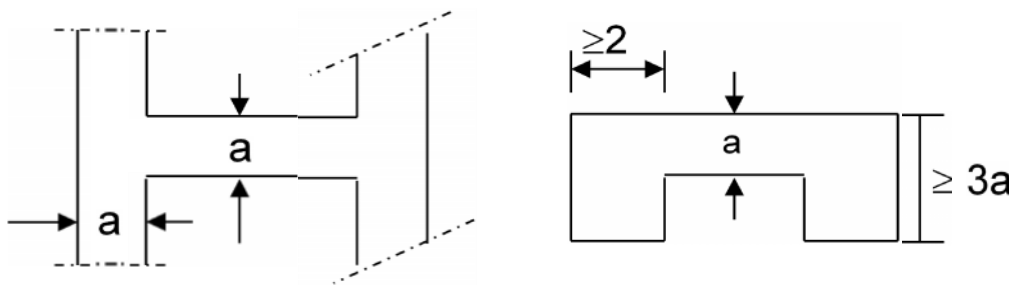


Fig. II.3 : Coupe d'un voile en élévation.

L : longueur du voile.
 a : épaisseur du voile.
 he : hauteur d'étage

▪ Épaisseur des voiles

- 1er cas : $a \geq he/25$



- 2eme cas : $a \geq he/22$

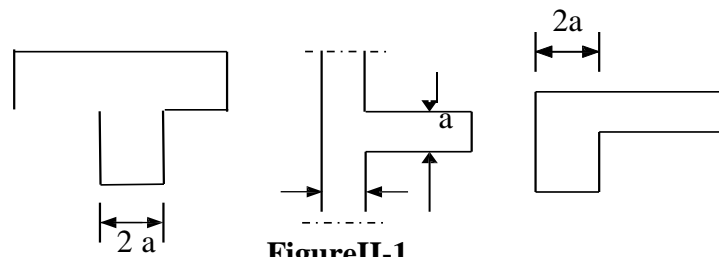


Figure II-1

- 3eme cas : $a \geq he/20$

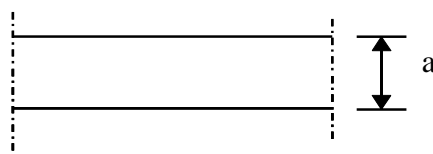


Figure II-2

Fig. II.4 : Coupes du voile en plan.

Pour le cas d notre étude : $e \geq \frac{h_e}{20}$

$h_e = h - l'$ épaisseur de la dalle .

▪ **Pour le RDC :**

$$h = 408 \text{ cm.}$$

$$h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{388}{20} = 19.4 \text{ cm}$$

▪ **pour l'étage courant :**

$$h = 306 \text{ cm}$$

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

$$e \geq \frac{286}{20} = 14,3 \text{ cm}$$

▪ **Pour le sous sols**

$$h = 306 \text{ cm}$$

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

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

Pour uniformiser l'épaisseur du voile sur la hauteur du bâtiment on prend pour tous les niveaux une épaisseur **e=20**

❖ **Vérifications**

On doit vérifier que $L \geq 4e$

$$L = 100 \text{ cm} \Rightarrow L > 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

II.2.Détermination des charges et surcharges

On aura donc a déterminer d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du Bâtiment, qui seront données come suit :

II.2.1 Détermination des charges et surcharges

❖ **Les charges permanentes**

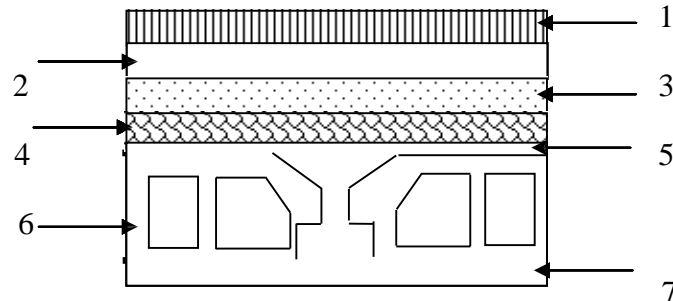
A. Les planchers▪ Plancher terrasse inaccessible

Fig. II.5 : Coupe du plancher terrasse inaccessible.

On a la charge $G = Pe$

P : Poids volumique.

e : l'épaisseur du plancher.

Couche	Nature de la couche	Epaisseur (m)	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Charge G (KN/m ²)
(1)	Couche de gravillon roulé	0.05	17	0.85
(2)	Etanchéité multicouches	0.02	06	0.12
(3)	Béton en forme de pente 2%	0.07	22	1.54
(4)	Pare vapeur (Feuille de polyane)	/	/	0.01
(5)	Isolation thermique (liège)	0.04	04	0.16
(6)	Plancher en corps creux	0.20	/	2.80
(7)	Enduit sous plafond en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale : $G_t = 5.68 \text{ KN/m}^2$				

Tableau II.1 : Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible.

- **Plancher d'étage courant :**

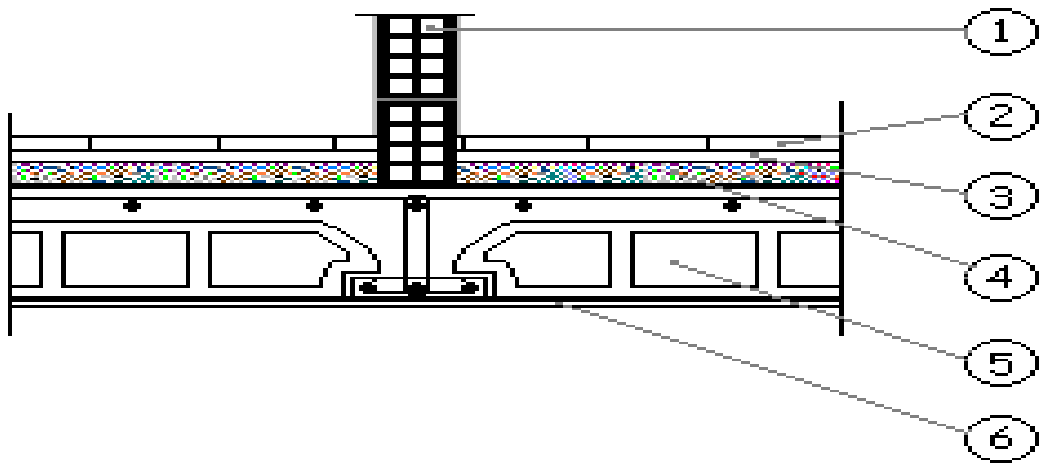


Fig.II.6 : Coupe du plancher d'étage courant.

Couche	Nature de la couche :	Epaisseur (m)	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Charge G (KN/m ²)
(1)	Maçonnerie en brique creuse	/	/	1.00
(2)	Carrelage scellé	0.02	22	0.44
(3)	Mortier de pose	0.02	20	0.40
(4)	Couche de sable	0.02	18	0.36
(5)	Plancher en corps creux	0.2	14	2.80
(6)	Enduit sous plafond en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale : $G_t = 5.20 \text{ KN/m}^2$				

Tableau II.2: Caractéristiques des éléments du plancher étage courant.

B. Maçonnerie

- **Murs extérieurs :**

C'est une double cloison en briques creuse de 25cm d'épaisseur (10+5+10).

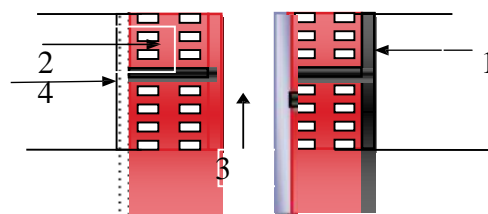


Fig. II.7: Coupe verticale d'un mur extérieur.

Couche	Nature de la couche	Epaisseur (m)	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Charge G (KN/m ²)
(1)	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
(2)	Brique creuse	0.1 x2	09	1.8
(3)	Lame d'aire	0.05	/	/
(4)	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale : $G_t = 2.36 \text{ KN/m}^2$				

Tableau II.4 : Caractéristiques des éléments d'un mur extérieur.

C. Acrotère

Les dimensions de l'acrotère qui sont illustrées dans le schéma ci-dessous, vont nous permettre de déterminer la charge permanente correspondante.

$$G_{acr} = \rho_{\text{beton}} \times S_{acr}$$

- **Calcul de son poids propre :**

$$G = \left[(0.7 \times 0.15) + (0.15 \times 0.1) - \left(0.03 \times \frac{0.15}{2} \right) \right] \times 25$$

$$G = 2.944 \text{ KN/ml.}$$

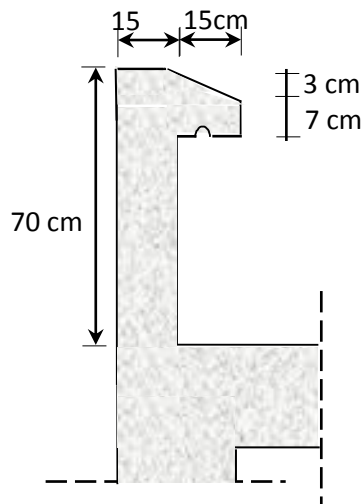


Fig.II.8. Coupe verticale de l'acrotère

❖ Surcharges d'exploitation (Q)

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR B.C. 2.2 dans le tableau suivant :

Élément	Surcharge (Q) [KN/m ²]
Acrotère	1.00
Plancher terrasse inaccessible	1.00
Plancher étage courant	1.50
Plancher 1 ^{er} et 2 ^{ème} étages (services)	2.5
Plancher RDC (commerce)	3.5
Plancher sous-sol (commerce)	3.5
Balcon	3.50
Escalier	2.50

Tableau II.5 : Surcharges d'exploitation des différents éléments secondaires.

II.3. Descente de charges

La descente de charge consiste à calculer pour le poteau le plus sollicité les charges reprises par celui-ci, et de les cumuler en partant du dernier niveau au premier niveau. Et cela Jus qu'aux fondations, pour lui trouver la section adoptée dans les différents étages.

🌐 **Charges surcharges revenant au poteau le plus sollicité B-2 :**

➤ **Surface d'influence**a. **Le plancher**

Le pré dimensionnement se fera pour le poteau le plus sollicité qui est repéré par (B-2). La surface qui lui revient vaut :

Section sans poutre

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

Avec:

$$S_1 = 1,8 \times 1,95 = 3,51 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1,7 \times 1,95 = 3,315 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1,7 \times 2 = 3,4 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1,8 \times 2 = 3,6 \text{ m}^2$$

$$S = 13,825 \text{ m}^2$$

Section avec poutre

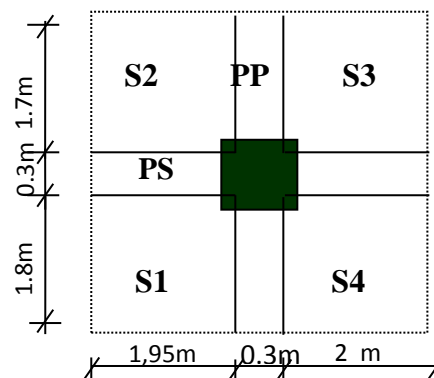
$$S^{\text{brut}} = S_1^{\text{brut}} + S_2^{\text{brut}} + S_3^{\text{brut}} + S_4^{\text{brut}}$$

Avec:

$$S_1^{\text{brut}} = 1,95 \times 2,1 = 4,095 \text{ m}^2$$

$$S_2^{\text{brut}} = 1,85 \times 2,1 = 3,885 \text{ m}^2$$

$$S_3^{\text{brut}} = 1,85 \times 2,15 = 3,977 \text{ m}^2$$



$$S_4^{\text{brut}} = 1.95 \times 2.15 = 4.192 \text{ m}^2$$

$$t \quad S^{\text{brut}} = 16.15 \text{ m}^2$$

➤ Poids propre des éléments

▪ Poids du plancher $P = G \times S$.

-Plancher terrasse :

$$P = 5.68 \times 13.825 = 78.526 \text{ KN} \rightarrow \mathbf{PET = 78.526 \text{ KN.}}$$

- Plancher étage :

$$P = 5.20 \times 13.825 = 71.89 \text{ KN} \rightarrow \mathbf{PEC = 71.89 \text{ KN.}}$$

▪ Poids des poutres

-Poutres principales :

$$G_{PP} = S_{PP} \times \rho$$

ρ : Le poids volumique du béton égale à 25 KN /m³

$$G_{PP} = [0,30 \times 0,35 \times (4.4 - 0,30)] \times 25 = 10.76 \text{ KN}$$

-Poutres secondaires

$$G_{PS} = S_{PS} \times \rho$$

$$G_{PS} = [0,30 \times 0,30 \times (4 - 0,30)] \times 25 = 8.32 \text{ KN}$$

$$\text{Donc le poids totale des poutres : } 10.76 + 8.32 = 19.08 \text{ KN}$$

▪ poids du poteau B2

-Poteau d'étage courant p_{pt} \longrightarrow $(0,3 \times 0,3) 3,06 \times 25 = 6.885 \text{ KN}$

-Poteau de RDC P_{pt} \longrightarrow $(0,3 \times 0,3) 4,08 \times 25 = 9.18 \text{ KN}$

-Poteau de sous-sol 1 \longrightarrow $(0,3 \times 0,3) 3,06 \times 25 = 6.885 \text{ KN}$

▪ Surcharges d'exploitation

-Plancher terrasse : $\rightarrow Q_0 = 1.00 \times 16.15 = 16.15 \text{ KN.}$

-Plancher courant : $\rightarrow Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_4 = 1.50 \times 16.15 = 24.22 \text{ KN.}$

-Plancher (services) : $\rightarrow Q_5 = Q_6 = \dots = 2.50 \times 16.15 = 40.37 \text{ KN.}$

-Plancher RDC (commerciale) : $\rightarrow Q_7 = 3.5 \times 16.15 = 56.52 \text{ KN.}$

-Plancher du Sous-sol (commerciale): $\rightarrow Q_8 = 3.5 \times 16.15 = 56.52 \text{ KN.}$

❖ Loi de dégression des surcharges

D'après le règlement DTR B.C. 2.2, la loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Le nombre minimum de niveaux n pour tenir compte de cette loi est de cinq. En raison du nombre d'étage qui compose le bâtiment étudiée $n \geq 5$, on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.

▪ Les surcharges cumulées

$$Q_0 = 16.15 \text{ KN}$$

$$Q_0 + Q_1 = 16.15 + 24.22 = 40.37 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 16.15 + 0,95(2 \times 24.22) = 62.17 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 16.15 + 0,90(3 \times 24.22) = 81.54 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 16.15 + 0,85(4 \times 24.22) = 98.5 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 16.15 + 0,80(4 \times 24.22 + 40.37) = 125.95 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 16.15 + 0,75(4 \times 24.22 + 2 \times 40.37) = 149.36 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 16.15 + 0,71(4 \times 24.22 + 2 \times 40.37 + 56.52) = 182.38$$

KN

$$Q_0 + 0,68(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 16.15 + 0,68(4 \times 24.22 + 2 \times 40.37 + 2 \times 56.52)$$

$$= 222.52 \text{ KN}$$

Tableau II.6: section des poteaux

Niveau	Charges permanentes G en (KN)					Surcharges d'exploitations Q en (KN)			Cm^2	
	Poids des Plancher	Poids des Poteaux	Poids des Poutres	Poids Total	G Cumule	Q du Plancher	Q Cumule	$N=Gc+Qc$	$S \geq Ns / \sigma_{bc}$	Section du poteau
0	78.526	00	19.08	97.606	97.606	16.15	16.15	113.75	75.83	(35×35)
1	71.89	6.885	19.08	97.855	195.46	24.22	40.37	235.83	157.22	(35×35)
2	71.89	6.885	19.08	97.855	293.32	24.22	64.59	357.91	238.6	(35x 35)
3	71.89	6.885	19.08	97.855	391.17	24.22	88.81	479.98	319.98	(40×40)
4	71.89	6.885	19.08	97.855	489.02	24.22	113.03	602.05	401.36	(40×40)
5	71.89	6.885	19.08	97.855	586.87	40.37	153.4	740.27	493.51	(40×40)
6	71.89	6.885	19.08	97.855	684.72	40.37	193.77	878.49	585.66	(45×45)
7	71.89	9.18	19.08	100.15	784.87	56.52	250.29	1035.16	690.1	(45×45)
8	71.89	6.885	19.08	97.855	882.72	56.52	306.81	1189.53	793.02	(45×45)

Fig. II.9: dimensionnement d'un nœud poutre-poteau

II.5. Les Vérification**• Vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1)**

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h_e) en une seule fois. Les dimensions de la section transversales des poteaux en zone II_a doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$1- \min (b_1, h_1) \geq 25 \text{ [cm]}$$

$$2- \min (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$$

$$3- \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$$

Avec b_1 et h_1 les dimensions des poteaux

h_e : hauteur d'étage.

$$1- \min(30 \times 30) = 30 \text{ cm}$$

- ***Pour les Poteaux des sous sol :***

$$2- \frac{h_e}{20} = \frac{3.06 - 0.35}{20} = 0.135 \text{ [m]}$$

Min (45x45) = 45 ≥ 13,5 [cm] ⇒ **condition vérifiée.**

$$3- \frac{45}{45} = 1,00 \Rightarrow \frac{1}{4} < 1,00 < 4 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- ***Pour les Poteaux du RDC :***

$$2- \frac{h_e}{20} = \frac{4.08 - 0.35}{20} = 0.187 \text{ [m]}$$

Min (45x45) = 45 ≥ 18,7 [cm] ⇒ **condition vérifiée.**

$$3- \frac{45}{45} = 1,00 \Rightarrow \frac{1}{4} < 1,00 < 4 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- ***Pour les Poteaux du 1^{er} étages (45x45) :***

$$2- \frac{h_e}{20} = \frac{3.06 - 0.35}{20} = 0.136 \text{ [m]}$$

Min (45x45) = 45 ≥ 13,6 [cm] condition vérifiée

$$3- \frac{45}{45} = 1,00 \Rightarrow \frac{1}{4} < 1,00 < 4 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Pour les Poteaux des étages 2.34.(40x40) :**

$$2 - \frac{h_e}{20} = \frac{3.06 - 0.35}{20} = 0.136[m]$$

Min (40x40) = 40 ≥ 13,6 [cm] ⇒ **condition vérifiée.**

$$3 - \frac{40}{40} = 1,00 \Rightarrow \frac{1}{4} < 1,00 < 4 \Rightarrow \text{vérifié condition.}$$

- **Pour les Poteaux des étages 5.6.7 (35x35) :**

$$2 - \frac{h_e}{20} = \frac{3.06 - 0.35}{20} = 0.135[m]$$

Min (35x35) = 35 ≥ 13,5 [cm] **condition vérifiée.**

$$3 - \frac{35}{35} = 1,00 \Rightarrow \frac{1}{4} < 1,00 < 4 \Rightarrow \text{condition vérifié.}$$

Vérification au flambement

La vérification des poteaux au flambement doit satisfaire la condition suivante :

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

λ : Elancement du poteau.

l_f : Longueur de flambement ($l_f = 0,7 l_0$).

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

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

B : Section transversale du poteau ($B = hb$)

l_0 : Langueur libre du poteau

$$\lambda = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{bh}}} = \frac{\sqrt{12} \cdot 0,7l_0}{h} \Rightarrow \lambda = 0,7\sqrt{12} \frac{l_0}{h} \quad \lambda = 2,42 \frac{L_0}{h}$$

Pour le sous sol- 1 (45x45) :

$$\lambda = 2,42 \times 3.06 / 0,45 = 16.456 < 50 \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

Pour RDC, de Poteaux (45x45) :

$$\lambda = 2,42 \times 4.08 / 0,45 = 21.94 < 50 \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

Pour le1^{er} étage, de Poteaux (45x45) :

$$\lambda = 2,42 \times 3,06 / 0,45 = 16,456 < 50 \Rightarrow \text{Vérfiée.}$$

Pour les étages 2.3.4, de Poteaux (40x40) :

$$\lambda = 2,42 \times 3,06 / 0,40 = 18,51 < 50 \Rightarrow \text{Vérfiée.}$$

Pour les Poteaux du dernier étage (35x35)

$$\lambda = 2,42 \times 3,06 / 0,35 = 21,15 < 50 \Rightarrow \text{Vérfiée.}$$

Introduction

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments de la structure qui peuvent être étudiés isolément sous l'effet des seules charges qu'ils leurs reviennent. Le calcul se fera conformément aux règles (BAEL 99) à ELU et ELS.

III.1. Calcul de l'acrotère

L'acrotère est assimilé 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.

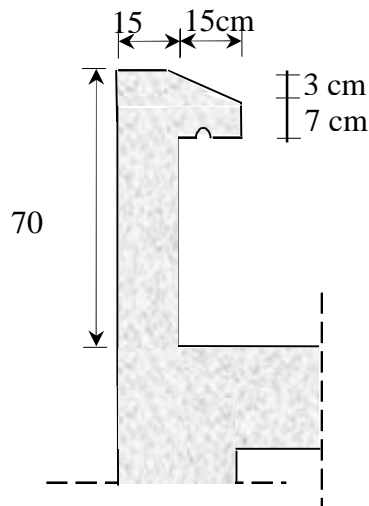


Fig.III.1 .Coupe verticale de l'acrotère

III.1.1. sollicitations

- Poids propre de 1m de longueur de l'acrotère : $G = \rho.S.1ml$

Avec : ρ : masse volumique du béton.
 S : section longitudinale de l'acrotère.

$$G = \left[(0.7 \times 0.15) + (0.15 \times 0.1) - \left(0.03 \times \frac{0.15}{2} \right) \right] \times 25 = 2.944 \text{ KN/ml.}$$

$$\mathbf{G = 2,944 \text{ KN/ml}}$$

- Surcharge d'exploitation : $\mathbf{Q = 1.00 \text{ kN/ml}}$
- Effort normale du au poids propre : $\mathbf{N = G \times 1 = 2,944 \text{ kN}}$
- Effort de tranchant : $\mathbf{T = Q \times 1 = 1.00 \text{ KN/ml}}$
- Moment de fléchissant max du à la surcharge : $\mathbf{M = T \times H = Q \times 1 \text{ml} \times H = 0.70 \text{ kN.m}}$

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.

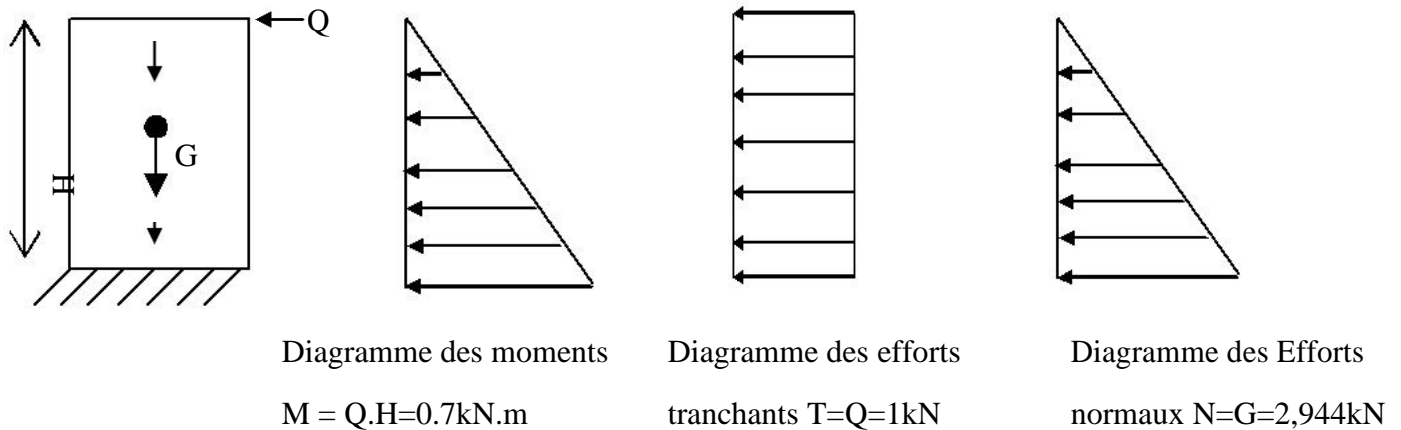
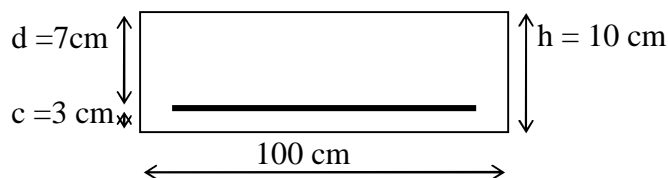


Fig. : III.1.2 Schéma statique

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 »



III.1.2. Les combinaisons de charge

A L'ELU : $1.35G + 1.5Q$

- Effort normal : $N_u = 1.35 N = 1.35 \times 2,944 = 3,974 \text{ kN}$
- Moment fléchissant : $M_u = 1.5 M = 1,5 \times 0,7 = 1,05 \text{ kN m}$
- Effort tranchant T : $T_u = 1.5 T = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN}$

A L'ELS : $G + Q$

- Effort normal: $N_s = N = 2,944 \text{ kN}$
- Moment de renversement: $M_s = M = 0,7 \text{ kN m}$
- Effort tranchant T : $T_s = T = 1 \text{ kN}$

III.1.3. Ferrailage de l'acrotère

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion, elle se calcule à L'ELU puis se vérifie à L'ELS.

III.1.3.1 Calcul à L'ELU

Calcul de l'excentricité

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,05}{3,974} = 0,26\text{ m} > \frac{h}{2} - c = 0,02\text{ m} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

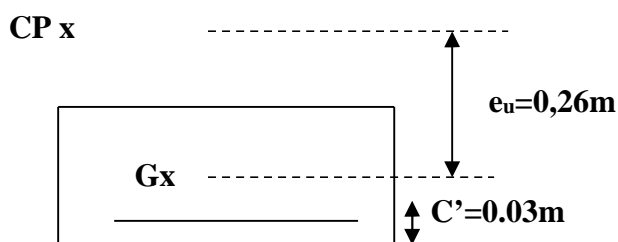


Fig. III.1.3. Schéma statique des distances

Le centre de pression « Cp » se trouve en dehors de la zone délimitée par les armatures, nous avons donc une SPC (section partiellement comprimée).

Le calcul d'armature se fait en deux étapes :

1) La section des armatures fictives (en flexion simple)

$$M_f = M_U + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_f = 1,05 + 3,974 \left(\frac{0,10}{2} - 0,03 \right) = 1,13 \text{ kN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1,13 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,016$$

$$\mu = 0,016 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{section simplement armée}$$

$$\mu = 0,016 \Rightarrow \beta = 0,994$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{1,13 \times 10^3}{0,994 \times 7 \times 348} = 0,49 \text{ cm}^2$$

2) La section des armatures réelles (en flexion composée)

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

$$A_u = 0,49 - \frac{3,974 \times 10}{348} = 0,37 \text{ cm}^2$$

III.1.3.2 Vérifications

• Armature principale

a. Vérification de la condition de non fragilité : (Art A-4.2.1/BAEL 91)

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445d}{e_s - 0.185d} \right] \quad \text{avec} \quad e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,7}{2,944} = 24 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0.23 \frac{100 \times 7 \times 2.1}{400} \left[\frac{24 - 0.445 \times 7}{24 - 0.185 \times 7} \right] = 0,77 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 0,37 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0,77 \text{ cm}^2$$

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

$$A = A_{\min} = 0,77 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{\text{adopté}} = 3 \text{ HA } 8 = 1,5 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement } S_t = 30 \text{ cm}$$

• Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{\text{adopté}}}{4} = \frac{1,5}{4} = 0,37 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 3 \text{ HA } 8 = 1,5 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement } S_t = 20 \text{ cm}$$

b. Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.2.1 / BAEL 91)

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

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

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{10^2 \times 80} = 0.18 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

c. Vérification de l'adhérence: (BAEL99/art A.6.1.3)

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

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

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 7 \times 10.04} = 0.237 \text{ MPa.}$$

$\sum u_i$: somme des périmètres des barres. $\sum u_i = 4\pi\phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.04 \text{ cm.}$

$$\tau_{se} = 0.237 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

d. Espacement des barres

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

-Armatures de répartition : $S_t \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm.}$ Soit $S_t = 20 \text{ cm.}$

e. Ancrages des barres verticales

La longueur de scellement droit est :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\bar{\tau}_s} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 3.15} = 253.9 \text{ mm} \quad \text{soit } L_s = 30 \text{ cm}$$

III.1.3.3 vérification à L'ELS

La contrainte dans l'acier : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

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

a) Vérification des contraintes dans l'acier (Art A-5.3.2 / BAEL 91)

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

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

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

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

$$\text{On a : } \rho_1 = \frac{100x_A}{bxd} = \frac{100 \times 1,5}{100 \times 7} = 0.21$$

$$\rho_1 = 0.21 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0.926 \quad \longrightarrow \quad K_1 = 52,57$$

D'où :

$$\sigma_{st} = \frac{0,7 \times 10}{0,926 \times 70 \times 1,5 \times 10^2} = 71,99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 71,99 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de contraintes dans le béton (Art A-4.5.2/ BAEL 91)

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{71,99}{52,57} = 1,37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,37 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Le Ferrailage adopté est :

Armatures principales : 3HA8/ml = 1,5 cm² avec St = 30 cm

Armatures de répartition : 3HA8 = 1,5 cm² avec St = 20 cm

III .1.4. 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 . Si l'action de la main courante Q est supérieure à l'action sismique alors il n'y aura pas de vérification à faire

$$F_p = 4AC_p w_p$$

Avec

A: coefficient d'accélération de zone, dans notre cas

$$A = 0.15 \quad (\text{Zone II}_a, \text{ groupe d'usage 2})$$

C_p : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires

$$C_p = 0.3$$

w_p : poids de l'élément

$$w_p = 2,944 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.3 \times 0.15 \times 2,944 = 0,53 \text{ kN/ml} < Q = 1 \text{ kN/ml.}$$

→ Pas de calcul supplémentaire à faire

Conclusion

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique alors le calcul au séisme est inutile.

Toutefois comme le séisme agit dans les deux sens, il faut alors introduire une deuxième nappe d'armature.

L'acrotère sera ferrillé comme suit :

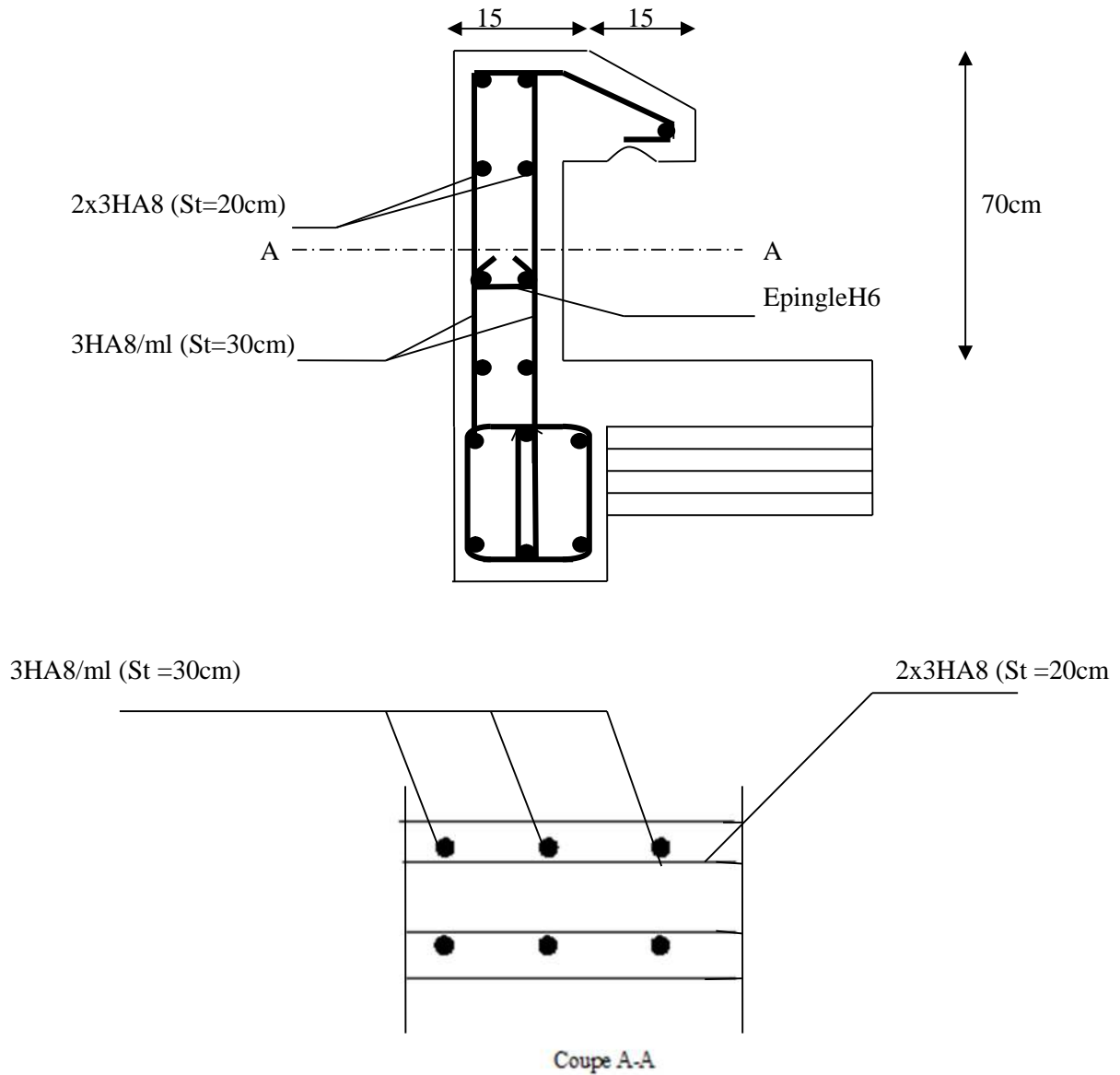


Fig.III.1.4.Ferrillage de l'acrotère

III.2 CALCUL DES PLANCHERS

❖ Introduction

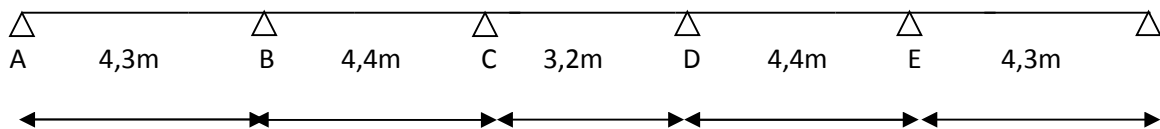
Comme nous l'avons indiqué déjà au chapitre II, notre projet est constitué des planchers de même type en corps creux avec une dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées dans le sens de la petite portée.

Le plancher en corps creux est composé de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de Portance, la distance entre axes des poutrelles est de 65cm.
- Remplissage en corps creux, utilisés comme coffrage perdu, et comme isolant, d'épaisseur de 16cm.
- Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'acier (treillis soudé) ayant comme fonction :
 - Limiter les risques de fissuration par retrait.
 - Résistance sous l'effet des charges appliquées sur les surfaces réduites.
 - Réalise un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées. notamment celles correspondant aux surcharges.

On va étudier un cas de planchers :

Cas de 5 travées



III.2.1 Calcul de la dalle de compression

La dalle de compression sera coulée sur place, elle est de 4cm d'épaisseur, armée d'un treillis soudé dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs indiquées par le 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 perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,52 \text{ cm}^2 / \text{mL}$$

$$\text{Soit : } A_{\perp} = 6\text{Ø}6 = 1.7\text{cm}^2/\text{ml}, S_t = 20\text{cm}$$

l : distance entre axe des poutrelles (50 cm < l < 80 cm)

- Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,7}{2} = 0,850 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $A_{//} = 6\text{Ø}6 = 1,7\text{cm}^2/\text{ml}$, $S_t = 20 \text{ cm}$

Donc, on optera pour un treillis soudé **TL520**

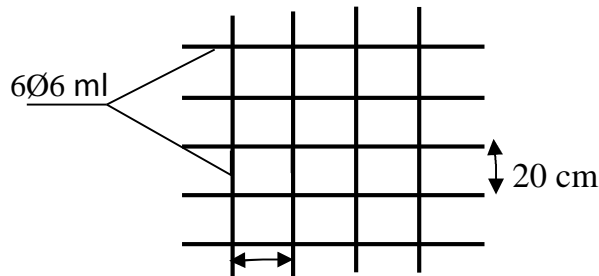


Fig III.2.1: Treillis soudés (200×200)

III.2.2 Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont sollicitées par des charges uniformément réparties le long de leur longueur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles. Le calcul se fera en deux étapes : avant et après coulage de la dalle de compression

III.2.2.1 Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle supporte son poids propre, la charge due à la main d'œuvre et le poids des corps creux.

➤ Chargement :

- ✓ Poids propre $G = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12 \text{ kN/ml}$
 - ✓ Poids des corps creux $G' = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ kN/ml}$
- $G = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ kN/ml}$**

- ✓ Poids de la main d'œuvre..... $Q = 1,00 \text{ kN/ml}$

➤ Ferraillage à l'ELU

a) La combinaison de charge

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

$$q_s = (0,12 + 0,62) + 0,65 = 1,39 \text{ kN/m}$$

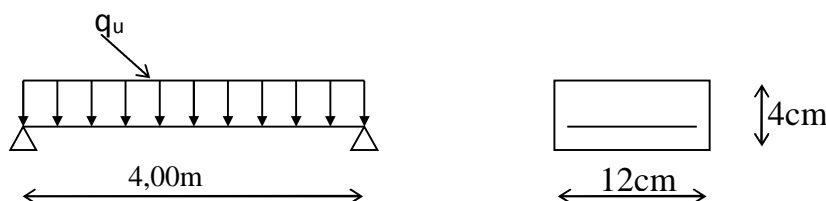


Fig III.2.2 : Schéma statique de la poutrelle.

b).calcul du moment isostatique

✓ Le moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{1,97 \times 4,00^2}{8} = 3,94 \text{ KNm}$$

$$Mu = 3.94 \text{ KN.M}$$

✓ L'effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{1,97 \times 4,00}{2} = 3,94 \text{ KN}$$

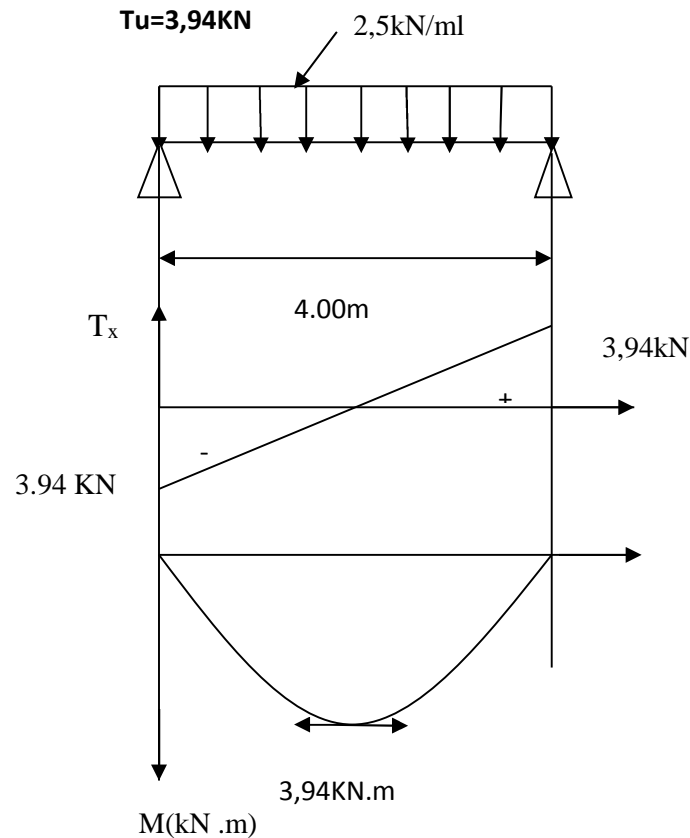


Fig. III.2.3 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant

c).Calcul des armatures

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

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}}$$

Avec : $b = 12 \text{ cm}$; $d = h - c$; $h = 4 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$

$d = 2 \text{ cm}$ (hauteur utile)

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3,94 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 5,78 > \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{section doublement armée}$$

Remarque

Comme la section de la poutrelle est faible (12×4) cm^2 , on ne peut pas placer deux nappes d'armatures (des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul). On prévoit alors des étais intermédiaires (des échafaudages) pour l'aider à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression de manière à ce que les armatures comprimées ne soient pas nécessaires.

d) Calcul du moment limite correspondant à une section simplement armée

$$M_l = \mu_l b d^2 f_{bu}$$

$$M_l = 0.392 \times 120 \times 20^2 \times 14.2 \times 10^{-6} = 0.267 \text{ kN.m}$$

Donc, la longueur maximale entre appuis pour avoir une section simplement armée est à :

$$L_{\max} = \sqrt{\frac{8M_l}{qu}} = \sqrt{\frac{8 \times 0.267 \times 10^4}{1.97}} = 104,12 \text{ cm}$$

- Pour les travées de **440 cm** on prévoit $(440 / 104,12) \approx 4$ distances entre étais, on place **3** pieds droits.

III.2.2.2. Après coulage de la dalle de compression

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre continue qui repose sur plusieurs appuis, elle aura une section en

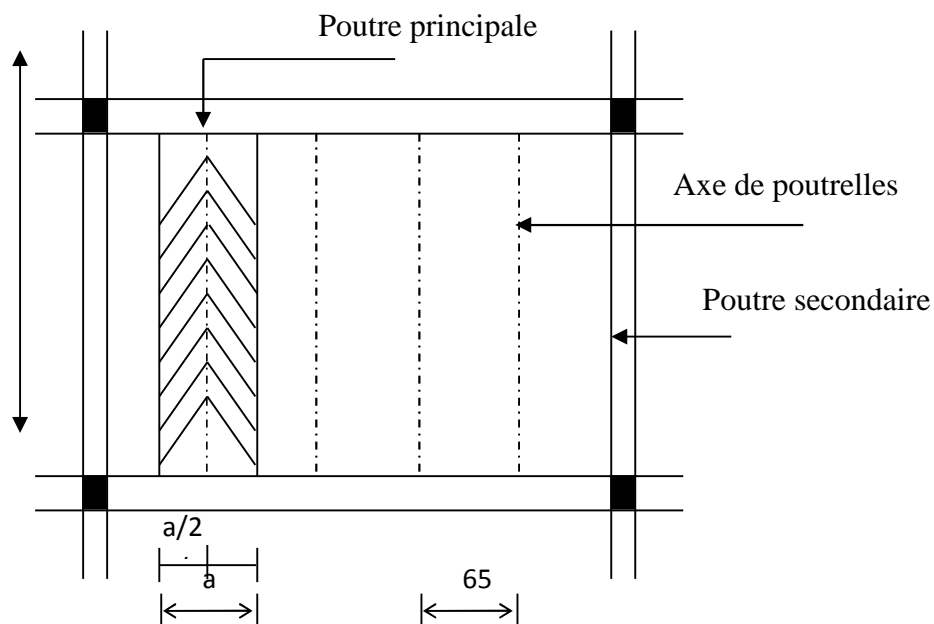


Figure.III.2.4 : Surface revenant aux poutrelles.

a)-Charges et surcharges :

- **Poids propre du plancher** (étage terrasse): $G = 5,68 \times 0,65 = 3.692 \text{ kN/m}$.
Poids propre du plancher (étage courant) : $G = 5,20 \times 0,65 = 3.38 \text{ kN/m}$.
Poids propre du plancher (étage 1, 2) : $G = 5,20 \times 0,65 = 3.38 \text{ kN/m}$.
Poids propre du plancher(RDC) : $G = 5,20 \times 0,65 = 3.38 \text{ kN/m}$.
- **Charge d'exploitation** :(étage terrasse) $Q = 1 \times 0,65 = 0.65 \text{ kN/ml}$.
Charge d'exploitation :(étage courant) $Q = 1,5 \times 0,65 = 0.975 \text{ kN/ml}$.
Charge d'exploitation :(étage 1,2) $Q = 2,5 \times 0,65 = 1.625 \text{ kN/ml}$.
Charge d'exploitation :(étage RDC) $Q = 3,5 \times 0,65 = 2,275 \text{ kN/ml}$.

Nous considérons pour nos calculs, le plancher qui présente le cas le plus défavorable. Dans notre cas on fait le calcul pour le plancher du RDC.

b). Combinaison d'actions :**1^{er} cas :**

La charge de calcul sera donc : à l'ELU $\rightarrow q_u = 1,35G + 1,5Q \rightarrow q_u = 7,975 \text{ kN/ml}$

à l'ELS $\rightarrow q_s = G + Q \rightarrow q_s = 5,655 \text{ kN/ml}$

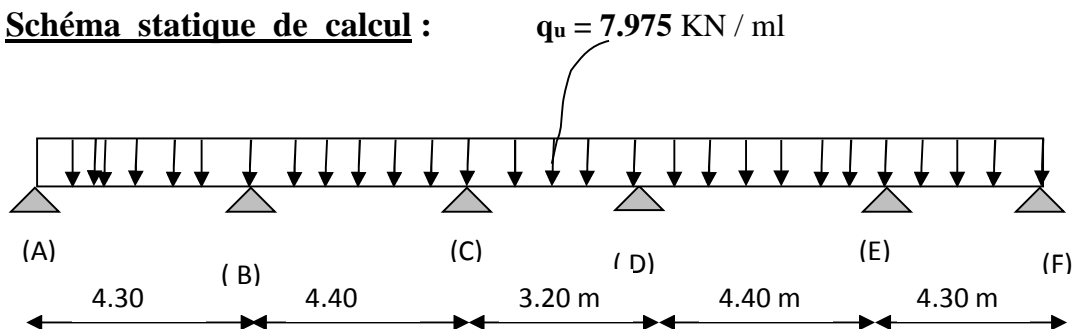
➤ Schéma statique de calcul :

Schéma statique de la poutre continue reposant sur six appuis

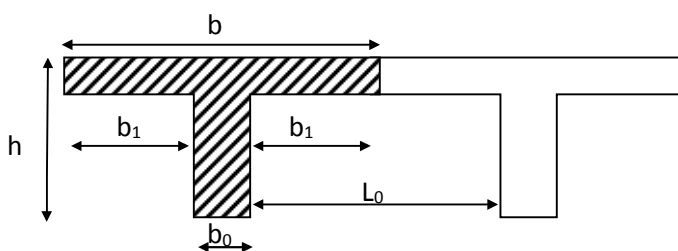
c)- Dimensionnement de la poutrelle :

Fig III.2.6 : Dimension de la section T

Avec :

$h = (16+4)$ cm, hauteur de la section

$h_0 = 4$ cm, épaisseur de la dalle de compression

$b_0 = 12$ cm, largeur de la nervure

b_1 : largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque coté de la nervure

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{L_0}{2} ; \frac{L}{10} ; 8 h_0 \right\} \text{ Avec}$$

L_0 : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.

$$L_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

L : longueur de la plus grande travée. ($L = 4$ m)

$$\text{D'où: } b_1 \leq \min \left\{ 26,5 ; 40 ; 32 \right\} \Rightarrow b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$$

III.2.2.3. Choix de la méthode de calcul

Les efforts internes dans les planchers sont déterminés à l'aide de l'une des méthodes suivantes

- ✓ Méthode forfaitaire.
- ✓ Méthode de Caquot.
- ✓ Méthode des trois moments

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

Cette méthode s'applique aux planchers à surcharges d'exploitation modérées c'est le cas de constructions courantes (**voir BAEL 91 modifié 99/ Art B.6.2, 201**).

1)- La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5 KN.

$$Q \leq \max \{ 2G ; 5 \text{ kN} \} \dots \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$Q = 2,275 \text{ kN} < 2G = 6,76 \text{ kN} \dots \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2)- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées Considérées $\dots \rightarrow$ **condition vérifiée**

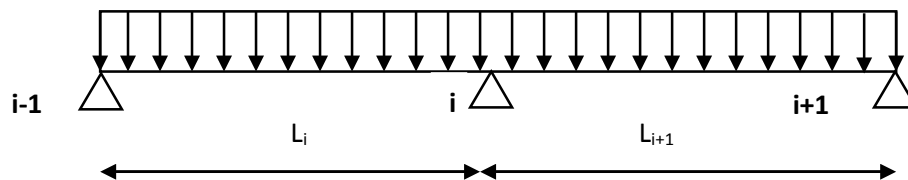
3)- Les portées successives doivent être compris entre 0,8 et 1,25 :

$$\left. \begin{aligned} L_1 / L_2 &= 4.30 / 4.40 = 0,97 \\ L_2 / L_3 &= 4.40 / 3,20 = 1,375 \\ L_3 / L_4 &= 3,20 / 4,40 = 0,72 \end{aligned} \right\} \dots \rightarrow \text{condition non vérifié}$$

4)- La fissuration est considérée comme peu nuisible..... → condition **vérifiée**

Conclusion : la méthode forfaitaires n'est pas applicable pour nos calculs, donc le calcul se fera par la méthode de trois

2. Rappel de la méthode des (03) moments :



a. Moments aux appuis :

$$M_i l_i + 2 M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} l_{i+1} = - \frac{q l_i^3 + q_{i+1} l_{i+1}^3}{4}$$

b. Moments en travées :

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left(1 - \frac{x}{L_{i+1}}\right) + M_{i+1} \frac{x}{L_{i+1}} \Rightarrow \text{Moment à l'abscisse } x \text{ de la travée } (i+1).$$

$$\mu(x) = q \frac{L_{i+1}}{2} x - q \frac{x^2}{2}$$

M(x) prend la valeur maximale quand T(x) = 0 c'est-à-dire :

$$X = \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q L_{i+1}}$$

c. Effort tranchant :

$$T(x) = \frac{d M(x)}{dx} = q \frac{L_{i+1}}{2} - qx + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

$$\text{Pour } x=i \Rightarrow T_i = q \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

$$\text{Pour } x=i+1 \Rightarrow T_{i+1} = -q \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

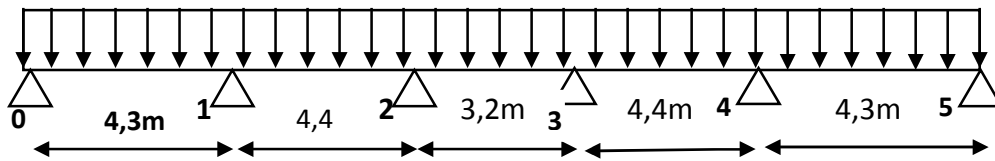


Fig2. Schéma statique de la poutrelle

3. Calcul à l'ELU :

$q_u = 7.975 \text{ [KN/ml]}$

$$M_{i-1} l_i + 2 M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} l_{i+1} = - \frac{q_i l_i^3 + q_{i+1} l_{i+1}^3}{4}$$

Appuis 1 :

$$4.3M_0 + 2M_1 (4.3 + 4.4) + 4.4M_2 = - \frac{4.3^3 + 4.4^3}{4}$$

$$17.4 M_1 + 4.4M_2 = -41.17 q_u$$

Appuis 2 :

$$4.4M_1 + 2M_2 (4.4 + 3.2) + 3.2M_3 = - \frac{4.4^3 + 3.2^3}{4}$$

$$4.4 M_1 + 15.2M_2 + 3.2 M_3 = -29.48 q_u$$

Appuis 3 :

$$3.2M_2 + 2M_3 (3.2 + 4.4) + 4.3M_4 = - \frac{3.2^3 + 4.3^3}{4}$$

$$3.2M_2 + 15M_3 + 4.3 M_4 = -29.48 q_u$$

Appuis 4 :

$$4.4 M_3 + 17.4M_4 = -41.17 q_u$$

Sous forme matricielle :

$$\begin{pmatrix} 17.4 & 4.4 & 0 & 0 \\ 4.4 & 15.2 & 3.2 & 0 \\ 0 & 3.2 & 15.2 & 4.4 \\ 0 & 0 & 4.4 & 17.4 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ M_4 \end{pmatrix} = -q_u \begin{pmatrix} 41.17 \\ 29.48 \\ 28.06 \\ 41.17 \end{pmatrix}$$

Après la résolution du système, on aura :

$$q_u = 7.975 \text{ [KN/ml]}$$

$$M_0 = 0.3 \frac{q_u l^2}{8} = -5.52 \text{ [KN.m]}$$

$$M_1 = -16.90 \text{ [KN.m]}$$

$$M_2 = -8.74 \text{ [KN.m]}$$

$$M_3 = -8.74 \text{ [KN.m]}$$

$$M_4 = -16.90 \text{ [KN.m]}$$

$M_5 = 0.3 \frac{q_u l^2}{8} = -5.52 \text{ [KN.m]}$, M_0 et $M_5 = \frac{q_u l^2}{8}$ sont des moments isostatiques de la travée considérée.

Longueur	travée	X[m]	M_{\max} [KN.m]	T_i [KN]	T_{i+1} [KN]
4.30	0-1	1.82	7.67	14.50	-19.80
4.40	1-2	2.43	6.70	19.40	-15.70
3.20	2-3	1.60	1.46	12.76	-12.76
4.40	3-4	1.97	6.70	15.70	-19.40
4.30	4-5	1.84	7.67	19.80	-14.50

3.1. Exemple de calcul :

- **Moment fléchissant :**

Travée (0-1) : $L_{0-1} = 4.30 \text{ [m]}$

$$X = \frac{4.30}{2} + \frac{-16.90 + 5.52}{7.975 \times 4.30} = 1.82 \text{ [m]}$$

$$M_{\max} = 7.975 \frac{1.82}{2} (4.3 - 1.82) + (-5.52) \left(1 - \frac{1.82}{4.3}\right) + (-16.90) \frac{1.82}{4.3} = 7.67 \text{ [KN.m]}$$

- **Effort tranchant :**

Pour x=0 : $T_1^e = 7.975 \frac{4.3}{2} + \frac{-16.90 + 5.52}{4.30} = 14.50 \text{ [KN]}$

Pour x=1 : $T_1^w = -7.975 \frac{4.3}{2} + \frac{-16.90 + 5.52}{4.30} = -19.80 \text{ [KN]}$

Remarque :

L'inconvénient de la méthode des 03 moments est qu'elle surestime les moments aux appuis et diminue ceux en travée ; puisque le béton est un matériau hétérogène, on réduit les moments sur appuis de (1/3) des valeurs trouvées et on augmente ceux des travées de (1/3) des valeurs trouvées.

En tenant compte de l'encastrement partiel aux appuis de rives : $M_a = -0.3 M_t$

Dans ce cas :

- **Moments en travées :**

$$M_{(0-1)} = 7.67 + 0.33 (7.67) = 10.20 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{(1-2)} = 6.70 + 0.33 (6.70) = 8.91 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{(2-3)} = 1.46 + 0.33 (1.46) = 1.94 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{(3-4)} = 6.70 + 0.33 (6.70) = 8.91 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{(4-5)} = 7.67 + 0.33 (7.67) = 10.20 \text{ [KN.m]}$$

- **Moments aux appuis :**

$$M_0 = -5.52 + 0.33 (5.52) = -3.70 \text{ [KN.m]}$$

$$M_1 = -16.90 + 0.33 (16.90) = -11.32 \text{ [KN.m]}$$

$$M_2 = -8.74 + 0.33 (8.74) = -5.85 \text{ [KN.m]}$$

$$M_3 = -8.74 + 0.33 (8.74) = -5.85 \text{ [KN.m]}$$

$$M_4 = -16.90 + 0.33 (16.90) = -11.32 \text{ [KN.m]}$$

$$M_5 = -5.52 + 0.33 (5.52) = -3.70 \text{ [KN.m]}$$

3. b .Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

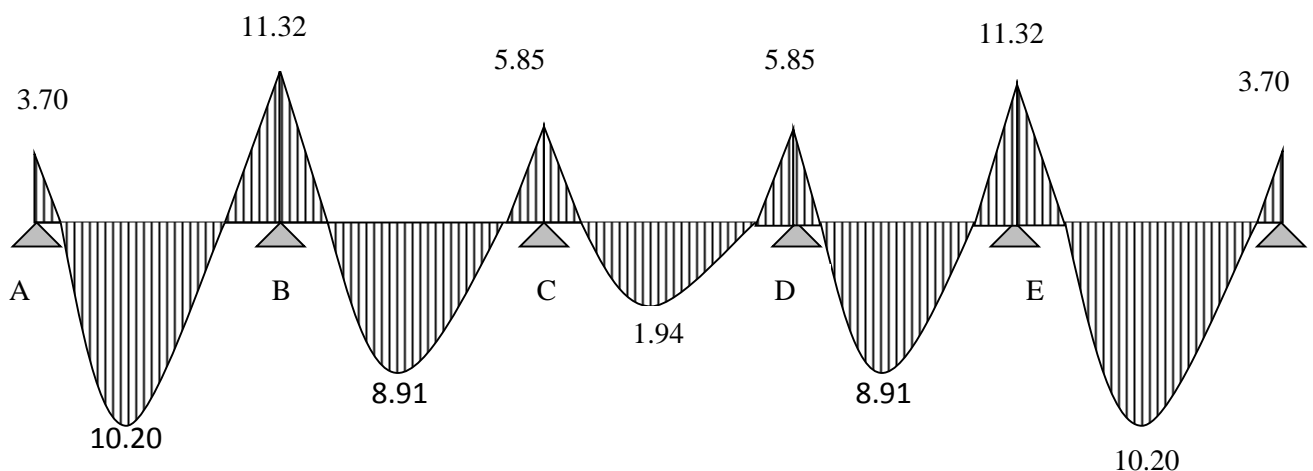


Fig. Diagramme des moments fléchissant

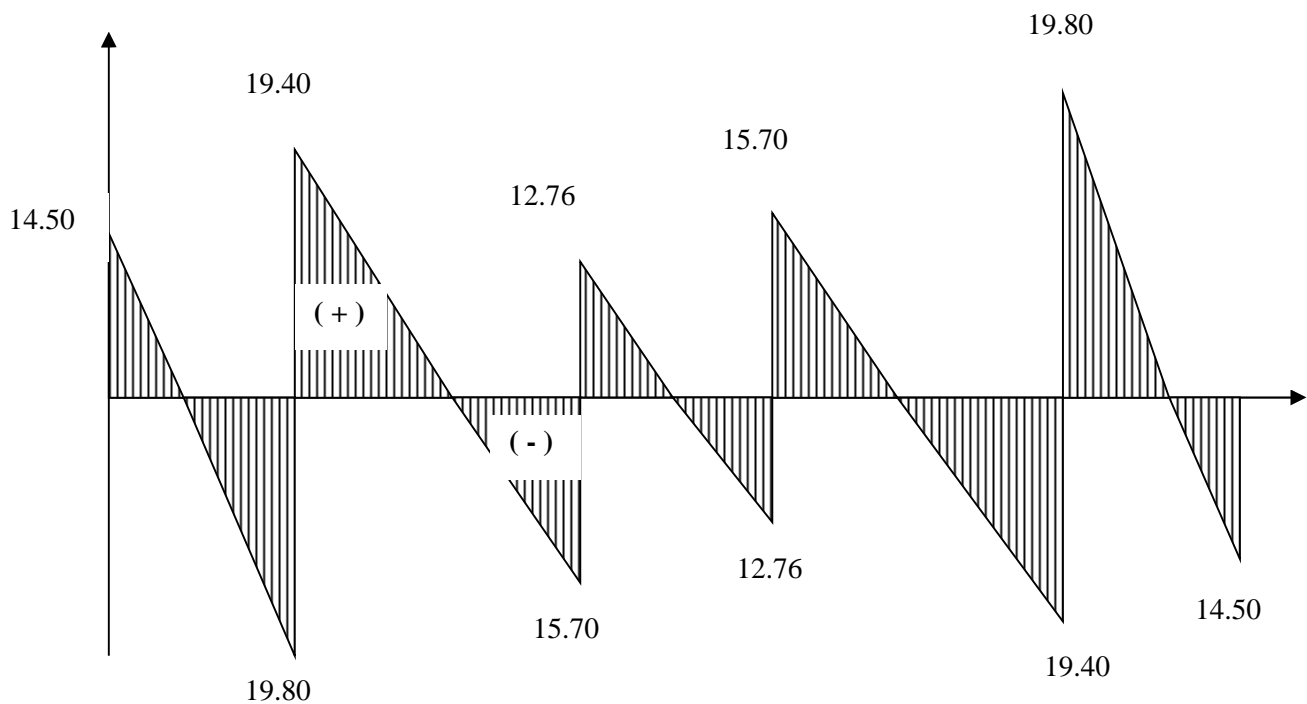


Fig. diagramme des efforts tranchant

3.c). Calcul des armatures à l'ELU :

1. Armatures longitudinales :

- Armatures en travées :

$$M_t^{\max} = 10.20 \text{ [KN.m]}$$

Le moment équilibré par la dalle de compression :

$$M_o = bh_o \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_o}{2} \right)$$

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

$M_t^{\max} = 10.20 \text{ [KN.m]} < M_o = 59.072 \text{ [KN.m]} \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression
 \Rightarrow La section en T sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h = 65 \times 20$).

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{10.20 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.034 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{section simplement armée.}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.983$$

$$A_t = \frac{M_t^{\max}}{bd\sigma_{st}} = \frac{10.20 \times 10^5}{0.983 \times 18 \times 34800} = 1.65 \text{ [cm}^2\text{]}.$$

Soit $A_{\text{adp}} = 2\text{HA}12 = 2.25 \text{ [cm}^2\text{]}.$

- **Aux appuis:**

$$M_a^{\max} = 11.32 \text{ [KN.m]}$$

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur $b_o = 12 \text{ [cm]}$ et de hauteur $h = 20 \text{ [cm]}$.

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{11.32 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.205 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{section simplement armée.}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.885$$

$$A_t = \frac{M_a^{\max}}{bd\sigma_{st}} = \frac{11.32 \times 10^5}{0.885 \times 18 \times 34800} = 2.11 \text{ [cm}^2\text{]}.$$

Soit $A_{\text{adp}} = 2\text{HA}12 = 2.25 \text{ [cm}^2\text{]}.$

2. Armatures transversales:

- **Diamètre des barres (Art 7.2.2/ BAEL91 modifié 99) :**

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_o}{10}, \phi_l^{\max} \right)$$

Avec ϕ_l^{\max} : diamètre max des armatures longitudinales.

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min \left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1.2 \right) = 0.57 \text{ [cm]}.$$

On prend $\phi_t = 0.6 \text{ [cm]}.$

- **Espacement des armatures :**

$$S_{t\min} \leq \min (0.9d, 40 \text{ [cm]}).$$

$$S_{t\min} \leq \min (16.2, 40 \text{ [cm]}).$$

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

3.d).Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité (BAEL 91 A 4.21) :**
- **En travée :**

$$A_{\min} = 0.23 b d f_{t28} / f_e = 0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1 / 400 = 0.26 \text{ [cm}^2\text{]}.$$

$$A = 2.25 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Sur appuis :**

$$A_{\min} = 0.23 b_o d f_{t28} / f_e = 0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1 / 400 = 0.26 \text{ [cm}^2\text{]}.$$

$$A = 2.25 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant : (Art51.211 / BAEL91modifié 99)**

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min (3.33, 5) = 3.33 \text{ [MPa]}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_o d}$$

$$V_u^{max} = 19.80 \text{ [KN]}$$

$$\tau_u = \frac{19.80 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.916 \text{ [MPa]}. \quad \tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

a. Sur le béton :

$$\frac{0.4 f_{28}}{\gamma_b} \times 0.9 d b_o = 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 180 \times 120 = 129.6 \text{ [KN]}$$

$$\text{On a } V_u^{max} = 19.80 \text{ [KN]} < 129.6 \text{ [KN]} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. Sur l'acier :

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

$$A = 2.25 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\frac{\gamma}{f_e} \left(V_u^{max} - \left| \frac{M_{max}}{0.9 d} \right| \right) = \frac{1.15}{400} \left(19.80 \times 10^3 - \frac{11.32 \times 10^6}{0.9 \times 180} \right) = -1.44 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A = 2.25 \text{ [cm}^2\text{]} > -1.44 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

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

Il faut vérifier que

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ [MPa]}$$

$$\sum U_i = n \pi \Phi = 2 \times 3.14 \times 12 = 75.36 \text{ [mm]}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} = \frac{19.80 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 75.36} = 1.62 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_{se} = 1.62 \leq \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Ancrage des barres aux appuis (A6.1.22.1 BAEL91 modifié 99):**

$$\tau_{sU} = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ [MPa]}$$

$$L_s = \frac{\Psi f_e}{4 \tau_{se}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.3 \text{ [cm]}$$

On prend $L_s = 42.3$ [cm]

Remarque :

La longueur d'ancrage l_s dépasse l'épaisseur de la poutre, on adoptera un crochet normal

Donc on substitue à l_s la longueur d'ancrage $l_a = 0.4 l_s = 0.4 \times 42.3 = 16.92$ [cm]

4. Calcul à l'ELS :

$$Q_s = 5.655 \text{ [kn/ml]}$$

Sous forme matricielle :

$$\begin{pmatrix} 17.4 & 4.4 & 0 & 0 \\ 4.4 & 15.2 & 3.2 & 0 \\ 0 & 3.2 & 15.2 & 4.4 \\ 0 & 0 & 4.4 & 17.4 \end{pmatrix} = -q_s \begin{pmatrix} 41.17 \\ 29.48 \\ 29.48 \\ 41.17 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 232.81 \\ 166.70 \\ 166.70 \\ 232.81 \end{pmatrix}$$

Après la résolution du système, on aura

$$M_0 = 0.3 \frac{q_s l^2}{8} = -3.92 \text{ [KN.m]}$$

$$M_1 = -11.80 \text{ [KN.m]}$$

$$M_2 = -6.23 \text{ [KN.m]}$$

$$M_3 = -6.23 \text{ [KN.m]}$$

$$M_4 = -11.80 \text{ [KN.m]}$$

$$M_5 = 0.3 \frac{q_s l^2}{8} = -3.92 \text{ [KN.m]}$$

Longueur	travée	X[m]	M _{max} [KN.m]	T _i [KN]	T _{i+1} [KN]
4.30	0-1	1.83	5.51	10.32	-13.98
4.40	1-2	2.42	4.77	13.70	-11.18
3.20	2-3	1.6	1	9.04	-9.04
4.40	3-4	1.98	4.77	11.18	-13.70
4.30	4-5	2.47	5.51	13.98	-10.32

- **Moments en travées :**

$$M_{(0-1)} = 5.51 + 0.33 (5.51) = 7.32 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{(1-2)} = 4.77 + 0.33 (4.77) = 6.34 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{(2-3)} = 1 + 0.33 (1) = 1.33 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{(3-4)} = 4.77 + 0.33 (4.77) = 6.34 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{(4-5)} = 5.51 + 0.33 (5.51) = 7.32 \text{ [KN.m]}$$

- **Moments aux appuis :**

$$M_0 = -3.92 + 0.33 (3.92) = -2.62 \text{ [KN.m]}$$

$$M_1 = -11.80 + 0.33 (11.80) = -7.90 \text{ [KN.m]}$$

$$M_2 = -6.23 + 0.33 (6.23) = -4.17 \text{ [KN.m]}$$

$$M_3 = -6.23 + 0.33 (6.23) = -4.17 \text{ [KN.m]}$$

$$M_4 = -11.80 + 0.33 (11.80) = -7.90 \text{ [KN.m]}$$

$$M_5 = -3.92 + 0.33 (3.92) = -2.62 \text{ [KN.m]}$$

4.a .Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

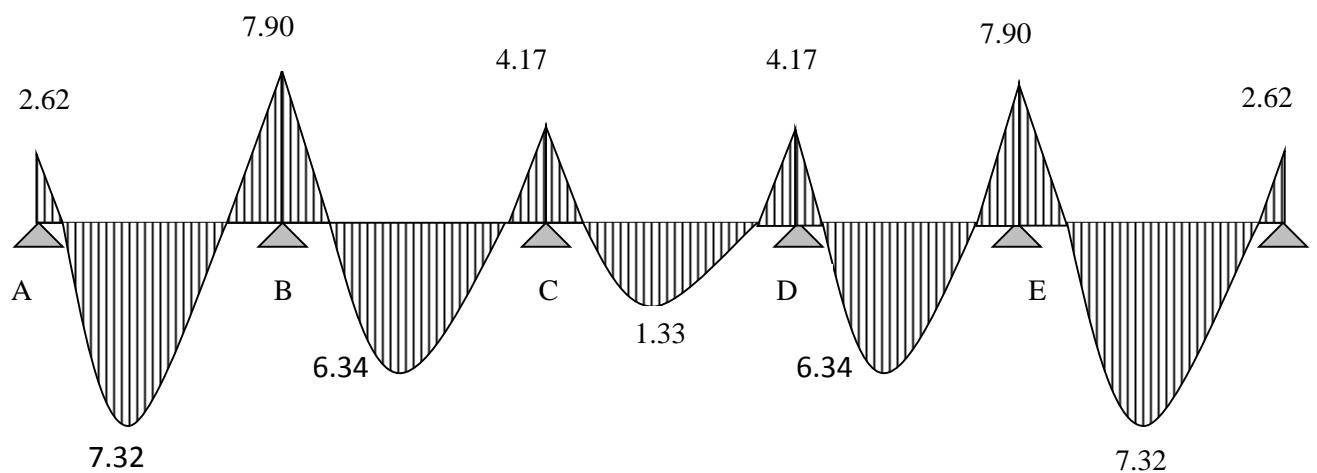
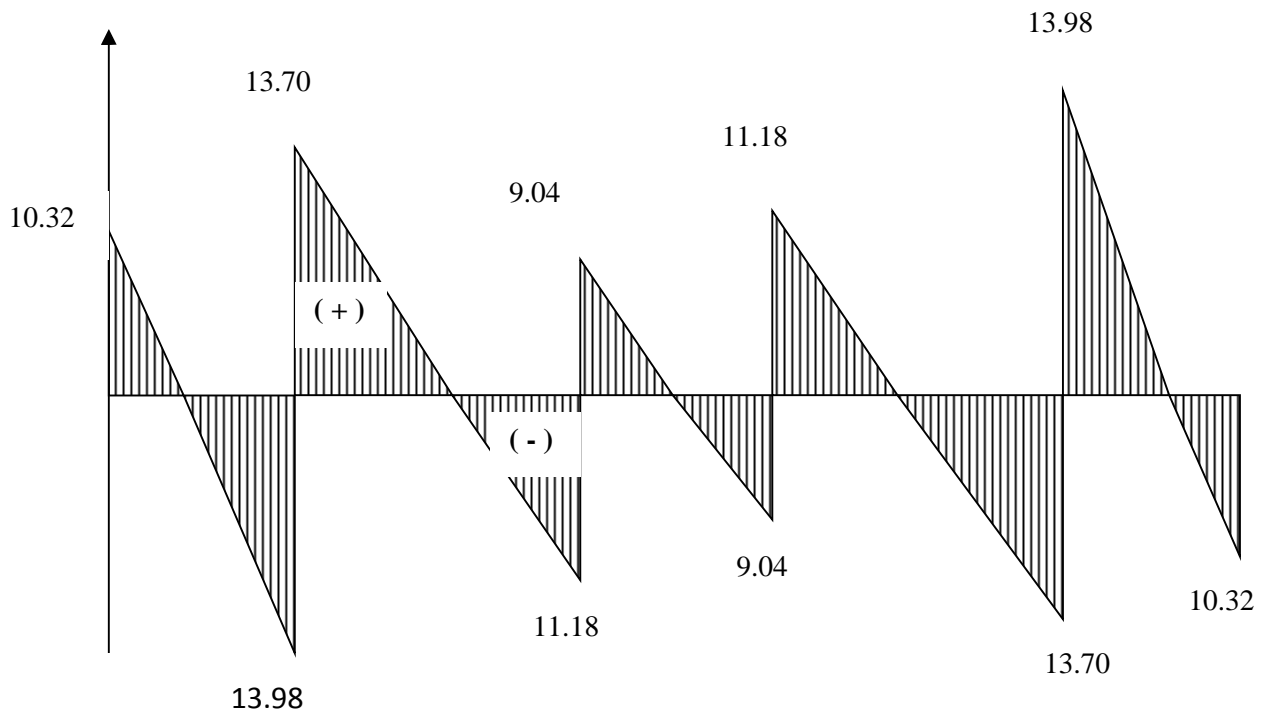


Fig. Diagramme des moments fléchissant**Fig. diagramme des efforts tranchant****4.b .Vérifications à l'ELS :**

- 1. Etat limite d'ouverture des fissures : (Art A.4.5, 3 BAEL91 modifié 99) (Art B 6.5.2/ BAEL91 modifié 99)**

La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.

- 2. Etat limite de résistance du béton à la compression : (Art A 4.5, 2/BAEL 91 modifié 99)**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{t28} = 15$ [MPa]

$$\sigma_{bc} = K_1 \cdot \sigma_{st} \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 d A_s}, K_1 = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)}$$

- Aux appuis :**

$$\rho = \frac{100 A_s}{b_o d} = \frac{100 \times 2.25}{12 \times 18} = 1.04 \Rightarrow \beta_1 = 0.859 \Rightarrow \alpha = 0.423 \Rightarrow K_1 = 0.048$$

$$M_a = 7.90 \text{ [KN.m]} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{7.90 \times 10^6}{0.859 \times 180 \times 2.25 \times 10^2} = 227.08 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = K_1 \cdot \sigma_{st} = 227.08 \times 0.048 = 10.89 \text{ [MPa]} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ [MPa]} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• En travée :

$$\rho = \frac{100 \times 2.25}{12 \times 18} = 1.04, B = 0.859 \Rightarrow \alpha = 0.423 \Rightarrow K = 0.048$$

$$M = 7.32 \text{ [KN.m]} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{7.32 \times 10^6}{0.859 \times 180 \times 2.25 \times 10^2} = 210.40 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = 210.40 \times 0.048 = 10.09 \text{ [MPa]} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ [MPa]} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3. Vérification de la flèche :

Soit à vérifier les conditions suivantes :

- 1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- 2) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$
- 3) $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec :

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

M₀ : moment isostatique maximum.

L : portée entre nus d'appuis.

M_t : moment max en travée.

b₀ : largeur de la nervure

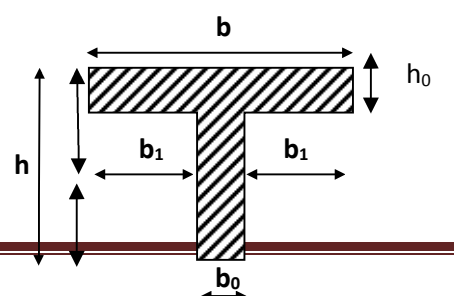
d : hauteur utile de la section droite.

$$1. \frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0.05 < \frac{1}{16} = 0.063 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

La première condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

➤ Calcul de la flèche :

$$f_v = \frac{M_s L^2}{10 E v I_{fv}} < \overline{f} = \frac{L}{500}$$



- Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + nA$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2.25 = 485.75 [\text{cm}^2]$$

- Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$s_{/xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.25 \times 18 = 3431.5 [\text{cm}^2]$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3431.5}{485.75} = 7.06 [\text{cm}]$$

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

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

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (7.06^3 + 12.94^3) + (65 - 12) 4 \times \left(7.06 - \frac{4}{2} \right)^2 + 15 \times 2.25 (12.94 - 2)^2$$

$$I_0 = 19541.74 [\text{cm}^4]$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{2.25}{12 \times 18} = 0.0104$$

$$\rho_1 = \frac{100A}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.25}{12 \times 18} = 1.04 \Rightarrow \beta_1 = 0.859$$

$$\lambda_1 = \frac{0.02 f_{t28}}{\left[2 + 3 \frac{b_0}{b} \right] \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left[2 + 3 \frac{12}{65} \right] 0.0104} = 1.58$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_t} = \frac{7.32 \times 10^6}{0.859 \times 180 \times 2.25 \times 10^2} = 210.40 [\text{MPa}]$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0104 \times 210.40 + 2.1} = 0.34$$

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818.86 [\text{MPa}]$$

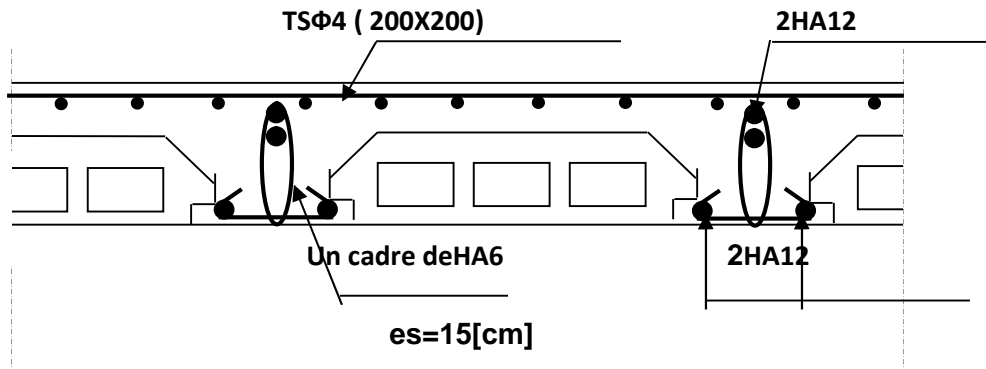
$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 19541.74}{1 + 1.58 \times 0.34} = 13983.81 [\text{cm}^4]$$

$$f_v = \frac{7.32 \times 10^6 (4.00 \times 10^3)^2}{10 \times 10818.86 \times 13983.81 \times 10^4} = 7.74 \text{ [mm]} < \bar{f} = \frac{400}{500} = 8 \text{ [mm]}$$

La flèche est vérifiée

5. Ferrailages des planchers en corps ceux :

1. Planchers étages courants et RDC et sous sol
- 2.



FigIII.10. : Schéma de ferrailage des planchers étages courants et RDC ,sous sol

III.3. Etude des éléments en console

Dans notre projet, nous disposons de deux types du balcon : le 1^{er} réalisés en corps creux (16+4) et coulés sur place. Alors, notre calcul se basera sur la détermination du ferrailage de la poutre de chaînage semi encastrée à ses extrémités. Et balcon dalle pleine qui sera encastrée à une extrémité.

➤ **Balcon Corps Creux :****III.3.1. Etude de la poutre de chaînage**

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

❖ **Prédimensionnement**

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

- **La hauteur h_t :**

$$l/15 \leq h_t \leq L/10$$

Avec : L : la portée libre maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré.

- **La largeur b :**

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

Sachant que L = 4,40 m

$$l = L - 30 = 4.1 \text{ m}$$

$$\frac{l}{15} = \frac{410}{15} = 27.33 \text{ cm} \text{ et } \frac{l}{10} = 410 = 41 \text{ cm}$$

Ce qui donne $27.33 \leq h_t \leq 41$

On prend $h_t = 30 \text{ cm}$

Par conséquent la largeur b sera :

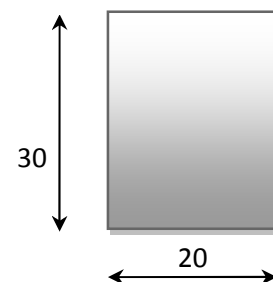
$$0,4 h_t = 12 \text{ cm}$$

$$0,7 h_t = 21 \text{ cm}$$

on prend $b = 20 \text{ cm}$.

III.3.2 Vérification aux exigences du RPA (Art 7.4.1)

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



On remarque que toutes les conditions du RPA99 (modifié 2003) sont vérifiées, donc la section adoptée est : (20x 30) cm².

III.3.3. Evaluation des charges et surcharges

a) Les charges permanentes

- poids propre de la poutre : $0,2 \times 0,3 \times 25 = 1,5 \text{ kN/ml}$
- poids du mur (double cloison): $(3,06 - 0,3) \times 2,36 = 6,51 \text{ kN/ml}$
- poids du plancher : $(5,2 \times 0,65) / 2 = 1,69 \text{ kN/ml}$

$$G_t = 9,7 \text{ kN/ml}$$

b) La surcharge d'exploitation

$$Q = 3,5 \times (0,65/2) = 1,137 \text{ kN/ml}$$

c) Combinaisons de charges

- **ELU** : $q_u = 1,3 G + 1,5 q = 1,35 \times 9,7 + 1,5 \times 1,137 = 14,95 \text{ kN/ml}$.
- **ELS** : $q_s = G + Q = 9,814 + 1,137 = 10,95 \text{ kN/ml}$.

III.3.4. Etude de la poutre à l'ELUC

On considère la poutre comme étant simplement appuyée.

a) Calcul des efforts

➤ Calcul des moments

$$M_{\max} = \frac{qL^2}{8} = \frac{14,95 \times 4 \times 10^2}{8} = 31,41 \text{ kN.m}$$

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

- **En travée :**

$$M_t = 0,85 \times 31,41 = 26,69 \text{ kN.m}$$

- **Aux appuis :**

$$M_a = -0,30 \times 31,41 = -9,42 \text{ kN.m}$$

➤ Calcul des réactions d'appuis

$$R_A = R_B = q_u \times \frac{l}{2} = 14,95 \times \frac{4,1}{2} = 30,65 \text{ kN}$$

$$T_y = 30,65 \text{ kN}$$

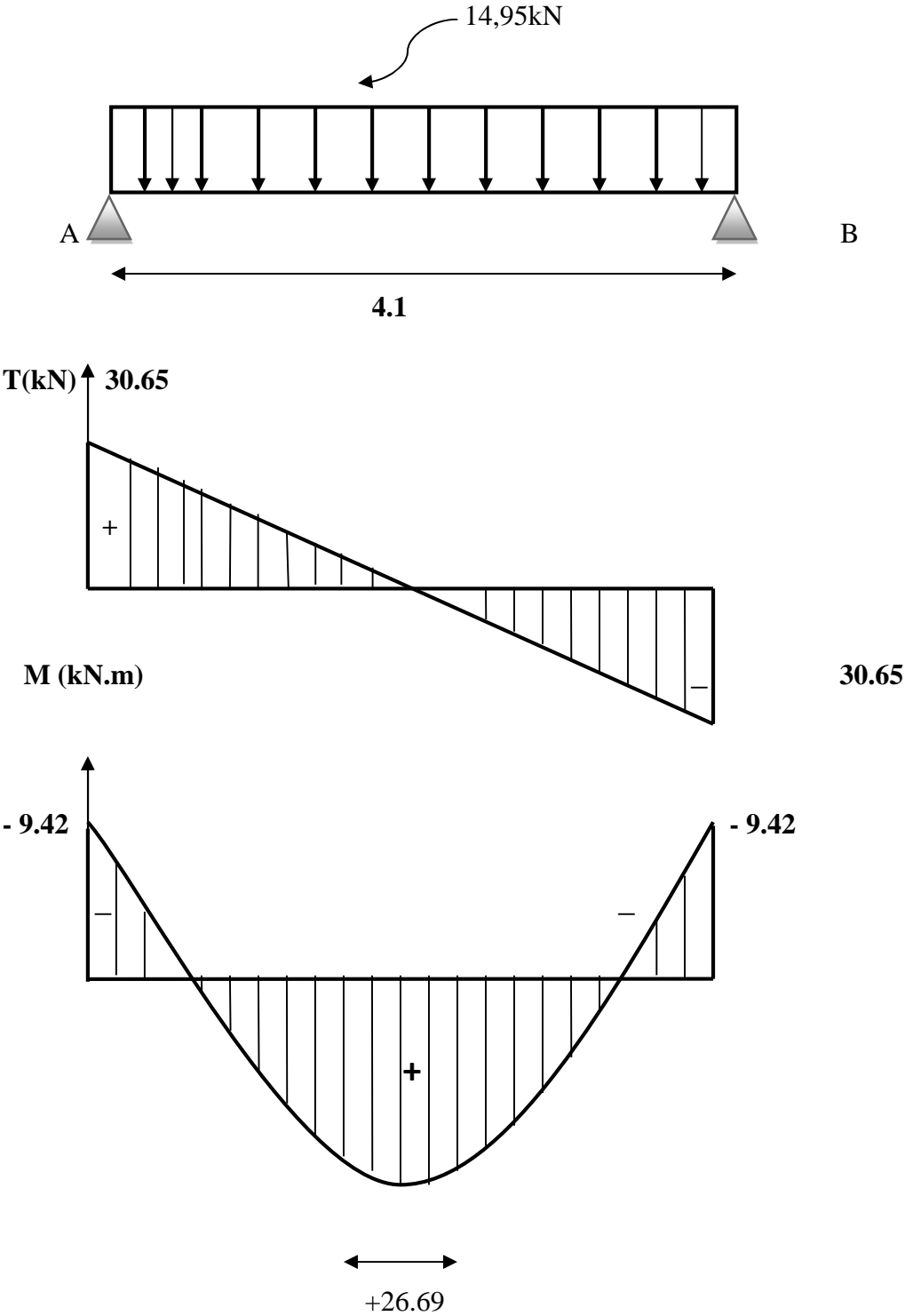


Fig. III.3.1 : Diagramme des efforts internes à L'ELU

b) Ferrailage**• En travée**

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

$$\mu = \frac{26.69 \times 10^3}{20 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,119$$

$\mu < \mu_t = 0,392 \Rightarrow$ section simplement armée.

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

$$\mu = 0,062 \Rightarrow \beta = 0,936$$

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

$$A_t = \frac{26.69 \times 10^3}{0,936 \times 28 \times 348} = 2,92 \text{ cm}^2$$

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

• Aux appuis :

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

$$\mu = \frac{9.42 \times 10^3}{20 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,042$$

$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow$ section simplement armée

$$\mu = 0,042 \Rightarrow \beta = 0,979$$

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

$$A_a = \frac{9.42 \times 10^3}{0,979 \times 28 \times 348} = 0,987 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra 3HA10 = 2,35 cm²

III. 3.5. Vérification à l'ELU: (BAEL 91 modifiées 99)**b) Condition de non fragilité :(Art A.4.2.1, BAEL91)**

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

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

$$A_{\min} = 0,67 \text{ cm}^2 < (A_t = 3,19 \text{ cm}^2, A_a = 2,35 \text{ cm}^2) \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification aux cisaillements (Art A.5.1, 1, BAEL91)

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{30,65}{0,20 \times 0,28} = 547,32 \text{ KN/m}^2 = 0,547 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,547 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4,347 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

d) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (Art A.5.1, 313)**1) dans le béton : (BAEL modifié 99 Art A.5.1.313) :**

$$V_u \leq 0,4 \times b \times 0,9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = 30,65 \text{ KN} \leq 0,4 \times 20 \times 0,9 \times 28 \frac{2,5}{1,5} = 336 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

2) Sur les aciers :(BAEL91 modifié 99 Art A.5.1, 321)

$$A_a = 2,35 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(30,65 + \frac{-9,42}{0,9 \times 0,28} \right) = -0,019 \text{ cm}^2$$

\longrightarrow Condition vérifiée

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

e) Vérification à l'entraînement des barres (BAEL modifié 99 Art A.6.1, 3)

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \sum U_i} = \frac{30,65 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 94,20} = 1,29 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} = 1,29 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 2,35^2 \times 2,1 = 6,89 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4\tau_s} \phi = 35,27 \times 1 = 35,27 \phi \text{ cm}$$

Pour $\phi = 1 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35,27 \times 1 = 35,27 \text{ cm}$; On prend : $L_s = 35 \text{ cm}$.

Nous adaptons pour des raisons pratiques un crochet normal qui sera calculé comme suit :

En travée : $L_r = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm}$.

Aux appuis : $L_r = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm}$.

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

g) Calcul des armatures transversales (BAEL 91 modifié 99 Art A.7.2, 2)

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

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35} = 0,857; \frac{20}{10} = 2 \right\} = 0,857 \text{ cm}$$

Soit :

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \leq 8,57 \text{ mm}.$$

On prend un **cadre et un étrier** en HA8 ; **4HA8=2,01cm²**

Selon le (BAEL91 modifié 99Art A.5.1 .22) L'espaceur des plans successifs des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$s_t \leq \min(0,9d;40\text{ cm}) = \min(0,9 \times 28;40\text{ cm}) = \min(25,2;40) = 25,2\text{ cm}$$

Soit : $s_t = 20\text{ cm}$

La section d'armature transversale doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} > 0,40\text{ MPa} \Rightarrow \frac{2,01 \times 400}{20 \times 20} = 2,01\text{ MPa} > 0,40\text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

h) Exigence du RPA version 2003 (Art7.5.2.2)

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

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t, 30\right) = \min(7,5 ; 12; 30)$$

Soit $S_t=7\text{ cm}$ en zone nodale

- **En zone courante (travée) :**

$$s_t \leq \frac{h}{2} = 15\text{ cm}$$

Soit $S_t=15\text{ cm}$ en zone courante

i) Quantité d'armatures transversales minimales (Art-7.5.2.2)

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

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 20 = 0,9\text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01\text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0,9\text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III. 3.6 Calcul à l'ELS

$$q_s = G + Q = 9,814 + 1,137 = 10,95\text{ KN/ml.}$$

a) Calcul des efforts :

- **Réaction aux appuis :**

$$R_A = R_B = q_s \times \frac{l}{2} = 10,95 \times \frac{4,1}{2} = 22,44\text{ KN}$$

- **Les moments :**

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 10,95 \times \frac{4,1^2}{8} = 23\text{ KN.m}$$

En tenant compte de semi encastrement :

- Aux appuis :

$$M_a = -0,3 \times 23 = -6.9 \text{ KN.m}$$

- En travée :

$$M_t = 0,85 \times 23 = 19.55 \text{ KN.m} \quad 10,95 \text{ KN}$$

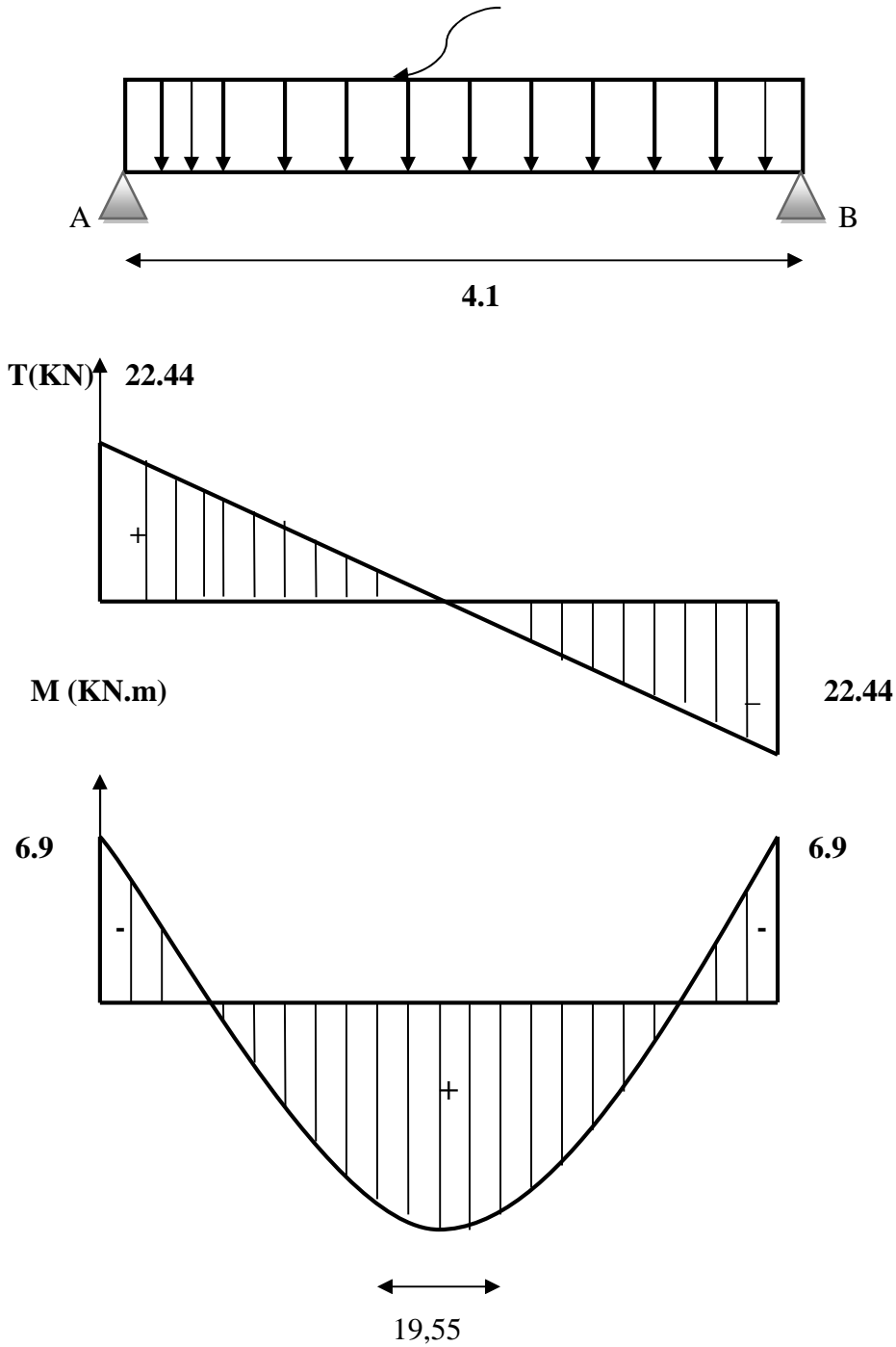


Fig. III.3.2 : Diagramme des efforts internes à L'ELS

b) vérification de la résistance du béton à la compression : (BAEL 91 modifiées 99 Art A.4.5 .2)

On doit avoir $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s \quad ; \quad \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28}$$

- **Aux appuis :**

$$M_a = -6,9 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad A_a = 2,35 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,35}{20 \times 28} = 0,41$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,901 \Rightarrow K = \frac{1}{K_1} = 0,028$$

$$\sigma_s = \frac{M_{s_a}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{6,9 \times 10^6}{0,901 \times 280 \times 235} = 116,38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0,028 \times 116,38 = 3,25 < 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$M_s = 19,55 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{20 \times 28} = 0,605$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,885 \Rightarrow K = \frac{1}{K_1} = 0,034$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{19,55 \times 10^6}{0,885 \times 280 \times 339} = 192,72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0,034 \times 192,72 = 6,55 < 15 \text{ MPa.} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

c) Etat limite d'ouverture des fissurations (BAEL91 modifiée 99/Art A.4.5, 3)

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

$$\sigma_{st} = 192.72 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

d) Vérification de la flèche : (BAEL.99/Art B.6.5. 2)

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_e}{10M_0} \\ \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{410} = 0,073 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,073 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{19,55}{10 \times 23} = 0,085 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{3,39}{20 \times 28} = 0,0060 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

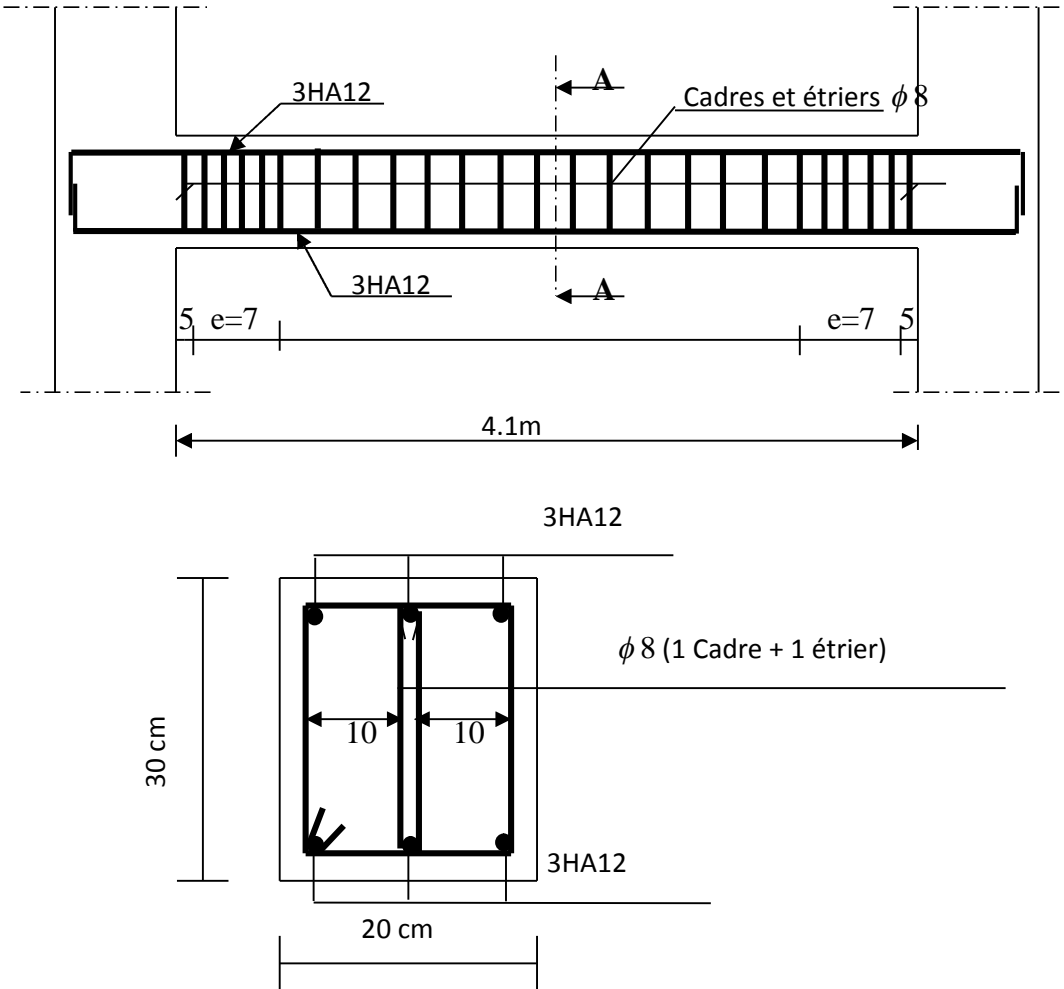


Fig.III.3.3. ferrailage de poutre de chaînage

III-3- CALCUL DES BALCONS :**Introduction :**

Les balcons sont des consoles encastrées au niveau de la poutre de rive. Ils sont constitués d'une dalle pleine, ces dimensions sont :

- Largeur = 1,30m
- Longueur = 2,80m
- Un garde de corps de hauteur $h = 1\text{m}$, en brique pleine de 10,5cm d'épaisseur.

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

$$e \geq \frac{l}{10} ; \quad e \geq \frac{130}{10} = 13\text{cm} ; \text{ on prend } e = 15 \text{ cm}$$

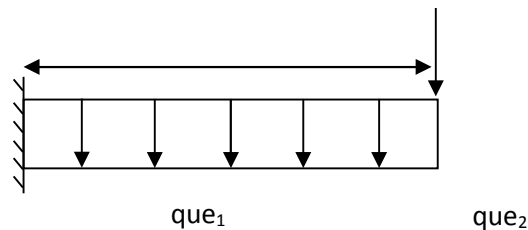


Figure III-6-. : Schéma statique du balcon

III-3-1 Détermination des Charges et surcharges du balcon:**III-3-1-1 Les charges permanentes :**

Tableau III-17 : Les charges permanentes revenant au balcon.

Charges permanentes uniformes	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur(m)	Poids(KN)
Revêtements en carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	22	0,02	0,44

Couche de sable	18	0,02	0,36
Enduit de mortier de ciment	18	0,02	0,36
La dalle pleine	25	0,15	3,75
		Poids total	G₁=5,35

- Charge concentrée (garde corps) :

Tableau III-17 : Les charges concentrées revenant au balcon .

Charges permanentes concentrées poids du corps creux	Masse volumique (KN)	Epaisseur (m)	Poids (KN)
Murs en briques creuses	9	0,01	0,9
Enduit en mortier de ciment	18	2×0,02	0,72
		Poids total	G₂= 1,62

Remarque : Le moment provoqué par la main courante sera négligé car le garde corps est en maçonnerie.

III-3-1-2 Surcharge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des balcons est :

$Q = 3.5\text{KN} /\text{m}^2$ (uniformément répartie)

III-3-1-3 Combinaisons de charge :

A L'ELU : 1.35G+1.5

$$q_{u1} = (1.35G_1 + 1.5Q)1m = 1.35 \times 5.35 + 1.5 \times 3.5 = 12.47 \text{ KN/m}$$

$$q_{u2} = 1.35G_2m = 1.35 \times 1.62 = 2.19 \text{ KN/m}$$

A L'ELS : G+Q

$$q_{s1} = (G_1 + Q)1m = (5.35 + 3.5) \times 1 = 8.85 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G_2 \times 1m = 1.62 \times 1 = 1.62 \text{ KN/ml}$$

III-3-2 Calcul des moments de l'encastrement :

- Le moment provoqué par la charge q_{u1} est :

$$M_{qu1} = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{12.47 \times 1.30^2}{2} = 10.54 \text{ KN.m.}$$

- Le moment provoqué par la surcharge q_{u2} est :

$$M_{qu2} = q_{u2} \times l = 2.19 \times 1.30 = 2.85 \text{ KN.m.}$$

⇒ Le moment total :

$$M_u = M_{qu1} + M_{qu2} = 10.54 + 2.85 = 13.39 \text{ KN.m.}$$

Moments fléchissants :

- Le moment provoqué par la charge q_{s1} est :

$$M_{qs1} = \frac{q_{s1} \times L^2}{2} = \frac{8.85 \times 1.3^2}{2} = 7.48 \text{ KN.m}$$

- Le moment provoqué par la charge q_{s2} est :

$$M_{qs2} = q_{s2} \times l = 1.62 \times 1.30 = 2.10 \text{ KN.m}$$

⇒ Le moment total agissant aura la valeur :

$$M_s = q_{s1} + q_{s2} = 7.48 + 2.10 = 9.58 \text{ KN.m}$$

III-3-3 Calcul des armatures à l'ELU :

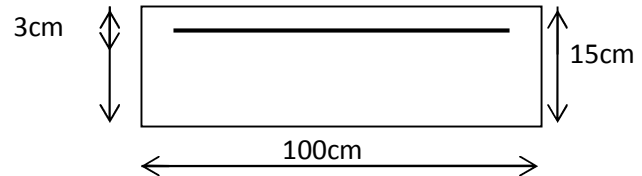
➤ Les armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13,39 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.065 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

$$\mu = 0.065 \Rightarrow \beta = 0.966$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{13,39 \times 10^3}{0.966 \times 12 \times 348} = 3,32 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA12 = 5,65 cm² Avec : S_t = 100/5 = 20cm



➤ Les armatures de répartition :

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

Soit : 4HA8 = 2,01 cm² Avec : S_t = 100/4 = 25 cm

III-3-4 Vérifications à l'ELU :**III-3-4-1 Vérification de la condition de non fragilité : (Art 4.21/BAEL 91)**

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

$$A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 5,65 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III-3-4-2 Vérification de la condition de l'adhérence des barres : (Art 6.13/BAEL 91)

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d\Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Avec $\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$
 $\Sigma u_i = 5 \times 3,14 \times 1,2 = 18,84 \text{ cm}^2$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d\Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Calcul de l'effort tranchant :

$$V_u = q_{u1} l + q_{u2} = 12,47 \times 1,3 + 2,19 = 18,40 \text{ KN.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d\Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\tau_{se} = \frac{18,40 \times 10}{0,9 \times 12 \times 18,84} = 0,90 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III-3-4-3 Vérification au cisaillement :

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

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

Avec $\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$ (fissuration préjudiciable)

$$\tau_u = \frac{18,40 \cdot 10}{100 \times 12} = 0.153 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement=>Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III-3-4-4 Vérification de l'écartement des barres :

Armatures principales : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$. \Rightarrow Condition vérifiée

Armatures secondaires: $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$. \Rightarrow Condition vérifiée

III-3-5-Calcul à L'ELS :

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

III-3-5-1 Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Etat limite de compression de béton :(Art A 452 du BAEL) :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans le béton si les conditions suivantes sont satisfaites : -La section est rectangulaire.

- La nuance des aciers est FeE400.

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

Pour une section rectangulaire $b = 100 \text{ cm}$; $e = 20 \text{ cm}$, armée par des aciers de nuance FeE 400 soit à vérifier α .

$$\gamma = \frac{13,39}{9,58} = 1.39$$

$$\mu = 0.065 \Rightarrow \alpha = 0.0841 < \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le calcul de σ_{bc} n'est pas nécessaire.

III-3-5-2 Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \{266,66, 201,63\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = M_s / \beta_1 \cdot d \cdot A_s$$

Valeur de β_1 :

$$\text{On a } \rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \Rightarrow \rho = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 12} = 0,47 \Rightarrow \beta_1 = 0,896$$

Alors :

$$\sigma_{st} = 9,56 \cdot 10^6 / 0,896 \cdot 120 \cdot 5,65 \cdot 10^2 = 157,37 \text{ Mpa.}$$

$$\Leftrightarrow \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{La section est vérifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures.}$$

III-3-5-3 Vérification de la flèche :

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{120} = 0,125 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10 M_0} \Rightarrow \frac{15}{120} = 0,125 > \frac{9,58}{10 \times 9,58} = 0,1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$3) \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{5,65}{100 \times 12} = 0,0047 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

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

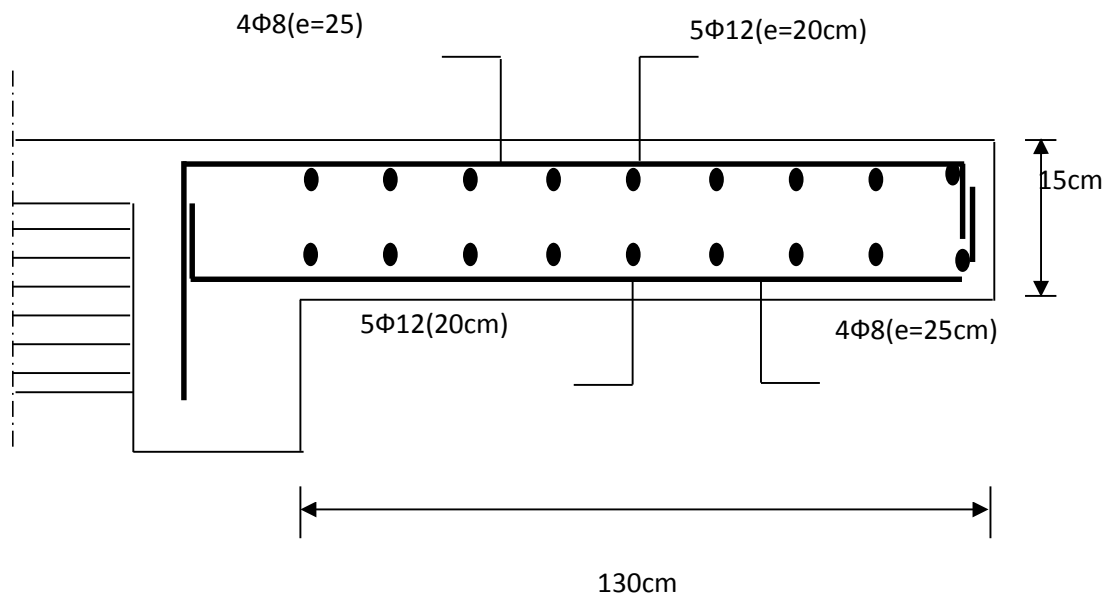


Figure III-7- Ferrailage du balcon reposant sur deux appuis

III.3 Calcul de la dalle pleine de la salle machine :

III.3.1 Définition :

Notre immeuble est doté d'une cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine appuyée sur ses 4 coté.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 7 tonnes, répartie sur une surface de 2.70 m^2 (1.8×1.5) transmise par le système de levage de l'ascenseur.

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

Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

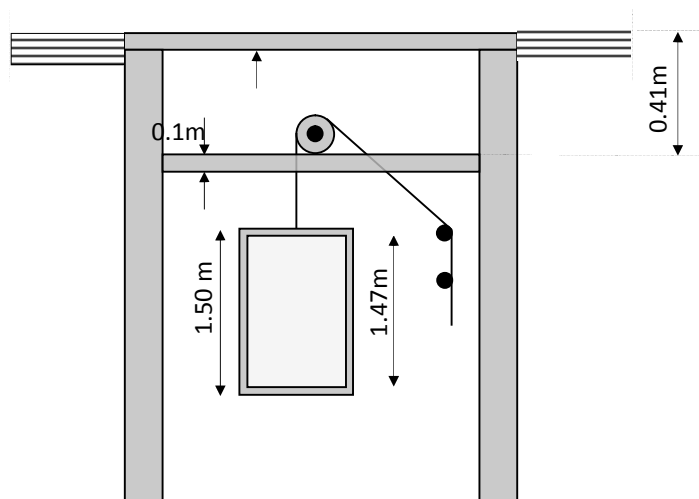


figure III.3.1: schéma de l'ascenseur.

III.3.2 Dimensionnement :

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{150}{30} = 5 \text{ cm}$$

La surface de sa cabine est ($1.8 \times 1.5 = 2.70 \text{m}^2$)

La limite de l'épaisseur minimale d'une dalle est de **12cm (RPA version 2003)**

Soit $h_t = 15 \text{ cm}$

La dalle repose sur quatre appuis, elle est soumise à une charge localisée. Le calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

➤ Calcul du panneau :

- **Calcul des efforts :**

Le calcul des efforts se fera avec la méthode exposée au BAEL 91.

- **Principe de la méthode**

Soit « l_x » et « l_y » les distances mesurées entre nus des appuis et « q » la charge uniformément répartie par unité de longueur. On suppose que le panneau est simplement appuyé.

On définit :

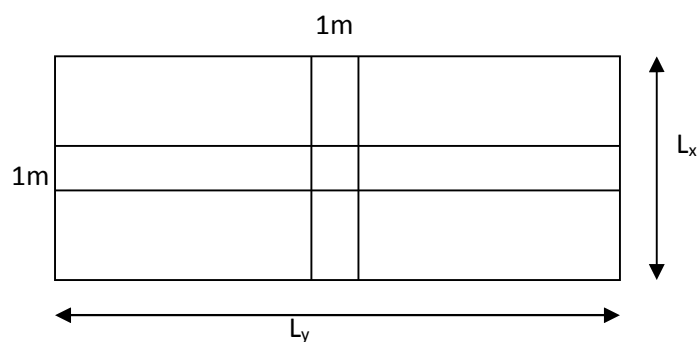
$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Avec :

$$l_x < l_y$$

✓ Si $\rho < 0.4$ le panneau travaille dans un seul sens (l_x) au centre de la dalle pour une bande de 1m de largeur.

✓ Si $0,4 \leq \rho \leq 1$ le panneau travaille dans les deux sens



• Application

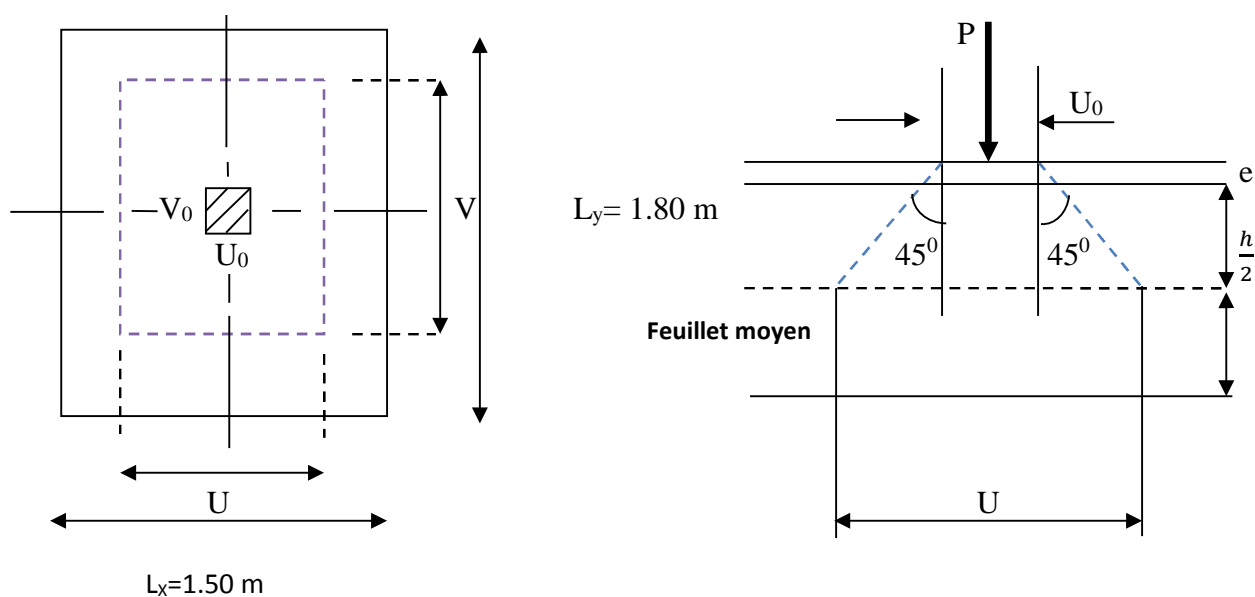


figure : III.3.2 schémas représentatifs de diffusion de charge au niveau de feuillet moyen.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{150}{180} = 0.8$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

On a :

$$\begin{cases} U = U_0 + 2(\zeta e + h_t/2) \\ V = V_0 + 2(\zeta e + h_t/2) \end{cases}$$

avec :

$$h_t = 15\text{cm.}$$

e : revêtement de la dalle ($e = 5\text{ cm}$).

ζ : dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton $\zeta = 1.0$

$(U \times V)$: surface d'impacte au niveau de la feuille moyenne.

$(U_0 \times V_0)$: coté de rectangle dans le quel la charge est centrée

$$(U_0 = 80\text{cm} ; V_0 = 80\text{cm}).$$

D'où :

$$\begin{cases} U = (80 + 10 + 15) = 105\text{cm} \\ V = (80 + 10 + 15) = 105\text{cm} \end{cases}$$

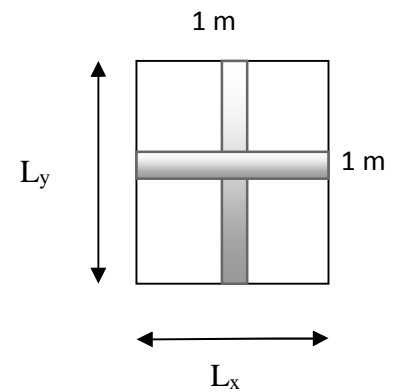
Les cotés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y

III.3.3 Détermination des sollicitations :

❖ **Moment due au poids propre :**

$$M_x = \mu_x q_U l_x^2 \longrightarrow \text{moment suivant la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_{x2} \longrightarrow \text{moment suivant la grande portée.}$$



Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés en fonction de rapport ρ et du coefficient de poisson.

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} v=0 \quad \text{à ELU} \\ v=0,2 \quad \text{à ELS} \end{array} \right.$$

q:charge uniformément répartie sur tout la dalle.

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0,83 \\ \frac{u}{L_x} = \frac{105}{150} = 0.7 \\ \frac{v}{L_y} = \frac{105}{180} = 0.58 \end{array} \right.$$

• **Etat limite ultime (ELU) :**

$$\left. \begin{array}{l} v=0 \\ \rho=0,83 \end{array} \right\} \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0531 \\ \mu_y = 0.649 \end{array} \right.$$

-Poids propre de la dalle : $G = (25 \times 0,15 + 22 \times 0,050) = 4,85 \text{ KN/ml}$.

$$G = 4,85 \text{ KN/ml}$$

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

✓ **Combinaisons des charges :**

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

$$q_u = 1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1 = 8,0475 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 8,0475 \text{ KN/ml.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ux1} = 0,0531 \times 8,0475 \times (1,5)^2 = \mathbf{0.9615 \text{ KN/ml.}} \\ M_{uy1} = 0,649 \times 0,9615 = \mathbf{0.6239 \text{ KN/ml}} \end{array} \right.$$

• **Etat limite de service (ELS) :**

$$\left. \begin{array}{l} v = 0,2 \\ \rho = 0,83 \end{array} \right\} \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_X = 0,0600 \\ \mu_Y = 0,750 \end{array} \right.$$

✓ **Combinaisons des charges**

$$q_s = G + Q$$

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

$$q_s = 5.85 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{sx1} = 0.0600 \times 5.85 \times (1.5)^2 = \mathbf{0.789 \text{ KN/ml}} \\ M_{sy1} = 0.750 \times 0.789 = \mathbf{0.592 \text{ KN/ml}} \end{cases}$$

❖ **Moment due à la charge localisée :**

$$\begin{cases} M_{X1} = (M_1 + vM_2) P \\ M_{Y1} = (M_1 v + M_2) P \end{cases}$$

M_1 et M_2 : coefficients donnée par les abaques en fonction de ρ et des rapports

$$\frac{u}{L_X} \text{ et } \frac{v}{L_Y}$$

On a :

$$\begin{cases} \rho = 0.8 \\ \frac{u}{L_X} = \frac{105}{150} = 0.7 \\ \frac{v}{L_Y} = \frac{105}{180} = 0.58 \end{cases}$$

Pour déterminer M_1 et M_2 on doit faire une interpolation entre deux valeurs :

➤ $\rho = 0.8$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{U}{L_x} = 0.7 \quad , \quad \frac{V}{L_y} = 0.5 \\ M_1 = 0.086 \\ M_2 = 0.063 \end{array} \right.$$

$$\longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0.084 \\ M_2 = 0.059 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{U}{L_x} = 0.7 \quad , \quad \frac{V}{L_y} = 0.6 \\ M_1 = 0.082 \\ M_2 = 0.055 \end{array} \right.$$

Après interpolation entre les deux valeurs on a trouve :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0.084 \\ M_2 = 0.059 \end{array} \right.$$

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

$P_u = 1,35 P = 1,35 \times 70 = 94.5 \text{ KN}$ (charge concentrée du système de levage)

$P_u = 94.5 \text{ KN}$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{uX2} = P_u M_1 = 94.5 \times 0.084 = \mathbf{7.938 \text{ KN. M}} \\ M_{uY2} = P_u M_2 = 94.5 \times 0.059 = \mathbf{5.575 \text{ KN. M}} \end{array} \right.$$

- Etat limite de service (ELS) ($\nu=0,2$) :

$$P_s = 70 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{sx2} = P_s (M_1 + \nu M_2) = 70(0,084 + 0,2 \times 0,059) = \mathbf{6.706 \text{ KN. M}} \\ M_{sy2} = P_s (M_1 \nu + M_2) = 70 (0,084 \times 0,2 + 0,059) = \mathbf{5.306 \text{ KN. M}} \end{cases}$$

❖ Superposition des moments :

ELU:

$$\begin{cases} M_{ux} = M_{ux1} + M_{ux2} = 0,9615 + 7,938 = \mathbf{8.8995 \text{ KN/ml.}} \\ M_{uy} = M_{uy1} + M_{uy2} = 0,6239 + 5,575 = \mathbf{6.1989 \text{ KN/ml.}} \end{cases}$$

ELS:

$$\begin{cases} M_{sx} = M_{sx1} + M_{sx2} = 0,789 + 6,706 = 7,495 \text{ KN/ml.} \\ M_{sy} = M_{sy1} + M_{sy2} = 0,592 + 5,706 = 6,298 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

❖ Correction des moments

En travée :

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 8,8995 = \mathbf{7.564 \text{ KN.m}} \\ M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 6,1989 = \mathbf{5.269 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

Aux appuis :

$$\begin{cases} M_x^a = 0.3 \times M_X = 0.3 \times 8.8995 = \mathbf{2.669} \text{ KN.M} \\ M_y^a = 0.3 \times M_Y = 0.3 \times 6.1989 = \mathbf{1.859} \text{ KN.M} \end{cases}$$

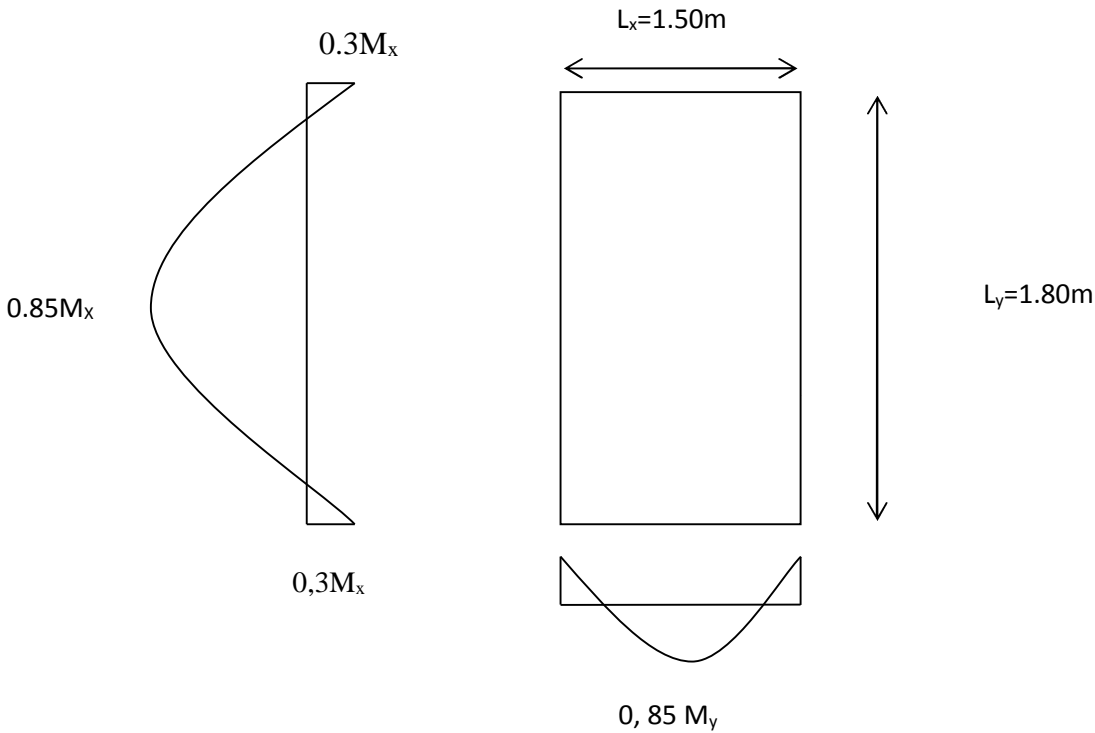


figure: III.3.3 : Correction des moments.

III.3.4 Ferrailage de panneau:

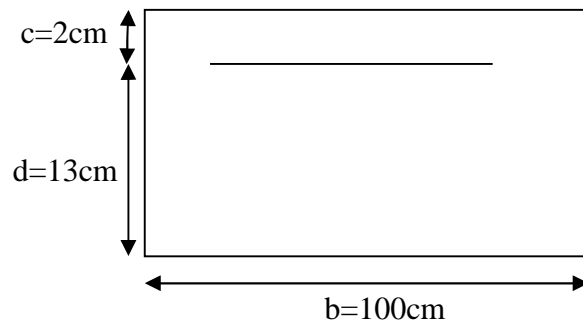
Le calcul se fera en flexion, le moment maximal s'exerce suivant la petite portée par conséquent les armatures correspondantes constitueront le lit inférieur.

Nous considérons la hauteur utile propre à chacune des deux directions, en appuis comme en travée ($d_x = 13\text{cm}$)

$$d_u = d_x - \frac{\phi_x + \phi_y}{2}$$

$$\Phi_{\max} = 12\text{cm} \leq 15\text{cm} \dots\dots\dots$$

Il se fera à l'ELU en considérant une bande de largeur utile :



a. Sens x-x:

✓ Sur appuis:

$$M_x^a = 2.669 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{2.669 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,011 < 0,392$$

—————> La section simplement armé

$$\mu_b = 0,011 \quad \text{donc} \quad \beta = 0,9945$$

Avec :

$$A_x^a = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_x^a = \frac{2.669 \times 10^3}{0,9945 \cdot 13 \cdot 348} = 0,59 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_x^a = 4\text{HA}12 = 4,51 \text{ cm}^2$

avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

✓ En travée :

$$M_x^t = 7.564 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{7.564 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0315 < 0,392$$

—————> La section simplement armée.

$$\mu_b = 0,031 \quad \text{donc} \quad \beta = 0,9845$$

$$A_x^t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_x^t = \frac{5.066 \times 10^3}{0,9845 \times 13 \times 348} = 1,70 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_x^t = 4\text{HA}12 = 4,51 \text{ cm}^2$

avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

b. Sens y-y:

✓ Sur appuis:

$$M_y^a = 1.859 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{1.859 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,007 < 0,392$$

—————> La section simplement armée.

$$\mu_b = 0,007 \quad \text{donc} \quad \beta = 0,9965$$

Avec :

$$A_{y^a} = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{y^a} = \frac{1.859 \times 10^3}{0,9965 \times 13 \times 348} = 0,41 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_{y^a} = 4\text{HA}12 = 4.51 \text{ cm}^2$

avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

✓ En travée :

$$M_{y^t} = 5.269 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_{y^t}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{5.269 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,022 < 0,392$$

—————> La section simplement armée.

$$\mu_b = 0,022 \text{ donc } \beta = 0,989$$

$$A_{y^t} = \frac{M_{y^t}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{y^t} = \frac{5.269 \times 10^3}{0,989 \times 13 \times 348} = 1.178 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_{y^t} = 4\text{HA}12 = 4.51 \text{ cm}^2$

avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

III.3.5. Vérification à l'ELU :

a. Condition de non fragilité (BAEL91/Art B.7.4)

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminées à partir d'un pourcentage de référence w_0 qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

Pour notre cas $w_0 = 0,8 ‰$

✓ Sens x-x :

On a :

$w_0 = 0,8 \times 10^{-3}$ pour les aciers de nuance FeE400.

W : Le pourcentage d'acier en travée dans le sens x-x.

$$A_{x^{\min}} = w_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2} \right) \times b \times h = 0,8 \times 10^{-3} \times \left(\frac{3-0,9}{2} \right) \times 100 \times 15 = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{x^{\min}} = 1,26 \text{ cm}^2 \\ A_{x^a} = 4,51 \text{ cm}^2 \\ A_{x^t} = 3,14 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} A_x > A_{x^{\min}} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ Sens y-y :

$$A_{y^{\min}} = w_0 \times b \times h = 0,8 \times 10^{-3} \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{y^{\min}} = 1,2 \text{ cm}^2 \\ A_{y^a} = 4,51 \text{ cm}^2 \\ A_{y^t} = 4,51 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} A_y > A_{y^{\min}} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Les conditions de non fragilités sont vérifiées dans les deux sens.

b. Diamètre minimal des barres (Art.3.2.1/BAEL91 révisé99) .

On doit vérifier que :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_o}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

c. Ecartement des barres (Art.6.5.1/BAEL91) :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région central.

- Armature // à l_x : $A_x // l_x : S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$
- Armature // à l_y : $A_y // l_y : S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h, 45 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$

d. Condition de non poinçonnement :

On n'admet aucune armature transversale si la condition suivante est satisfaite.

$$N_u \leq 0.045 \times h \times \mu_c \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : périmètre du contour de l'aire sur le lequel agit la charge dans le plan du feuillet moyen.

$$\mu_c = 2 (U + V) = (105 + 105) \times 2 = 420 \text{ cm} = \mathbf{4.20 \text{ m}}$$

N_u : Charge de calcul à l'état limite ultime.

$$N_u = 1,35G = 1,35 \times 70 = \mathbf{94,5 \text{ KN}}$$

$$N_u = 94.5 \text{ KN} < 0,045 \times 0,15 \times \frac{25}{1,5} \times 10^3 = 472,5 \text{ KN} \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

e. Contrainte au cisaillement:

- **Effort tranchant (Art A.52,2) :**

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge **P**.

- **Au milieu de U :**

$$T_{\max} = \frac{Nu}{2U+V} = \frac{94.5}{3 \times 1.05} = 30 \text{ KN/m}$$

- **Au milieu de V :**

$$T_{\max} = \frac{Nu}{2U+V} = \frac{94.5}{3 \times 1.05} = 30 \text{ KN/m}$$

$$T_u = \frac{T_{\max}}{db} = \frac{30}{0.13 \times 1} = 230.76 \text{ KN/M}^2 = 0.23076 \text{ Mpa} < 0.07 \frac{f_{C28}}{\gamma_b} = 1.167 \text{ Mpa}$$

—————> **Condition vérifiée.**

III.3.6. Vérification à ELS :

a. Moment dû au système de levage :

Les abaques nous donnent les moments au centre du panneau

$$M_{s_{x1}} = p_s \times (M_1 + vM_2)$$

$$M_{s_{y1}} = p_s \times (M_2 + vM_1)$$

Avec :

$$v = 0.2 \text{ à l'ELS}$$

$$M_1 = 0.084 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0.0590 \text{ KN.m}$$

$$p_s = 70 \text{ KN}$$

$$M_{s_{x1}} = 70 \times (0,084 + 0.2 \times 0,059) = 6.706 \text{ KN.N}$$

$$M_{s_{y1}} = 70 \times (0,084 \times 0,2 + 0,059) = 5.306 \text{ KN.N}$$

b. Moment dû au poids de la dalle pleine :

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

Dans le sens Lx : $M_{s_{x2}} = \mu_x \times q_s \times l_x^2$

Dans le sens Ly : $M_{s_{y2}} = \mu_y \times M_{s_{x2}}$

On a:

$$\left. \begin{array}{l} v=0,2 \\ \rho=0,8 \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0600 \\ \mu_y = 0,750 \end{array} \right.$$

$$M_{s_{x2}} = 0,06 \times 5,85 \times 1,5^2 = 0.788 \text{ KN.m}$$

$$M_{s_{y2}} = 0,750 \times 0.788 = 0,591 \text{ KN.m}$$

c. Superposition des moments

$$M_x^s = M_{s_{x1}} + M_{s_{x2}}$$

$$M_y^s = M_{s_{y1}} + M_{s_{y2}}$$

$$M_x^s = 6.706 + 0.788 = 7.494 \text{ KN.m}$$

$$M_y^s = 5.306 + 0,591 = 5.897 \text{ KN.m}$$

d. Correction des moments :

• **En travée :**

$$M_x^t = 0,85 \times M_x^s = 0,85 \times 7.494 = \mathbf{6.370 \text{ KN.M}}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y^s = 0,85 \times 5.897 = \mathbf{5.012 \text{ KN.M}}$$

• **Aux appuis :**

$$M_x^a = 0,3 \times M_x^s = 0,3 \times 7.494 = 2.248 \text{ KN.M}$$

$$M_y^a = 0,3 \times M_y^s = 0,3 \times 5.897 = 1.769 \text{ KN.M}$$

e. Vérification des contraintes dans le béton :

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

La section est rectangulaire.

La nuance des aciers est de FeE400.

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

❖ **Sens x-x :**

• **En travée :**

$$\mu = \frac{M_{tx}^s}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{6.370 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,026 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0,0330$$

$$\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^s} = \frac{7.564}{6.370} = 1.187$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.187-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.3435$$

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.336 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_{ax}^s}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{2.248 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,009 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0,0113$$

$$\gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^s} = \frac{2.669}{2.248} = 1.187$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.187-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.3435$$

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.3435 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- ❖ Sens y-y :

- En travée :

$$\mu = \frac{M_{ty}^s}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{5.012 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,020 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0,0252$$

$$\gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^s} = \frac{5.265}{5.012} = 1.050$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,050-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.275$$

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.275 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

• Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_{ay}^s}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{1.769 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,007 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0,0035$$

$$\gamma = \frac{M_{ay}^u}{M_{ay}^s} = \frac{1.859}{1.769} = 1.05$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,05-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,275$$

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.275 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la contrainte de compression du béton n'est pas nécessaire.

f. Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

g. Vérification au poinçonnement :

$$q_u \leq \frac{0,045 \times U_c \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$U_c : 2 \times (U + V) = 2 \times 2 \times 1.05 = 4.20 \text{ m}$$

$$\text{Et } q_u = 8,0475 \leq \frac{0,045 \times 4.2 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 315 \text{ KN}$$

Les schémas de ferrailage de la dalle de salle machine sont donnés aux figures suivantes :

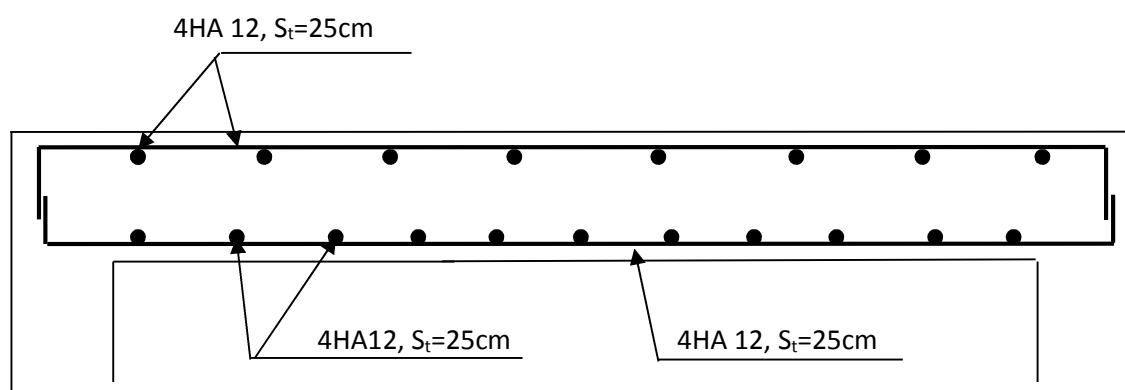


figure:III.3.4 Plan de ferrailage de la salle machine suivant x-x.

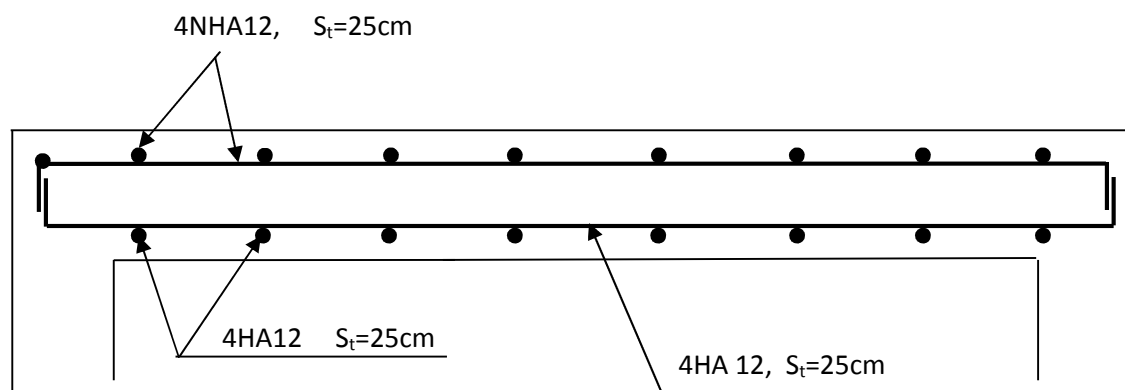


figure: III.3.5 Plan de ferrailage de la salle machine suivant y-y.

III.5 Calcul des escaliers :**Introduction :**

L'escalier du bâtiment peut être subdivisé en trois types d'escaliers vus les hauteurs d'étages différents. Donc, réellement il ya lieu de les calculer tous. Or pour notre travail nous avons prie le cas le plus défavorable des trois types et on généralise sur les autres parties. Ce choix est justifié par la facilité de la réalisation de l'escalier sur chantier.

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer d'un niveau à un autre d'une construction. Notre bâtiment comporte une seul cage d'escalier de type droite avec deux volées et un palier intermédiaire.

Les escaliers que comporte notre ouvrage sont réalisés en béton armée et coulée sur place.

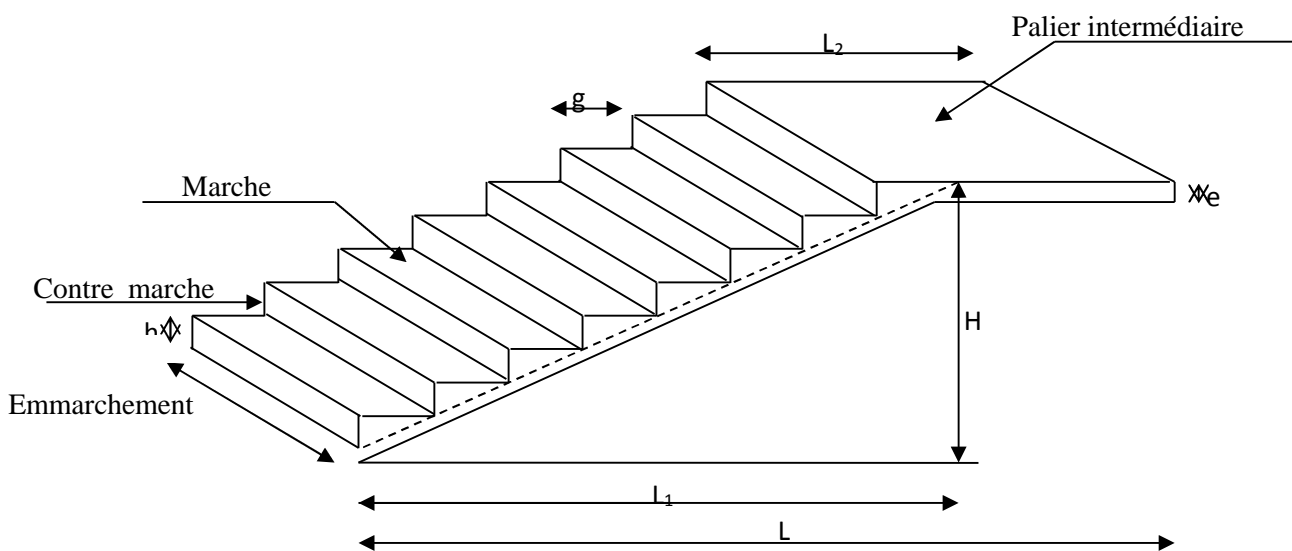


Fig. III.5.1 : Coupe verticale d'un escalier

G : la largeur de contre marche (giron)

h : hauteur de la contre marche

e : l'épaisseur de la paillasse et le palier

H : hauteur de la volée

L : longueur linéaire de la paillasse et celle de palier

III.5.1 Etages courants

Pré-dimensionnement :

Le dimensionnement des marches et des contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de **BLONDEL**.

Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser ces conditions :

$$\begin{cases} 59 \leq g+2h \leq 66\text{cm} \\ 14 \leq h \leq 20\text{cm} \end{cases}$$

Le nombre de contre marches (n) est égal à : $n = \frac{H_t}{h}$

Le nombre de giron est pris alors : $m = n - 1$.

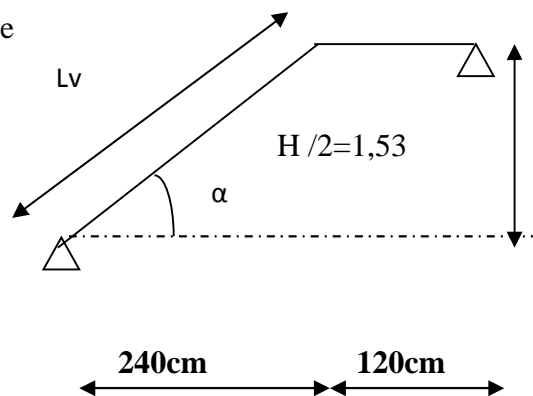
Le schéma statique d'escalier

Ht = 306 cm
Soit : h = 17cmLp

$n = \frac{306}{17} = 18$ \longrightarrow on prend 9contres marche par volée
 $m = 9 - 1 = 8$

Relation de BLANDEL :

$59 \leq g + (2 \times 17) \leq 66\text{cm}$
 $25 \leq g \leq 32\text{cm}$
Soit : g=30



▪ **La paillasse:**

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la formule suivante : $\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$

L : longueur réelle du palier et de la paillasse : $L = L_1$

On: $\cos \alpha = \frac{l}{L_1} \longrightarrow L_1 = \frac{l}{\cos \alpha}$

$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0,637 \longrightarrow \alpha = 32,51^\circ$

Donc : $L_1 = \frac{240}{\cos 32,51} = 284,69\text{cm}$

D'où $L = 284,69 + 120 = 404,69\text{cm}$

L'épaisseur de la paillasse est : $\frac{404,69}{30} \leq e_p \leq \frac{404,69}{20} \longrightarrow 13,48\text{cm} \leq e_p \leq 20,23\text{cm}$

Soit : **ep=15cm**

On prend ep du palier :15cm

III.5.1.1 Détermination des charges et des surcharges

On prend le poids des marches est uniformément répartie sur la paillasse. Le calcul s'effectuera pour une bande de 1m d'embranchement et une bande de 1m de projection horizontale de la volée.

➤ **Charges permanentes :****1. La paillasse :**

Elément	Poids (kN/m ²)
Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times ep}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0,15}{\cos 32,51} = 4,44$
Poids propre des marches	$\frac{25 \times 0,17}{2} = 2,125$
Poids des Revêtement (carrelage, sable, mortier, enduit)	0.40+0.44+0.36+0.36=1.56
- Poids propre du garde corps	0,2
	G = 8,32

Tableau III.5.1.1 : Charge totale du palier.

2. Le palier :

Elément	Poids (kN/m ²)
Poids propre de palier	25x0,15=3,75
Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit)	1,56
	G =5,31

Tableau III.5.1.2 : Charge totale du palier.

➤ **Surcharge d'exploitation**

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le **DTR B.C.2.2** est : **Q = 2.5 KN/m**

4. Combinaisons de charge et surcharge

ELU : 1,35G+1,5Q

- La paillasse : $q_{1u} = (1,35 \times 8,32 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 14,98 \text{ kN/ml}$
- le palier : $q_{2u} = (1,35 \times 5,31 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 10,91 \text{ kN/ml}$

ELS : G+Q

- La paillasse : $q_{1S} = (8,32 + 2,5) \times 1 = 10,82\text{kN/ml}$
- le palier : $q_{2S} = (5,31+2.5) \times 1 = 7,81\text{kN/m}$

5. Calcul des efforts internes à l'ELU

Pour déterminer les efforts tranchants et les moments fléchissant on calcul d'abord les réactions d'appuis avec les formules de la R.D.M

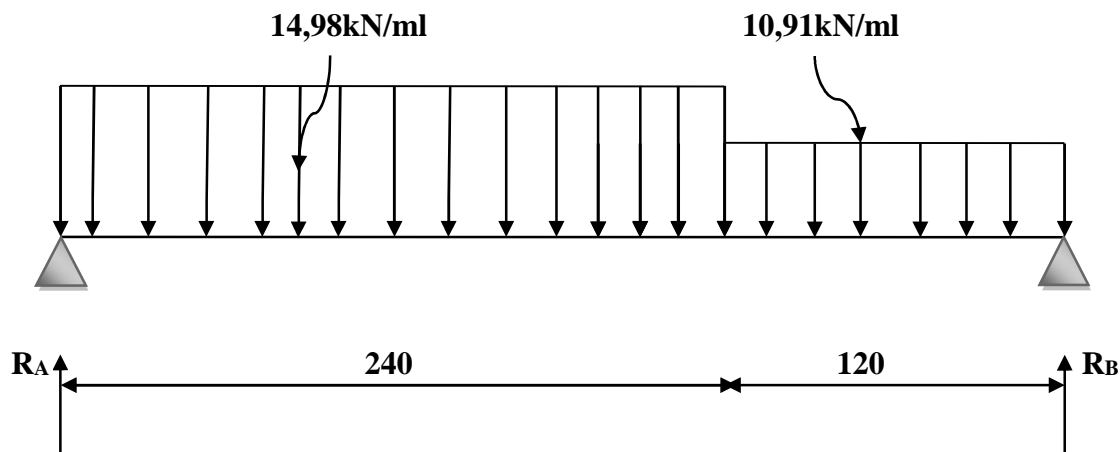


Fig.III.5.1.1 : diagramme des efforts à l'ELU.

• Les réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0 \implies R_A + R_B = 14,98 \times 2,4 + 10,91 \times 1,2 = 49,04\text{kN}$$

$$R_A + R_B = 49,04\text{kN}$$

$$\sum M/A = 0 \implies R_B \times 3,6 - [(10,91 \times 1,2) \times 3] - [(14,98 \times 2,4) \times 1,2] = 0$$

$$R_B = 22,89\text{kN} \implies$$

$$\sum M/B = 0 \implies -R_A \times 3,6 + [(14,98 \times 2,4) \times 2,4] + [(10,91 \times 1,2) \times 0,6] = 0$$

$$R_A = 26,15\text{kN} \implies$$

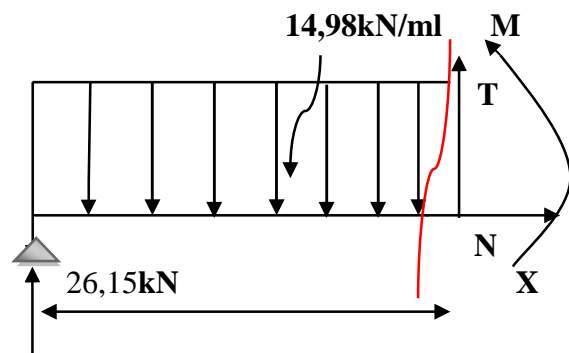
• Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:

➤ **1^{er} tronçon: 0 ≤ X ≤ 2.4**

Efforts tranchants :

$$\sum F/y = 0 \implies T = -14,98x + 26,15$$

$$\begin{cases} X = 0 \text{ m} \implies T(0) = 26,15 \text{ kN} \\ X = 2,4 \text{ m} \implies T(2,4) = -9,80 \text{ kN} \end{cases}$$



Moments fléchissant :

$$\Sigma M/i = 0 \Rightarrow M = -7,49x^2 + 26,15x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \text{ m} \implies M(0) = 0 \text{ KN} \\ X = 2,4 \text{ m} \implies M(2,4) = 19,61 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\begin{aligned} M_{\max} \Rightarrow T = 0 &\Rightarrow x = 1,75 \text{ m} \\ M_{\max} = M(1,75) &= 22,82 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

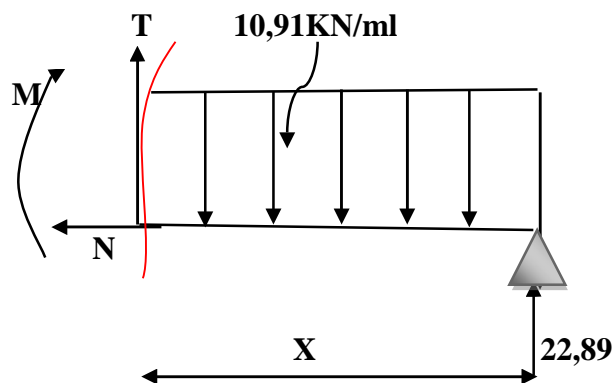
• **Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:**

➤ 2^{eme} tronçon $0 \leq X \leq 1,2$

Efforts tranchants :

$$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow T = 10,91x - 22,89$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \text{ m} \implies T(0) = -22,89 \text{ kN} \\ X = 1,2 \text{ m} \implies T(1,2) = -9,79 \text{ kN} \end{array} \right.$$



➤ **Moments fléchissant :**

$$\Sigma M/i = 0 \Rightarrow M = -5,455x^2 + 22,89 x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \text{ m} \implies M(0) = 0 \text{ kN} \\ X = 1,2 \text{ m} \implies M(1,2) = 19,61 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$\begin{aligned} M_{\max} \Rightarrow T = 0 &\Rightarrow x = 2,09 \text{ kN. m} \\ M_{\max} = M(2,09) &= 24,01 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Remarque

Pour tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteur pour le moment $M_{u \max}$ aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement.

• **Moment en appuis:**

$$M_{u \text{ ap}} = (-0,3) M_{u \max} = (-0,3) \times (24,01) = -7,20 \text{ kN.m}$$

• **Moment en travée:**

$$M_{u \text{ travée}} = (0,85) M_{u \max} = (0,85) \times (24,01) = 20,40 \text{ kN.m}$$

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

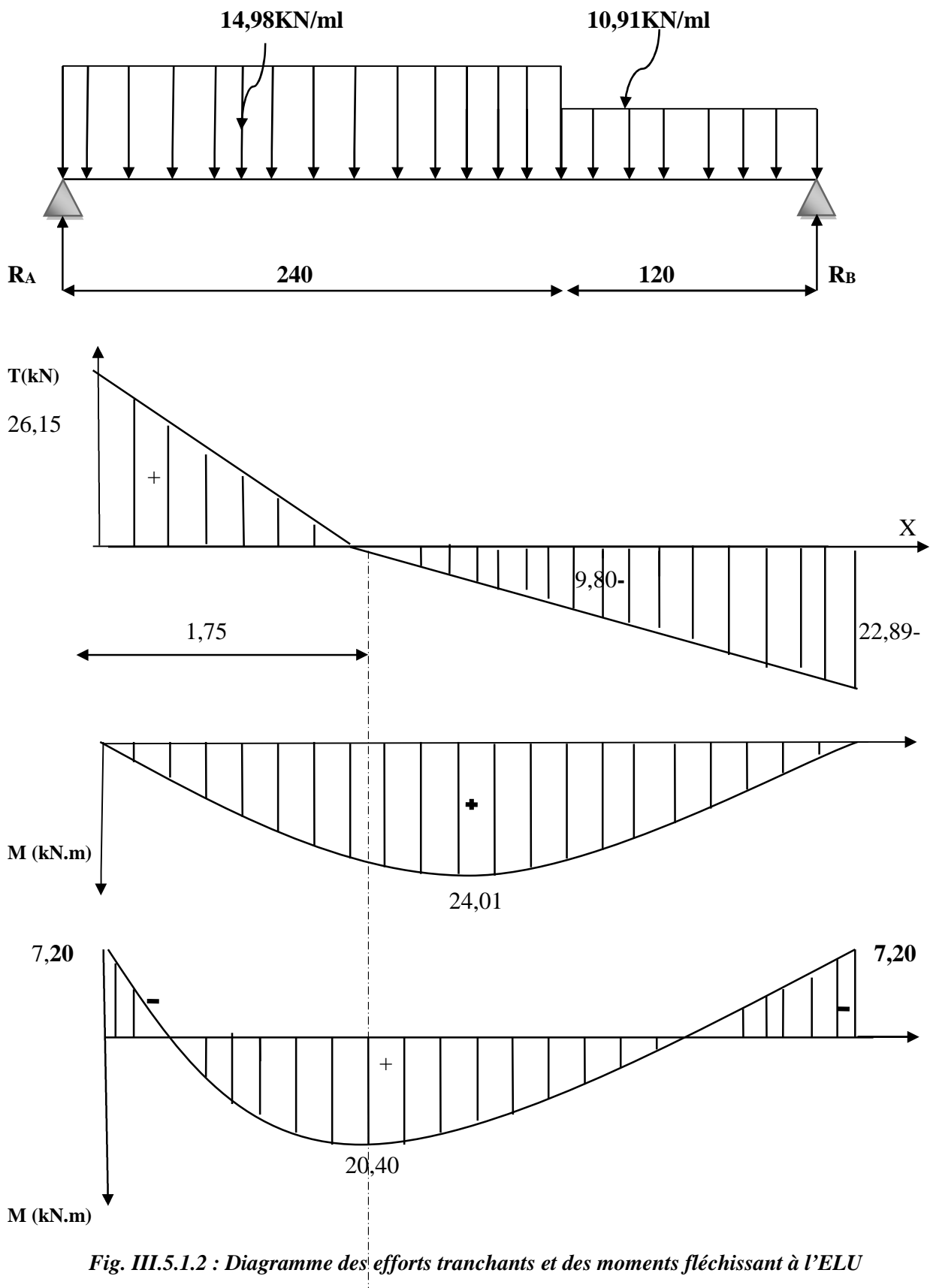


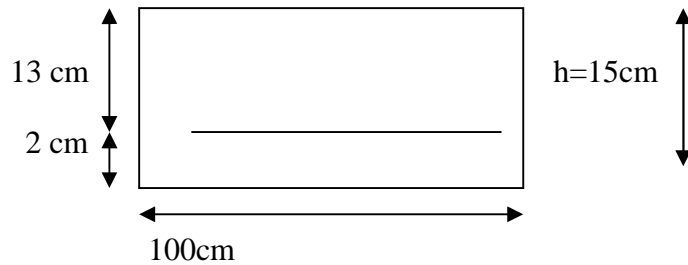
Fig. III.5.1.2 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

III.5.1.2 Calcul des armatures à ELU

Le ferrailage se fera pour une bonde de 1m en flexion simple. Pour cela on utilise les résultats des efforts tranchants et moments fléchissant définis dans la figure précédente.

➤ **Aux appuis** : $M_{uap}=7,20\text{KN.m}$

- **Armatures principales**



$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{MPa}$$

$$\mu_a = \frac{M_{uapp}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7,20 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0,030$$

$$\mu_a = 0,030 < \mu_1 = 0.392 \implies \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.030 \rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_a = \frac{M_{uapp}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7,20 \times 10^3}{0.985 \times 13 \times 348} = 1,61 \text{cm}^2.$$

On opte pour **6HA10 = 4.71cm²** avec **S_t = 15cm**.

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_{app}}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,17 \text{cm}^2.$$

On opte pour : **4HA10=3.14cm²** avec **S_t = 25cm**.

En travée : $M_{utra}= 20,40\text{KN.m}$

- **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_{utr}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{20,40 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0,085$$

$$\mu = 0,085 < \mu_1 = 0.392 \implies \text{SSA}$$

$$\mu = 0,085 \rightarrow \beta = 0,955$$

$$A_{tr} = \frac{M_{utr}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{20,40 \times 10^3}{0,955 \times 13 \times 348} = 4,72 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : **6HA12=6,77cm²** avec **S_t = 15cm**

- **Armatures de répartition .**

$$A_r = \frac{A_{tr}}{4} = \frac{6,77}{4} = 1,69 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : **4HA10= 3,14 cm²** avec **S_t = 25cm.**

III.5.1.3 Les Vérifications à l'ELU

a) Réparation des barres :

- **Armatures principales :**

$$S_t \leq \text{Min} (3h; 33 \text{ cm}) \quad \text{avec} \quad h=15\text{cm}$$

$$S_t \leq \text{Min} (3h; 33 \text{ cm})$$

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

- **Armatures de réparation :**

$$S_t \leq \text{Min} (4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \quad \text{avec:} \quad h = 25\text{cm.}$$

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

b) Condition de non fragilité (BAEL 91/ Art A.4.2.1)

En travées :

$$A \geq A_{\min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{fe} = \frac{0,23 \times 100 \times 13 \times 2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{tr} = 6,77 \text{ cm}^2 > 1,57 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Aux appuis :

$$A \geq A_{\min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{fe} = \frac{0,23 \times 100 \times 13 \times 2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{tr} = 4,71 \text{ cm}^2 > 1,57 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

c) **Vérification à l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) (BAEL 91/ Art A.5.22) :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{BAEL 91/ Art. A.5.2.1, 211})$$

$$\tau_u = \frac{26,15 \times 10^3}{10^3 \times 130} = 0,201 \text{ MPa}$$

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$0,201 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) **Influence de l'effort tranchant aux appuis**

▪ ***Influence sur le béton (BAEL 91/ Art 5.1.313)***

On doit vérifier que : $T_u \leq 0.4b a \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ Avec : $a = 0.9d = 11,7 \text{ cm}$

$$T_u = 26,15 \leq 0.4 \times 100 \times 11,7 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1} = 780$$

$$T_u = 26,15 \text{ kN} < 780 \text{ kN} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ ***Influence sur l'acier (BAEL 91/ Art 5.1.313)***

On doit vérifier que : $A_s \geq (T_u + \frac{M_{app}}{0.9d}) \frac{1.5}{f_e}$

$$4,71 \geq (26,15 + \frac{7,20}{0,9 \times 13}) \frac{1.5}{400} = 0,100 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4,71 \text{ cm}^2 \geq 0,10 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e) **Vérification de l'adhérence d'entraînement des barres** (Art A6.1.3, BAEL 91).

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

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{max}}{0.9d \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i \text{ : somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 6 \times 3.14 \times 12 = 226,08 \text{ mm}.$$

$$\tau_{se} = \frac{26,15 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 226,08} = 0,988 \text{MPa}.$$

$$\tau_{se} = 0,988 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entrainement des barres longitudinal

f) Ancrage des barres aux appuis

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} \quad \text{avec :} \quad \bar{\tau}_{se} = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 2,84 \text{MPa}$$

$$\Psi_s = 1,5 \quad f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{cm}.$$

Les règles de BAEL91 modifier99 admettant que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesuré hors crochet est au moins égale **0.4 l_s** pour les ACIERS HA.

$$l_a = 0,4 l_s = 0,4 \times 42,25 = 16,9 \text{cm}. \quad \text{soit} \quad L_a = 20 \text{cm}$$

III.5.1.4 Calcul des efforts interne à l'ELS :

Le calcul des réactions se fait avec les lois de RDM.

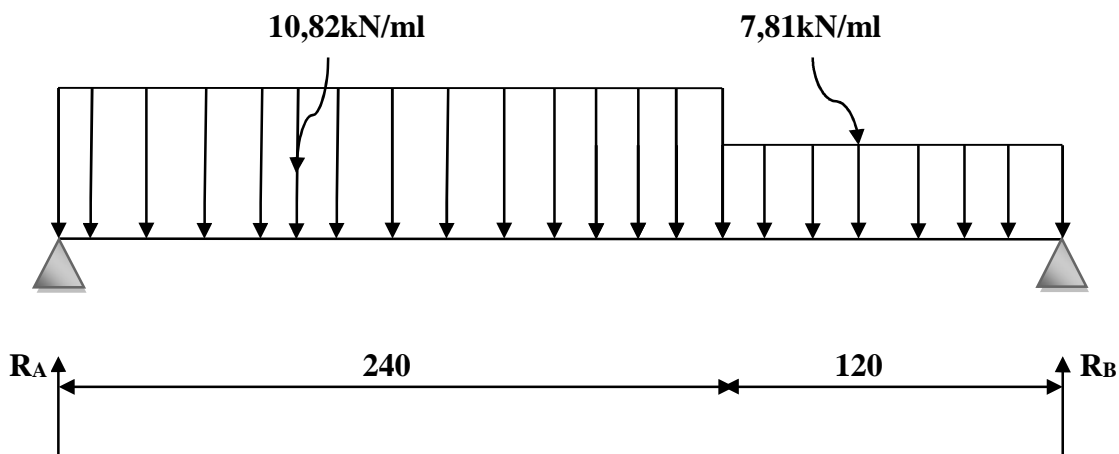


Fig.III.5.1.1 : diagramme des efforts à l'ELS.

Les réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0 \implies R_A + R_B = 10,82 \times 2,4 + 7,81 \times 1,2 = 35,34 \text{ kN}$$

$$R_A + R_B = 35,34 \text{ kN}$$

$$\sum M/A = 0 \implies R_B \times 3,6 - [(7,81 \times 1,2) \times 3] - [(10,82 \times 2,4) \times 1,2] = 0$$

$$R_B = 16,46 \text{ kN}$$

$$\sum M/B = 0 \implies -R_A \times 3,6 + [(10,82 \times 2,4) \times 2,4] + [(7,81 \times 1,2) \times 0,6] = 0$$

$$R_A = 18,87 \text{ kN}$$

Calcul des efforts internes (effort tranchant et moment fléchissant) :

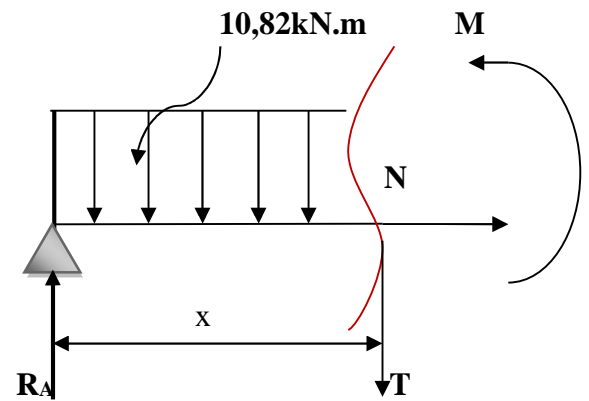
➤ **Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 2,40 \text{ m}$**

Effort tranchant T :

$$\sum F/y = 0 \implies T + 10,82x + R_A = 0$$

$$T = -10,82x + 18,87$$

$$\begin{cases} X=0 \text{ m} \implies T(0) = 18,87 \text{ kN} \\ X=2,40 \text{ m} \implies T(2,4) = -7,09 \text{ kN} \end{cases}$$



Moment fléchissant :

$$\sum F/i = 0 \implies M = \frac{10,82}{2}x^2 - R_Ax$$

$$M = -5,41x^2 + 18,87x$$

$$\begin{cases} x=0 \text{ m} \implies M(0) = 0 \text{ kN.m} \\ x=2,40 \text{ m} \implies M(2,40) = 14,12 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$M_{u_{\max}} : a \ T = 0 \implies T = -10,82x + 18,87 \implies X = 1,75 \text{ m}$$

$$\text{On a : } M = -5,41x^2 + 18,87x \implies M(1,75) = 16,45 \text{ kN.m}$$

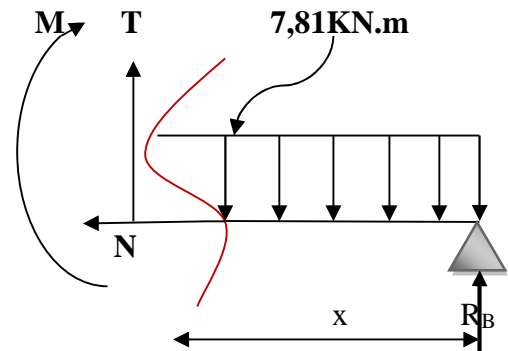
➤ Tronçon 2: $0 \leq x \leq 1,20\text{m}$

Effort tranchant T :

$$\sum F / y = 0 \implies T - 7,81x + R_B = 0$$

$$T = 7,81x - 16,46$$

$$\begin{cases} X=0\text{m} & \implies & T(0) = -16,46\text{kN} \\ X=1,2\text{m} & \implies & T(1,2) = -7,09\text{kN} \end{cases}$$



➤ Moment fléchissant :

$$\sum F / i = 0 \implies M = \frac{7,81}{2}x^2 - R_B x$$

$$M = -3,9x^2 + 16,46x$$

$$\begin{cases} x=0\text{m} & \implies & M(0) = 0\text{kN.m} \\ x=1,20\text{m} & \implies & M(1,20) = 13,88\text{kN.m} \end{cases}$$

$$\text{Calcul de } M_{u_{\max}} : \text{à } T = 0 \implies T = 7,81x - 16,46 \implies X = 2,10\text{m}$$

$$x = 2,10\text{m} \implies M(2,10) = 17,36\text{kN.m}$$

Remarque

A fin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment $M_{u_{\max}}$ au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis:

$$M_{u_{ap}} = (-0.3) M_{u_{\max}} = (-0,3) (17,36) = -5,20\text{kN.m}$$

En travée :

$$M_{u_{tra}} = (0.85) M_{u_{\max}} = 0,85 (17,36) = 14,75\text{kN.m}$$

6. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS :

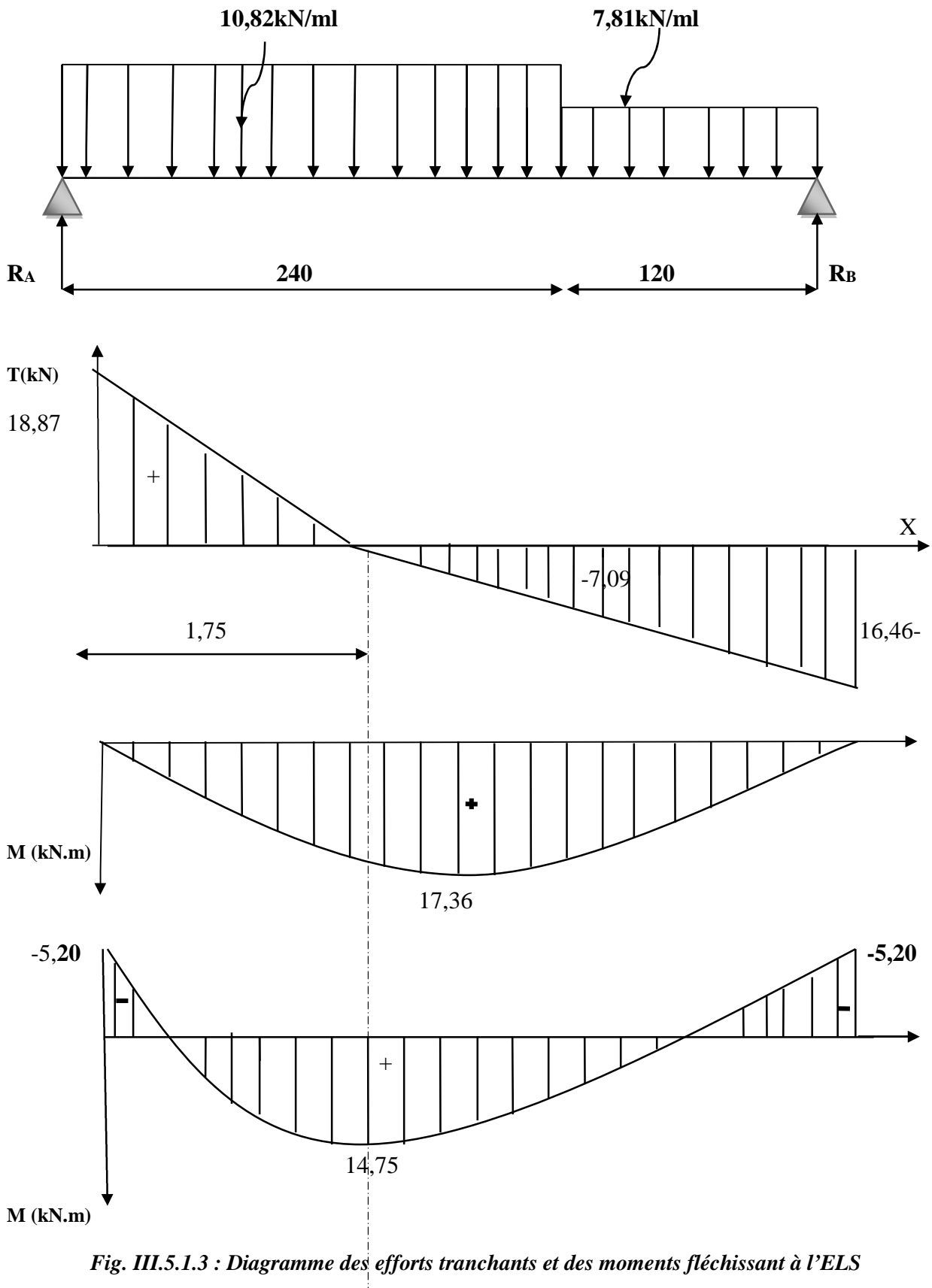


Fig. III.5.1.3 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

III.5.1.5 Vérifications à ELS :**a) Vérification des contraintes dans le béton :**

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{t28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{M_s^{max}}{\beta_1 x d x A_{st}}$$

En travée

$$\rho_1 = \frac{100 x A_{st}}{b x d} = \frac{100 x 6,77}{100 x 13} = 0,52$$

$$\rho_1 = 0,52 \Rightarrow \beta_1 = 0,891 \Rightarrow k_1 = 31,08$$

$$\sigma_{st} = \frac{14,75 x 10^3}{0,891 x 13 x 6,77} = 188,09 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{188,09}{31,08} = 6,05 \text{ Mpa}$$

$$6,05 \text{ Mpa} \leq 15 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 x A_{st}}{b x d} = \frac{100 x 4,71}{100 x 13} = 0,362$$

$$\rho_1 = 0,362 \Rightarrow \beta_1 = 0,906 \Rightarrow k_1 = 38,48$$

$$\sigma_{st} = \frac{5,20 x 10^3}{0,906 x 13 x 4,71} = 93,73 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{93,73}{38,48} = 2,44 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,44 \text{ Mpa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion

Les conditions sont vérifiées, donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

b) Vérification de la flèche (B.6.5.2 BAEL91)

Selon les règles BAEL91 le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions si après ne sont pas vérifiées.

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

h : Hauteur de la poutre.

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

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

L : Longueur libre de la plus grande travée.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

A : Section d'armature en travée.

M_t : Moment max en travée.

M_0 : Moment max isostatique.

Vérification

$h = 15\text{cm}$; $L = 360\text{cm}$; $A_{\text{utr}} = 6,77 \text{ cm}^2$

$M_{\text{str}} = 14,75\text{kN m}$; $M_0 = 17,36 \text{ kN m}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$

$\frac{h}{L} = \frac{15}{360} = 0,041 \geq \frac{1}{16} = 0,06 \implies$ Condition non vérifiée

$\frac{h}{L} = 0,041 < \frac{M_t}{10M_0} = \frac{14,75}{10 \times 17,36} = 0,085 \implies$ Condition vérifiée

$\frac{A}{b.d} = \frac{6,77}{100 \times 15} = 0,0045 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0,0105 \implies$ Condition vérifiée

Calcul de la flèche

On va vérifier la formule suivante

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{360}{500} = 0,72\text{cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s^{max} l^4}{E_v I} \leq \bar{f}$$

Avec : I = moment d'inertie totale de la section homogène.

$$I = \frac{b}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + 15 \times A_t (y_2 - c)^2$$

$$Y_2 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{bx \frac{h^2}{2} + 15A_t d}{bh + 15A_t} = \frac{100x \frac{15^2}{2} + 15x6,77 \times 13}{100x15 + 15x6,77} = 7,84\text{cm}$$

$Y_1 = 15 - 7,84 = 7,16 \text{ cm} \implies Y_1 = 7,26 \text{ cm}$

$$I = \frac{100}{3} \times (7,16^3 + 7,84^3) + 15 \times 6,77 \times (7,84 - 2)^2 = 31761,82 \text{ cm}^4$$

$I = 31761,82 \text{ cm}^4$

$E_v = 37000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ Mpa}$ $f_{c28} = 25\text{Mpa}$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{14,75 \times (3,6)^4 \times 10^6}{10818,86 \times 31761,82} = 0,093 \text{ cm}$$

$f = 0,093 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0,72 \text{ cm}$  **La flèche est vérifiée.**

L'escalier sera ferrillé comme suite :

Aux appuis : -Armature principale : $A_p = 6\text{HA}10$ $e = 15 \text{ cm}$

-Armature secondaire : $A_r = 4\text{HA}10$ $e = 25 \text{ cm}$

En travées : -Armature principale : $A_p = 6\text{HA}12$ $e = 15 \text{ cm}$

-Armature secondaire : $A_r = 4\text{HA}10$ $e = 25 \text{ cm}$

III.6. Calcul de la poutre palière

Introduction :

Les paliers de repos de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse elle est semi encastré à ces extrémités dans les poteaux, sa portée est de 2.60m.

III.6.1. Pré dimensionnement

a) 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 nœuds d'appuis.

h_t : hauteur de la poutre.

$$L_{max} = 2,8m \Rightarrow \frac{280}{15} \leq h_t \leq \frac{280}{10}$$

Donc : $18,66 \leq h_t \leq 28cm$

Compte tenu des exigences du **RPA (Art 7.5.1)**, On opte pour $h_t = 30 cm$

b) Largeur :

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \text{D'ou : } 12cm \leq b \leq 21cm$$

D'après les exigences du RPA, on prend $b = 20cm$

$$b \geq 20cm \dots \dots \dots 20 \geq 20 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

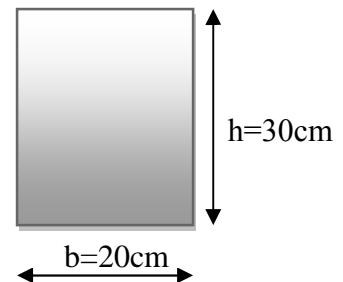
c) Vérification d'exigences de RPA (Art 7.5.1.RPA 99) :

$$h_t \geq 30cm \dots \dots \dots 30 \geq 30cm \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h_t}{b} \leq 4 \dots \dots \dots \frac{30}{20} \leq 1,5cm \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc la poutre palière a pour dimensions :

$$(b \times h) = (20 \times 30) cm^2$$



III.6.2. Détermination des charges de la poutre :

Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0,20 \times 0,30 = 1,5 kN/ml$

Poids propre du mur : $G = 2,36 \times 1,355 = 3,19 \Rightarrow G_t = 4,69 kN/ml$

Réaction de l'escalier sur la poutre : ELU $R_u = 26,15kN$

ELS $R_s = 18,87kN$

➤ **Combinaison de charges :**

$$I'ELU : q_u = 1.35 G + R_u = 1.35 \times (4,69 + 1,5) + 26,15 = 34,50$$

$$q_u = 34,50 \text{ kN/ml}$$

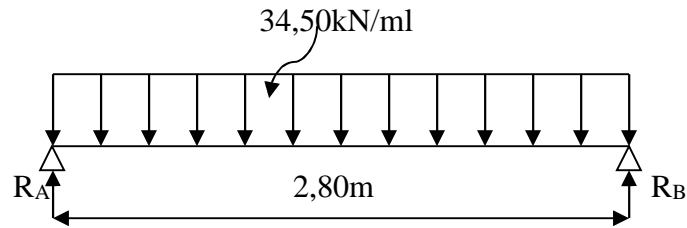


Fig.III.6.1 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELU.

III.6.3 Calcul des efforts à l'ELU

a) **Les réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{34,50 \times 2,80}{2} = 48,3 \text{ kN}$$

b) **Moment isostatique**

$$M_{0u} = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{34,50 \times 2,80^2}{8} = 33,81 \text{ kN.m}$$

c) **Effort tranchant**

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{34,50 \times 2,80}{2} = 48,3 \text{ kN}$$

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

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,3 \times M_u^{\max} = -0,3 \times 33,81 = -10,14 \text{ kN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times M_u^{\max} = 0,85 \times 33,81 = 28,73 \text{ kN.m,}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

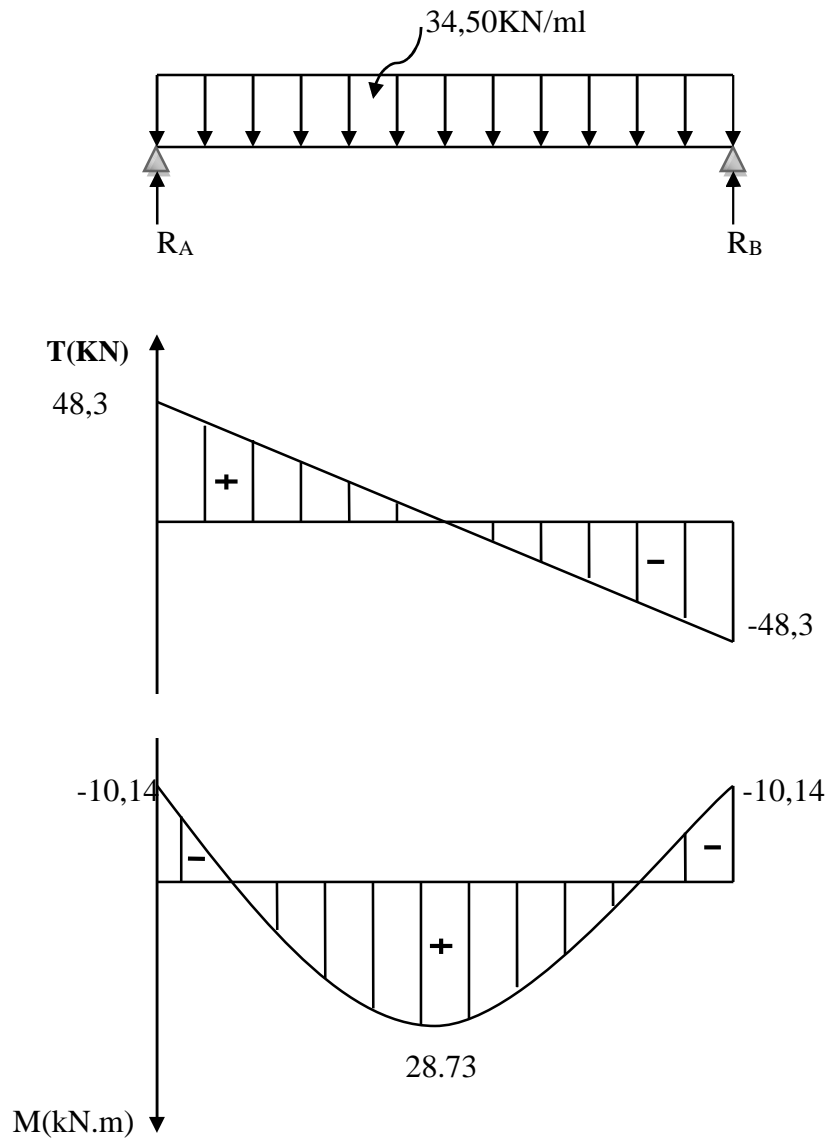


Fig.III.6.2: Diagrammes des efforts tranchants et les moments fléchissants

III.6.4. Calcul des armatures

➤ **Armature principale :**

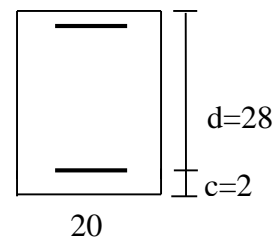
- **En travée**

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{28,73 \times 10^3}{20 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,129$$

$\mu_b = 0,129 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$ Section simplement armée

$\beta = 0,930$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{28,73 \times 10^3}{0,930 \times 28 \times 348} = 3,17 \text{ cm}^2$$



On opte pour : **3HA12 = 3,38cm²**

• Aux appuis

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{10,14 \times 10^3}{20 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,045$$

$$\mu_b = 0,045 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\beta = 0,977$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{10,14 \times 10^3}{0,977 \times 28 \times 348} = 1,065 \text{cm}^2$$

On opte pour **3 HA12 = 3,38cm²**.

III.6.4. Vérifications à l'ELU

a) Condition de non fragilité : (BAEL91.Art. A.4.2.1)

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 20 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,676 \text{cm}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} A_a = 3,39 \text{cm}^2 > A_{\min} = 0,676 \text{cm}^2 \\ A_t = 3,39 \text{cm}^2 > A_{\min} = 0,676 \text{cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la contrainte tangentielle: (BAEL91.Art. A.5.2.2)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{48,3 \times 1000}{200 \times 280} = 0,86 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13 f_{c28} ; 5 \text{MPa}\} = 3,25 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,86 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (BAEL91.Art.A.6.1.3)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \cdot \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi$$

$$\tau_{se} = \frac{48,3 \times 10}{0,9 \times 28 \times 3 \times 3,14 \times 1,2} = 1,69 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,69 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

d) Ancrage des barres (BAEL91/Art.6.1,23)

$$\tau_s = 0.6 \psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

La longueur d'ancrage mesuré hors crochets : $L_C = 0.4 L_s$

$$L_C = 0.4 \times 42.32 = 16.93 \text{ cm}$$

En prend $L_c = 20$

e) L'influence de l'effort tranchant aux niveaux des appuis• **Sur le béton :**

On doit vérifier que :

$$T_U^{\max} < \frac{0.4 f_{c28}}{\gamma_b} = 0.9 \times d \times b$$

$$T_U^{\max} < \frac{0.4 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 0.9 \times 0.28 \times 0.20 = 336 \text{ KN}$$

$$T_U^{\max} = 48.3 \text{ KN} < 336 \text{ KN} \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **Sur l'acier :**

On doit vérifier que :

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_U^{\max} - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \left(48.3 \times 10^3 - \frac{10.14 \times 10^6}{0.9 \times 280} \right) = 0.23 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.23 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ Les armatures transversales

Les diamètres des armatures transversales doivent être

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \varphi_1^{\max} ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 1.4 ; 0.857 ; 0.2 \} = 0.2 \text{ cm}$$

On choisit un diamètre : $\varphi = 8 \text{ mm}$

Donc on adopte **4HA8 = 2.01 cm²** → (1 cadre + 1 étrier) $\varphi 8$

➤ Espacement des armatures

$$S_t \leq \min \{0,9d ; 40\text{cm}\} = \min \{25,2 ; 40\text{cm}\} = 25,2\text{cm} \text{ Soit : } S_t = 25 \text{ cm.}$$

La section d'armature transversale doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,4\text{MPa}; \quad \frac{2,01 \times 400}{20 \times 25} = 1,6\text{MPa} \geq 0,4\text{MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Selon (RPA 99 version 2003/Art ; 7.5.2) ; l'espacement doit vérifier

• **Sur appuis :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi_L \right\} = \min \left\{ \frac{30}{4} ; 12 \times 1,4 \right\} = 7,5\text{cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 7\text{cm}$$

• **En travées :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15\text{cm}$$

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

Les premières armatures transversales doivent être disposées 5cm au plus du nœud de l'appuis ou de l'encastrement

III.6.5 Calcul à L'ELS

• **Combinaison de charges :**

$$\text{l'ELS : } q_s = G + R_s = 4,69 + 1,5 + 18,87 = 25,06$$

$$q_s = 25,06 \text{ KN/ml}$$

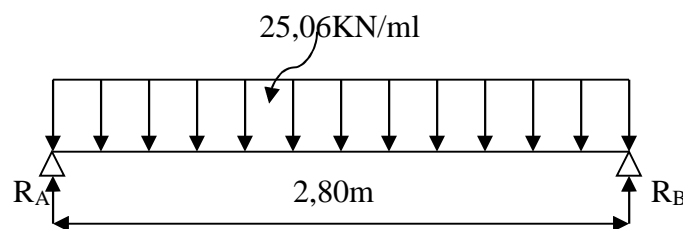


Fig. III.7.3 : Schéma statique de la poutre palière à l' ELS.

a) **Les réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{25,06 \times 2,80}{2} = 35,08\text{kN}$$

b) **Moment isostatique**

$$M_{0s} = M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{25,06 \times (2,80)^2}{8} = 24,56\text{kN.m}$$

c) Effort tranchant

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{25,06 \times 2,80}{2} = 35,08 \text{ kN}$$

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

Aux appuis : $M_a = -0,3 \times M_s^{\max} = -0,3 \times 24,56 = -7,36 \text{ kN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 \times M_s^{\max} = 0,85 \times 24,56 = 20,87 \text{ kN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont représentés dans le diagramme suivant :

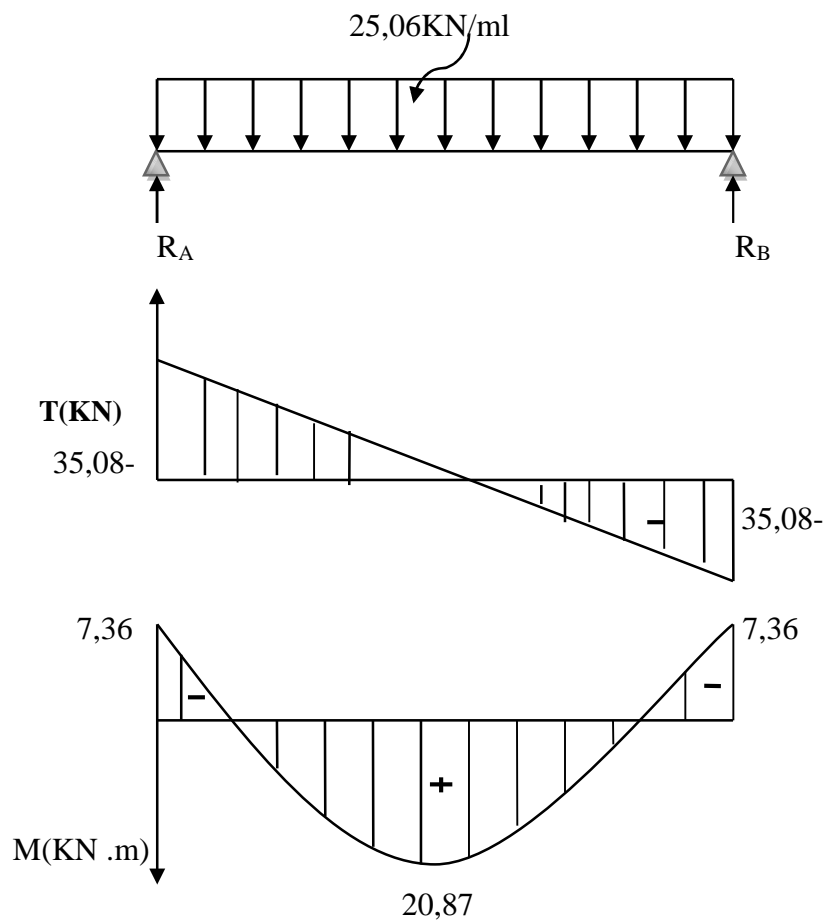


Fig. III.6.4 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant

III.6.6 Vérifications à l'ELS**a) Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL91/Art A.4.5, 3)**

Les fissurations étant peu nuisibles, aucune vérification n'est à effectuer.

b) Etat limite de résistance à la compression du béton : (BAEL91/Art A.4.5, 2)

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

En travée : $A_{st} = 3,38 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 3,38}{20 \times 28} = 0,603 \quad \Longrightarrow \quad \beta_1 = 0,885 \quad \Longrightarrow \quad K_1 = 28,67$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \sigma_s = \frac{20,87 \times 10^3}{0,885 \times 28 \times 3,38} = 249,17 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \sigma_{bc} = \frac{249,17}{28,67} = 8,69 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,69 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Sur appuis : $A_a = 3,38 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,38}{20 \times 28} = 0,603 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0,885 \quad \longrightarrow \quad K_1 = 28,67$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \sigma_s = \frac{7,36 \times 10^3}{0,885 \times 28 \times 3,38} = 87,87 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \sigma_{bc} = \frac{87,87}{28,67} = 3,06 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,06 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.6.7. Vérification de la flèche (BAEL91/B.6.5.1)

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{280} = 0,107 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0,107 \geq \frac{M_{tr}}{10M_0} = \frac{20,87}{10 \times 24,56} = 0,085 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b.d} = \frac{3,38}{20 \times 28} = 0,006 \leq \frac{4,2}{f_c} = 0,0105 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

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

✚ Plan de ferrailage de la poutre palière :

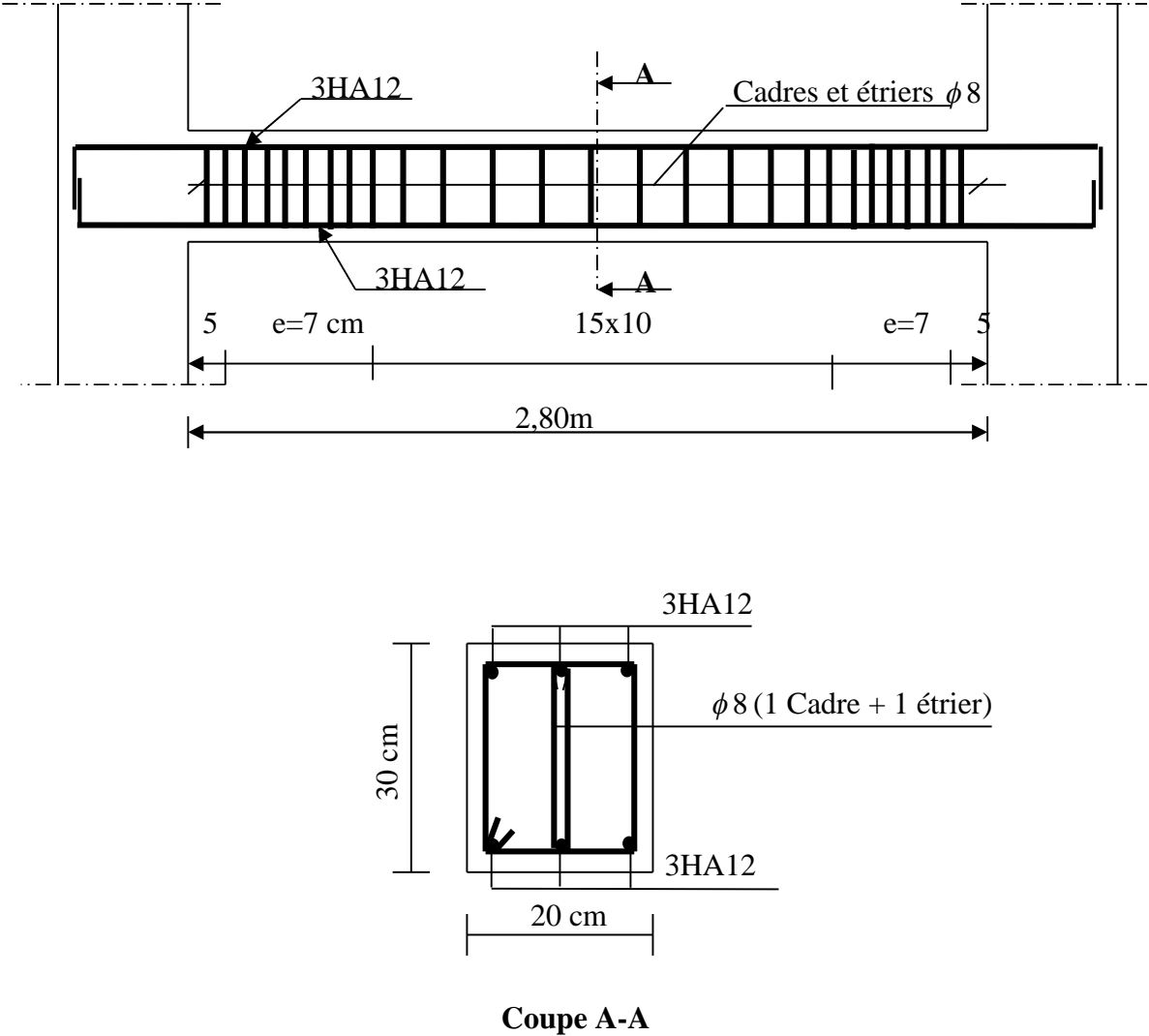


Fig.III.6.5 Ferrailage de la poutre palière

IV.1) Introduction :

Dans ce chapitre nous étudierons le système structural d'éléments permettant d'assurer la stabilité du bâtiment vis-à-vis des efforts horizontaux.

L'étude du contreventement consiste à parer la structure contre les deux types de sollicitation horizontales, vent et séisme.

Le contreventement peut être assuré :

- Des voiles ou murs appelés couramment refends entrant dans la composition de l'ouvrage.
- Du système (poteaux poutres) formant des portiques d'étage.

Les cages d'escalier et d'ascenseurs ou gaines représentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.

Une combinaison des deux systèmes suscités, forment un contreventement mixte ou portique et refends rigidement liés travaillent conjointement pour faire face au séisme.

Dans notre cas l'ossature du bâtiment est composée, à la fois de portiques et de murs de refends, disposés parallèlement. Le but de ce chapitre est justement de déterminer les efforts horizontaux dans les refends, d'une part, et dans les portiques d'une autre part. Pour cela nous allons comparer l'inertie des voiles à celle des portiques auxquels nous allons attribuer (une inertie fictive).

IV.2) Calcul des inerties des refends :

IV.2.1 Inertie des Refends pleins :

❖ Les voiles longitudinaux (xx) :

$$I_x = \frac{L \times e^3}{12} \quad ; \quad I_y = \frac{e \times L^3}{12}$$

$I_x \lll I_y$: I_x est négligeable devant I_y

❖ Les voiles transversaux (yy) :

$$I_x = \frac{e \times L^3}{12} \quad ; \quad I_y = \frac{L \times e^3}{12}$$

$I_y \lll I_x$: I_y est négligeable devant I_x

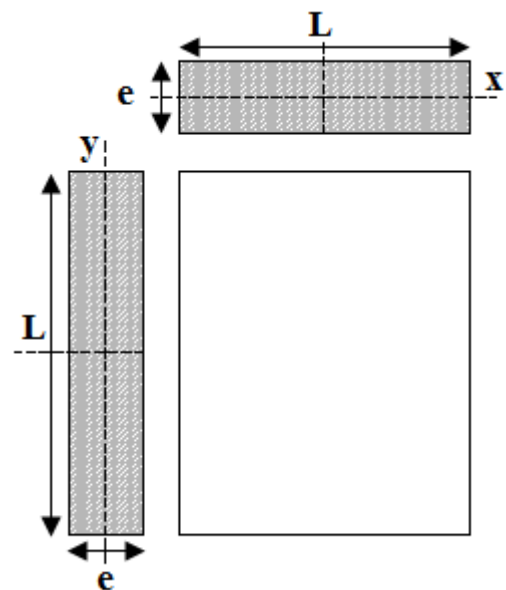


Figure IV.1 : Coupe des voiles en plan.

Remarque :

La longueur L des voiles est mesurée aux extrémités extérieures des poteaux encadrant ceux-ci, elle varie donc avec la section des poteaux. Pour éviter cette variation et assuré la continuité de ces voiles en élévation, chaque voile doit avoir la même longueur L pour tous les niveaux, cette longueur sera celle mesuré au dernier niveaux ou la section des poteaux est de (30×30).

Sens Y-Y :

Niveaux	Voiles	L(m)	e(m)	I (m ⁴)
Du RDC au 7 ^{ème} étage	4VT1	3.80	0.20	0.914x4
	1VT2	1.50	0.20	0.054
Somme				3.71

Sens X-X :

Niveaux	Voiles	L(m)	e(m)	I (m ⁴)
Du RDC au 7 ^{ème} étage	8VL1	2.00	0.20	0.13x8
	1VL2	1.70	0.20	0.082
Somme				1.15

IV.2.2 Inertie des Refends avec ouvertures :**IV.2.2.1 : Notion de l'inertie équivalente :**

L'introduction de la notion de l'inertie équivalente permet, par un artifice de calcul, d'assimiler les refends avec ouvertures aux refends linéaires pleines. Pour la distribution des efforts horizontaux il suffit de remplacer chaque refend avec ouvertures par un refend plein fictif.

Par définition l'inertie équivalente I_e d'un refend avec ouverture est l'inertie d'un refend plein fictif qui est soumise au même effort horizontal, uniformément réparti sur le bâtiment présenterait à son sommet une flèche égale à celle du refend avec ouverture.

$$\text{La flèche de refend fictif est : } F = \frac{T_0 \times H^3}{8 \times E \times I_e}$$

Avec :

T_0 : Effort tranchant à la base du refend.

H : hauteur totale du bâtiment.

I_e : moment d'inertie équivalente.

IV.2.2.2 l'inertie équivalente des refends avec une seule file d'ouverture (cas d'un séisme charge triangulaire)

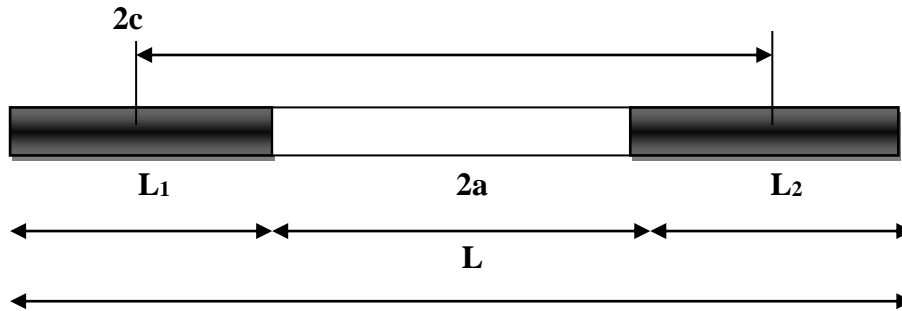


Figure IV.2 : Refend à une seule file d'ouverture

$$I_e = \frac{I}{\frac{60 \times 2mc \times \psi_0}{11 \times I_0 \times \alpha^2} + 1}$$

D'ou :

$$I = I_1 + I_2 \quad ; \quad I_0 = I_1 + I_2 \quad ; \quad i = \frac{e \times B^3}{12} \quad ; \quad m = \frac{2c}{\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}}$$

$$\Psi_0 = \frac{2}{3} + \frac{2 - \alpha^2}{\alpha^3} \times \frac{sh\alpha}{ch\alpha} - \frac{2}{\alpha^2 \times ch\alpha} \quad ; \quad \alpha = W \times H$$

$$W^2 = \frac{3 \times E' \times i \times I \times c}{E \times I_0 \times m \times h \times \alpha^3}$$

Avec:

I_1 et I_2 : inertie propre.

I : moment d'inertie du refend.

E : module d'élasticité du matériau constituant le refend.

A_1 et A_2 : aire des trumeaux 1 et 2.

m : moment statique de chaque éléments de refend par apport au CDG de l'ensemble.

i : inertie du linteau.

h : hauteur d'un étage.

E' : module d'élasticité du matériau constituant le linteau (généralement $E = E'$).

$2c$: distance entre les CDG des deux éléments de refend.

$2a$: portée de l'ouverture.

α : degré de monolithisme.

Remarque :

Dans notre disposition (choisie) on n'a pas des refends avec ouvertures.

IV.3 Détermination de la répartition des efforts horizontaux entre portiques et refends :

IV.3.1 calcul des flèches des refends :

Le calcul des flèches des refends dont l'inertie est : $I = 1 \text{ M}^4$, soumis au même système de force que les portiques (une force égale à 1 tonne à chaque niveau), sera obtenu par la méthode des **moments des aires**.

Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne, est une série de sections de trapèze superposés et délimités par les niveaux.

La flèche est donnée par la relation suivante : $f_i = \frac{\sum S_i \times d_i}{E_i}$

Avec :

S_i : surface du trapèze.

d_i : distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

Rappel sur le centre de gravité et la surface d'un trapèze :

$$S_i = \frac{(B+b) \times h}{2}$$

$$d_i = \frac{(B+2b)}{3(B+b)} \times h$$

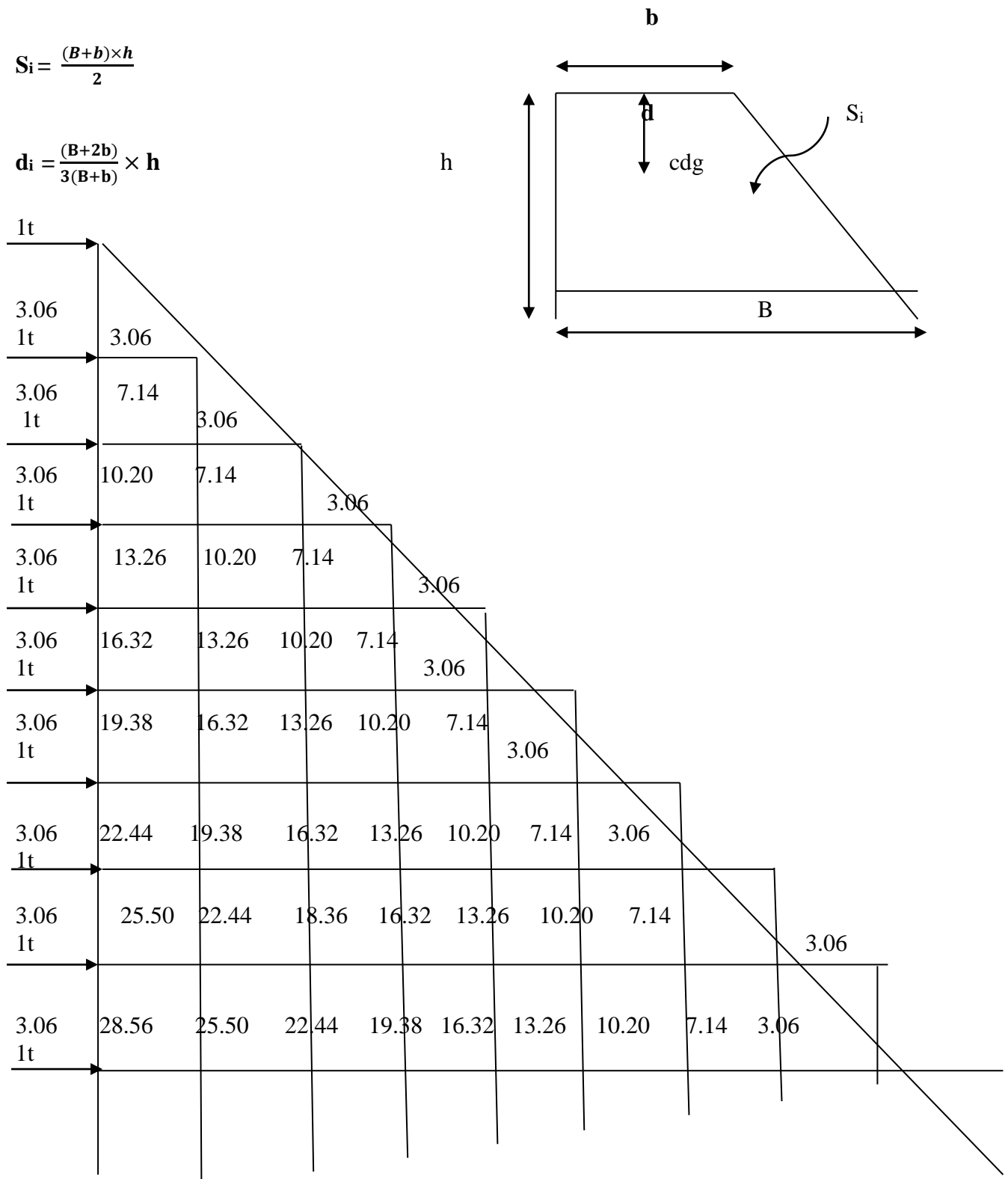


Figure IV.3 : Diagramme des moments des aires.

Le tableau suivant donne les aires S_i et la position du centre de gravité d_i par diagramme des moments pour chaque étage:

Niveau S-SOL :

H(m)	B	b	S_i	d_i	S_i*d_i
3.06	28.56	25.5	82.7118	1.50113208	124.161336
3.06	25.5	22.44	73.3482	1.49744681	109.835028
3.06	22.44	19.38	63.9846	1.49268293	95.50872
3.06	19.38	16.32	54.621	1.48628571	81.182412
3.06	16.32	13.26	45.2574	1.47724138	66.856104
3.06	13.26	10.2	35.8938	1.46347826	52.529796
3.06	10.2	7.14	26.5302	1.44	38.203488
3.06	7.14	3.06	15.606	1.326	20.693556
3.06	3.06	0	4.6818	1.02	4.775436
Somme					593.745876

RDC:

H(m)	B	b	S_i	d_i	S_i*d_i
7.14	28.56	22.44	101.9592	3.4272	349.43457
7.14	25.50	19.38	171.1458	3.49404255	597.990708
7.14	22.44	16.32	149.2974	3.48292683	519.99192
7.14	19.38	13.26	127.449	3.468	441.993132
7.14	16.32	10.20	105.6006	3.44689655	363.994344
7.14	13.26	7.14	83.7522	3.41478261	285.995556
7.14	10.20	3.06	61.9038	3.36	207.996768
7.14	7.14	0	36.414	3.094	112.664916
7.14	3.06	0	10.9242	2.38	25.999596
Somme					2906.06151

1^{ème} étage :

H(m)	B	b	S_i	d_i	S_i*d_i
10.14	28.56	19.38	144.7992	4.74638298	687.272458
10.14	25.5	16.32	227.5416	4.83954545	1101.19792
10.14	22.44	13.26	196.5132	4.80315789	943.883928
10.14	19.38	10.2	165.4848	4.753125	786.56994
10.14	16.32	7.14	134.4564	4.68	629.255952
10.14	13.26	3.06	103.428	4.563	471.941964
10.14	10.2	0	67.2282	4.16	279.669312
10.14	7.14	0	36.1998	3.38	122.355324
10.14	3.06	0	15.5142	3.38	52.437996
Somme					5074.58479

2^{ème} étage :

H(m)	B	b	S _i	d _i	S _i *d _i
13.26	28.56	16.32	189.3528	6.02727273	1141.28097
13.26	25.5	13.26	277.2666	6.14487805	1703.76944
13.26	22.44	10.2	236.691	6.06171429	1434.75322
13.26	19.38	7.14	196.1154	5.94413793	1165.73699
13.26	16.32	3.06	155.5398	5.76521739	896.72076
13.26	13.26	0	108.2016	5.24875	567.923148
13.26	10.2	0	67.626	4.42	298.90692
13.26	7.14	0	47.3382	4.42	209.234844
13.26	3.06	0	20.2878	4.42	89.672076
Somme					7507.99836

3^{ème} étage :

H(m)	B	b	S _i	d _i	S _i *d _i
16.32	28.56	13.26	233.0496	7.16487805	1669.77196
16.32	25.5	10.32	316.2816	7.30105263	2309.18861
16.32	22.44	7.14	267.3216	7.15369963	1912.33843
16.32	19.38	3.06	216.4032	6.90461538	1494.18086
16.32	16.32	0	158.1408	6.29894737	996.120576
16.32	13.26	0	108.2016	5.44	588.616704
16.32	10.2	0	83.232	5.44	452.78208
16.32	7.14	0	58.2624	5.44	316.947456
16.32	3.06	0	24.9696	5.44	135.834624
Somme					9875.78131

4^{ème} étage :

H(m)	B	b	S _i	d _i	S _i *d _i
19.38	28.56	10.2	276.7464	8.16	2258.25062
19.38	25.5	7.17	345.933	8.30571429	2873.22066
19.38	22.44	3.06	286.9209	8.02427558	2302.33237
19.38	19.38	0	217.4436	7.34090909	1596.2337
19.38	16.32	0	158.1408	6.46	1021.58957
19.38	13.26	0	128.4894	6.46	830.041524
19.38	10.2	0	98.838	6.46	638.49348
19.38	7.14	0	69.1866	6.46	446.945436
19.38	3.06	0	29.6514	6.46	191.548044
Somme					12158.6554

5^{ème} étage :

H(m)	B	b	S _i	d _i	S _i *d _i
22.44	28.56	7.14	320.4432	8.976	2876.29816
22.44	25.5	3.06	366.2208	9.11625	3338.56037
22.44	22.44	0	286.11	8.3776	2396.91514
22.44	19.38	0	217.4436	7.48	1626.47813
22.44	16.32	0	183.1104	7.48	1369.66579
22.44	13.26	0	148.7772	7.48	1112.85346
22.44	10.2	0	114.444	7.48	856.04112
22.44	7.14	0	80.1108	7.48	599.228784
22.44	3.06	0	34.3332	7.48	256.812336
Somme					14432.8533

6^{ème} étage :

H(m)	B	b	S _i	d _i	S _i *d _i
25.5	28.56	3.06	364.14	9.32258065	3394.72452
25.5	25.5	0	364.14	9.41071429	3426.8175
25.5	22.44	0	286.11	8.5	2431.935
25.5	19.38	0	247.095	8.5	2100.3075
25.5	16.32	0	208.08	8.5	1768.68
25.5	13.26	0	169.065	8.5	1437.0525
25.5	10.2	0	130.05	8.5	1105.425
25.5	7.14	0	91.035	8.5	773.7975
25.5	3.06	0	39.015	8.5	331.6275
Somme					16770.367

7^{ème} étage :

H(m)	B	b	S _i	d _i	S _i *d _i
28.56	28.56	0	407.8368	9.52	3882.60634
28.56	25.5	0	364.14	9.52	3466.6128
28.56	22.44	0	320.4432	9.52	3050.61926
28.56	19.38	0	276.7464	9.52	2634.62573
28.56	16.32	0	233.0496	9.52	2218.63219
28.56	13.26	0	189.3528	9.52	1802.63866
28.56	10.2	0	145.656	9.52	1386.64512
28.56	7.14	0	101.9592	9.52	970.651584
28.56	3.06	0	43.6968	9.52	415.993536
Somme					19829.0252

IV.3.2 : calcul du déplacement des portiques et leurs inerties fictives :

a. Calcul du déplacement des portiques :

- La translation est donnée par :

$$E \Delta_n = E \psi_n \times h$$

Avec :

$$E \psi_n = \frac{M_n}{12 \sum K_{pn}} + \frac{E \theta_n + E \theta_{n+1}}{2}$$

D'où:

h: hauteur d'étage considéré.

$\sum K_{pn}$: Somme des raideurs des poteaux au niveau (n)

Avec :

$$\sum K_{pn} = \sum \frac{I_{pn}}{h}$$

I_{pn} : inertie des poteaux du niveau (n).

M_n : moment d'étage.

$$M_n = T_n \times h$$

T_n : effort tranchant au niveau (n).

- La rotation d'étage est donnée par :

- Pour les poteaux articulés au 1^{er} niveau : $E \theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1}}$
- pour les poteaux encastres à la base au 1^{er} niveau : $E \theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p1}}$
- Pour les poteaux d'étage courants : $E \theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{tn}}$

Avec :

$$K_{tn} : \text{Raideur des poutres} : K = \frac{I_{tn}}{L}$$

$$K_{pn} : \text{Raideur des poteaux} : K = \frac{I_{pn}}{h}$$

h : hauteur d'étage.

L : portée libre de la poutre.

b. Rigidité des portiques :

• Calcul des rigidités linéaires :

➤ Rigidités linéaire d'un poteau : $K_{poteau} = \frac{I_{pot}}{h_c}$

➤ Rigidités linéaire d'une poutre : $K_{poutre} = \frac{I_{pout}}{L_c}$

➤ Identification des paramètres :

I : moment d'inertie de l'élément $\left(I = \frac{b h^3}{12} \right)$.

Poteaux : $h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} e_{pot}$ Avec : h_c : Hauteur des poteaux à calculées.

\bar{h} : Hauteur entre nus des poteaux.

e_{pot} : Largeur des poteaux.

$\bar{h} = h_e - h_{poutre}$

Poutres : $L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} h_{poutre}$ Avec : L_c : Longueur des poutres à calculées.

\bar{L} : Longueur entre nus des poutres.

h_{poutre} : Hauteur des poutres.

$\bar{L} = L_0 - e_{poteaux}$

• Rigidités linéaires des poteaux dans le sens X-X.

niveaux	b cm	h cm	I cm ⁴	he cm	hp cm	h' cm	e _{pot} cm	hc	k cm ³
7	35	35	125052.08	306	30	276	35	293.5	236.013986
6	35	35	125052.08	306	30	276	35	293.5	236.013986
5	35	35	125052.08	306	30	276	35	293.5	236.013986
4	40	40	213333.33	306	30	276	40	296	433.456095
3	40	40	213333.33	306	30	276	40	296	433.456095
2	40	40	213333.33	306	30	276	40	296	433.456095
1	45	45	3411718.75	306	30	276	45	298.5	733.104238
RDC	45	45	3411718.75	306	30	276	45	298.5	733.104238
S-Sol	45	45	3411718.75	306	30	276	45	298.5	733.104238

• Rigidités linéaires des poteaux dans le sens Y-Y.

niveaux	B cm	h cm	I cm ⁴	he cm	hp cm	h' cm	epot cm	hc cm	k cm ³
7	35	35	125052.08	306	35	271	35	288.5	433.45608
6	35	35	125052.08	306	35	271	35	288.5	433.45608
5	35	35	125052.08	306	35	271	35	288.5	433.45608
4	40	40	213333.33	306	35	271	40	291	733.10423
3	40	40	213333.33	306	35	271	40	291	733.10423
2	40	40	213333.33	306	35	271	40	291	733.10423
1	45	45	3411718.8	306	35	271	45	293.5	11624.255
RDC	45	45	3411718.8	306	35	271	45	293.5	11624.255
S-Sol	45	45	3411718.8	306	35	271	45	293.5	11624.255

Rigidités linéaires des poutres dans le sens X-X.

niveaux		b cm	h cm	I cm ⁴	L ₀ cm	e _{pot}	L' cm	h _{poutre} cm	Lc cm	k cm ³
5,6,7	A--B	30	35	107188	440	35	405	35	422.5	253.7
	B--C	30	35	107188	440	35	405	35	422.5	253.7
	C--D	30	35	107188	310	35	405	35	422.5	253.7
	D--E	30	35	107188	440	35	405	35	422.5	253.7
	E--F	30	35	107188	440	35	405	35	422.5	253.7
2,3,4	A--B	30	35	107188	440	40	400	35	417.5	256.74
	B--C	30	35	107188	440	40	400	35	417.5	256.74
	C--D	30	35	107188	310	40	400	35	417.5	256.74
	D--E	30	35	107188	440	40	400	35	417.5	256.74
	E--F	30	35	107188	440	40	400	35	417.5	256.74
S-SOL RDC,1	A--B	30	35	107188	440	45	395	35	412.5	259.85
	B--C	30	35	107188	440	45	395	35	412.5	259.85
	C--D	30	35	107188	310	45	395	35	412.5	259.85
	D--E	30	35	107188	440	45	395	35	412.5	259.85
	E--F	30	35	107188	440	45	395	35	412.5	259.85

Rigidités linéaires des poutres dans le sens Y-Y.

niveaux	travées	b cm	h cm	I cm ⁴	L0 cm	e _{pot}	L' cm	h _{poutre} cm	Lc cm	k poutre cm ³
5,6,7	1--2	30	30	67500	300	35	265	30	280	241.07143
	2--3	30	30	67500	390	35	355	30	370	182.43243
	3--4	30	30	67500	390	35	355	30	370	182.43243
	4--5	30	30	67500	390	35	355	30	370	182.43243
2,3,4	1--2	30	30	67500	300	40	260	30	275	245.45455
	2--3	30	30	67500	390	40	350	30	365	184.93151
	3--4	30	30	67500	390	40	350	30	365	184.93151
	4--5	30	30	67500	390	40	350	30	365	184.93151
S-SOL RDC,1	1--2	30	30	67500	300	45	255	30	270	250
	2--3	30	30	67500	390	45	345	30	360	187.5
	3--4	30	30	67500	390	45	345	30	360	187.5
	4--5	30	30	67500	390	45	345	30	360	187.5

c. Inertie fictives des portiques :

Pour déterminer ces inerties fictives, il suffit de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces égale à **1 tonne** et de comparer ces déplacements aux flèche que prendrait un refend équivalent à l'ensemble des refends disposés dans la même direction sous l'effet du même système de forces horizontale (1 tonne à chaque niveau).

En fixant l'inertie du refend à **1 m⁴**, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une (inertie fictive) puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des plancher, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refend et pour les portiques.

L'inertie fictive se calcul comme suit : $I_{en} = \frac{f_n}{\Delta_n}$

Avec :

f_n : flèche des refends au niveau (n).

Δ_n : déplacement du portique au niveau (n)

Le calcul des inerties fictives se fera pour tous les portiques, dans les deux directions orthogonales.

Les résultats du calcul sont donnés par les tableaux suivant :

• Calcul des déplacements et les rotations dans le sens X-X

Niveaux	portique	He (m)	Mn (t.m)	Mn+1 (t.m)	$\sum Kpoteaux$ m3 10-4	$\sum Kpoutres$ M3 10-4	$E\theta_n$ t m-2	$E\psi_n$ Tm-2	$E\Delta_n$ kn/m	$D_n = \sum E\Delta_n$
7	1-2	3.06	3.06	0	63.720	67.670	18.841	77.702	2377.672	71250.454
	2-3	3.06	3.06	0	63.720	67.670	18.841	77.702	2377.672	71250.454
	3-4	3.06	3.06	0	63.720	67.670	18.841	77.702	2377.672	71250.454
	4-5	3.06	3.06	0	63.720	67.670	18.841	77.702	2377.672	71250.454
	5-6	3.06	3.06	0	63.720	67.670	18.841	77.702	2377.672	71250.454
6	1-2	3.06	7.14	3.06	63.720	67.670	56.524	155.403	4755.344	68872.782
	2-3	3.06	7.14	3.06	63.720	67.670	56.524	155.403	4755.344	68872.782
	3-4	3.06	7.14	3.06	63.720	67.670	56.524	155.403	4755.344	68872.782
	4-5	3.06	7.14	3.06	63.720	67.670	56.524	155.403	4755.344	68872.782
	5-6	3.06	7.14	3.06	63.720	67.670	56.524	155.403	4755.344	68872.782
5	1-2	3.06	10.20	7.14	63.720	67.670	94.207	231.184	7074.245	64117.437
	2-3	3.06	10.20	7.14	63.720	67.670	94.207	231.184	7074.245	64117.437
	3-4	3.06	10.20	7.14	63.720	67.670	94.207	231.184	7074.245	64117.437
	4-5	3.06	10.20	7.14	63.720	67.670	94.207	231.184	7074.245	64117.437
	5-6	3.06	10.20	7.14	63.720	67.670	94.207	231.184	7074.245	64117.437
4	1-2	3.06	13.26	10.20	116.910	69.700	128.049	233.588	7147.795	57043.192
	2-3	3.06	13.26	10.20	116.910	69.700	128.049	233.588	7147.795	57043.192
	3-4	3.06	13.26	10.20	116.910	69.700	128.049	233.588	7147.795	57043.192
	4-5	3.06	13.26	10.20	116.910	69.700	128.049	233.588	7147.795	57043.192
	5-6	3.06	13.26	10.20	116.910	69.700	128.049	233.588	7147.795	57043.192
3	1-2	3.06	16.32	13.26	116.910	69.700	164.634	291.985	8934.743	49895.397
	2-3	3.06	16.32	13.26	116.910	69.700	164.634	291.985	8934.743	49895.397
	3-4	3.06	16.32	13.26	116.910	69.700	164.634	291.985	8934.743	49895.397
	4-5	3.06	16.32	13.26	116.910	69.700	164.634	291.985	8934.743	49895.397
	5-6	3.06	16.32	13.26	116.910	69.700	164.634	291.985	8934.743	49895.397
2	1-2	3.06	19.38	16.32	116.910	69.700	201.220	346.728	10609.873	40960.654
	2-3	3.06	19.38	16.32	116.910	69.700	201.220	346.728	10609.873	40960.654
	3-4	3.06	19.38	16.32	116.910	69.700	201.220	346.728	10609.873	40960.654
	4-5	3.06	19.38	16.32	116.910	69.700	201.220	346.728	10609.873	40960.654

1	5-6	3.06	19.38	16.32	116.910	69.700	201.220	346.728	10609.873	40960.654
	1-2	3.06	22.44	19.38	197.910	71.910	230.496	338.419	10355.636	30350.781
	2-3	3.06	22.44	19.38	197.910	71.910	230.496	338.419	10355.636	30350.781
	3-4	3.06	22.44	19.38	197.910	71.910	230.496	338.419	10355.636	30350.781
	4-5	3.06	22.44	19.38	197.910	71.910	230.496	338.419	10355.636	30350.781
	5-6	3.06	22.44	19.38	197.910	71.910	230.496	338.419	10355.636	30350.781
RDC	1-2	3.06	25.50	22.44	197.910	71.910	265.957	386.765	11835.012	19995.144
	2-3	3.06	25.50	22.44	197.910	71.910	265.957	386.765	11835.012	19995.144
	3-4	3.06	25.50	22.44	197.910	71.910	265.957	386.765	11835.012	19995.144
	4-5	3.06	25.50	22.44	197.910	71.910	265.957	386.765	11835.012	19995.144
	5-6	3.06	25.50	22.44	197.910	71.910	265.957	386.765	11835.012	19995.144
S-SOL	1-2	3.06	28.56	25.50	197.910	71.910	301.418	266.671	8160.133	8160.133
	2-3	3.06	28.56	25.50	197.910	71.910	301.418	266.671	8160.133	8160.133
	3-4	3.06	28.56	25.50	197.910	71.910	301.418	266.671	8160.133	8160.133
	4-5	3.06	28.56	25.50	197.910	71.910	301.418	266.671	8160.133	8160.133
	5-6	3.06	28.56	25.50	197.910	71.910	301.418	266.671	8160.133	8160.133

• L'inertie fictive des portiques dans le sens X-X

Niv	travée	E _{fi}	I _e (m ⁴)	∑I _e
7	1-2	17405.97	0.244	1.464
	2-3		0.244	
	3-4		0.244	
	4-5		0.244	
	5-6		0.244	
6	1-2	14364.12	0.209	1.254
	2-3		0.209	
	3-4		0.209	
	4-5		0.209	
	5-6		0.209	
5	1-2	11933.44	0.186	1.116
	2-3		0.186	
	3-4		0.186	
	4-5		0.186	
	5-6		0.186	
4	1-2	9798.88	0.172	1.032
	2-3		0.172	
	3-4		0.172	
	4-5		0.172	
	5-6		0.172	
3	1-2	7759.74	0.156	0.936
	2-3		0.156	

	3-4		0.156	
	4-5		0.156	
	5-6		0.156	
2	1-2	5730.29	0.140	0.84
	2-3		0.140	
	3-4		0.140	
	4-5		0.140	
	5-6		0.140	
1	1-2	3738.56	0.123	0.738
	2-3		0.123	
	3-4		0.123	
	4-5		0.123	
	5-6		0.123	
RDC	1-2	1929.11	0.096	0.576
	2-3		0.096	
	3-4		0.096	
	4-5		0.096	
	5-6		0.096	
S-SOL	1-2	558.51	0.068	0.408
	2-3		0.068	
	3-4		0.068	
	4-5		0.068	
	5-6		0.068	

• Calcul des déplacements et les rotations dans le sens Y-Y

Niveaux	portique	He (m)	Mn (t.m)	Mn+1 (t.m)	$\sum Kpoteaux$ m3 10-4	$\sum Kpoutres$ M3 10-4	$E\theta_n$ t m-2	$E\varphi_n$ Tm-2	$E\Delta_n$ kn/m	$D_n = \sum E\Delta_n$
7	A-B	3.06	3.06	0	63.720	85.820	14.857	69.732	2133.805	61777.650
	B-C	3.06	3.06	0	63.720	85.820	14.857	69.732	2133.805	61777.650
	C-D	3.06	3.06	0	63.720	85.820	14.857	69.732	2133.805	61777.650
	D-E	3.06	3.06	0	63.720	85.820	14.857	69.732	2133.805	61777.650
6	A-B	3.06	7.14	3.06	63.720	85.820	44.570	139.464	4267.610	59643.845
	B-C	3.06	7.14	3.06	63.720	85.820	44.570	139.464	4267.610	59643.845
	C-D	3.06	7.14	3.06	63.720	85.820	44.570	139.464	4267.610	59643.845
	D-E	3.06	7.14	3.06	63.720	85.820	44.570	139.464	4267.610	59643.845
5	A-B	3.06	7.14	3.06	63.720	85.820	74.283	207.708	6355.850	55376.235
	B-C	3.06	10.20	7.14	63.720	85.820	74.283	207.708	6355.850	55376.235
	C-D	3.06	10.20	7.14	63.720	85.820	74.283	207.708	6355.850	55376.235
	D-E	3.06	10.20	7.14	63.720	85.820	74.283	207.708	6355.850	55376.235
4	A-B	3.06	10.20	7.14	116.910	88.350	101.019	202.697	6202.513	49020.385

	B-C	3.06	10.20	7.14	116.910	88.350	101.019	202.697	6202.513	49020.385
	C-D	3.06	13.26	10.20	116.910	88.350	101.019	202.697	6202.513	49020.385
	D-E	3.06	13.26	10.20	116.910	88.350	101.019	202.697	6202.513	49020.385
3	A-B	3.06	13.26	10.20	116.910	88.350	129.881	253.371	7753.142	42817.871
	B-C	3.06	13.26	10.20	116.910	88.350	129.881	253.371	7753.142	42817.871
	C-D	3.06	13.26	10.20	116.910	88.350	129.881	253.371	7753.142	42817.871
	D-E	3.06	16.32	13.26	116.910	88.350	129.881	253.371	7753.142	42817.871
2	A-B	3.06	16.32	13.26	116.910	88.350	158.744	300.726	9202.230	35064.730
	B-C	3.06	16.32	13.26	116.910	88.350	158.744	300.726	9202.230	35064.730
	C-D	3.06	16.32	13.26	116.910	88.350	158.744	300.726	9202.230	35064.730
	D-E	3.06	16.32	13.26	116.910	88.350	158.744	300.726	9202.230	35064.730
1	A-B	3.06	19.38	16.32	197.910	91.590	180.970	285.083	8723.533	25862.499
	B-C	3.06	19.38	16.32	197.910	91.590	180.970	285.083	8723.533	25862.499
	C-D	3.06	19.38	16.32	197.910	91.590	180.970	285.083	8723.533	25862.499
	D-E	3.06	19.38	16.32	197.910	91.590	180.970	285.083	8723.533	25862.499
RDC	A-B	3.06	19.38	16.32	197.910	91.590	208.811	325.809	9969.752	17138.966
	B-C	3.06	22.44	19.38	197.910	91.590	208.811	325.809	9969.752	17138.966
	C-D	3.06	22.44	19.38	197.910	91.590	208.811	325.809	9969.752	17138.966
	D-E	3.06	22.44	19.38	197.910	91.590	208.811	325.809	9969.752	17138.966
S-SOL	A-B	3.06	22.44	19.38	197.910	91.590	236.652	234.288	7169.214	7169.214
	B-C	3.06	22.44	19.38	197.910	91.590	236.652	234.288	7169.214	7169.214
	C-D	3.06	25.50	22.44	197.910	91.590	236.652	234.288	7169.214	7169.214
	D-E	3.06	25.50	22.44	197.910	91.590	236.652	234.288	7169.214	7169.214

L'inertie fictive des portiques dans le sens Y-Y

Niv	travée	E _{fi}	I _e (m ⁴)	ΣI _e
7	A--B	17405.97	0.490	1.962
	B--C		0.490	
	C--D		0.490	
	D--E		0.490	
6	A--B	14364.12	0.442	1.771
	B--C		0.442	
	C--D		0.442	
	D--E		0.442	
5	A--B	11933.44	0.399	1.596
	B--C		0.399	
	C--D		0.399	
	D--E		0.399	
4	A--B	9798.88	0.328	1.313

	B--C		0.328	
	C--D		0.328	
	D--E		0.328	
2	A--B	7759.74	0.324	1.296
	B--C		0.324	
	C--D		0.324	
	D--E		0.324	
1	A--B	5730.29	0.305	1.221
	B--C		0.305	
	C--D		0.305	
	D--E		0.305	
1	A--B	3738.56	0.274	1.096
	B--C		0.274	
	C--D		0.274	
	D--E		0.274	
RDC	A--B	1929.11	0.246	0.983
	B--C		0.246	
	C--D		0.246	
	D--E		0.246	
S SOL	A--B	558.51	0.205	0.822
	B--C		0.205	
	C--D		0.205	
	D--E		0.205	

Les inerties fictives des portiques par niveau :

	S-SOL	RDC	1	2	3	4	5	6	7	sommes
Sens X-X	1.464	1.254	1.116	1.032	0.936	0.840	0.738	0.576	0.408	8.364
Sens Y-Y	1.962	1.771	1.596	1.313	1.296	1.221	1.096	0.982	0.822	12.059

IV.4 Comparaison des inerties des voiles et portiques :

➤ Sens Y-Y :

	Inertie (m ⁴)	Pourcentage(%)
portique	1.34	26.54%
voiles	3.71	73.46%
Voiles+portiques	5.05	100%

➤ Sens X-X :

	Inertie (m ⁴)	Pourcentage(%)
--	---------------------------	----------------

portique	0.93	44.72%
voiles	1.15	55.28%
Voiles+portiques	2.08	100%

IV.5 Conclusion :

En comparant les résultats, on voit bien que dans les deux sens (longitudinal et Transversal) le système de contreventement doit travailler conjointement par les portiques et les voiles.

Dans ce cas notre système de contreventement est mixte assuré par des voiles et des portiques Le contreventement doit donc être assuré conjointement par les deux systèmes.

Le RPA prescrit pour ce système de contreventement « mixte, assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles », les recommandations suivantes :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales.
 - Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques.
 - Proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.
 - Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales.

au moins **25%** de l'effort tranchant d'étage.

Donc le coefficient de comportement **R=5**.

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. Plusieurs programmes de calcul automatique sont faits afin de formuler le problème de Calcul des structures et de le contrôler en un temps réduit

On dispose de nombreux logiciels permettant l'étude statique et dynamique des structures dont on cite : ETABS, ROBOT, SAP...etc.

Pour notre étude nous avons utilisé **ETABS VERSION 9.0.6**.

IV.1 Description du logiciel ETABS (Extended Three Dimensions Analysis Building Systems)

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme ; il permet aussi:

- La modélisation de tous types de structure.
- La prise en compte des propriétés des matériaux.
- L'analyse des effets dynamique et statique.
- La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration...etc.
- Le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000).

IV.2 Etapes de modélisation

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

1. Introduction de la géométrie de l'ouvrage.
2. Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
4. Définition des charges statiques (G, Q).
5. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
6. Définition de la charge sismique E.
7. Chargement des éléments.
8. Introduction des combinaisons d'actions.
9. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

1. Introduction de la géométrie de l'ouvrage

a) **Choix des unités** : c'est la première étape qui vient juste après de lancement de l'ETABS, elle consiste à choisir l'unité de calcul où on sélectionne **kN.m**

b) **Géométrie de base**: on clique sur :

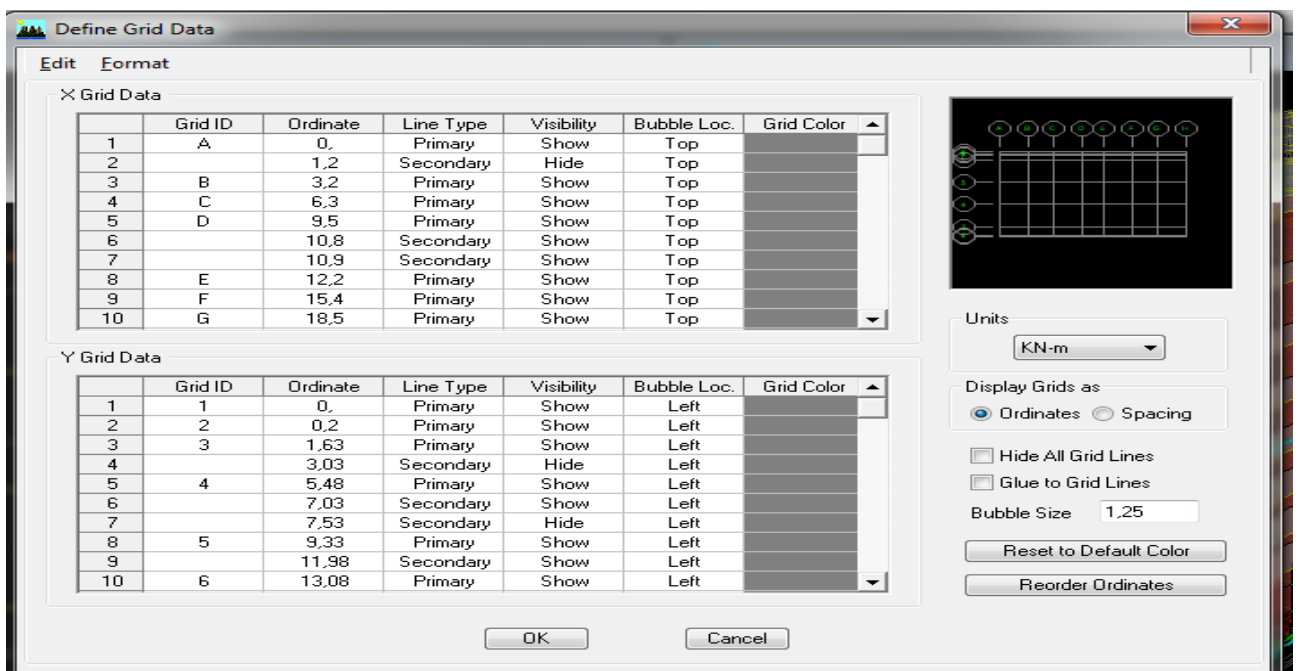
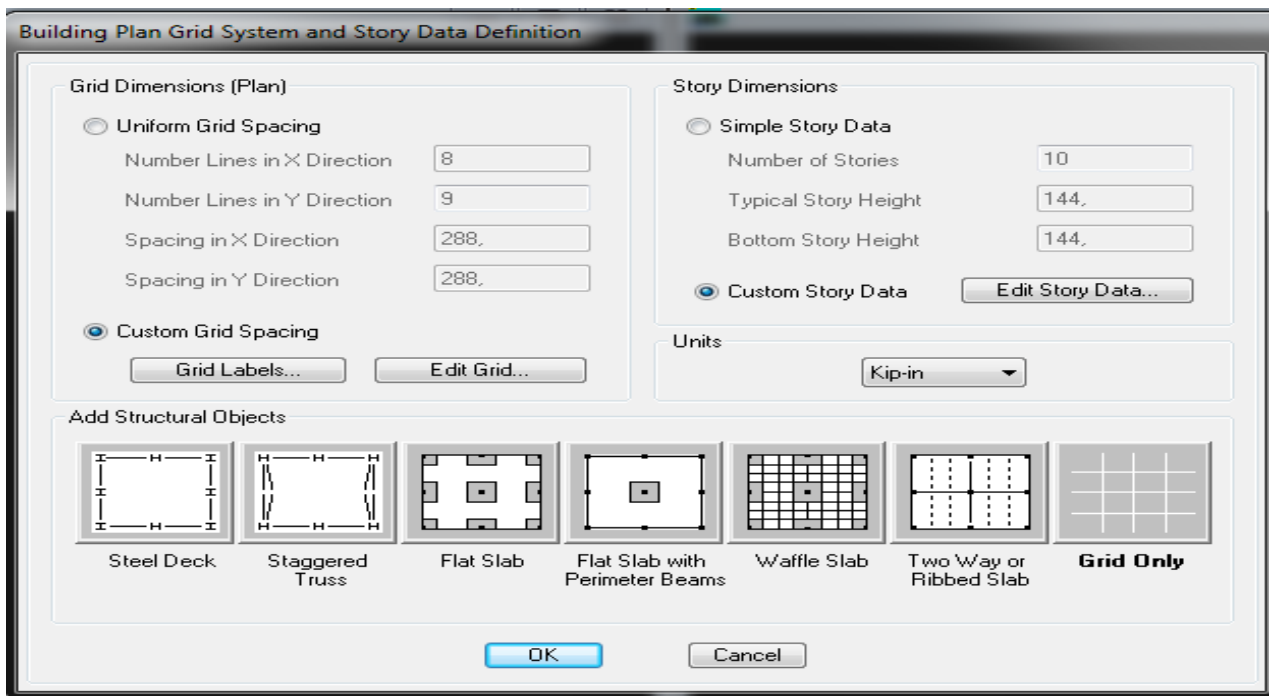
File⇒*new model*⇒*No*⇒*Custom grid spacing*⇒*COSTOM STORY DATA*

Cette opération permet d'introduire :

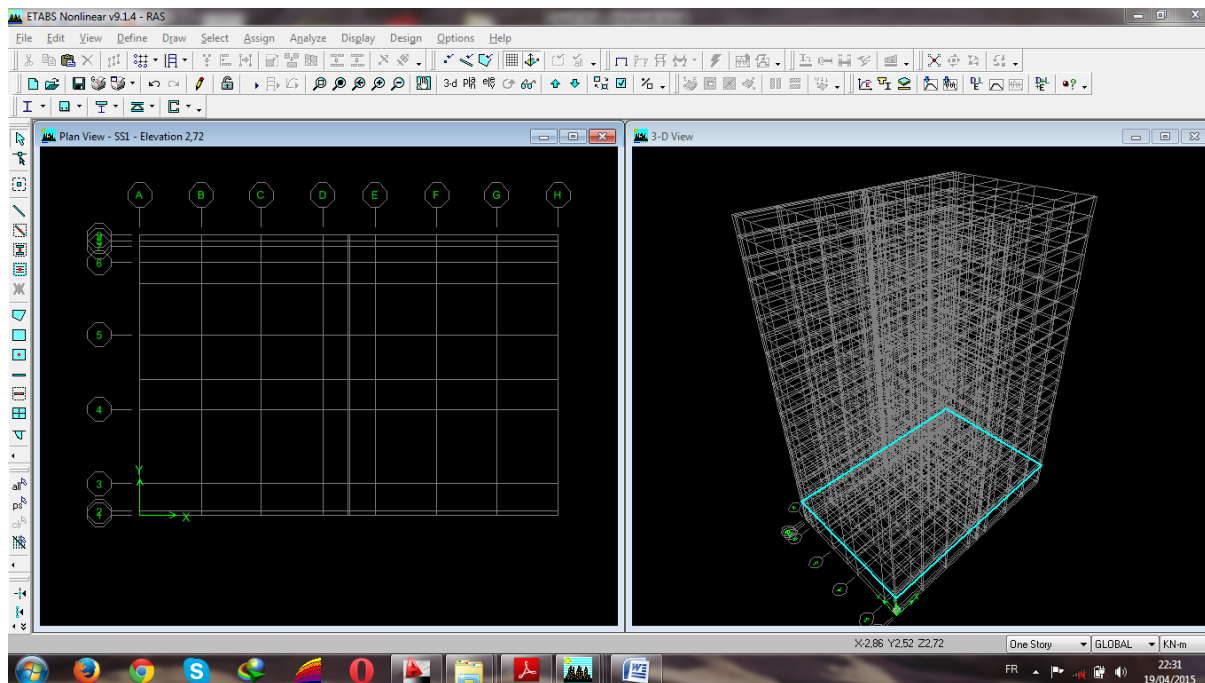
- ✓ Le nombre de ligne suivant les deux directions X et Y.
- ✓ Le nombre de travée dans les deux sens X et Y.
- ✓ Les hauteurs de différents étages.
- ✓ Les longueurs de travées.

NB :

Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure.



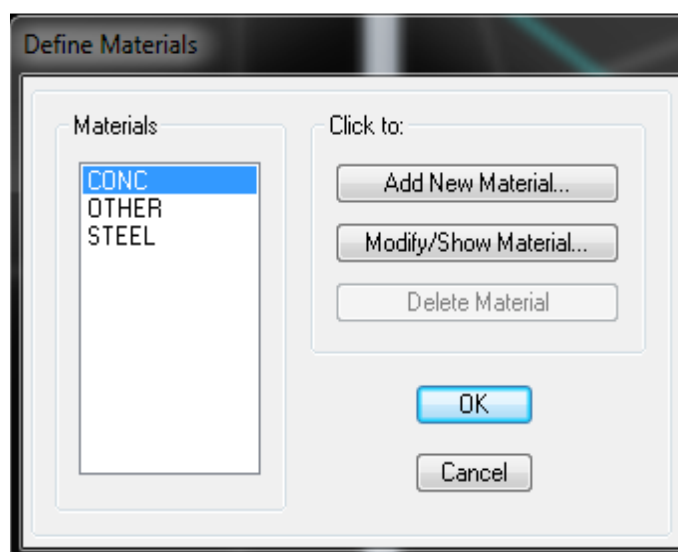
Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.



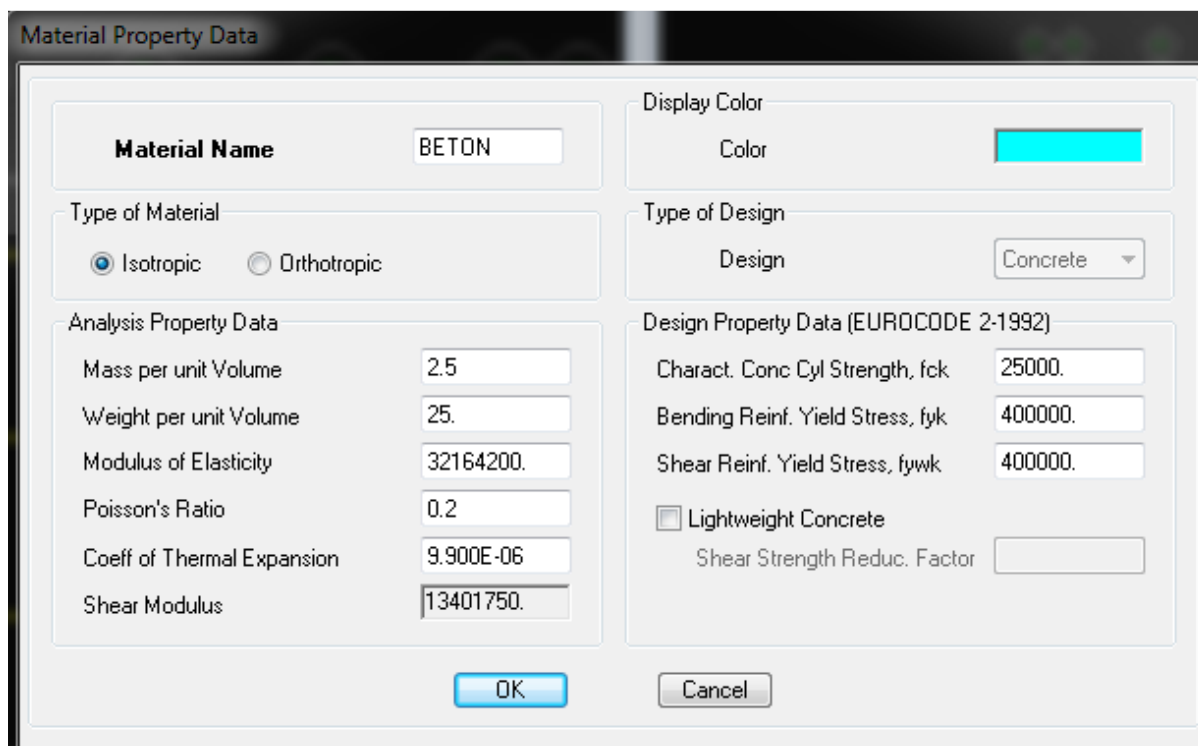
2. Spécification des propriétés mécaniques des matériaux

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autre) on clique sur :

Define⇒ **Material Properties**⇒**Conc.** ⇒**Modify/Show Material**



Dans la boîte dialogique qui apparaît on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.



Material Property Data

Material Name

Display Color
Color

Type of Material
 Isotropic Orthotropic

Type of Design
Design

Analysis Property Data

Mass per unit Volume	<input type="text" value="2.5"/>
Weight per unit Volume	<input type="text" value="25."/>
Modulus of Elasticity	<input type="text" value="32164200."/>
Poisson's Ratio	<input type="text" value="0.2"/>
Coeff of Thermal Expansion	<input type="text" value="9.900E-06"/>
Shear Modulus	<input type="text" value="13401750."/>

Design Property Data (EUROCODE 2-1992)

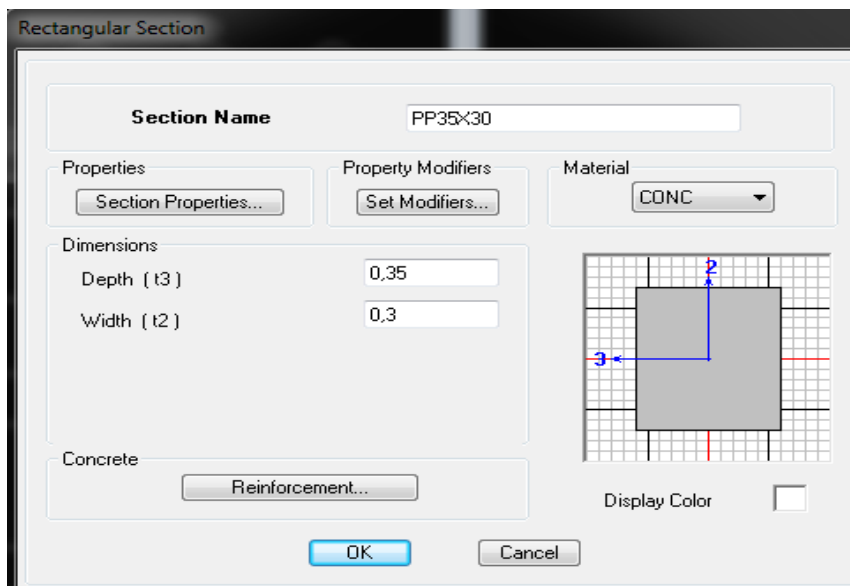
Charact. Conc Cyl Strength, fck	<input type="text" value="25000."/>
Bending Reinf. Yield Stress, fyk	<input type="text" value="400000."/>
Shear Reinf. Yield Stress, fywk	<input type="text" value="400000."/>

Lightweight Concrete
Shear Strength Reduc. Factor

3. Spécification des propriétés géométriques des éléments

La troisième étape consiste à affecter les propriétés géométriques des éléments. On commence par les poutres principales (PP) puis les secondaires (PS) et ceci de la manière suivante :

Define⇒Frame Sections⇒ADN Rectangular



Rectangular Section

Section Name

Properties **Property Modifiers** **Material**

Dimensions

Depth (t3)	<input type="text" value="0,35"/>
Width (t2)	<input type="text" value="0,3"/>

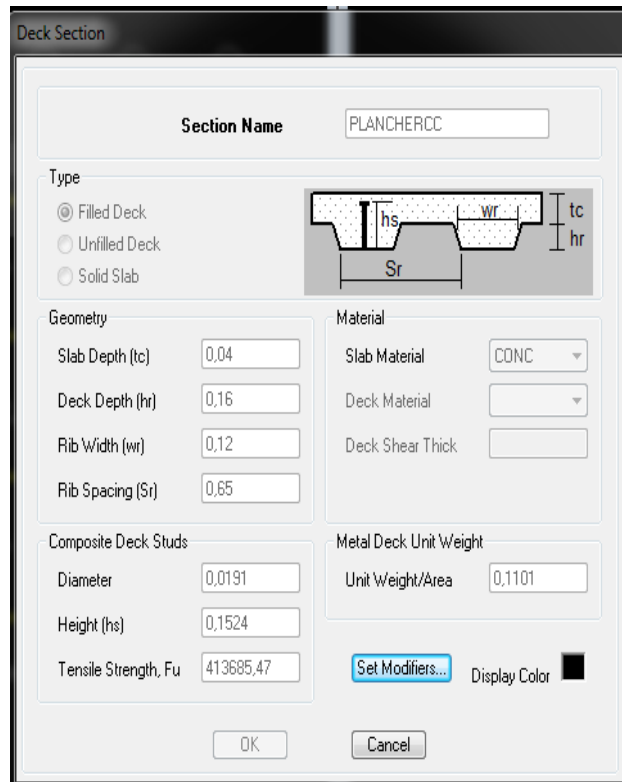
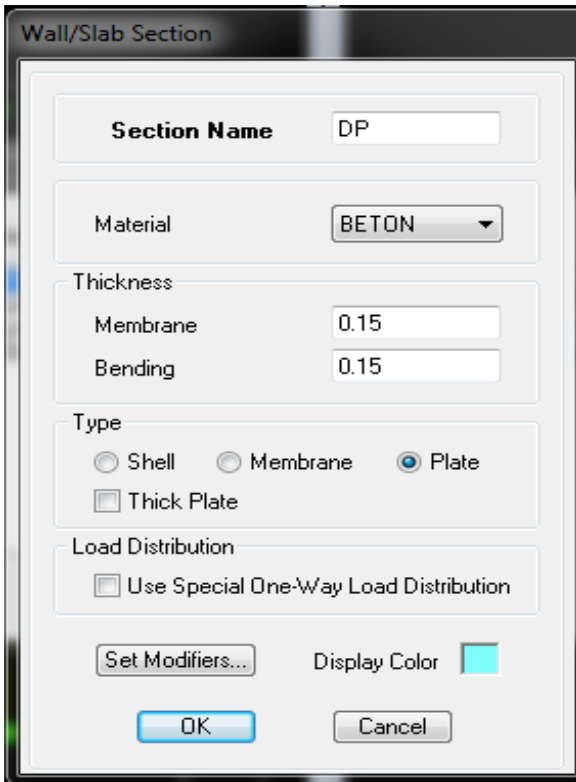
Concrete

Display Color

On procède de la même manière pour les poteaux.

Après avoir fini la modélisation des éléments barres (poteaux et poutres), on passe aux éléments plaques : planchers, dalles pleines (DP) et voiles, on commence par définir leurs caractéristiques géométriques, on clique :

Define ⇒ **Area Sections** ⇒ **Add New Section**




Puis on définit leurs propriétés

◆ **Dessin des éléments de la structure**



Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci après :

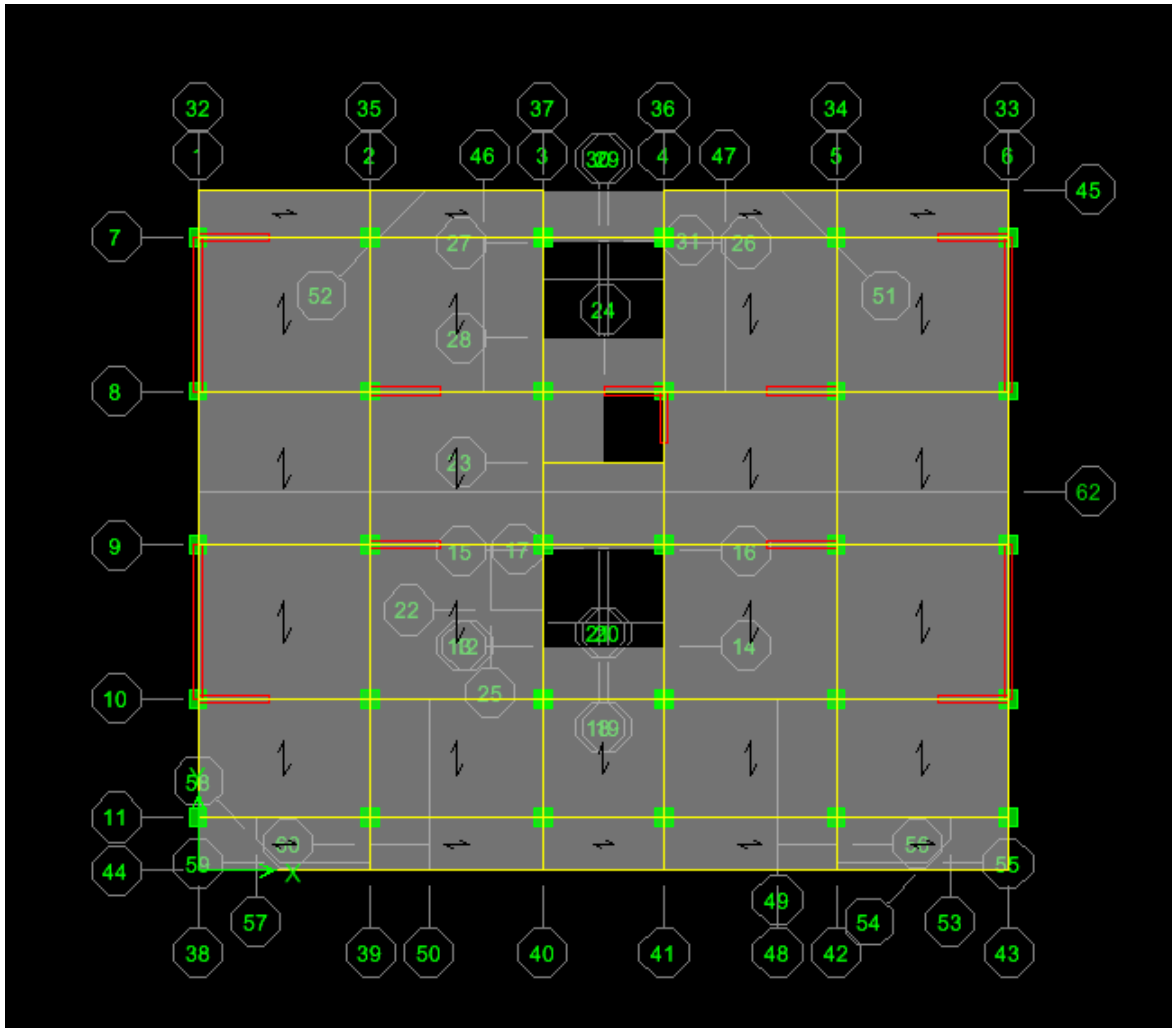
◆ **Pour les poteaux :**


On clique sur le bouton 

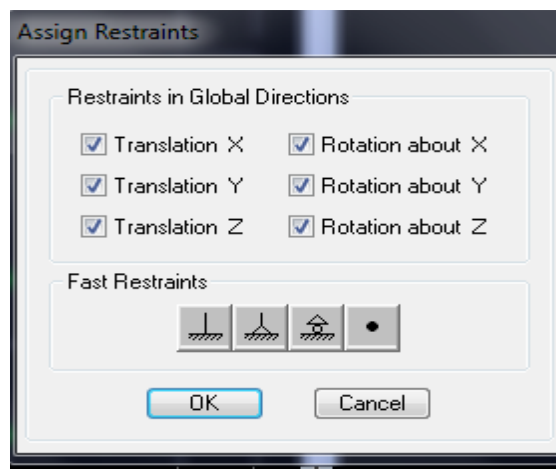
Une fenêtre s'affiche (*properties of Object*) ⇒ *None* on choisit le nom de la section (pot 30 30 par exemple) on valide.

◆ **Pour la poutre et les voiles :**

De même que pour les poteaux sauf qu'on clique cette fois sur le bouton  pour les poutres et sur  Pour les voiles ; on obtient la structure suivantes :



Après avoir dessiner la structure, on doit définir les appuis et encasturer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment. On sélectionne tout et on clique sur le bouton  la fenêtre ci-après s'affichera :



On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

♦ **Masse source** $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ (formule 4-5 RPA 99).

W_i : poids total de la structure.

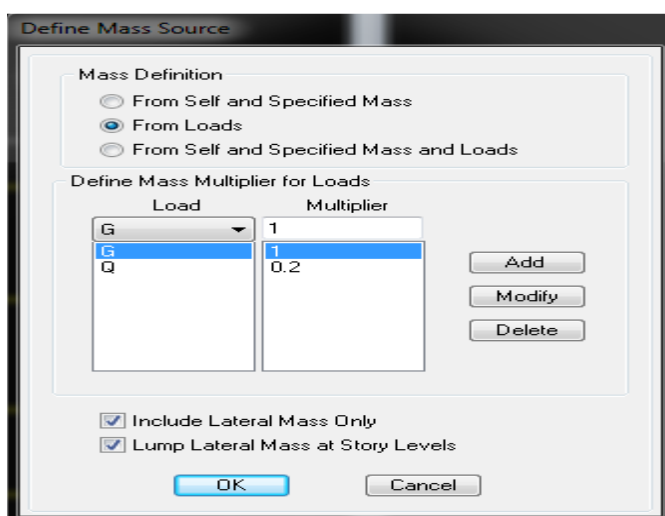
W_{Gi} : poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels solidaire de la structure.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau du 4.5 RPA99 modifier 2003 (on le prend pour notre cas égal à 0,2 (bâtiment d'habitation)).

L'inertie massique est déterminée automatiquement par ETABS

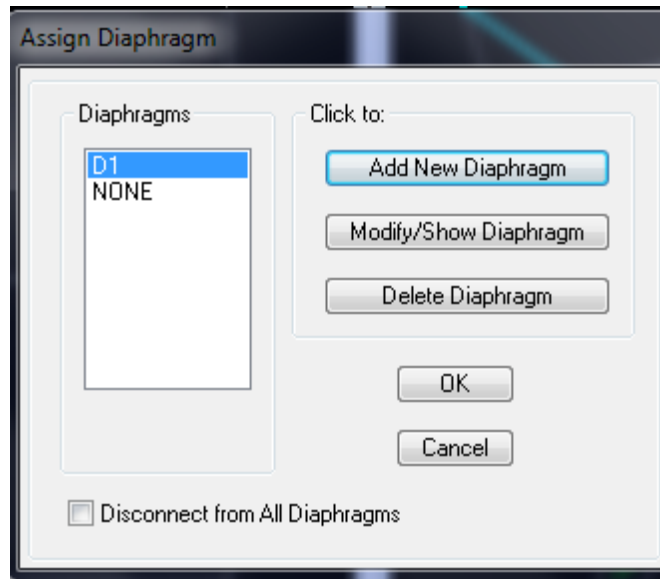
Define⇒Masse Source⇒From Loads.



- ♦ **Diaphragme** : les masses des planchers sont supposées concertées en leurs centres de masse. Elles qui sont désignées par la notation de <<Nœuds Maitre>>.

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS.

On sélectionne le premier étage : **Assign⇒Joint/Point⇒Diaphragmas⇒D1⇒ OK.**



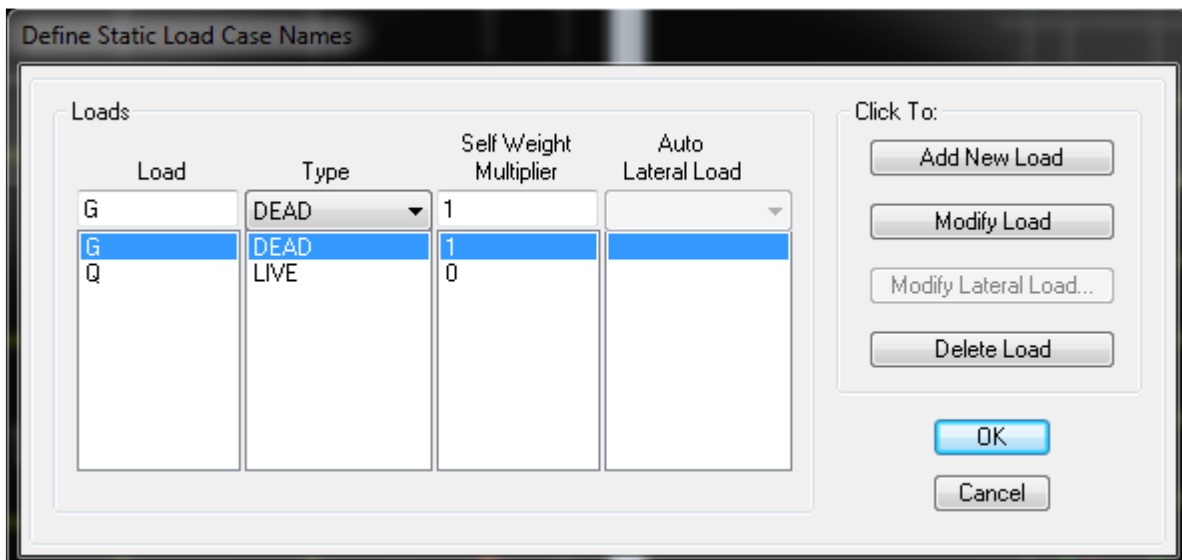
Le deuxième étage Assign⇒Joint/Point⇒Diaphragms⇒Add

New Diaphragm⇒D2⇒OK.

On suit la même procédure pour les autres étages.

4. Définition des charges statiques (G, Q)

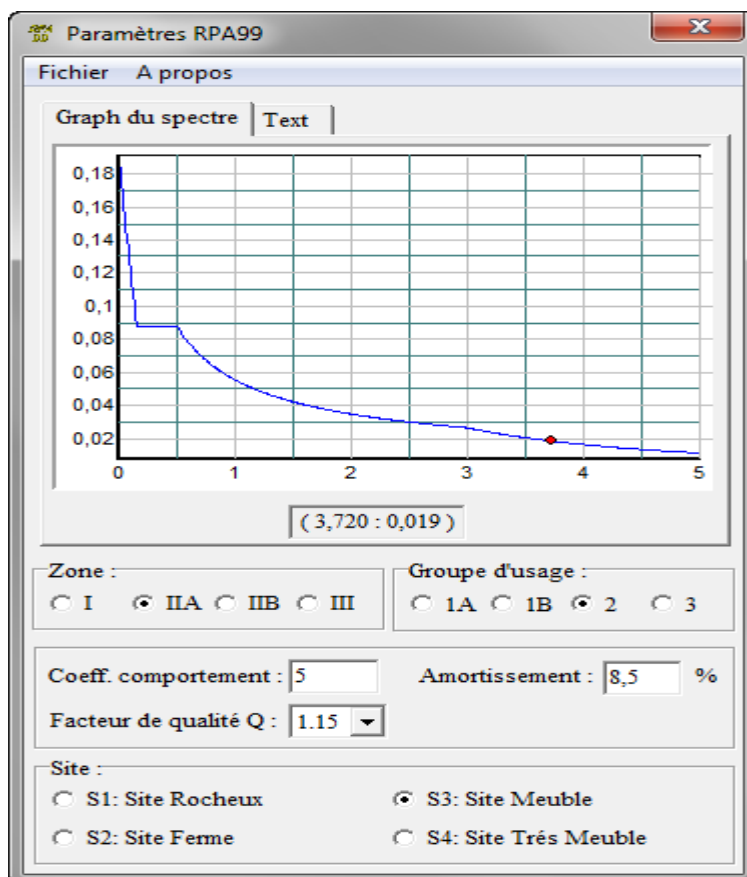
La structure est soumise à des charge permanentes (G) et des charges d’exploitations (Q) pour les définir on clique sur : Define⇒Static⇒Load Cases.



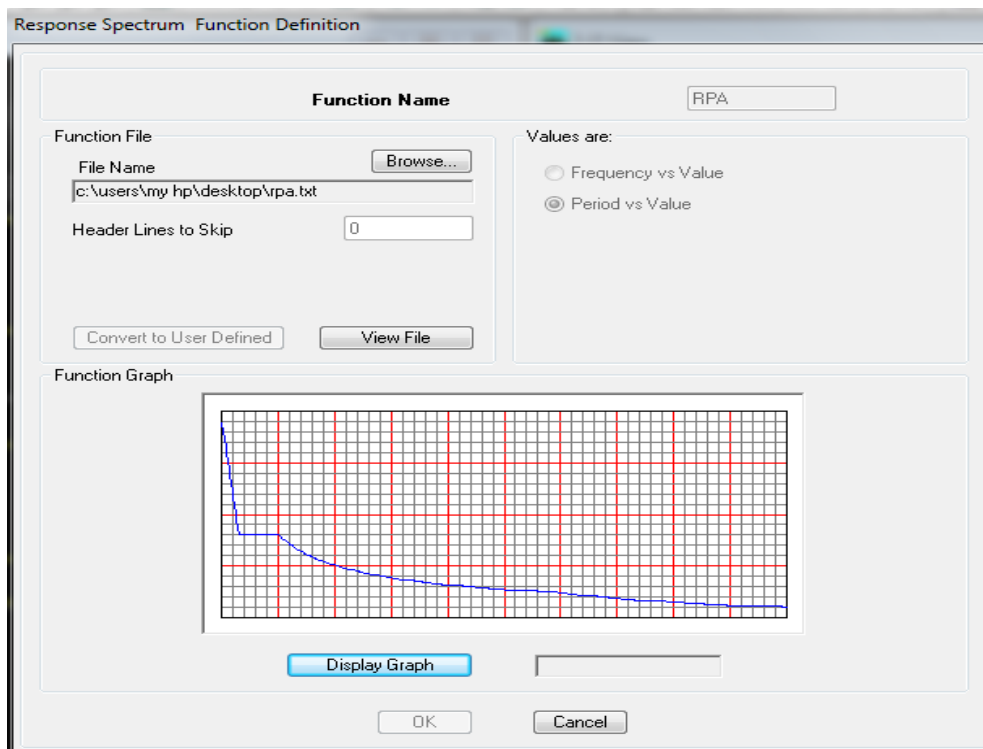
5. Introduction du spectre de réponse (E) selon la RPA/99 version 2003

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse. Il s'agit d'une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propre T.

On trouve la RPA après avoir introduit les données calculées dans le chapitre V dans leurs cases respectives, on clique sur **Text**.

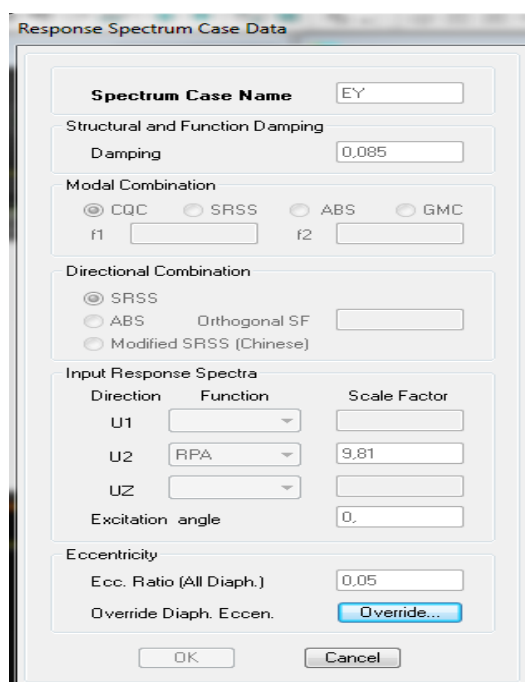
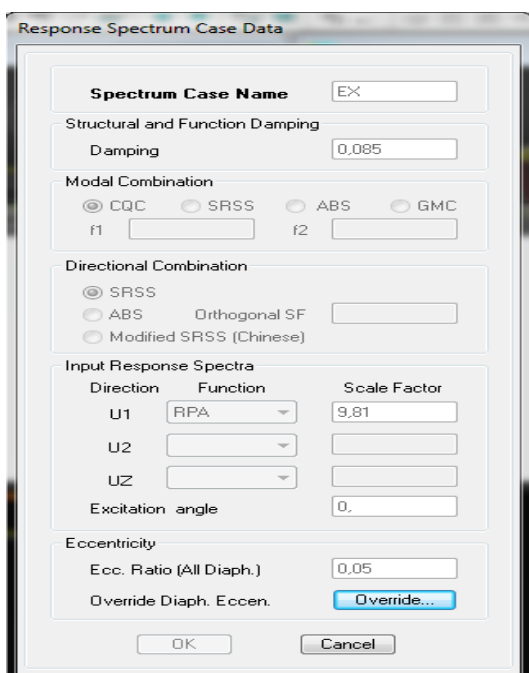


Pour injecter le spectre dans le logiciel ETAS on clique sur : **define** ⇒ **response spectrum**
⇒ **unction spectre from file**.



6. Définition de la charge sismique E

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique E suivant les deux directions X et Y, on clique sur : **Define**⇒**Response Spectrum Cases**⇒**Add New Spectrum**.



7. Chargement des éléments

On sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur : **assign**⇒**areas load**⇒**suniform**.

8. Introduction des combinaisons d'actions

❖ **Combinaisons aux états limites**

ELU 1.35 G+1.5 Q.

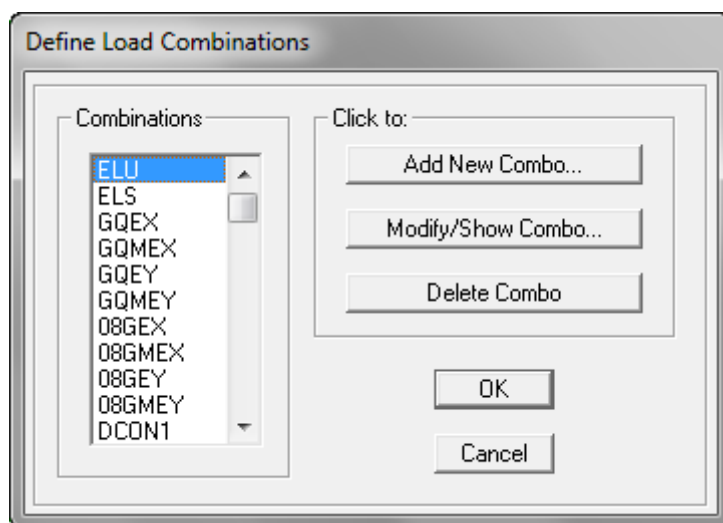
ELS G+Q.

❖ **Combinaisons accidentelle du RPA**

GQE : G+Q±E.

08 GE : 0.8G±E

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur : **Define**⇒**Loads Combinaisons**⇒**Add New Combo**.



9. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats

❖ **Lancement de l'analyse**

Pour lancer l'analyse de la structure : on se positionne sur : **Analyze**⇒**Run Analysis**

❖ **Visualisation des résultats**

Déformée de la structure : on clique sur l'icône **Show Deformed Shape** et on sélectionne l'une des combinaisons de charge introduites.

Diagramme des efforts internes : on se positionne sur un plancher, on clique sur **Display** et on sélectionne **Show Member Forces/Stresses Diagramme**

Déplacement : pour extraire les déplacements on sélectionne tout le plancher du niveau considéré on appuis sur **Show Tables** puis on coche **Displacement**.

Effort tranchant et moment dues aux charges sismiques à la base

Show Tables⇒**Base Reactions**⇒**Select Cases/Comb**⇒**E**.

Introduction

Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA qui sont :

1. La période fondamentale de la structure.
2. L'excentricité.
3. Le pourcentage de participation de la masse modale..
4. L'effort tranchant à la base.
5. Les déplacements relatifs.
6. La flèche.
7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.

V.1 dispositions constructives❖ **Données introduire dans le logiciel**

- Zone sismique : **IIa**
- Groupe d'usage : **2**
- Coefficient de comportement global du bâtiment en fonction du système de contreventement donné par le tableau 4.3 RPA99/V 2003 on prend $R=5$
- Remplissage : **Dense** (cloisons en maçonnerie).
- Site: meuble **S₃**.
- Facteur de qualité **Q** donné par RPA99/V 2003 par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

Avec P_q c'est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q .

V. 1.1. Calcul de Q**a) Régularité en plan**

a.1. Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses
⇒ **condition vérifiée.**

a.2. A chaque niveau pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée

$$e_x = 0,333\text{m} < 15\%L_y = 2,25\text{m} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$e_y = 0,582 < 15\%L_x = 3,15\text{ m} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

a.3. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4 ⇒ $L/l < 4$

$$21/15 = 1.4 < 4 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

a.4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan.

Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier $S_{\text{tot}} = 315 \text{ m}^2$, $S_{\text{ouverture}} = 24.18 \text{ m}^2$

Donc le pourcentage des ouvertures $= 3.68 < 15\% S_t \Rightarrow$ **condition vérifiée.**

b) Régularité en élévation

b.1. Le système de contreventement ne doit comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation \Rightarrow **condition vérifiée.**

b.2. Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment \Rightarrow **condition vérifiée.**

b.3. Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension pas de décrochement en élévation \Rightarrow **condition vérifiée.**

c) Conditions minimales sur les files de contreventement

c.1. Système de portiques : chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement

sens x-x : $4.3 / 4.4 = 0.97$, $4.4 / 3.2 = 1.37$, $3.2 / 4.4 = 0.72$, $4.4 / 4.3 = 1.02 < 1.5$

sens y-y : $3.8 / 4 = 0.95$, $4 / 3.8 = 1.05$, $3.8 / 3 = 1.26 < 1.5 \Rightarrow$ **condition vérifiée.**

c.2. Système des voiles : chaque file de voiles doit comporter à tous les niveaux au moins un (01) trumeau ayant un rapport «hauteur d'étage sur largeur» inférieur ou égal à 0,67 $h_e / l \leq 0,67$, h_e : étant la hauteur d'étage soit égale 4,08m et $l = 1,5\text{m}$ (valeurs maximales).

$4,08 / 1,5 = 2.72 \geq 0,67 \Rightarrow$ **condition non vérifiée.**

Donc la condition est non vérifiée

d) Redondance de plan

Chaque étage devra avoir en plan au moins quatre (04) files de portiques ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées (nous avons 06 files suivant x-x et 05 files suivant y-y) \Rightarrow **condition vérifiée.**

e) Contrôle de la qualité de l'exécution

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux \Rightarrow **condition vérifiée.**

Le tableau ci-dessous résume les résultats trouvés :

Critère q	Observé	P q
1. Condition minimale sur les files de contreventement	Non	0.05
2. Redondance en plan	Oui	0.00
3. Régularité en plan	Oui	0.00
4. Régularité en élévation	Oui	0.00
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.1

Finalement on trouve : $Q=1,15$

V.2. Vérification de la période empirique T

V.2.1 Calcul de la période empirique

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en Fonction du système de contreventement par le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/ V2003)

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$T_1 = 0,05 (25.5)^{3/4} = 0.567s$$

V.2.2 Calcul de la période empirique majorée

$$T_{maj} = T + 30\% T = 0,737 s$$

V.2.3 Détermination de la période par le logiciel ETABS

Après avoir effectué l'analyse par ETABS, on détermine la période en suivant les étapes suivante : *Display* → *show tables*

❖ Comparaison des résultats

On a : la période calculée $T = 0.567 s$

La période majorée $T_{maj} = 0,737 s$

La période calculée par ETABS $T_{etabs} = 0,499s$

On remarque que :

$$T < T_{etabs} < T_{maj}$$

On peut dire que la valeur de la période trouvée par le logiciel est proche de celle calculée.

V.3. Vérification de l'excentricité

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0.05 L$, (L'étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens.

Pour cela, on procède de la manière suivante : **Display**→**show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS→**building output**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combos...→ 2 fois sur **OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

	Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
	SSS1	D1	8,7112	8,7112	10,385	12,138	8,7112	8,7112	10,385
	7ET	D2	74,5073	74,5073	10,358	8,599	74,5073	74,5073	10,358
	6ET	D3	86,4269	86,4269	10,357	8,853	86,4269	86,4269	10,357
	5ET	D4	86,4269	86,4269	10,357	8,853	86,4269	86,4269	10,357
	4ET	D5	90,0888	90,0888	10,357	8,836	90,0888	90,0888	10,357
	3ET	D6	94,3919	94,3919	10,357	8,818	94,3919	94,3919	10,357
	2ET	D7	95,8294	95,8294	10,356	8,492	95,8294	95,8294	10,356
	1ET	D8	100,5490	100,5490	10,356	8,502	100,5490	100,5490	10,356
	RDC	D9	96,2606	96,2606	10,357	9,169	96,2606	96,2606	10,357
	SSS1	D10	108,9258	108,9258	10,356	8,619	108,9258	108,9258	10,356

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

Story	Diaphragme	XCM	YCM	XCR	YCR	EX	EY
LOCT	D1	10,385	12,138	11,414	11,935	-0,029	0,203
7ET	D2	10,358	8,599	10,43	9,849	-0,072	-0,25
6ET	D3	10,357	8,853	10,425	9,895	-0,068	-0,042
5ET	D4	10,357	8,853	10,42	9,966	-0,063	-0,113
4ET	D5	10,357	8,836	10,414	10,065	-0,057	-0,229
3ET	D6	10,357	8,818	10,406	10,208	-0,049	-0,39
2ET	D7	10,356	8,492	10,397	10,393	-0,041	-0,901
1ET	D8	10,356	8,502	10,388	10,605	-0,032	-0,103
RDC	D9	10,357	9,169	10,383	10,678	-0,026	-0,509
SSS1	D10	10,356	8,619	10,39	8,758	-0,034	-0,139

Tableau V. 3. Vérification de l'excentricité

Avec : $e_x = XCM - XCR$

$e_y = YCM - YCR$

❖ *Comparaison des résultats*

• **Sens longitudinal**

$5\% L_y \geq e_x \Leftrightarrow 0.05 \times 15 = 0,75 > 0,072$ condition vérifiée

• **Sens transversal**

$5\% L_x \geq e_y \Leftrightarrow 0.05 \times 21 = 1,05 > 0,901$ condition vérifiée

V.4. Vérification du pourcentage de participation de la masse modale

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales ,le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure .(article 4.3.4 RPA99 version 2003).

On tire les valeurs du tableau trouvé dans le calcul de la période comme indiqué ci-après :

Tableau V. 5. Vérification du pourcentage de participation de la masse modale

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,499056	<u>62,9965</u>	0,0063	62,9965	0,0063	<u>0,0446</u>
2	0,381337	0,0067	<u>59,5355</u>	63,0032	59,5419	<u>0,0009</u>
3	0,297027	0,0526	0,001	63,0558	59,5429	<u>58,6109</u>
4	0,13694	12,6268	0,0015	75,6826	59,5444	0
5	0,085111	0,0033	16,462	75,6858	76,0064	0,0096
6	0,073637	0,0064	1,5991	75,6923	77,6055	0,7484
7	0,064793	0,4913	0,0275	76,1835	77,6329	14,1186
8	0,062002	4,1396	0,015	80,3231	77,6479	2,7051
9	0,045313	0,3035	1,1334	80,6267	78,7813	0
10	0,038671	1,0846	1,6021	87,7112	85,3834	0,0887
11	0,034307	0,5376	4,1257	90,2488	88,5091	0,0033
12	0,030995	1,1964	0,3908	<u>93,4452</u>	<u>91,8999</u>	0,5274

La somme des masses modales dans le 8^{ème} mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA (article 4.3.4) est vérifiée.

V.5. Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6)

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad (4.1) \text{RPA99 modifier en 2003}$$

V.5.1 Calcul des paramètres A, D, Q, et R

1) **Coefficient d'accélération de zone « A »** : Le coefficient « A » est donné par le tableau

4.1. Art 4.2.3 RPA 99/ version 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

ZONE IIa	Groupe2	A=0.15
----------	---------	---------------

2) **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T.

Il est donné par la formule:

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (4.2) \text{RPA}$$

Avec T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/version 2003.

$$T_2(S_3) = 0,5 \text{ s}$$

Dans notre cas : $T_2=0.5\text{s} \leq T_{\text{etabs}}=0.499\text{s} \leq 3\text{s}$ donc : $D=2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$

le facteur de correction d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7 / 2 + \xi} \geq 0.7$$

$\xi(\%)$: est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2/RPA 99) présenté ci-après.

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Nous avons des portiques en béton armé avec des remplissages en maçonnerie rigide ($\xi = 7\%$) et des voiles ($\xi = 10\%$), donc on prend :

$$\xi = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$$

Facteur d'amplification dynamique	
$\xi(\%)$	8,5
η	0.83
T_2	0.5
D (0<T<T2)	1,91

Tableau : La valeur de facture D.

3) Valeur de l'effort tranchant statique

Désignation	Symbole	valeur
coefficient de zone	A	0,15
facteur d'amplification dynamique	D	1,91
facteur de qualité	Q	1,15
poids de la structure	W	8421,17 KN
coefficient de comportement	R	5
valeur de l'effort tranchant statique	V st	554,91KN
	80% V st	443,93 KN

Les valeurs des efforts tranchants calculés avec ETABS sont :

$$V_{Xdyn} = 1557.7 \text{ kN}$$

$$V_{y dyn} = 1572.23 \text{ kN}$$

❖ **Comparaison des résultats :**

Dans cette présente étape, on doit vérifier que les efforts tranchants calculés avec ETABS sont Supérieurs ou égaux à 80% de l'effort calculé avec la formule de la méthode statique Équivalente .

Il est rappelé que : $V_{st} = 443,9 \text{ kn}$

• **Sens longitudinal :**

$$V_{xdyn} = 1557.7 \text{ kn} \geq 80\% V_x = 443,93 \text{ kn} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

• **Sens transversal :**

$$V_{y dyn} = 1572.23 \text{ kN} \geq 80\% V_y = 923,379 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

V.6.Vérification des déplacements relatifs

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10 du RPA 99, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Le déplacement horizontal à chaque niveau k « δ_k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R\delta_{ek} \quad (\text{RPA 99 formule 4-19})$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement

• **Dans le sens longitudinal :**

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes : *Display* → *show tables* une fenêtre s'affichera, et on coche les cases suivantes : *ANALYSIS RESULTS* → *Displacement Data* → *table : Diaphragm CM displacement*

Puis on définit la combinaison Ex en cliquant sur :

Select cases/combos... → 2 fois sur **OK** et les résultats s'afficheront comme suit :

Story	Item	Load	DriftX	DriftY	D*R*H	1%étage
LOCT	Max Drift X	EX	0,000521			
LOCT	Max Drift Y	EX		0,000054	0,00759497	0.0306
7ET	Max Drift X	EX	0,000592		0	
7ET	Max Drift Y	EX		0,000061	0,00862945	0.0306
6ET	Max Drift X	EX	0,000661		0	
6ET	Max Drift Y	EX		0,000064	0,00962932	0.0306
5ET	Max Drift X	EX	0,000732		0	
5ET	Max Drift Y	EX		0,000066	0,01065706	0.0306
4ET	Max Drift X	EX	0,000777		0	
4ET	Max Drift Y	EX		0,000065	0,01130585	0.0306
3ET	Max Drift X	EX	0,000797		0	
3ET	Max Drift Y	EX		0,000063	0,01159255	0.0306
2ET	Max Drift X	EX	0,000768		0	
2ET	Max Drift Y	EX		0,000059	0,01116881	0.0306
1ET	Max Drift X	EX	0,000666		0	
1ET	Max Drift Y	EX		0,000052	0,00968639	0.0306
RDC	Max Drift X	EX	0,00044		0	
RDC	Max Drift Y	EX		0,000039	0,00640501	0.0408
SSS1	Max Drift X	EX	0,000033		0	
SSS1	Max Drift X	EX		0,000029	0,00440601	0.0306

Tableau V.6. Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens longitudinal

• Dans le sens transversal :

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey en cliquant sur :*Select cases/combo...* 2 fois sur **OK**

Story	Item	Load	DriftX	DriftY	D*R*H	1%étage
LOCT	Max Drift X	EY	0,00023			
LOCT	Max Drift Y	EY		0,000458	0,00743136	0.0306
7ET	Max Drift X	EY	0,000043		0	
7ET	Max Drift Y	EY		0,000487	0,00708897	0.0306
6ET	Max Drift X	EY	0,00004		0	
6ET	Max Drift Y	EY		0,000498	0,00724426	0.0306
5ET	Max Drift X	EY	0,00004		0	
5ET	Max Drift Y	EY		0,000498	0,00724426	0.0306
4ET	Max Drift X	EY	0,000039		0	
4ET	Max Drift Y	EY		0,000482	0,00701184	0.0306
3ET	Max Drift X	EY	0,000038		0	
3ET	Max Drift Y	EY		0,000451	0,00656267	0.0306
2ET	Max Drift X	EY	0,000036		0	
2ET	Max Drift Y	EY		0,000398	0,00579456	0.0306
1ET	Max Drift X	EY	0,000027		0	
1ET	Max Drift Y	EY		0,000323	0,00469983	0.0306
RDC	Max Drift X	EY	0,000019		0	
RDC	Max Drift Y	EY		0,000206	0,00299968	0.0408
SSS1	Max Drift X	EY	0,000002		0	
SSS1	Max Drift X	EY		0,000023	0,00219768	0.0306

Tableau V.6 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens transversal.

Avec :

δ_{kx} : déplacement longitudinal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure.

δ_{ky} : déplacement transversal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure.

$\Delta K_x = \delta_{xK} - \delta_{xK-1}$: déplacement horizontal suivant le sens longitudinal relatif au niveau «K » par rapport au niveau « K-i » (**formule 4.20 RPA99**)

$\Delta K_y = K_{yK} - K_{yK-1}$: déplacement horizontal suivant le sens transversal relatif au niveau «K » par rapport au niveau « K-i » (**formule 4.20 RPA99**)

H_e : hauteur de l'étage considéré.

Conclusion :

D'après les valeurs trouvées sur les tableaux ci-dessus, on admet que la condition du RPA vis-à-vis des déformations est vérifiées

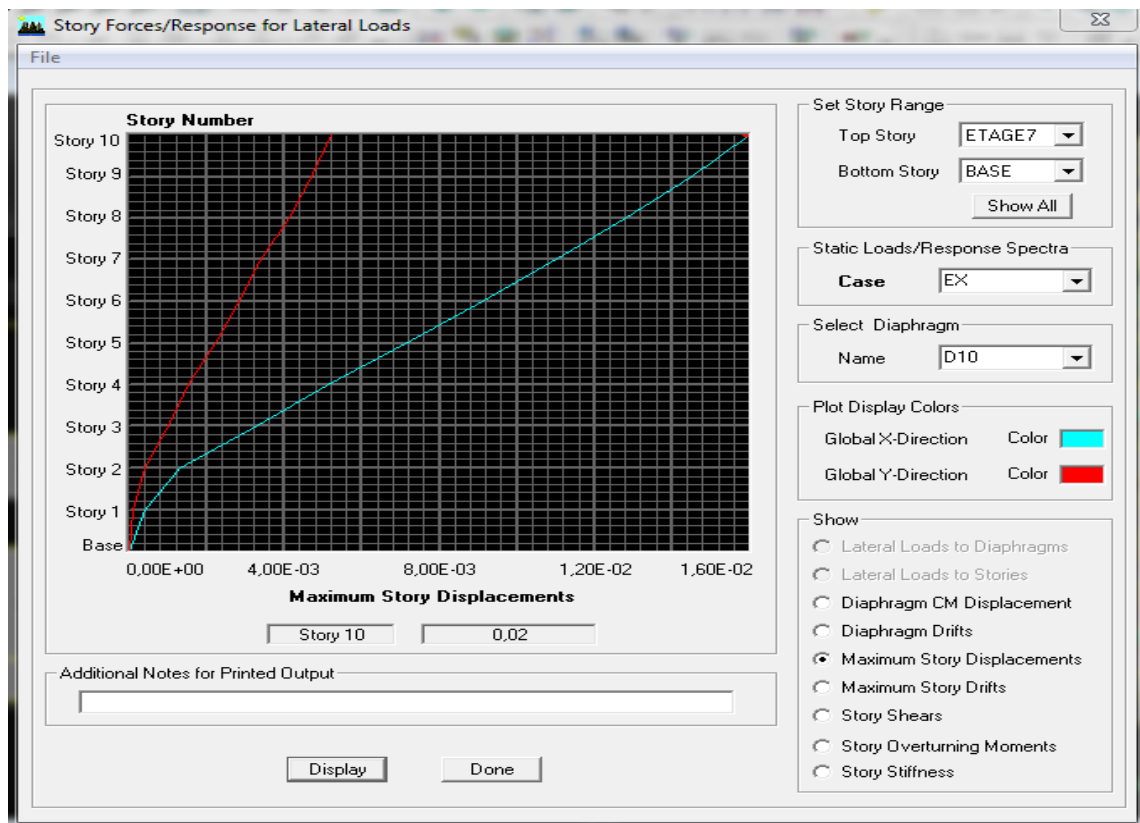
V.7. Vérification du déplacement maximal de la structure :

Dans cette étape on doit déterminer le déplacement maximal de la structure avec le logiciel ETABS et le comparer à la flèche admissible f_{ad} .

$$f_{ad} = \frac{25.5}{500} = 0,05m \quad (\text{ART B.6.5.3/BAEL91})$$

❖ Détermination du déplacement maximal avec ETABS :**• Dans le sens longitudinal**

On suit le cheminement suivant : *Display* → *Show Story Réponse Plots*..La fenêtre suivante s'affiche et doit être complétée comme indiquée sur l'image :

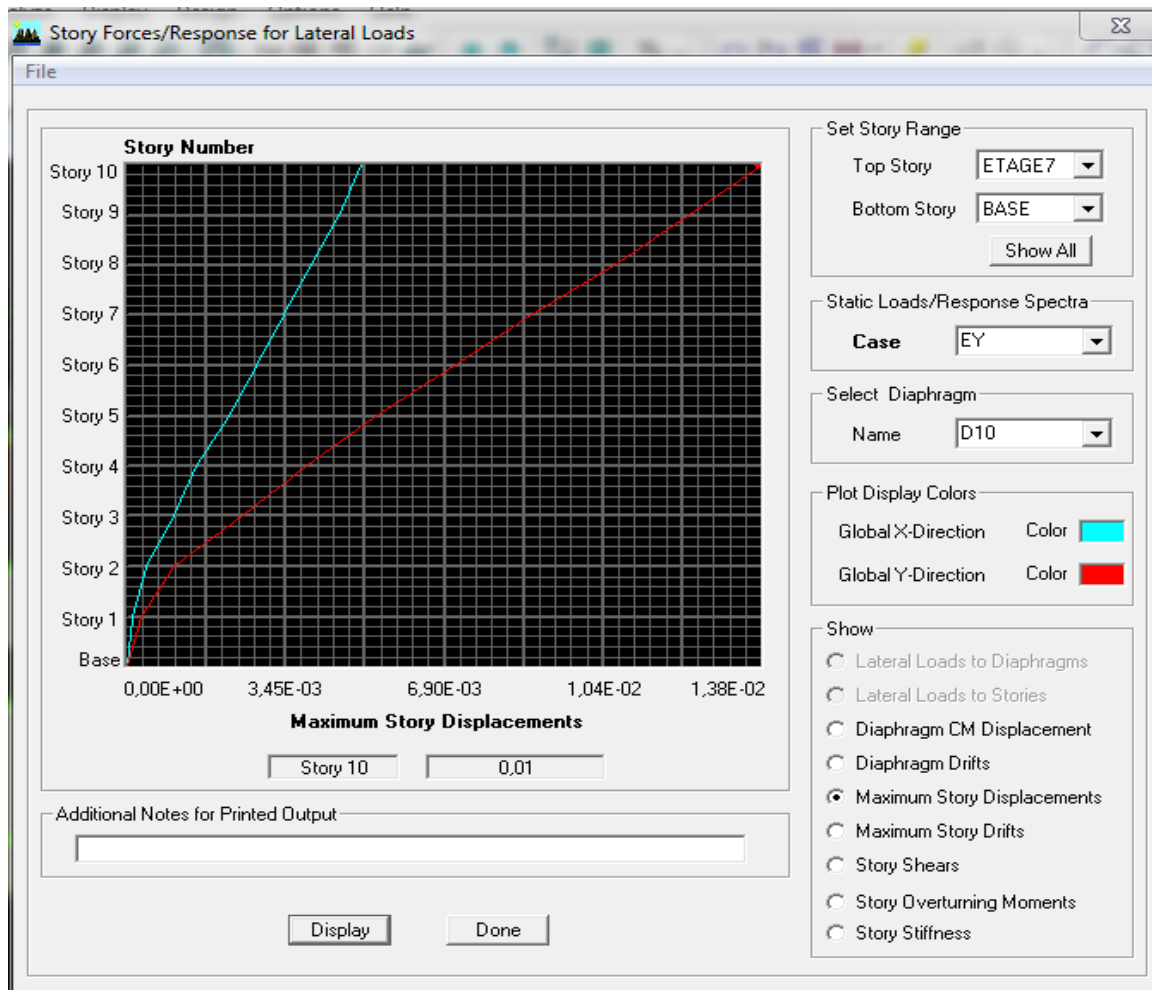


Puis, on clique sur *display*

Après on relève la valeur du déplacement maximal suivant la direction indiquée

• Dans le sens transversal

De même, on remplace la direction Ex par Ey, et on relève la valeur du déplacement suivant cette direction telle qu'elle est montrée sur la fenêtre suivante :



❖ Résultats trouvés :

- ✓ Déplacement maximal suivant (x-x) : 0,02 m
- ✓ Déplacement maximal suivant (y-y) : 0,01 m
- ✓ Flèche admissible : 0,05

Conclusion :

Les déplacements maximaux sont inférieurs à la flèche admissible, donc la condition vis-à-vis la flèche est vérifiée.

V.8. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta ART 5.9 RPA 2003.

L'effet P-Delta ou effet de 2^{ème} ordre peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\theta = P_K \Delta_K / V_K h_k$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k »

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k »

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : hauteur de l'étage « k »

• Dans le sens longitudinal

Story	Pk (KN)	V(KN)	δ K(m)	θ
LOCT	87,112	54,24	0,00759497	0,00398624
7ET	745,073	371,82	0,00862945	0,00565103
6ET	864,269	654,16	0,00962932	0,00415757
5ET	864,269	892,37	0,01065706	0,00337303
4ET	900,888	1097,18	0,01130585	0,00303371
3ET	943,919	1266,86	0,01159255	0,00282269
2ET	958,294	1396,48	0,01116881	0,00250466
1ET	1005,49	1491,45	0,00968639	0,00213407
RDC	962,606	1550,67	0,00640501	0,00097452
SS	1089,258	1557,7	0,00440601	0,00100686

Tableau V.8. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta Dans le sens longitudinal

• Dans le sens transversal

Tableau V.9. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta Dans le sens transversal

Story	Pk (KN)	V(KN)	δ K(m)	θ
LOCT	87,112	66,48	0,00743136	0,00318225
7ET	745,073	411,96	0,00708897	0,00418992
6ET	864,269	698,27	0,00724426	0,00293021
5ET	864,269	903,51	0,00724426	0,00226458
4ET	900,888	1077,25	0,00701184	0,00191631
3ET	943,919	1230,77	0,00656267	0,00164481
2ET	958,294	1359,15	0,00579456	0,00133515
1ET	1005,49	1468,56	0,00469983	0,00105159
RDC	962,606	1550,21	0,00299968	0,00045653
SS	1089,258	1572,23	0,00219768	0,00049757

L'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas car la condition est satisfaite à tous les niveaux : $\theta < 0,1$

Conclusion

Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, donc nous allons passer au ferrailage de la Structure.

Introduction

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à L'ELS en flexion composée, le calcul est effectué en considérant les efforts et moments fléchissant suivants :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Tableau VI.1 : caractéristiques mécanique des matériaux

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,167	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.48	1	400	400

VI.1 Recommandations du RPA**VI.1 .1. Armatures longitudinales : (Art.7.4.2.1/RPA 2003)**

Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence, droites et sans crochets,

- Le diamètre minimal est supérieur ou égal à 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone II a).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).
- Le pourcentage minimal de la section du poteau est 0,8 % ($b \times h$)
- Le pourcentage maximum est : 4 % (zone courante) et 6 % (zone de recouvrement) ;
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

❖ **Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport aux sections du béton**

➤ **Le pourcentage minimal :**

- Du S-Sol au 1^{er}: $A_{min} = 0,008 \times (45 \times 45) = 16,2 \text{ cm}^2$

- Du 2^{ème} étage au 4^{ème} étage : $A_{min} = 0,008 \times (40 \times 40) = 12,8 \text{ cm}^2$

- Du 5^{ème} étage au 7^{ème} étage : $A_{min} = 0,008 \times (35 \times 35) = 9,8 \text{ cm}^2$

➤ Le pourcentage maximal

Du S-Sol au 1^{er} étage :

En zone courante : $A_{\max} = 0,04 \times (45 \times 45) = 81 \text{cm}^2$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 0,06 \times (45 \times 45) = 121,5 \text{cm}^2$

- Du 2^{eme} étage au 4^{eme} étage :

En zone courante : $A_{\max} = 0,04 \times (40 \times 40) = 64 \text{cm}^2$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 0,06 \times (40 \times 40) = 96 \text{cm}^2$

- Du 5^{eme} étage au 7^{eme} étage :

En zone courante : $A_{\max} = 0,04 \times (35 \times 35) = 49 \text{cm}^2$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 0,06 \times (35 \times 35) = 73,5 \text{cm}^2$

➤ Selon BAEL 91 :

L'E.L.U : Situation durable : 1,35 G + 1,5 Q

➤ Selon le R.P.A 99 : Situation accidentelle (Art 5.2)

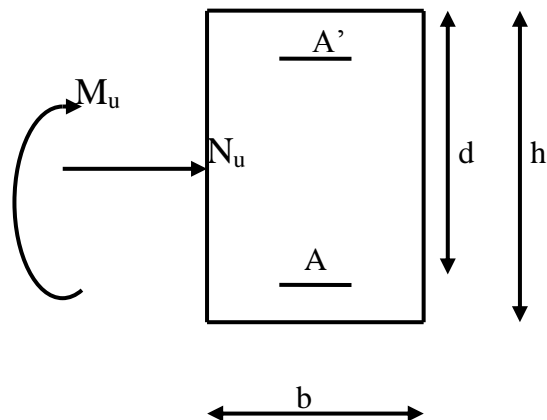
Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra à la maximale des trois valeurs (le cas le plus défavorable).

❖ Exposé de la méthode de calcul à l'ELU

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M , ce qui nous conduit à étudier deux cas :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

Calcul du centre de pression : $e_u = \frac{M_u}{N_u}$



a) Section partiellement comprimée (S.P.C)

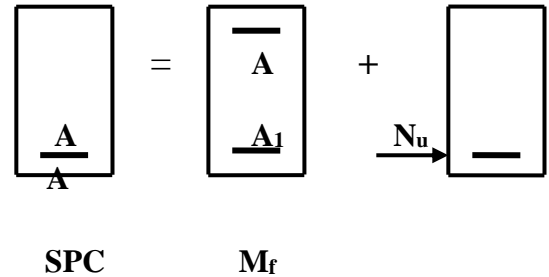
La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_u > \left(\frac{h}{2} - c \right) \\ N_u (d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81c) b h^2 f_{bu} \end{array} \right.$$

Avec

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

M_f : Moment fictif.



Calcul des armatures :

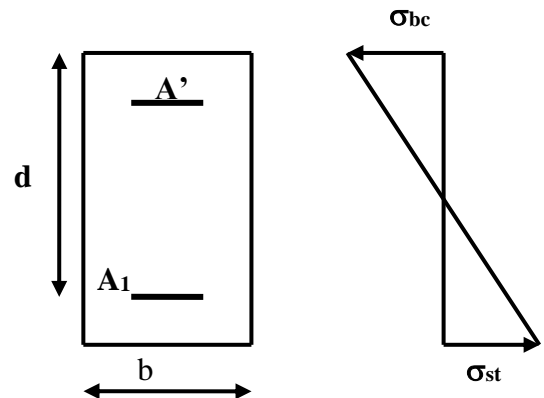
$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}}$$

➤ Si $\mu \leq \mu_1 = 0,392$ la section est simplement armée. (SSA)

μ ——— Tableau ———> β

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$



• Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392$ la section est doublement armée.

et on calcul $M_r = \mu b d^2 f_{bu}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

Avec: $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée

La section réelle d'armature ; $A_s = A'$; $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

b) Section entièrement comprimée (S.E.C)

$$\left\{ \begin{array}{l} e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c \right) \\ N_u (d - c') - M_f > (0.337 - 0.81c') bh^2 f_{bu} \end{array} \right.$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$\text{➤ Si : } (0.337h - 0.81\frac{c'}{h}) bh^2 f_{bu} < N_u (d - c') - M_f < (0.5 - \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bu}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A' = \frac{N - 100 \Psi bh f_{bu}}{100 \sigma_s} \quad A = 0$$

Avec:

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - M_f}{bh^2 f_{bu}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

$$\text{➤ Si } N_u (d - c') - M_f \geq (0.5 - \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bu}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A' = \frac{M_f - bh f_{bc}(d - 0.5h)}{\sigma_s (d - c')} \quad A = \frac{N_u - bh f_{bc}}{\sigma_s} - A'$$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle \Rightarrow compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - B f_{bu}}{\sigma_s}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

VI.1.2 Calcul du ferraillage des poteaux:

Les résultats des efforts internes des poteaux pour toutes les combinaisons sont donnés par le logiciel ETABS et leurs ferraillage se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel SOCOTEC.

➤ Exemple de calcul manuel

✓ **Poteaux 45x45 (EL U)**

$N_u = -541.06 \text{ KN} \longrightarrow M_{\text{cor}} = -6,036 \text{ KN.m}$ (effort de compression)

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{6.036}{541.06} = 0,01115 \leq \left(\frac{0,45}{2} - c \right) = 0,195 \quad \Longrightarrow \text{SEC}$$

• Calcul de moment fictif à la flexion simple

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 6,036 + 541,06 \left(\frac{0,45}{2} - 0,03 \right) = 111,54 \text{ KM .m}$$

• Vérification de la 1^{ère} condition

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{0,03}{0,45} \right) 0,45 \times 0,45^2 \times 14,167 \times 10^3 < 541,06(0,42 - 0,03) - 111,54 < \left(0,5 - \frac{0,03}{0,45} \right)$$

$$0,45 \times 0,45^2 \times 14,167 \times 10^3 = 365,34 > 99,47 < 559,41$$

$$365,34 > 99,47 < 559,41 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

• Vérification de la 2^{ème} condition

$$541,06(0,42 - 0,03) - 111,54 \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{0,03}{0,45} \right) 0,45 \times 0,45^2 \times 14,167 \times 10^3$$

$$99,47 \leq 365,34 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc les sections d'armatures sont :

$$A_s' = \frac{M_f - bhf_{bc}(d - 0,5h)}{\sigma_s (d - c')} = \frac{111,54 - 0,45 \times 0,45 \times 14,167 \times 10^3 (0,42 - 0,5 \times 0,45)}{348 \times 10^3 (0,42 - 0,03)} = 0,00330 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{N_u - bhf_{bc}}{\sigma_s} - A_s' = \frac{541,06 - 0,45 \times 0,45 \times 14,167 \times 10^3}{348 \times 10^3} - 0,00330 = 0,01385 \text{ cm}^2$$

❖ Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-après :

a) *Situation durable (1,35G+1,5Q) :*

▪ *Suivant le moment M2 :*

					A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	OBS
POT45X45	N max	3162,47	M cor	38,25	0	0	SEC
	N min	38,88	M cor	76,29	0	0	SEC
	N cor	41,874	M max	1312,52	0	0	SEC
POT40X40	N max	3199,16	M cor	1,688	0	0	SEC
	N min	52,01	M cor	83,213	0	0	SEC
	N cor	3190,9	M max	322,485	0	0	SEC
POT35X35	N max	1633,64	M cor	338,79	0	0	SEC
	N min	2,18	M cor	0,642	0	0,08	SPC
	N cor	1195,57	M max	446,68	0	1,21	SPC

▪ *Suivant le moment M3 :*

					A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	OBS
POT45X45	N max	3162,47	M cor	38,25	0	0	SEC
	N min	38,8	M cor	4,02	0	0	SEC
	N cor	2316,46	M max	813,15	0	0	SEC
POT40X40	N max	3199,16	M cor	1,688	0	0	SEC
	N min	52,01	M cor	2,32	0	0	SEC
	N cor	711,76	M max	41,417	0	0	SEC
POT35X35	N max	1633,64	M cor	16,628	0	0	SEC
	N min	2,18	M cor	9,734	0	0,14	SPC
	N cor	139,03	M max	50,686	0	0	SEC

b) Situation accidentelle ($G \mp Q E$) :

▪ Suivant le moment M2 :

					A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	OBS
POT45X45	N max	486,54	M cor	-0,796	11,29	11,52	SET
	N min	-2316,17	M cor	-196,44	0	0	SEC
	N cor	-846,39	M max	326,049	0	0	SEC
POT40X40	N max	204,06	M cor	-0,106	3,06	3	SET
	N min	-2316,17	M cor	196,44	0	0	SEC
	N cor	2295,21	M max	240,142	0	0,53	SPC
POT35X35	N max	33,57	M cor	1,085	0	0,9	SPC
	N min	-1191,14	M cor	243,912	0	0	SEC
	N cor	-846,39	M max	326,049	0	0	SPC

▪ Suivant le moment M3 :

					A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	OBS
POT45X45	N max	486,54	M cor	9,599	11,11	11,70	SET
	N min	-2316,17	M cor	16,378	0	0	SEC
	N cor	-525,81	M max	1673,104	0	0	SEC
POT40X40	N max	204,06	M cor	5,75	3,15	2,91	SET
	N min	-2316,17	M cor	16,378	0	0	SEC
	N cor	308,42	M max	69,272	0	0,79	SPC
POT35X35	N max	33,57	M cor	5,081	0	0,87	SPC
	N min	-1191,14	M cor	0,689	0	0	SEC
	N cor	-93,22	M max	62,254	0	2,33	SPC

c) Situation accidentelle ($0.8\overline{\mp}GE$) :

- Suivant le moment M2:

					A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	OBS
POT45X45	N max	541,06	M cor	0,04	9,89	9,87	SET
	N min	-1407,685	M cor	-14,685	0	0	SEC
	N cor	512,82	M max	39,594	0	0	SEC
PO40X40	N max	228,75	M cor	0,4	0	0	SEC
	N min	-1392,56	M cor	-106,096	3,7	3,65	SET
	N cor	-1372,83	M max	131,709	0	0	SEC
POT35X35	N max	43,68	M cor	1,033	0,57	0,71	SET
	N min	-745,77	M cor	-133,625	0	0	SEC
	N cor	-525,32	M max	173,144	0	1,79	SPC

- Suivant le moment M3 :

					A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	OBS
POT45X45	N max	541,06	M cor	-6,036	10,11	9,65	SET
	N min	-1407,685	M cor	64,981	0	0	SEC
	N cor	-359,11	M max	897,787	0	0,03	SPC
PO40X40	N max	228,75	M cor	-3,321	3,68	3,67	SET
	N min	-1392,56	M cor	-14,236	0	0	SEC
	N cor	-32,71	M max	65,166	0	1,23	SPC
POT35X35	Nmax	43,68	M cor	2,767	0,6	0,68	SET
	N min	-745,77	M cor	-2,968	0	0	SEC
	Ncor	-62,57	M max	49,50	0	1,64	SPC

NB : les sections d'armatures trouvées sont inférieures à celles exigées par le RPA donc les poteaux seront ferrailés avec les sections minimales réglementaires.

Tableau VI.1. Choix des armatures longitudinales

Section des poteaux	A min (cm ²)	A adoptée (cm ²)	ferrailage
(45X45)	16,2	20,6	4T20+4T16
(40X40)	12,8	14,19	4T16+4T14
(35X35)	9,8	10,68	4T12+4T14

VI.2 Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux. Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

- ♦ Selon le (RPA .2003 art 7.4.2.2)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_1 T_u}{h_1 f_e}$$

Avec :

T_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_1 : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$\rho_1 = 2.5$ si l'élançement géométrique dans la direction considérée.

$\rho_1 = 3.75$ dans le cas contraire.

L'élançement λ_g est donné par la relation : $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$

Avec :

$$l_f = 0,7 \times l_0$$

l_0 : longueur libre du poteau.

$$\text{SS et 1er étage : Poteau de } (45 \times 45) \text{ cm}^2 : \lambda = \frac{0,7 \times 306}{45} = 4,76$$

$$\text{RDC : Poteau de } (45 \times 45) \text{ cm}^2 : \lambda = \frac{0,7 \times 408}{45} = 6,34$$

$$\text{Étage (2, 3, 4) : Poteau de } (40 \times 40) \text{ cm}^2 : \lambda = \frac{0,7 \times 306}{40} = 5,35$$

$$\text{Étage (5, 6, 7) : Poteau de } (35 \times 35) \text{ cm}^2 : \lambda = \frac{0,7 \times 306}{35} = 6,12$$

On remarque que : $\lambda > 5 \Rightarrow \rho = 2.5$ et $\lambda < 5 \Rightarrow \rho = 3.75$

VI.2.1 Espacement des armatures transversales

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement S_t des armatures transversales est fixée comme suite :

- En zone nodale

$$S_t \leq \min (10\phi_l^{min} ; 15\text{cm}) = \min (10 \times 1.2; 15\text{cm}) = 12\text{cm} = 10\text{cm}$$

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

$$\text{POT 45 X 45 : } A_t = \frac{3,75 \times 0.1 \times 31,72}{0,45 \times 400000} = 0,66 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 1 \text{ cm}^2 \implies \mathbf{2HA8}$

$$\text{POT 45 X 45 (RDC) : } A_t = \frac{2,5 \times 0.1 \times 31,72}{0,45 \times 400000} = 0,44 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 0,5 \text{ cm}^2 \implies \mathbf{1HA8}$

$$\text{POT 40X40: } A_t = \frac{2,5 \times 0.1 \times 23,15}{0,40 \times 400000} = 0,36 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 0,5 \text{ cm}^2 \implies \mathbf{1HA8}$

$$\text{POT 35X35: } A_t = \frac{2,5 \times 0.1 \times 19,24}{0,35 \times 400000} = 0,34 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 0,5 \text{ cm}^2 \implies \mathbf{1HA8}$

- En zone courante

$$S_t \leq \text{Min} (b/2 ; h/2; 10 \phi_1) = \text{min} (45/2; 45/2; 10 \times 1,2) = 12 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 12\text{cm}$

Où ϕ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

D'ou:

$$\text{POT 45 X 45 : } A_t = \frac{3,75 \times 0.12 \times 31,72}{0,45 \times 400000} = 0,79 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 1 \text{ cm}^2 \implies \mathbf{2HA8}$

$$\text{POT 45 X 45 (RDC): } A_t = \frac{2,5 \times 0.12 \times 31,72}{0,45 \times 400000} = 0,52 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 1 \text{ cm}^2 \implies \mathbf{2HA8}$

$$\text{POT 40X40: } A_t = \frac{2,75 \times 0.12 \times 23,15}{0,40 \times 400000} = 0,477 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 0,5 \text{ cm}^2 \implies \mathbf{1HA8}$

$$\text{POT 35X35: } A_t = \frac{2,5 \times 0,12 \times 19,24}{0,35 \times 400000} = 0,41 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_t = 0,5 \text{ cm}^2 \implies \mathbf{1HA8}$

VI.2.2 Vérification de la quantité d'armatures transversales

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suite :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0.3\% \text{ St} \times b_1$$

$$\text{.Si } \lambda_g \geq 3 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0.8\% \text{ St} \times b_1$$

Si $3 < \lambda_g < 5 \dots\dots\dots$ Interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec :

λ_g : L'élançement géométrique du poteau

b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

- **En zone nodale** ($S_t = 10 \text{ cm}$)

➤ Poteau de (35X35)..... $A_t = 0.3\% \text{ St} \times b_1 = 0.3\% \times 10 \times 35 = 1,92 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopt}}$

➤ Poteau de (40X40) $A_t = 0.3\% \text{ St} \times b_1$ et $A_t = 0.8\% \text{ St} \times b_1 = 2,2 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopt}}$

➤ Poteau de (45×45) S1 et S2... $A_t = 0.3\% \text{ St} \times b_1$ et $A_t = 0.8\% \text{ St} \times b_1 = 2,47 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopt}}$

➤ Poteau de (45×45) RDC $A_t = 0.3\% \text{ St} \times b_1 = 0.3\% \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopt}}$

- **En zone courante** ($S_t = 12 \text{ cm}$)

➤ Poteau de (35X35)..... $A_t = 0.3\% \text{ St} \times b_1 = 0.3\% \times 12 \times 35 = 0,012 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopt}}$

➤ Poteau de (40X40) $A_t = 0.3\% \text{ St} \times b_1$ et $A_t = 0.8\% \text{ St} \times b_1 = 0,026 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopt}}$

➤ Poteau de (45×45) S1 et S2... $A_t = 0.3\% \text{ St} \times b_1$ et $A_t = 0.8\% \text{ St} \times b_1 = 0,03 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopt}}$

➤ Poteau de (45×45) RDC $A_t = 0.3\% \text{ St} \times b_1 = 0.3\% \times 12 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopt}}$

Pour tous les poteaux les armatures transversales seront composées de cadres HA8 et losanges HA8 $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$.

VI.2.3 Longueurs de recouvrement

$$L_r = 40\phi_l^{min} = 40 \times 1,2 = 48\text{cm}$$

VII.2.4 Vérification des contraintes tangentielles (Art 7.4.2.2 RPA 2003)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ Si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} f_{c28} = 25\text{Mpa} \\ \lambda_g \geq 5 \end{cases}$$

$$\tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1,875 \text{ Mpa} \quad \text{ou} \quad \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ Mpa}$$

- **Poteaux (45x45) SS RDC 1^{ER}**

$$\tau_b = \frac{31,72 \times 10^3}{450 \times 420} = 0,167 \text{ Mpa} \leq 1 \text{ Mpa}$$

- **Poteaux (45x45) RDC**

$$\tau_b = \frac{31,72 \times 10^3}{450 \times 420} = 0,167 \text{ Mpa} \leq 1,875 \text{ Mpa}$$

- **Poteaux (40x 40)**

$$\tau_b = \frac{23,15 \times 10^3}{400 \times 370} = 0,156 \text{ Mpa} \leq 1 \text{ Mpa}$$

- **Poteaux (35 x 35)**

$$\tau_b = \frac{19,24 \times 10^3}{350 \times 320} = 0,171 \text{ Mpa} \leq 1,875 \text{ Mpa}$$

Les contraintes tangentielles sont admissibles.

VI.3 Vérifications à l'ELS

a) Vérification de la condition de non fragilité

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 f_{t28}}{f_c} \times \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} bd$$

Les résultats des vérifications sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

▪ Suivant le moment M2:

					ES(cm ²)	Asmin(cm ²)	Aadop(cm ²)
POT45X45	N max	2281,27	M cor	27,21	0,472	5,828	20,28
	N min	17,66	M cor	54,21	0,661	5,922	20,28
	N cor	956,49	M max	30,147	2,579	5,972	20,28
POT40X40	N max	2305,51	M cor	196,125	0,929	4,8050	14 ,19
	N min	45,34	M cor	59,39	1,223	4,9628	14 ,19
	N cor	2229,39	M max	230,12	4,862	10,792	14 ,19
POT35X35	N max	1181,06	M cor	242,37	4,725	11,136	12,31
	N min	1,07	M cor	00,461	16,108	0,205	12,31
	N cor	865,05	M max	318,44	26,548	0,785	12,31

▪ Suivant le moment M3:

					ES(cm ²)	Asmin(cm ²)	Aadop(cm ²)
POT45X45	N max	2281,7	M cor	0,375	0,022	5,622	20,28
	N min	17,66	M cor	139,9	1,927	6,7118	20,28
	N cor	599,73	M max	1654,16	1,789	6,609	20,28
POT40X40	N max	2305,51	M cor	1,68	0,081	4,426	14 ,19
	N min	45,34	M cor	0,98	4,264	5,705	14 ,19
	N cor	520,22	M max	30,027	7,945	6,44	14 ,19
POT35X35	N max	1181,06	M cor	12,147	0,067	3,348	12,31
	N min	1,07	M cor	7,063	58,89	1,131	12,31
	N cor	101,55	M max	36,79	34,587	0,944	12,31

D'après les résultats trouvés sur les deux tableaux, on ne constate que la condition de non fragilité est vérifiée suivant les deux sens car $A_{adoptée} > A_{\min}$.

➤ **Etat limite d'ouverture de fissures**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers.

➤ **Etat limite de compression du béton**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous M_s et N_s , on doit déterminer les contraintes du béton puis les comparer aux contraintes admissibles.

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad [\text{BAEL 91A.4.5.2}]$$

Les résultats sont donnés à l'aide du logiciel SOCOTEC et récapitulés dans les tableaux suivants :

▪ **Suivant 2-2 :**

SECTION	Ns max (Kn)	Ms cor (Kn.m)	As=As' (cm ²)	σ_{bs} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	OBS
45X45	2281,7	27,21	6,78	5,5	4,9	15	Condition vérifiée
40X40	2305,21	196,12	6,78	5,6	4,3	15	
35X35	1181,06	242,37	6,15	4,4	0,7	15	

▪ **Suivant 3-3 :**

SECTION	Ns max (Kn)	Ms cor (Kn.m)	As=As' (cm ²)	σ_{bs} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	OBS
45X45	2281,7	0,375	6,78	5,3	5	15	Condition vérifiée
40X40	2305,21	1,68	6,78	5	4,9	15	
35X35	1181,06	12,14	6,15	2,6	2,6	15	

❖ **Conclusion :**

Après tous calculs faits et vérifications faites, le ferraillage final adopté pour les poteaux est comme suit :

Section des poteaux	A min (cm ²)	A adoptée (cm ²)	ferraillage
(45X45)	16,2	20,6	4T16+4T20
(40X40)	12,8	14,2	4T14+T16
(35X35)	9,8	10,68	4T12+4T14

VII.2 ferraillage des Poutres :

VII.2.1. Introduction :

Les poutres sont des éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

Les poutres seront calculées en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible (les poutres sont pas exposées aux intempéries) d'après les règlements du BAEL 91 modifié 99, on se rapportera aussi au RPA 99 modifié 2003 pour la vérification.

Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

Combinaisons fondamentales :

A L'ELU : $1.35G + 1.5Q$ selon C.B.A

À L'ELS : $G + Q$.

Combinaisons accidentelles :

Selon RPA99 révisé 2003 : $G + Q \pm E$

$$0.8G \pm E$$

- La combinaison ($1.35G + 1.5Q$) nous permettra de déterminer le moment maximum en travée.
- La combinaison ($G + Q \pm E$) donne le moment négatif maximum en valeur absolue sur les appuis et permettra de déterminer le ferraillage supérieur au niveau des appuis.
- La combinaison ($0.8G \pm E$) nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et permettra dans le cas où M est positif de déterminer le ferraillage au niveau des appuis.

VII.2.2 Recommandations du RPA99 :

1. Armatures longitudinales :

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

Pour les Poutres principales : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$.

Pour les Poutres secondaire : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 30 = 4.50 \text{ cm}^2$.

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

❖ **Poutres principales :****En zone courante :**

$$A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$$

En zone de recouvrement :

$$A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$$

❖ **Poutres secondaires :****En zone courante :**

$$A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$$

En zone de recouvrement :

$$A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$$

- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

2. Armatures transversales :

- La quantité minimale des armatures transversales est de :

$$A_t \geq 0.003 S_t .b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \phi_{\min}\right) \quad \text{en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{en zone de recouvrement.}$$

Avec :

 Φ_{\min} : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VII.2.3 Etapes de calcul des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

Soit : A_s : section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas. A'_s : section supérieure la plus comprimée.Un moment de flexion (M_u) supporté par la section.

On calcule le moment réduit : $\mu_b = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}}$

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b\theta}, \quad \gamma_b = 1.5 \Rightarrow f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}, \quad \gamma_s = 1.15 \Rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

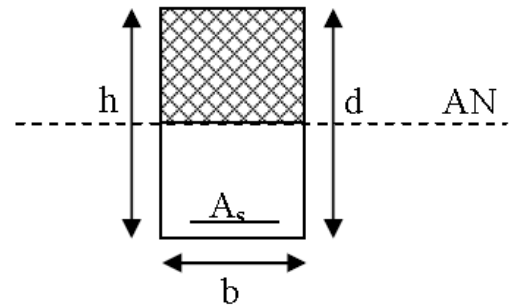
Si $\mu_b \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée c.-à-d. la section ne comprendra que les aciers tendus alors $A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$

Si $\mu_b \geq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est doublement armée c - à - d la section comprendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés.

On calcule :

$$M_r = \mu_r b d^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_u - M_r$$

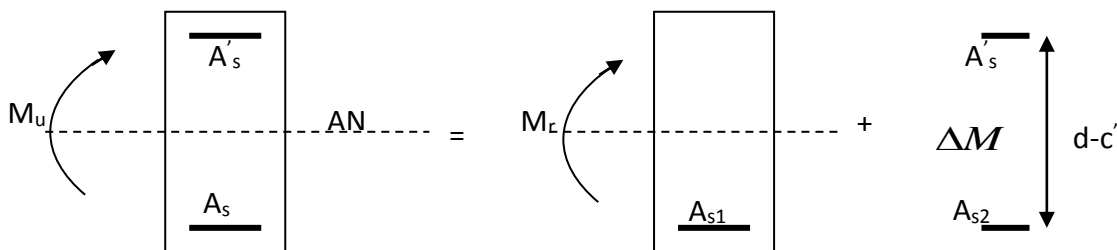


Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

- Armatures tendues : $A_s = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s}$
- Armatures comprimées : $A'_s = \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s}$



Remarque :

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c.-à-d. $\Delta M \leq 0.4M_u$ (Art BAEL B.6.6, 1).

VII.2.4 Vérification à l'ELS :

Les états limites de service sont définis en tenant compte des amplifications de la durabilité de la construction.

- **Etat limite de résistance de béton :**

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :

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

Avec :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{adopté}}$$

(A_{adopté}: armatures adoptées à l'ELU)

On calcule:

$$\rho_1 = \frac{100 A_{adopté}}{b_0 \cdot d}$$

$$\rho_1 \xrightarrow{\text{abaque}} \beta_1 \xrightarrow{\text{abaque}} k_1$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Les fissurations étant peu nuisibles, alors aucune vérification n'est nécessaire.

VII.2.5 Vérification du BAEL 91 :

Les vérifications à effectuer sont les suivantes :

- **Condition de non fragilité**

(BAEL 91 Art A64) :

$$A_{\min} \geq 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Vérification de l'adhérence :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi f_{c28}$$

Avec :

τ_{se} : Contrainte d'adhérence calculée.

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte d'adhérence admissible.

V_u^{\max} : Effort tranchant max.

d : hauteur utile.

Ψ : Coefficient qui dépend de la nature de l'acier utilisé.

μ_i : Périmètre des aciers.

- **Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_s} f_{c28}, 5MPa\right) = 3.33MPa.$$

(Fissuration peu nuisible).

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

- **Influence de l'effort tranchant aux appuis (BAEL 91 Art 521) :**

- **Influence sur le béton :**

$$V_u \leq 0,267 \times 0,9d \times b \times f_{c28}$$

- **Influence sur les armatures :**

$$\frac{A_s f_e}{\gamma_s} \geq \left[V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right]$$

1. Etat limite de déformation :

Il est nécessaire de faire la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont pas vérifiées :

$$1) \frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16}.$$

L_{\max} : portée de la travée entre nu d'appuis.

$$2) \frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}.$$

M_t : Moment fléchissant maximal en travée.

M_0 : Moment isostatique.

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{F_e}.$$

A : section d'armatures tendues.

Calcul des armatures longitudinales

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{43.36 \times 10^3}{30 \times 35^2 \times 14.2} = 0.083 \quad \beta = 0.9475$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \theta} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.2 \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}, \quad \gamma_s = 1.15 \Rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$\mu_b = 0.099 \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée c.-à-d. la section ne comprendra que les aciers tendus alors :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{43.36 \times 10^3}{0.946 \times 32 \times 348} = 4.112 \text{ cm}^2$$

Avec la même méthode pour toutes les autres poutres.

VII.2.6 Ferraillage des poutres principales :

➤ en travée :

Tableau 6.1 : Ferraillage des poutres principales en travées

niv	Comb	M (kN.m)	A _s cm ²	Ferraillage adopté	
				choix	A _{adoptée}
S-sol	ELU	39.84	3.73	3HA14	4.62
RDC	ELU	42.13	3.96	3HA14	4.62
Etage 1	ELU	43.36	4.11	3HA14	4.62
Etage 2	ELU	40.98	3.84	3HA14	4.62
Etage 3	ELU	43.02	4.04	3HA14	4.62
Etage 4	ELU	44.16	4.15	3HA14	4.62
Etage 5	ELU	45.20	4.26	3HA14	4.62
Etage 6	ELU	46.11	4.35	3HA14	4.62
Etage 7	ELU	45.20	4.30	3HA14	4.62

➤ Aux appuis :

Tableau 6.2 : Ferraillage des poutres principales en appuis.

Niv	Comb	M(kN.m)	A_{ST} Cm ²	Ferraillage adopté	$A_{adopté}$
RDC	0.8G±E	53.63	5.16	3HA14(fil)+2HA12(chap)	6.88
	G+Q±E				
Etage 1	0.8G±E	66.67	6.53	3HA14(fil)+2HA12(chap)	6.88
	G+Q±E				
Etage 2	0.8G±E	58.69	5.68	3HA14(fil)+2HA12(chap)	6.88
	G+Q±E				
Etage 3	0.8G±E	59.67	5.79	3HA14(fil)+2HA12(chap)	6.88
	G+Q±E				
Etage 4	0.8G±E	58.99	5.71	3HA14(fil)+2HA12(chap)	6.88
	G+Q±E				
Etage 5	0.8G±E	60.23	5.84	3HA14(fil)+2HA12(chap)	6.88
	G+Q±E				
Etage6	0.8G±Q	62.14	6.05	3HA14 (fil)+2HA12(chap)	6.88
	G+Q±E				
Etage 7	0.8G±Q	61.47	5.97	3HA14(fil)+2HA12(chap)	6.88
	G+Q±E				
Etage 8	0.8G±Q	59.85	5.80	3HA14(fil)+2HA12(chap)	6.88
	G+Q±E				

3HA14 filantes
 3HA14 filants + 2HA12 chap

} la section totale adoptée en appuis est :

$A_{s\ totale} = 11.50\text{ cm}^2 > 5.25\ A_{min} = \text{cm}^2$

→ Condition vérifié.

VII.2.7 Ferraillage des poutres secondaires

➤ en travée :

niv	comb	M (KN.m)	A _{st} Cm ²	Ferraillages	A _{adopt}
RDC	ELU	27.12	3.02	3HA12	3.38
Etage 1	ELU	26.87	2.99	3HA12	3.38
Etage 2	ELU	28.12	3.14	3HA12	3.38
Etage 3	ELU	27.45	3.06	3HA12	3.38
Etage 4	ELU	29.02	3.25	3HA12	3.38
Etage 5	ELU	26.89	2.89	3HA12	3.38
Etage 6	ELU	27.74	3.09	3HA12	3.38
Etage 7	ELU	27.23	3.04	3HA12	3.38
Etage 8	ELU	26.78	2.98	3HA12	3.38

Tableau 6.3 : Ferraillage des poutres secondaires en travée.

➤ Aux appuis :

niv	Comb	M (kN.m)	A _{ST} Cm ²	Ferraillage adopté	A _{adopté}
RDC	0.8G±E	36.78	4.18	3HA12(fil)+2HA12(chap)	5.65
	G+Q±E				
Etage 1	0.8G±E	40.21	4.60	3HA12(fil)+2HA12(chap)	5.65
	G+Q±E				
Etage 2	0.8G±E	41.25	4.73	3HA12(fil)+2HA12(chap)	5.65
	G+Q±E				
Etage 3	0.8G±E	42.36	4.87	3HA12(fil)+2HA12(chap)	5.65
	G+Q±E				
Etage 4	0.8G±E	41.03	4.70	3HA12(fil)+2HA12(chap)	5.65
	G+Q±E				
Etage 5	0.8G±E	40.95	4.69	3HA12(fil)+2HA12(chap)	5.65
	G+Q±E				
Etage6	0.8G±Q	39.86	4.55	3HA12(fil)+2HA12(chap)	5.65
	G+Q±E				
Etage 7	0.8G±Q	39.38	4.50	3HA12(fil)+2HA12(chap)	5.65
	G+Q±E				
Etage 8	0.8G±Q	39.03	4.45	3HA12(fil)+2HA12(chap)	5.65
	G+Q±E				

Tableau 6.4 : Ferraillage des poutres secondaires aux appuis.

Pour tous les niveaux le ferraillage sera comme suit :

$$\left. \begin{array}{l} 3\text{HA}12 \text{ filantes} \\ 3\text{HA}12 \text{ filants} + 2\text{HA}12 \text{ chap} \end{array} \right\} \text{ la section totale adoptée en appuis est :}$$

$$A_{s \text{ totale}} = 9.03 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 4.50 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

VI.2.8. Vérification de BAEL 91 :

VI.8 .1.Vérification de la condition de non fragilité :

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

$$A_s \geq A_{\min}$$

Pour les poutres principales (30×35) :

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.15 \text{ cm}^2.$$

Pour les poutres secondaires (30×30)

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.98 \text{ cm}^2.$$

⇒ Toutes les sections d'acier adoptées pour les différentes poutres sont supérieures aux sections minimales trouvées par la condition de non fragilité

VI.8.2. Vérification de l'adhérence

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} ;$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres des barres

➤ **Sens principale :**

$$\sum U_i = 3 \times 1.4 + 5(1.2) \times 3.14 = 32.03 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{100.4 \times 10}{0.9 \times 37 \times 32.03} = 0.94 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} > 0.94 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

➤ **Sens secondaire :**

$$\sum U_i = 3.14 \times 8 \times 1.2 = 17.71 \text{ cm}^4$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{41.6 \times 10}{0.9 \times 27 \times 30.14} = 0.57 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} > 0.57 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

VI.8.3. Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right) = 3.33MPa. \text{ (Fissuration peu nuisible)} \bar{\tau}_u = 3.33 MPa.$$

➤ Sens principale

$$V_u = T_{\max} = 100.4 \text{ KN.}$$

Alors :

$$\tau_u = \frac{100.4 \times 10}{30 \times 32} = 1.04MPa < MPa 3.33 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Sens secondaire

$$V_u = T_{\max} = 41.6 \text{ KN.}$$

Alors :

$$\tau_u = \frac{41.60 \times 10}{30 \times 27} = 0.511MPa < 3.33MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VI.8.4. Influence de l'effort tranchant aux appuis :**a. Influence sur le béton :**

$$\text{Il faut vérifier que : } V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times d \times b \frac{f_{c28}}{\gamma_b}.$$

➤ Sens principale

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times 32 \times 30 \times \frac{2.5}{1.5} = 576 \text{ KN}$$

$$V_u = 100.4 \leq 576 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Sens secondaire

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times 27 \times 30 \times \frac{2.5}{1.5} = 486 \text{ KN.}$$

$$V_u = 41.60 \leq 486 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. Influence sur les armatures :

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right).$$

Avec :

Mu en valeur algébrique.

$$\text{Si } \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) < 0 \Rightarrow \text{la vérification n'est pas nécessaire.}$$

$$\text{Pour les poutres principales : } T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 100.4 - \frac{72.01}{0.9 \times 0.32} = -149.63 < 0$$

Pour les poutres secondaires : $T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 41.60 - \frac{42.75}{0.9 \times 0.27} = -130.21 < 0$

⇒ On remarque que la condition $\left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) < 0$ donc les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires

c. Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

Les barres rectilignes de diamètre ϕ et de limite élastique f_e sont encrées sur une longueur :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}}$$

l_s = longueur de scellement droit

avec :

$$\tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 2.84 \text{ la contrainte d'adhérence à l'ancrage.}$$

Les barres que nous avons utilisé sont des diamètres ($\emptyset 16, \emptyset 14$ et $\emptyset 12$) donc leurs longueurs de scellements sont respectivement

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm}$$

$$l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.84} = 49.29 \text{ cm}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet « l_c » est au moins égale à « $0.4 l_s$ » pour barre à haute adhérence.

Pour les HA12 : $l_c = 16.9$ cm

Pour les HA14 : $l_c = 19.72$ cm

➤ Calcul des armatures transversales :

Selon le **BAEL91**, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{b}{10}, \frac{h}{35}, \phi \right\}$$

Avec :

ϕ_l le plus petit diamètre dans le sens longitudinal

➤ *ens principal :*

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{b}{10}, \frac{h}{35}, \phi_l \right\} = \min \{30, 11.42, 12\}$$

Soit $\phi_t = 10 \text{ mm}$

✓ **La section des armatures transversales :**

On choisira un cadre et un étrier $A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$

➤ *Sens secondaire :*

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{b}{10}, \frac{h}{35}, \phi_l \right\} = \min \{30, 10, 12\}$$

Soit $\phi_t = 10 \text{ mm}$

On choisira un cadre et un étrier $A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul des espacements:**

❖ **(BAEL91/A.5.1.22) :**

✓ **Sens principal :**

$$S_t \leq \min \{0.9d; 35\text{cm}\} = \min \{28.8\text{cm}; 35\text{cm}\}$$

✓ **Sens secondaire**

$$S_t \leq \min \{0.9d; 30\text{cm}\} = \min \{24.3\text{cm}; 30\text{cm}\}$$

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

❖ **RPA version 2003 :**

1. Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi \right)$$

Sens principales

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left(\frac{35}{4}; 12 * 1.2\right) = 8.75 \text{ cm}$$

Sens secondaire

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left(\frac{30}{4}; 12 * 1.2\right) = 7.50 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 8 \text{ cm}$ pour les deux sens

2. Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

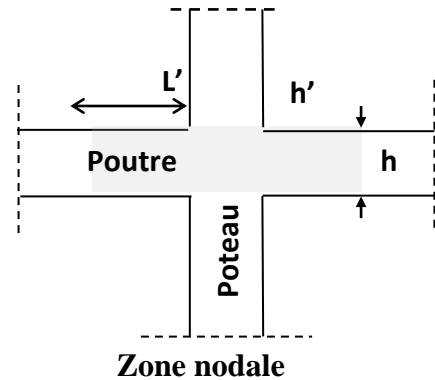
Sens principales

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.50 \text{ cm}$$

Sens secondaire

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

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

**Délimitation de la zone nodale :**

$$L' = 2 \times h$$

avec :

h : hauteur de la poutre

Sens principale : $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$

Sens secondaire : $L' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$

VII.2.9. Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b$$

➤ *Sens principal :*

$$A_t^{\min}=0.003 \times 8 \times 30=0.72 \text{ cm}^2$$

$A_{t\text{adopté}}= 11.05 \text{ cm}^2 \geq A_t^{\min}= 0.72 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition est vérifiée

➤ **Sens secondaire :**

$$A_t^{\min}=0.003 \times 8 \times 30=0.72 \text{ cm}^2$$

$A_t^{\text{adop}}= 9.03 \text{ cm}^2 \geq A_t^{\min}= 0.72 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

Le premier cadre d'armatures transversales sera disposé à 8 cm du nu de l'appui.

VII.2.9. Vérification à l'ELS :

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

➤ **Etat limite de compression du béton :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} \leq 0.6 f_{c28} = \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

avec :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A}$$

A : armatures adoptées à l'ELU

On calcule :

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

Les résultats sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

		M_{\max}	A_s	ρ_1	K	β_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
Poutres principales	travées	46.11	4.35	0,453	34,02	0,898	368,45	10,80	15	conditions vérifiées
	appuis	66.67	6.53	0,680	26,67	0,880	362,56	13,59	15	
Poutres secondaires	travées	29.02	3.25	0,338	40,56	0,910	306,63	7,56	15	
	appuis	42.36	4.87	0,507	31,73	0,893	304,38	9,59	15	

➤ **Vérification de la flèche**

Les valeurs des différentes flèches sur l'ensemble des travées sont obtenues à l'aide du logiciel ETABS.

✓ **Poutres principales** : la valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée de longueur $l=4.30$ m

$$f= 0.115 \text{ cm} < f = \frac{l}{500} = \frac{430}{500} = 0.860 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ **Poutres secondaires** : La plus grande valeur de la flèche est en travée de longueur $l = 3.90\text{m}$

$$f= 0.094 \text{ cm} < f = \frac{l}{500} = \frac{390}{500} = 0.780 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Disposition des armatures :**

Lors de la détermination de la longueur des chapeaux, il y'a lieu d'observer les recommandations qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des nus d'appuis doit être au moins égale à :

- $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

Introduction

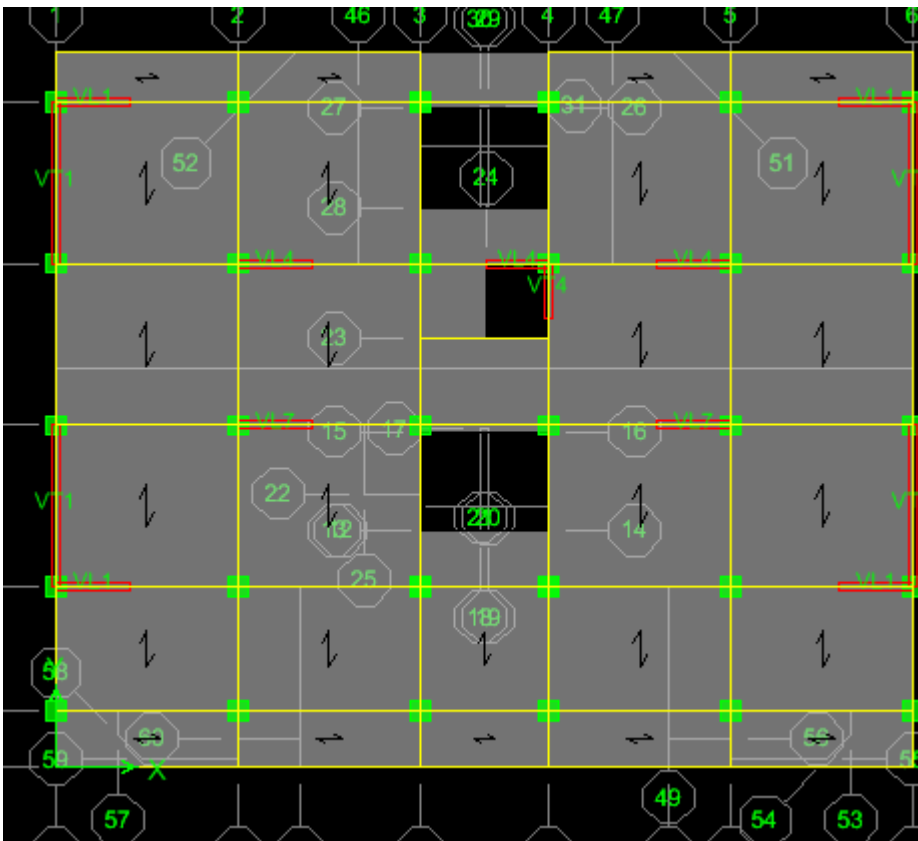
Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme. Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures de montages

Comme pour les poteaux nous allons dans ce cas subdiviser le Bâtiment en 3 zones :

- **Zone I** : SS1-SS2-RDC
- **Zone II** : 1, 2, 3,4ème étage
- **Zone III** : 5, 6,7ème étage

Dans notre projet on a introduit les voiles dans les deux direction :



VIII.1. Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

BAEL.91/modifié 99 :

RPA.99/modifié 2003 :

$$\begin{cases} \text{ELU : } 1,35G+1,5Q \\ \text{ELS : } G+Q \end{cases}$$

$$\begin{cases} 0,8G \mp E \\ G + Q \mp E \end{cases}$$

VIII.2 Ferraillage des trumeaux

La méthode utilisée est la méthode de la RDM qui se fait pour une méthode des bandes de largeur (d).

➤ **Exposé de la méthode**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{MV'}{I} \end{cases}$$

Avec :

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier : $V = V' = \frac{V_{voile}}{2}$

Le calcul se fera pour des bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

he : hauteur entre nus du planchers du voile considéré

Lc : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} L$$

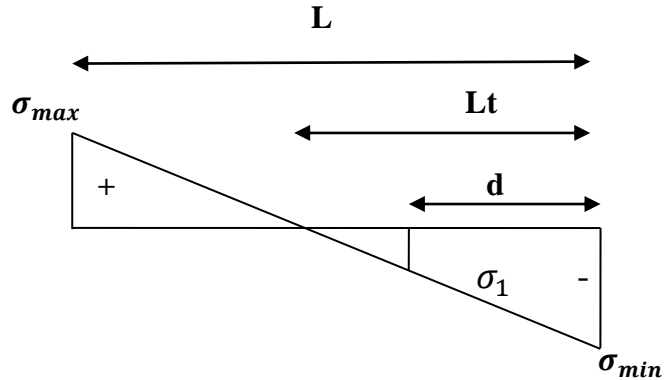
L_t : longueur tendue avec $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues:

a) Section partiellement comprimée

$$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} d.e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times (L_t - d) \times e$$



La section d'armatures verticales d'une SPC est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

e : épaisseur du voile

A : section d'armatures verticales

σ_s : Contrainte dans les aciers correspondante à un allongement de (10‰) :

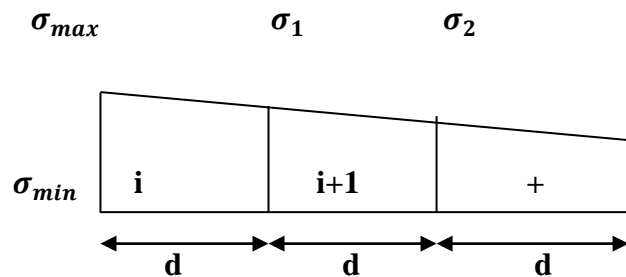
$$\text{Combinaisons courantes : } \sigma(10 \text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Combinaisons accidentelles : } \sigma(10 \text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

b) Section entièrement comprimée

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} d.e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} d.e$$



Avec : La section d'armatures verticales d'une SEC est égale à :

$$A_v = \frac{N_{i+} B f_{bc}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du tronçon considéré.

σ_{s2} : Contrainte dans les aciers.

f_{bc} : Contrainte de calcul dans le béton.

σ : Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2‰).

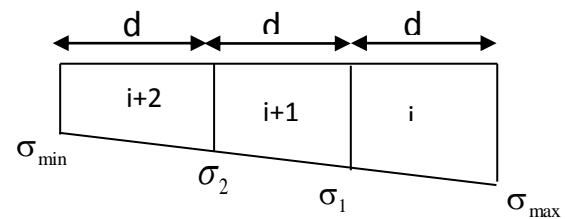
$$\text{Combinaisons courantes : } \sigma(2 \text{ ‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Combinaisons accidentelles : } \sigma(2 \text{ ‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

c) Section entièrement tendue

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} d.e$$



VIII.2.1 Armatures minimales selon les deux règlements

a) Pour une Section entièrement comprimée

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91 modifiées 99})$$

$$0.2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5\% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91 modifiées 99})$$

B : section du béton comprimé

b) Pour une Section entièrement tendue

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_e}; 0,15\% B \right\}$$

c) Section partiellement comprimée

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_e}; 0,15\% B \right\}$$

Avec :

B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

d) Exigences de RPA 2003 (article 7.7.4.3/RPA99 version 2003)

VIII.2.2 Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10 \emptyset et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

D'après le RPA 99 :

$A_H \geq 0.15\%B$ Globalement dans la section du voile.

$A_H \geq 0.10\%B$ En zone courante.

D'après le BAEL :

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec : A_V : section d'armatures verticales.

B: section du béton.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Le diamètre des barres horizontales et verticales des voiles ne doivent pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

VIII.2.3 Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

VIII.2.4 Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad (\text{Art 7.7.4.3/RPA99 version 2003})$$

$$T = 1.4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VIII.2.5 Potelet

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est 4HA10

VIII.2.6 Dispositions constructives**a) Espacement**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_i \leq \min \{ 1,5e, 30\text{cm} \} \dots\dots\dots (\text{Art 7.7.4.3 RPA 2003})$$

Avec : e = épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur L/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

b) Longueur de recouvrement

Elles doivent être égales à : (Art 7.7.4.3 RPA 2003)

40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

$$\varphi_{max} = \frac{e}{10} = 20\text{mm}$$

IX.2.7 Vérification à L'ELS

Pour cet état, il considère :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15.A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Avec : N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement

a) Selon le RPA 2003

$$\tau_b = \frac{1.4V}{d.e} \leq \tau_b = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

Avec : d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

b) Selon le BAEL 91

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) \quad (\text{La fissuration est préjudiciable})$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

VIII.3 Exemple de calcul

Dans cette partie, on applique la méthode expliquée au paragraphe VIII .2

VIII.3 .1. Soit à calculer le ferrailage des voiles VT1 de la zone 1

$$L = 3,4 \text{ m}, e = 0,2 \text{ m}$$

$$B = 0,68 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{max} = 6016,36 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = -9865,23 \text{ kN/m}^2$$

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} L = 1,28 \text{ m}$$

$L_c = 1,28 \text{ m} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée :

$$L_c = 1,28 \text{ m} \Rightarrow L_t = L - L_c = 2,12 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

$h_e = h \text{ étage} - h \text{ poutre}$

$$h_e = 3,06 - 0,35 = 2,71 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right) = \min \left(\frac{2,71}{2} ; \frac{2}{3} \times 1,28 \right) = 0,85 \text{ m}$$

$$d = L_t / 2 = 1,06 \text{ m.}$$

Soit : $d_1 = 1,06 \text{ m}$ donc: $d_2 = 1,06 \text{ m}$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min(L_t-d)}}{L_t} = \frac{9865,23 (2,12-1,06)}{2,12} = 4932,15 \text{ kN/m}^2$$

L'effort normal dans la bande 1 est égale à $N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \cdot e$

$$N_1 = \frac{9865,23 + 4932,15}{2} \times 1,06 \times 0,2 = 1568,52 \text{ kN}$$

L'effort normal dans la bande 2 est égal à $N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$

$$N_2 = \frac{4932,15}{2} \times 1,06 \times 0,2 = 522,80 \text{ kN}$$

a) Armatures verticales

-1^{ere} bande: $d_1 = 1,06 \text{ m}$

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = \frac{1568,52}{40} = 39,21 \text{ cm}^2$$

-2^{eme} bande: $d_2 = 1,253 \text{ m}$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = \frac{522,80}{40} = 13,07 \text{ cm}^2$$

b) Armatures minimales

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_e}; 0.15\% B \right\} = (11,13, \text{cm}^2 ; 3,18 \text{cm}^2)$$

Tell que : $B = L_t \times e$

-1^{ere} et la 2^{eme} bande : d1= d2=1,06m

$$A_{1\min} = \max (11,13 \text{cm}^2 ; 3,18 \text{cm}^2) = 11,13 \text{cm}^2$$

$$A_{1\min} = 11,13 \text{cm}^2$$

c). Armature de coutures

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{T}}{f_e} = \frac{1.1 \times 1,4 \times 80,99}{40} = 3,11 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 3,11 \text{ cm}^2$$

D) Sections d'armatures verticales totales

$$A_{v1} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 39,21 + \frac{3,11}{4} = 39,98 \text{cm}^2$$

$$A_{v2} = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 13,07 + \frac{3,11}{4} = 13,84 \text{ cm}^2$$

Les voiles sont ferrailés symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique

1^{ere} bande : 2x10 HA16=40,19cm²/d1 soit: 10HA16 /nappe avec espacement de 10 cm

2^{eme} bande : 2x5 HA16=20,09cm²/d2 soit: 5HA16/nappe avec espacement de 20 cm

e) Armatures horizontales

D'après le BAEL 91 :
$$A_H = \frac{A_v \text{ adopté}}{4} = \frac{39,98}{4} = 9,99 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 2003 :
$$A_H \geq 0.15\% B = 6,33 \text{ cm}^2$$

Soit : 7HA14 = 10,78 cm²/nappe/ml

f) Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles HA8/ml

VIII.3.2. Vérification des contraintes de cisaillement

BAEL 91
$$\tau_u = \frac{V_u}{e.d} = \frac{80,99 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3400} = 0,132 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(0,15 \frac{25}{1,15}, 4 \text{ MPa}\right) = 3,26 \text{ MPa} \text{ (La fissuration est préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 0,132 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$$

Selon le RPA 2003

$$\tau_b = \frac{1,4V}{d.e} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 80,99 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3400} = 0,185 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,185 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

a) Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15.A} \leq \sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6016,30 \times 10^3}{200 \times 6800 + 15 \times 5228} = 4,18 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

N.B : Le ferrailage d'autres voiles dans les différentes zones est donné sous forme de tableaux :

➤ Ferrailage des Voiles VT1

Tableau VIII.1 : ferrailage des voiles plain transversale (VT₁)

Zones		Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,4	3,4	3,4		
	e (m)	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,68	0,68	0,68		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	6016,36	1071,41	642,22		
	σ_{min} [KN/m ²]	-9865,23	-1390,61	-900,38		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	80,99	218,17	179,29		
	L _t (m)	2,11	1,92	1,98		
	L _c (m)	1,29	1,48	1,42		
	d (m)	1,056	0,960	0,992		
	σ_1 [KN/m ²]	4932,615	695,305	450,190		
	N (kN)	N ₁	1562,65	200,29	134,01	
		N ₂	520,882	66,763	44,670	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	39,07	5,01	3,35	
		A _{v2}	13,02	1,67	1,12	
	A _{vj} (cm ²)		3,12	8,40	6,90	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	39,85	7,11	5,08	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	13,80	3,77	2,84	
	A _{min} (cm ²)		11,09	10,08	10,42	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	40,19	22,62	15,7	
		Bonde 2	20,09	11,31	7,85	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*10HA16	2*10HA12	2*10HA10
			Bonde 2	2*5HA16	2*5HA12	2*5HA10
S _t (cm)		Bonde1	10cm	10cm	10cm	
		Bonde 2	20cm	20cm	20cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		6,34	5,76	6,00		
A _H /nappe (cm ²)		10,05	5,66	3,93		
Choix des barres/nappe (cm ²)		7HA14	8HA10/nappe	4HA10/nappe		
ep =20cm		A=(10,78cm ²)	(A=6,28cm ²)	(A=6,28cm ²)		
Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²				
contrainte	τ_u (MPa)	0,132	0,356	0,293		
	τ_b (MPa)	0,185	0,499	0,410		
ELS	N _s (kN)	8340,74	5027,8	2548,56		
	σ_b (MPa)	10,83	6,88	3,56		

➤ Ferraillage des Voiles VL1 et VL4 et VL7

	Zones	Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,8	1,8	1,8		
	e (m)	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,36	0,36	0,36		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	2714,28	494,11	270,73		
	σ_{min} [KN/m ²]	-2638,22	-457,73	-235,43		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	119,67	26,21	30,58		
	L _t (m)	0,89	0,87	0,84		
	L _c (m)	0,91	0,93	0,96		
	d (m)	0,444	0,433	0,419		
	σ_1 [KN/m ²]	1319,110	228,865	117,715		
	N (kN)	N ₁	175,55	29,72	14,78	
		N ₂	58,516	9,905	4,928	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	4,39	0,74	0,37	
		A _{v2}	1,46	0,25	0,12	
	A _{vi} (cm ²)		4,61	1,01	1,18	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	5,54	1,00	0,66	
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	2,61	0,50	0,42	
	A _{min} (cm ²)		4,66	4,54	4,40	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	11,31	7,84	15,7	
		Bonde 2	6,78	4,7	7,85	
	Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	× 2*5HA12	× 2*5HA10	× 2*5HA10
			Bonde 2	× 2*3HA12	× 2*3HA10	× 2*3HA10
S _t (cm)		Bonde1	10cm	10cm	10cm	
		Bonde 2	20cm	20cm	20cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		2,66	2,60	6,00		
A _H /nappe (cm ²)		2,83	1,96	3,93		
Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA10	4HA10/nappe	5HA10/nappe		
ep =20cm		A=(3,92cm ²)	(A=3,14cm ²)	(A=3,92cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0,369	0,081	0,094	
		τ_b (MPa)	0,517	0,113	0,132	
	ELS	N _s (kN)	3158,98	2727,34	1297,19	
σ_b (MPa)		8,16	7,20	3,28		

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,5	1,5	1,5	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,3	0,3	0,3	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	376,73	107,97	63,05	
	σ_{min} [KN/m ²]	-366,25	-156,05	-126,02	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	94	43,63	42,3	
	L _t (m)	0,74	0,89	1,00	
	L _c (m)	0,76	0,61	0,50	
	d (m)	0,370	0,443	0,500	
	σ_1 [KN/m ²]	183,125	78,025	63,010	
	N (kN)	N ₁	20,31	10,38	9,45
		N ₂	6,770	3,459	3,150
	A _v (cm ²)	A _{v1}	0,51	0,26	0,24
		A _{v2}	0,17	0,09	0,08
	A _{vj} (cm ²)		3,62	1,68	1,63
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	1,41	0,68	0,64
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	1,07	0,51	0,49
	A _{min} (cm ²)		3,88	4,65	5,25
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	11,3	11,3	7,8
Bonde 2		9,05	9,05	6,28	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*5HA12	2 5HA12	2 5HA10
		Bonde 2	2*4HA12	2 4HA12	2 4HA10
	S _t (cm)	Bonde1	10cm	12cm	12cm
		Bonde 2	20cm	12cm	12cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		2,22	2,66	6,00
	A _H /nappe (cm ²)		2,83	2,83	1,95
	Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA10	5HA10/nappe	4HA10/nappe
ep =20cm		A=(4,71cm ²)	(A=4,71cm ²)	(A=3.14cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0,348	0,162	0,157
		τ_b (MPa)	0,487	0,226	0,219
	ELS	N _s (kN)	1597,62	928,06	431,9
σ_b (MPa)		4,83	2,81	1,34	

	Zones	Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,3	1,3	1,3	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,26	0,26	0,26	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	57,8	37,04	26,57	
	σ_{min} [KN/m ²]	-71,72	-54,94	-89,87	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	45,07	26,53	41,84	
	L _t (m)	0,72	0,78	1,00	
	L _c (m)	0,58	0,52	0,30	
	d (m)	0,360	0,388	0,502	
	σ_1 [KN/m ²]	35,860	27,470	44,935	
	N (kN)	N ₁	3,87	3,20	6,76
		N ₂	1,291	1,067	2,254
	A _v (cm ²)	A _{v1}	0,10	0,08	0,17
		A _{v2}	0,03	0,03	0,06
	A _{vi} (cm ²)		1,74	1,02	1,61
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	0,53	0,34	0,57
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	0,47	0,28	0,46
	A _{min} (cm ²)		3,78	4,08	5,27
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	11,3	11,3	7,8
Bonde 2		9,05	9,05	6,28	
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*5HA12	2 5HA12	2 5HA10
		Bonde 2	2*4HA12	2 4HA12	2 4HA10
	S _t (cm)	Bonde1	10cm	12cm	12cm
		Bonde 2	20cm	12cm	12cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		2,16	2,33	6,00
	A _H /nappe (cm ²)		2,83	2,83	1,95
	Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA10	5HA10/nappe	4HA10/nappe
ep =20cm		A=(4,71cm ²)	(A=4,71cm ²)	(A=3.14cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0,193	0,113	0,179
		τ_b (MPa)	0,270	0,159	0,250
	ELS	N _s (kN)	1123,78	815,78	409,98
		σ_b (MPa)	3,87	2,81	1,46

VI.12 Etude de voile périphérique :

Afin de relier la structure à la superstructure dans le sol, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique qui reprendra les charges verticales et horizontales provenant du séisme et des poussées des terres.

Le voile périphérique assure un chaînage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable, il permet de remplir les fonctions suivantes :

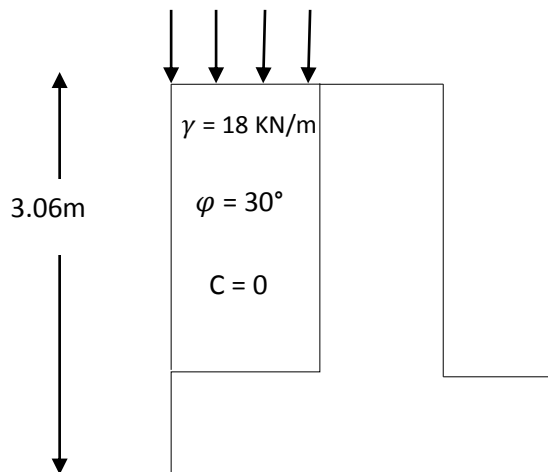
- Limiter les déplacements horizontaux relatifs aux fondations ;
- Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

VI.12.1 pré dimensionnement du voile périphérique :

L'épaisseur minimale imposée par le **RPA 99 /version 2003 (Art 10.1.2)** pour le voile périphérique est de 15 cm, donc on opte pour épaisseur de 20 cm.

1) Caractéristiques du sol :

- Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$
- Poids volumique des terres : $\gamma = 18 \text{ KN} / \text{m}^3$
- Angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$
- Cohésion : $C = 0$



FigVI.6: Schéma de voile de soutènement

2) Détermination des sollicitations :

Dans notre cas, le voile n'est plus un élément porteur donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres.

Le voile périphérique est conçu de telle façon à retenir la totalité des poussés des terres.

a) Poussée due aux terres

$$\sigma_h = k_0 \cdot \gamma_h \cdot H$$

Avec :

K_0 : coefficient de poussée des terres au repos

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) - \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right] = 0.33$$

$$K_0 = 1 - \sin \varphi = 0,50$$

$$H = 0 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \sigma_h = 0 \text{ KN/m}^2$$

$$H = 3,06 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \sigma_h = 27,54 \text{ KN/m}^2$$

b) Poussée due aux surcharges :

Une contrainte éventuelle d'exploitation $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_q = k_0 \cdot q = 0,5 \times 10 = 5 \text{ KN/m}^2$$

3) Calcul des contraintes total

• **ELU :**

$$\sigma_u = 1,35\sigma_{h(0)} + 1,5\sigma_q = 7,50 \text{ KN/m}^2 = \sigma_{min}$$

$$\sigma_u = 1,35\sigma_{h(3,06)} + 1,5\sigma_q = 44,67 \text{ KN/m}^2 = \sigma_{max}$$

$$\sigma_{moy} = 26,08 \text{ KN/m}^2$$

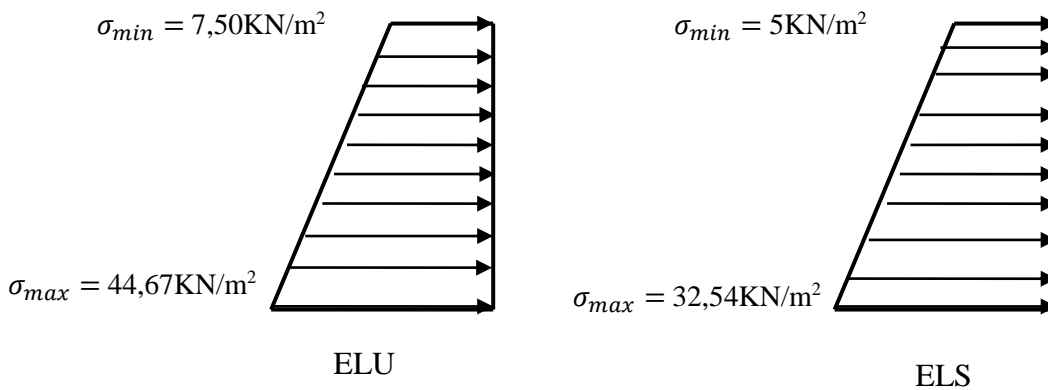
• **ELS :**

$$\sigma_{min} = 5 \text{ KN/m}^2, \quad \sigma_{max} = 32,54 \text{ KN/m}^2, \quad \sigma_{moy} = 18,77 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_s = \sigma_{h(0)} + \sigma_q = 5 \text{ KN/m}^2 = \sigma_{min}$$

$$\sigma_s = \sigma_{h(3,06)} + \sigma_q = 32,54 \text{ KN/m}^2 = \sigma_{max}$$

$$\sigma_{moy} = 18,77 \text{ KN/m}^2$$



FigVI.7: diagramme des contraintes

VI.12.2 Ferrailage du voile périphérique :

Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées sur 4 cotés au niveau des nervures et des poteaux.

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants : (Art A.8.2 :BAEL91 modifiée99)

- Moment en travée : 0.75
- Moment en appui : 0.5

1) Identification des panneaux :

$$l_x = 3.9 \text{ m}$$

$$l_y = 4,40 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,88; 0,4 < \rho < 1$$

\Rightarrow le panneau travaille dans les deux sens

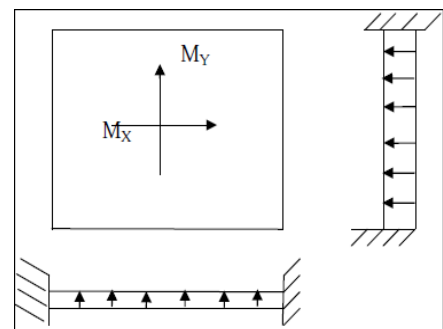


Fig VI.8 : Schéma statique d'un voile

Les valeurs de μ_x, μ_y sont données par le BAEL

$$\rho = 0,89 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0466 \\ \mu_y = 0,7635 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 \quad \text{Dans le sens de la petite portée.}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \quad \text{Dans le sens de la grande portée}$$

1) Evaluation des moments

Tableau VI.12: Moment longitudinal et transversal

	L_x (m)	L_y (m)	ρ	μ_x	μ_y	σ (KN/m ²)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)
ELU	3,9	4,4	0.89	0.0466	0.7635	26,08	18,48	14,10
ELS	3,9	4,4	0.89	0.0537	0.8358	18,77	15,27	12,76

➤ Calcul des armatures à l'ELU

➤ à l'ELU

Tableau VI.13: Ferrailage du voile à l'ELU

Sens	Zone	M_u (KN.m)	μ_u	μ_1	Section	β	A (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	e (cm)
XX	<i>Appuis</i>	9,24	0,02	0.392	SSA	0.990	1,50	2	5HA12 = 5.65	20
	<i>Travée</i>	13,86	0,03	0.392	SSA	0.985	2,30	2	5HA12 = 5.65	20
YY	<i>Appuis</i>	7,05	0,01	0.392	SSA	0.995	1,20	2	5HA12 = 5.65	20
	<i>travée</i>	10,57	0,02	0.392	SSA	0.990	1,80	2	5HA12 = 5.65	20

➤ à l'ELS

Tableau VI.14: Ferrailage du voile à l'ELS

Sens	Zone	M _u (KN.m)	μ _U	μ ₁	Section	β	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	e (cm)
XX	Appuis	7,63	0,02	0.392	SSA	0.990	1,30	2	5HA12 = 5.65	20
	Travée	11,45	0,03	0.392	SSA	0.985	1,96	2	5HA12 = 5.65	20
YY	Appuis	6,36	0,02	0.392	SSA	0.990	1,08	2	5HA12 = 5.65	20
	travée	9,57	0,003	0.392	SSA	0.985	1,64	2	5HA12 = 5.65	20

VI.12.3 Vérification

a) Vérifications à l'ELU

❖ Vérification des contraintes tangentielles

On doit vérifier que :

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

Calcul de l'effort tranchant

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1+\frac{p}{2}} \Rightarrow V_x = 13,49KN$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_x}{3} \leq V_x \Rightarrow V_y = 13KN < V_x$$

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

$$\text{Avec } \tau_u = \frac{V_x}{b_0 d} = \frac{13,49 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,07MPa$$

$$\tau_u = 0,07MPa < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Remarque :

Aucune armature transversale n'est requise car:

- la dalle est coulée sans reprise de bétonnage,
- la contrainte de cisaillement conventionnelle vérifiée la condition suivante :

$$\tau_u = 0,07 \text{MPa} < 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{MPa}$$

b) Vérifications à l'ELS**❖ Vérification des contraintes à l'ELS**

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

Si la condition suivante est satisfaite, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Tableau VI.15: Vérification des contraintes à l'ELS

	position	M _{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _b (Mpa)	σ _b ⁻ (Mpa)	σ _s (Mpa)	σ _s ⁻ (Mpa)
Sens XX	Appuis	7,63	5,65	3,4	43059,233	1,9	15	23,37	201,6
	Travée	11,45	5,65	3,4	43059,233	2,8	15	35,06	201,6
Sens YY	Appuis	6,36	5,65	3,4	43059,233	1,5	15	19,54	201,6
	Travée	9,57	5,65	3,4	43059,233	2,6	15	32,33	201,6

VI.12.4 Recommandation du RPA (Ferrailage minimal)

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Selon le **RPA2003** (Art. 10.1.2), le pourcentage minimal des armatures est de (0.1%
B) dans les deux sens et en deux nappes ce qui nous donne :

$$A_{RPA} = 0,1.b.h / 100 = 0,1.20.100/100 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- Selon le **BAEL 91**, le ferrailage minimal est de :
 $A_{\min} = 0,0008 \cdot b \cdot h = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$.
 - Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles / m^2 de HA8.
- $b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$; h : épaisseur du voile = 20 cm.

VI.12.5 Schéma du ferrailage du voile périphérique

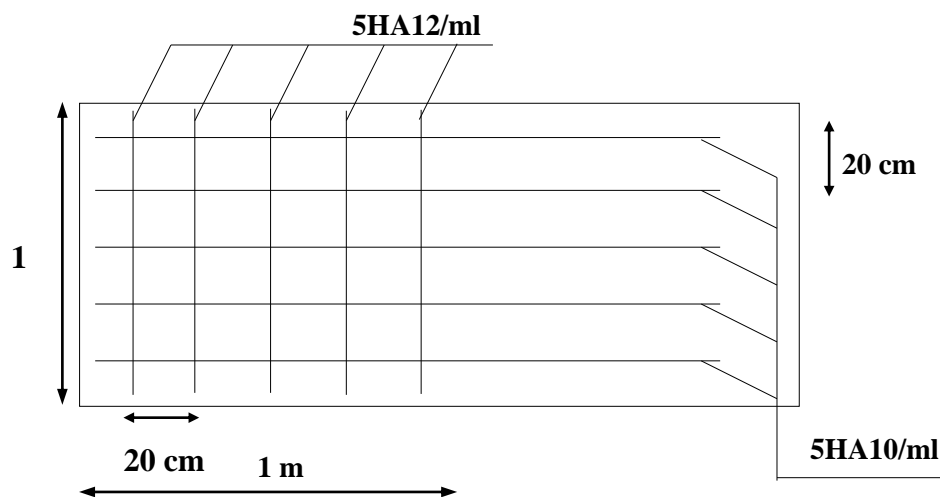


Fig VI.9 : Schéma du ferrailage du voile périphérique

Introduction

On appelle fondation toute partie enterrée d'un ouvrage conçue pour reprendre la charge de la superstructure et la transmettre au sol de fondation.

Le choix du type de fondation dépend des critères suivants :

- La nature du terrain et la profondeur de la couche résistante.
- Le type d'ouvrage à fonder (l'intensité des forces à transmettre et de façon dont ces forces sont transmises aux massifs de fondation.
- Les matériaux utilisés (béton, béton armé, béton précontraint...)
- Le site.
- L'économie

Remarque

- les semelles reposent toujours sur une couche de béton de propreté de 5 à 10 cm d'épaisseur.
- Pour le cas de notre structure, nous avons 2 poteaux de la cage d'escalier qui se trouvent à un niveau différent par rapport aux autres poteaux on opte pour une fondation à part.

❖ Classification des fondations

Fonder un ouvrage consiste à répartir les charges et les surcharges qu'il supporte sur le sol ou dans le sol, suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

On distingue deux types de fondation :

a) Fondation superficielles

Ces semelles sont utilisées lorsque la couche résistante de terrain est capable de reprendre les Charges et les surcharges de la construction, se trouve à une faible profondeur (semelles isolées, filantes et les radiers).

b) Fondation profondes

Ce type de fondation est généralement utilisé dans le cas où le bon sol se trouve à une profondeur importante ; il s'agit de fondations sur puits si cette profondeur est entre 2 et 5 m mais si elle dépasse les 5 m on opte alors pour des fondations sur pieux).

❖ Etude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier, les résultats de cette étude sont :

La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$, à **2m de profondeur**.

Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

X.1 Calcul des fondations

IX.1.1 Semelles filantes sous voile et sous poteaux

a) Semelles filantes sous voiles

$$\frac{N_{ser}}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B.L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol}.L}$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

➤ Surfaces des semelles filantes sous voiles :

voiles	G+Q	L(m)	B(m)	S=B x L (m ²)
VT ₁	546,61	3,4	0,80	2,71
VT ₂	848,69	3,4	1,24	4,21
VT ₃	1021,4	3,4	1,50	5,10
TT ₄	1108,48	3,4	1,63	5,54
•				17,56
•				
•				

Tableau X.1 semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

voiles	G+Q	L(m)	B(m)	S=B x L (m ²)
VL ₁	1420,12	1,80	3,94	7,09
VL ₂	1475,35	1,80	4,09	7,36
VL ₃	1542,37	1,80	4,28	7,70
VL ₄	1583,89	1,80	4,39	7,90
VL ₅	1599,74	1,80	4,44	7,99
VL ₆	1632,64	1,80	4,53	8,15
VL ₇	1718,54	1,80	4,77	8,58
VL ₈	2049,04	1,80	5,69	10,24
				65,01

Tableau X.2 semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

$$S_v = \sum S_i = 82,57 \text{ m}^2$$

Avec : S_v : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

b) Semelles filantes sous poteaux

✓ Hypothèse de calcul

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle

✓ Etape de calcul

1- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$

2- Détermination de coordonnée de la résultante R : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R = \sum N_i}$

3- Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

$e \leq \frac{L}{6}$ \implies Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6}$ \implies Répartition triangulaire.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

4- Détermination de la largeur de la semelle $B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$

5- Détermination de la hauteur de la semelle : $\frac{L}{6} \leq h_t \leq \frac{L}{6}$

Avec :

L : distance entre nus des poteaux.

On fera les calculs sous le portique transversal (B),

Figure X-1 : répartition des efforts dans la semelle

Poteaux	N _{ser}	M _i	e _i (m)	N _{ser} × e _i
13	254,34	10,259	-10,35	-2632,419
14	612,34	1,9	-5,95	-3643,42
15	1159,91	-12,175	-1,55	-1797,86
16	715,45	-29,851	1,55	1108,94
17	666,49	-2,04	5,95	3965,61
18	280,77	-9,54	10,35	2905,96
somme	3689,3	-41,44	/	-93,189

Tableau X. 3 : Résultante des charges sous poteaux.

Exemple de calcul :

La charge totale transmise par les poteaux est: $R = \sum N_i = 3689,3$ kN



Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = \frac{-93,189 - 41,44}{3689,3} = -0,036$$

$$e = 0,036 \leq \frac{20,7}{6} = 3,450 \text{ m} \quad \Longrightarrow \quad \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{3689,3}{20,7} \left(1 + \frac{6 \times 0,036}{20,7} \right) = 180,10 \text{ kN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{3689,3}{20,7} \left(1 - \frac{6 \times 0,036}{20,7} \right) = 176,36 \text{ kN/ml}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{3689,3}{20,7} \left(1 + \frac{3 \times 0,036}{20,7} \right) = 179,15 \text{ kN/ml}$$



Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = B \geq \frac{179,15}{200} = 0,90 \text{ m}$$

On prend : B = 1m.

On aura donc, $S = 1 \times 20,7 = 20,7 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t = S_p \times n + S_v$

$$S_t = 20,7 \times 5 + 82,57 = 186,07 \text{ m}^2$$

Avec n : Nombre de portique dans le sens considéré.

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{186,07}{304,29} = 0,61 \implies 61 \% \text{ de la surface de l'assise}$$

La surface totale des semelles représente 61% de la surface du bâtiment.

✓ **Conclusion**

Vu que les semelles occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise, on adopte le choix d'un radier général.

X.2. Etude du Radier général

Un radier général est un type de fondation superficielle généralisée sur toute la superficie de la construction. Il se calcule comme une dalle renversée

X.2.1 Pré-dimensionnement du radier

❖ *le radier*

✓ **la condition d'épaisseur minimale**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25 \text{ cm}$)

✓ **les conditions forfaitaires**

$$\frac{l_{max}}{8} \leq h \leq \frac{l_{max}}{5} \quad \text{avec } l_{max} = 440 \text{ cm}$$

$$\frac{440}{8} = 55 \leq h \leq \frac{440}{5} = 88 \implies h_r = 80 \text{ cm.}$$

✓ **condition de longueur d'élasticité**

$$L_e = \sqrt{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} > \frac{2}{\pi} \cdot L_{max}$$

Avec : L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40 \text{ MPa}$

L_{max} : La distance maximale entre deux voiles successifs.

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h > \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

I : Inertie de la section du radier (b=1m)

E : Le module de Young : $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ Mpa}$

$$h > \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,40\right)^4 \times \frac{3 \times 4^0}{10818.86}} = 0,88\text{m}$$

Nous optons pour une hauteur de nervure $h_r = 90\text{m}$.

❖ **Dalle**

la dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{l_{\max}}{20} = 440/20 = 22\text{cm} \longrightarrow h_d = 30 \text{ cm.}$$

❖ **nervure**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h_t \geq \frac{l_{\max}}{10} = 440/10 = 44\text{cm} \longrightarrow h_t = 45\text{cm.}$$

-La base de la nervure

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n \implies 0,4 \times 90 \leq b_n \leq 0,7 \times 90 = 36\text{cm} \leq b_n \leq 63\text{cm}$$

On prend $b_n = 60 \text{ cm}$

Remarque

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

- $h_r = 90 \text{ cm} \implies$ hauteur du radier
- $h_n = 45 \text{ cm} \implies$ hauteur de la nervure
- $h_d = 30 \text{ cm} \implies$ hauteur de la dalle
- $b_n = 60 \text{ cm} \implies$ Largeur de la nervure

X.2.2 Détermination de la surface nécessaire au radier

A P'ELU : $1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 19107,41 + 1,5 \times 2590,91 = 29681,353 \text{ kN}$

A P'ELS : $G + Q = 19107,41 + 2590,91 = 21698,32 \text{ kN}$

Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{29681,353}{1,33 \times 200} = 111,58\text{m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{21698,32}{200} = 108,49 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{rad}} = \max(S_{\text{nec}}^{\text{ELU}}; S_{\text{nec}}^{\text{ELS}}) = 111,58 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 304,29 \text{ m}^2 > \text{Max}(S_1; S_2) = 111,29 \text{ m}^2$$

Remarque

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{hr}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{90}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 45 \text{ cm}$$

Soit un débord de $L_{\text{deb}} = 45 \text{ cm}$.

on aura une surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = S + S_{\text{deb}}$

$$S_{\text{rad}} = 304,29 + 0,45 \times (20,7 + 14,7) = 320,22 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier égale : $S_{\text{rad}} = 320,22 \text{ m}^2$

X.2.3 Détermination des efforts à la base du radier

a) Charges permanentes

Poids de bâtiment : $G = 19625,61 \text{ kN}$

- **Poids de radier :**

$G_{\text{rad}} =$ Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

Poids de la dalle : $P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_{\text{dalle}} \times \rho_{\text{b}}$

$$P_{\text{dalle}} = (320,22 \times 0,30) \times 25 = 2401,65 \text{ kN}$$

- **$P_{\text{dalle}} = 2401,65 \text{ kN}$**

Poids de la nervure : $P_{\text{nerv}} = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_{\text{b}}$

$$P_n = [(0,60 \times 0,60) \times 14,7 \times 4] + [(0,60 \times 0,60) \times 20,70 \times 5] \times 25$$

$$P_n = 931,5 \text{ kN}$$

- **Poids de TVO :**

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_n - h_d) \times \rho$$

$$\text{Avec : } S_{\text{nerv}} = (0,6 \times 14,7 \times 4) + (0,6 \times 20,7 \times 5) = 83,26 \text{ m}^2$$

$$P_{TVO} = [(320,22 - 83,26) \times (0,9 - 0,30)] \times 17 = 2416,99 \text{ kN.}$$

$$P_{tvo} = 2416,99 \text{ kN}$$

- **Poids de la dalle flottante :**

$$P_{df} = S_{rad} \times e_p \times \rho_b$$

$$P_{df} = 320,22 \times 0,1 \times 25 = 800,55 \text{ kN. (} e_p = 10\text{cm).}$$

$$G_{rad} = 2401,65 + 931 + 2416,99 + 800,55 = 6550,19 \text{ kN}$$

$$G_{rad} = 6550,19 \text{ kN}$$

b) Charges d'exploitation

$$\text{Surcharges du bâtiment : } Q_{bat} = 2590,91 \text{ kN}$$

$$\text{Surcharges du radier : } Q_{rad} = 2,5 \times 320,22 = 800,55 \text{ Kn}$$

c) Poids total de la structure

$$G_{tot} = G_{rad} + G_{sup} = 6550,19 + 17107,41 = 23657,6 \text{ kN}$$

$$Q_{tot} = Q_{rad} + Q_{sup} = 800,55 + 2590,91 = 3391,46 \text{ kN}$$

Combinaisons d'action

$$\text{A l'ELU : } N_u = 1,35G + 1,5Q = 37024,95 \text{ kN}$$

$$\text{A l'ELS : } N_s = G + Q = 27049,06 \text{ kN}$$

X.2.4 Calcul des caractéristiques géométriques du radier

- **Calcul du centre de gravité du radier**

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 10,57 \text{ m} \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 7,57 \text{ m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré et X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

- **Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{20,7 \times 14,7^3}{12} = 5479,50 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{h \times b^3}{12} = \frac{14,7 \times 20,7^3}{12} = 10865,43 \text{ m}^4$$

X.2.5 Vérifications

a) Vérification de la contrainte de cisaillement

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : $b=100 \text{ cm}$, $d= 0,9 h_d= 0,9 \times 30= 27 \text{ cm}$.

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{37024,95 \times 1}{320,22} \times \frac{4,40}{2} = 254,36 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{254,36 \times 1000}{1 \times 1000 \times 0,27 \times 1000} = 0,94 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la stabilité du radier

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

$M_j(K=0)$: Moment sismique à la base du bâtiment

$T_j(K=0)$: Effort tranchant à la base du bâtiment

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{ELU: } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{sol} \text{ (RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)}$$

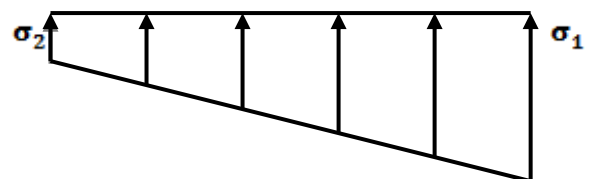


Fig. X.2 : Diagramme des contraintes

$$\text{ELS: } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{Avec } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} V$$

V: distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

$$N_u = 37024,95 \text{ kN}$$

$$N_s = 27049,06 \text{ kN}$$

• **Sens longitudinal**
 ✓ **ELU :**

$$M_x = 31672,725 + (1557,71 \times 0,9) = 33074,664 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} V = \sigma_1 = \frac{37024,95}{320,22} + \frac{33074,664}{5479,50} \times 10,57 = 179,42 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} V = \sigma_2 = \frac{37024,95}{320,22} - \frac{33074,664}{5479,50} \times 10,57 = 51,82 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 179,42 + 51,82}{4} = 147,52 \text{ kN/m}^2 ; 1,33 \sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1,33 \sigma_{sol} \implies \text{Condition vérifiée}$$

✓ **ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} V = \sigma_1 = \frac{27049,06}{320,22} + \frac{33074,664}{10865,43} \times 10,57 = 116,64 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} V = \sigma_2 = \frac{27049,06}{320,22} - \frac{33074,664}{10865,43} \times 10,57 = 52,29 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 116,64 + 52,29}{4} = 100,55 \text{ kN/m}^2 ; \sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{sol} \implies \text{Condition vérifiée}$$

• **Sens transversale**

$$M_y = 30800,278 + (1572,23 \times 0,9) = 32215,285 \text{ kN.m}$$

✓ **ELU :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{My}{I_{yy}} v = \sigma_1 = \frac{37024,95}{320,22} + \frac{32215,285}{10865,43} \times 7,57 = 138,063 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{My}{I_{yy}} v = \sigma_2 = \frac{37024,95}{320,22} - \frac{32215,285}{10865,43} \times 7,57 = 93,18 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 138,063 + 93,18}{4} = 126,84 \text{ KN/m}^2 ; \quad 1,33 \sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1,33 \sigma_{sol} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **ELS:**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{My}{I_{yy}} v = \sigma_1 = \frac{27049,06}{320,22} + \frac{32215,285}{10865,43} \times 7,57 = 106,91 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{My}{I_{yy}} v = \sigma_2 = \frac{27049,06}{320,22} - \frac{32215,285}{10865,43} \times 7,57 = 62,03 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 106,91 + 62,03}{4} = 95,69 \text{ KN/m}^2 ; \quad \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{sol} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

c) **Vérification au poinçonnement** : (BAEL99 Art A.5.2 4)

On doit vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0,07 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile le plus sollicité.

h: Epaisseur totale du radier

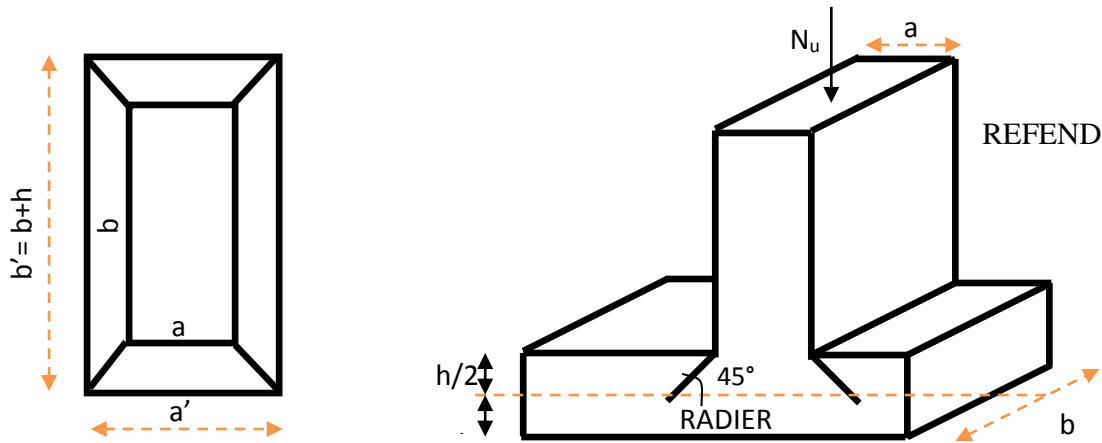


Fig .X .3. Périmètre utile des voiles et des poteaux

❖ Vérification pour les poteaux

$$\mu_c = (a+b+2h) \times 2 = (0,45+0,45+2 \times 0,9) \times 2 = 5,4\text{m}$$

$$\frac{0,07 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 5,4 \times 0,9 \times 25000}{1,5} = 5670 \text{ kN}$$

$$N_u = 3162,47 \leq N_u = 5670 \text{ kN} \implies \text{Condition vérifiée}$$

❖ Vérification pour les voiles

On considère une bonde de 01 ml du voile

$$\mu_c = (a' + b') = (a+b+2h) \times 2 = (0,2+1+2 \times 0,9) \times 2 = 6\text{m}$$

$$\overline{N_u} = \frac{0,07 \times 6 \times 0,9 \times 25000}{1,5} = 6300\text{kN}$$

$$N_u = 2432,61 \leq N_u = 6300 \text{ kN} \implies \text{Condition vérifiée}$$

X.3 Ferrailage du radier

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL91

❖ Ferraillage des panneaux encastrés sur 4 cotés

On distingue deux cas :

1^{er} Cas : Si $\alpha < 0,4 \implies$ La flexion longitudinale est négligeable

$$M_{0x} = q_u \frac{l_x^2}{8}; \quad M_{0y} = 0$$

2^{eme} Cas : Si $0,4 < \alpha \leq 1 \implies$ 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 potée L_x : $M_{0x} = q_u \cdot \mu_x \cdot l_x^2$

Dans le sens de la grande potée L_y : $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \text{ Avec } (L_x < L_y)$$

Remarque

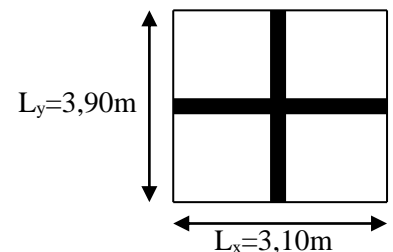
Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armature, en considérant pour les Calculs le panneau le plus sollicité.

❖ Identification du panneau le plus sollicité

$L_x = 3,10 \text{ m} ; L_y = 3,90 \text{ m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,10}{3,90} = 0,79$$

$0,4 < \rho \leq 1 \implies$ La dalle travaille dans les deux sens.



Pour le calcul du ferraillage, soustrait de la contrainte σ_m , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

ELU : $q_{um} = \sigma_m \text{ (ELU)} - \frac{G_{rad}}{s_{rad}} = (147,52 - 1,35 \frac{6550,19}{320,22}) \times 1\text{m} = 119,90\text{kN/ml}$

ELS: $q_{sm} = \sigma_m \text{ (ELS)} - \frac{G_{rad}}{s_{rad}} = (100,55 - \frac{6550,19}{320,22}) \times 1\text{m} = 80,10\text{kN/ml}$

❖ Calcul à l'ELU :

➤ Evaluation des moments M_x, M_y

$$\rho = 0,79 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0576 \\ \mu_y = 0,577 \end{cases}$$

On aura donc :

$$\begin{cases} M_x = 0,0576 \times 190,90 \times 3,1^2 = 105,67 \text{ kN.m} \\ M_y = 0,577 \times 105,67 = 60,97 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Remarque

✓ Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- Moment en travée : $0,75M_{0x}$ ou $0,75M_{0y}$
- Moment sur appuis : $0,5M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel

Alors :

- Moment en travée : $0,75M_{0x}$ ou $0,75M_{0y}$
- Moment sur appui de rive : $0,3M_{0x}$ ou $0,3M_{0y}$
- Moment sur appui intermédiaire : $0,5M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$

Donc :

Afin de tenir compte des semi encastres de cette dalle au niveau des nervures, les moments Calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de (0,5) aux appuis et de (0,75) en travée.

X.3.1 Ferrailage dans le sens x-x

Moments en appuis à L'ELU : $M_{a-x} = 105,67 \times 0,5 = \mathbf{52,83 \text{ kN.m}}$.

Moments en travée à L'ELU : $M_{t-x} = 105,67 \times 0,75 = \mathbf{79,25 \text{ kN.m}}$

- **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{52,83 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,05 < 0,392 \quad \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,05 \quad \beta_u = 0,974$$

$$A_{au} = \frac{M_{ua}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{52,83 \times 10^3}{0,974 \times 26 \times 348} = \mathbf{5,99 \text{ cm}^2 / \text{ml}}$$

$$A_{au} = 5,99 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit: 5HA14ml = 7,69 cm²/ml

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

• **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{79,25 \times 10^3}{100 \times 26^2 \times 14,2} = 0,08 < 0,392 \implies \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,08 \quad \beta_u = 0,958$$

$$A_{au} = \frac{M_{ut}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{79,25 \times 10^3}{0,958 \times 26 \times 348} = 9,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{au} = 9,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit: $5\text{HA}16/\text{ml} = 10,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$

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

X.3.2 Ferrailage dans le sens y-y

Moments en appuis à L'ELU : $M_{a-y} = 60,77 \times 0,5 = 30,38 \text{ kN.m.}$

Moments en travée à L'ELU : $M_{t-y} = 60,77 \times 0,75 = 45,57 \text{ kN.m}$

• **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{30,38 \times 10^3}{100 \times 26^2 \times 14,2} = 0,031 < 0,392 \implies \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,031 \quad \beta_u = 0,984$$

$$A_{au} = \frac{M_{ua}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{30,38 \times 10^3}{0,984 \times 26 \times 348} = 3,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{au} = 3,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit: $5\text{HA}12/\text{ml} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

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

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{45,57 \times 10^3}{100 \times 26^2 \times 14,2} = 0,047 < 0,392 \implies \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,047 \quad \beta_u = 0,975$$

$$A_{au} = \frac{M_{ut}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{45,57 \times 10^3}{0,975 \times 26 \times 348} = 5,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{au} = 5,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit: 5HA12ml = 5,65cm²/ml

Avec : St = 20cm

Remarque

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit Inferieur

X.3.3 Vérification à l'E.L.U

- **Vérification de la condition de non fragilité**

Avec $A_{min} = \delta_0 \cdot b \cdot h \left(\frac{3-\rho}{2} \right)$

$\delta_0 = 0,8 \text{ ‰}$ pour les HA

$$A_{min} = \delta_0 \cdot b \cdot h \left(\frac{3-\rho}{2} \right) = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \left(\frac{3-0,79}{2} \right) = 2,65 \text{ cm}^2$$

		A (cm ²)	Amin (cm ²)	Observation
x-x	ELU	7,69	2,65	Condition Vérifiée
		10,05		Condition Vérifiée
y-y	ELU	5,65		Condition Vérifiée
		5,65		Condition Vérifiée

Tableau X.4 : vérification de la section minimale

X.3.4 Calcul et vérification à l'E.L.S

➤ **Evaluation des moments M_x et M_y**

$$\rho = 0,79 \quad \Longrightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0642 \\ \mu_y = 0,696 \end{cases}$$

On aura donc :

$$\begin{cases} M_x = 0,0642 \times 80,10 \times 3,10^2 = 49,41 \text{ kN.m} \\ M_y = 0,696 \times 49,41 = 34,38 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Sens x-x :

Moments en appuis à l'ELS : $M_{a-x} = 49,41 \times 0,5 = 24,70 \text{ kN.m}$.

Moments en travée à l'ELS : $M_{t-x} = 49,41 \times 0,75 = 37,05 \text{ kN.m}$.

Sens y-y :

Moments en appuis à l'ELS : $M_{a-y} = 34,38 \times 0,5 = 17,19 \text{ kN.m}$.

Moments en travée à l'ELS : $M_{t-y} = 34,38 \times 0,75 = 25,78 \text{ kN.m}$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

Sens x-x :

- Aux appuis: $A_s = 7,69 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}, \quad \rho = \frac{100 \times 7,69}{100 \times 26} = 0,295 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} \beta = 0,927 \\ K_1 = 44,42 \longrightarrow K = 0,016 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{24,70 \times 1000}{0,927 \times 26 \times 7,69} = 133,26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \sigma_s / k = 3 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- En travées $A_s = 10,5 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}, \quad \rho = \frac{100 \times 10,05}{100 \times 26} = 0,386 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} \beta = 0,921 \\ K_1 = 38,32 \end{cases}$$

$$\sigma_s = 147,35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \sigma_s/k = 3,84 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

Appuis :

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} =, \rho = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 26} = 0,217 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0,925 \\ K1 = 51,67 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{17,19 \times 1000}{0,925 \times 26 \times 5,65} = 126,50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \sigma_s/k = 2,44 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée.}$$

Travée :

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} =, \rho = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 26} = 0,217 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0,925 \\ K1 = 51,67 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{25,78 \times 1000}{0,925 \times 26 \times 5,65} = 189,72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \sigma_s/k = 3,67 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

X.4. Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie .Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur

ELU: $q_{um} = 119,90 \text{ kN/ml}$.

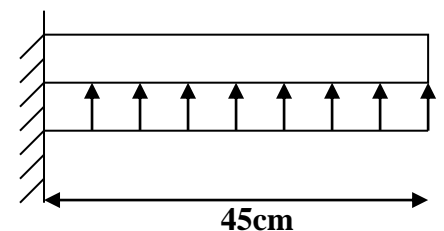
$$M_u = \frac{q_{um} \cdot X L^2}{2} = \frac{119,90 \times 0,45^2}{2} = 12,13 \text{ kN.}$$

ELS: $q_{sm} = 80,10 \text{ KN/ml}$.

$$M_s = \frac{q_{sm} \cdot X L^2}{2} = \frac{80,10 \times 0,45^2}{2} = 8,11 \text{ kN. m}$$

➤ Calcul des armatures

Comme le débord est moins sollicité que la dalle, et afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constitueront ainsi le ferrailage du débord



X.5.Ferraillage des nervures

Calcul des moments dans le sens longitudinal :

$b = 60\text{cm}$; $d = 85\text{ cm}$; $h = 90\text{ cm}$; $c = 5\text{cm}$

$q_u = 119,19\text{ kN/ml}$

$q_s = 80,10\text{ kN/m}$

- **Détermination des sollicitations**

Pour le calcul des sollicitations, en ramener les chargements trapézoïdaux et triangulaires a des charges simplifiées uniformément réparties.

Charge trapézoïdale :

$L_m = l_x (0.5 - \rho x / 6)$: pour le Moment fléchissant

$L_t = l_x (0.5 - \rho x / 4)$. pour l'effort tranchant

Charge triangulaire :

$L_m = 0.333 l_x$

$L_t = 0.25 l_x$

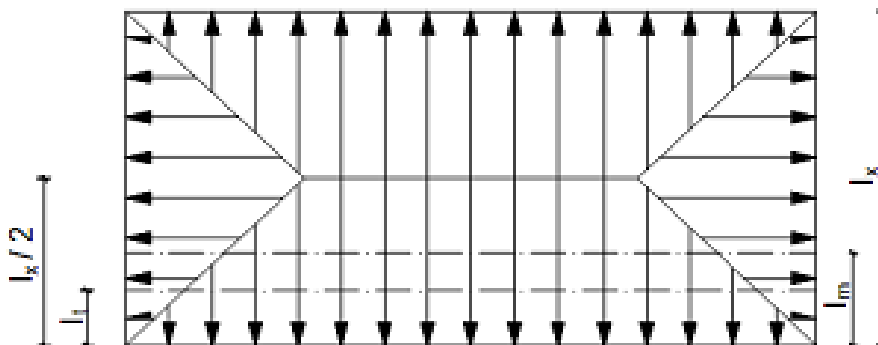


Fig.X.4. Schéma statique.

Sens longitudinal :

ELU :

	Lx(m)	Ly(m)	Px	qu(KN)	Lm(m)	Lt (m)	qu m (KN)	qu t (KN)
AB	3	4,40	0,68	119,19	1,16	0,99	138,26	117,99
BC, DE ,EF	3,90	4,40	0,88	119,19	1,37	1,09	163,29	129,91
CD	3,90	3,10	01,25	119,19	1,13	0,73	134,68	87,00

Tableau X.5.: charges revenant à la gauche de la nervure la plus sollicitée.

	Lx(m)	Ly(m)	Px	qu(KN)	Lm(m)	Lt (m)	qu m (KN)	qu t (KN)
AB	3	4,40	0,68	119,19	1,16	0,99	138,26	117,99
BC,DE,EF	3,90	4,40	0,88	119,19	1,37	1,09	163,29	129,91
CD	3,90	3,10	1,25	119,19	1,13	0,73	134,68	87,00

Tableau X.6. : Charges revenant à la droite de la nervure la plus sollicitée.

ELS :

	Lx(m)	Ly(m)	Px	qu(KN)	Lm (m)	Lt (m)	qu m (KN)	qu t (KN)
AB	3	4,40	0,68	80,10	1,16	0,99	92,91	79,29
BC, DE ,EF	3,90	4,40	0,88	80,10	1,37	1,09	109,73	87,30
CD	2,90	3,10	1,25	80,10	1,13	0,73	90,51	58,47

Tableau X.7.: charges revenant à la gauche de la nervure la plus sollicitée.

	Lx(m)	Ly(m)	Px	qu(KN)	Lm (m)	Lt (m)	qu m (KN)	qu t (KN)
AB,	3	4,40	0,68	80,10	1,16	0,99	92,91	79,29
BC,DE,EF	3,90	4,40	0,88	80,10	1,37	1,09	109,73	87,30
CD	2,90	3,10	1,25	80,10	1,13	0,73	90,51	58,47

Tableau X.8 : charges revenant à la droite de la nervure la plus sollicitée.

➤ Les sollicitations de calcul :

pour les travées : AB : $q_u = 235,98 \text{ kN/ml}$, $q_s = 158,58 \text{ kN/ml}$

BC et DE et EF : $q_u = 259,82 \text{ kN/ml}$, $q_s = 174,6 \text{ kN/ml}$

CD : $q_u = 174 \text{ kN/ml}$, $q_s = 116,94 \text{ kN/ml}$

Sens transversal

ELU :

	Lx(m)	Ly(m)	ρ_x	$q_u(\text{KN})$	Lm (m)	Lt (m)	$q_u \text{ m}$ (KN)	$q_u \text{ t}$ (KN)
1-2	3,10	3,00	1,03	119,19	1,07	0,75	127,53	89,39
(2-3),(3-4),(4-5)	4,40	3,90	1,12	119,19	1,37	0,96	163,29	114,42

Tableau X.9: charges revenant à la droite gauche de la nervure la plus sollicitée.

	Lx(m)	Ly(m)	Px	$q_u(\text{KN})$	Lm (m)	Lt (m)	$q_u \text{ m}$ (KN)	$q_u \text{ t}$ (KN)
1-2	3,10	3,00	1,03	119,9	1,07	0,75	127,53	89,39
2-3/3-4/4-5	4,40	3,90	1,12	119,9	1,37	0,96	163,29	114,42

Tableau X.10 : charges revenant à la gauche de la nervure la plus sollicitée.

ELS :

	Lx(m)	Ly(m)	ρ_x	$q_u(\text{KN})$	Lm (m)	Lt (m)	$q_u \text{ m}$ (KN)	$q_u \text{ t}$ (KN)
1_2	3,10	3,00	0,80	80,10	1,07	0,75	85,70	60,07
2,3_3,4_4,5	4,40	3,90	0,83	80,10	1,37	0,96	109,73	76,89

Tableau X.11: charges revenant à la gauche de la nervure la plus sollicitée.

	Lx(m)	Ly(m)	ρ_x	$q_u(\text{KN})$	Lm (m)	Lt (m)	$q_u \text{ m}$ (KN)	$q_u \text{ t}$ (KN)
1_2	3,10	3,00	0,83	80,10	1,07	0,75	85,70	60,07
2,3_3,4_4,5	4,40	3,90	0,85	80,10	1,37	0,96	109,73	76,89

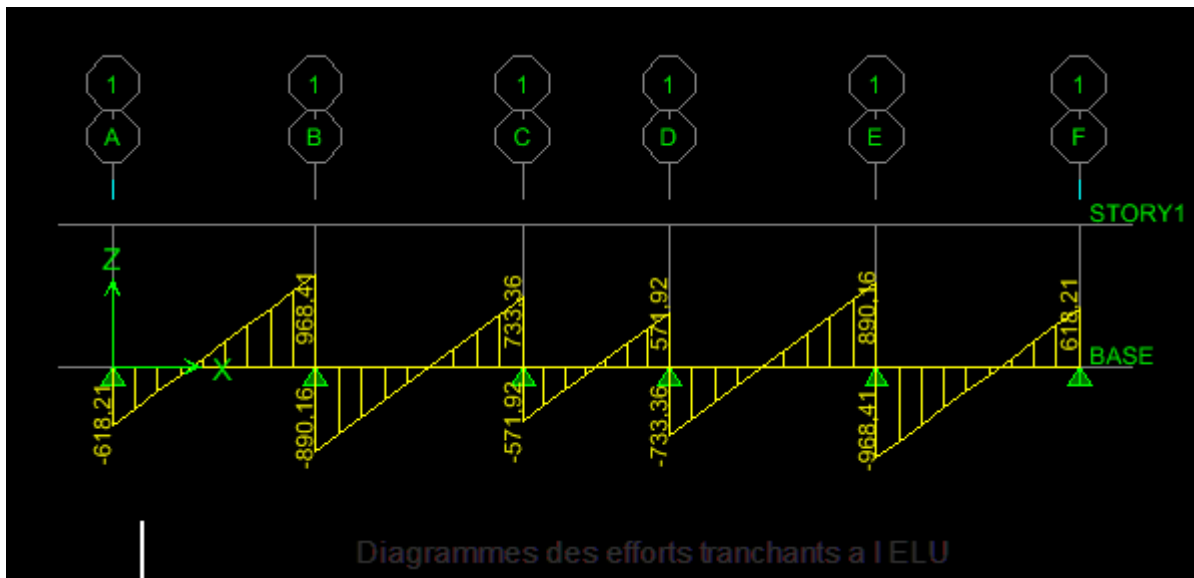
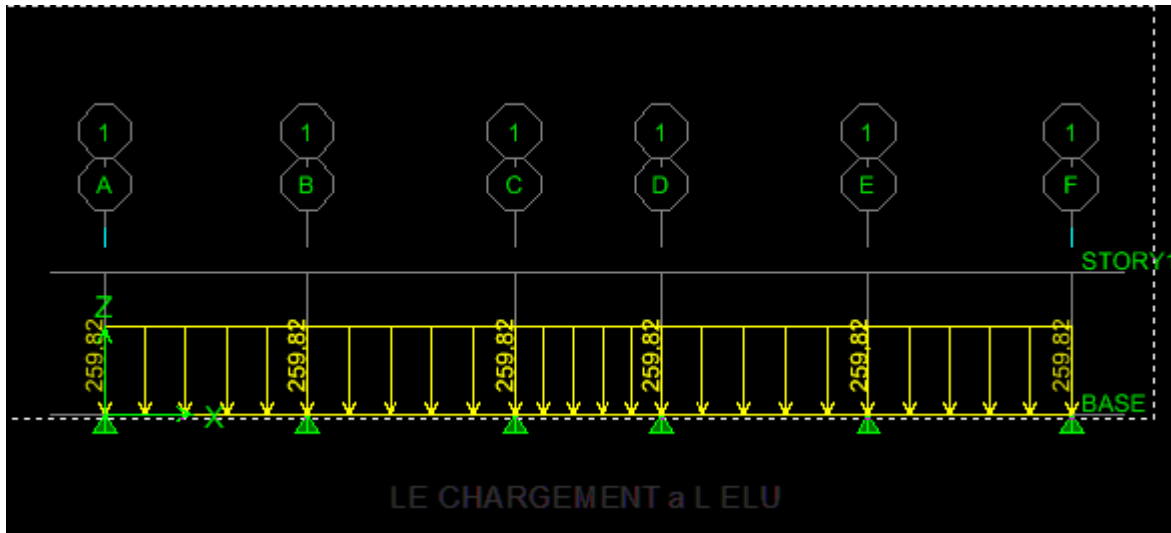
Tableau X.12 : charges revenant à la droite de la nervure la plus sollicitée.

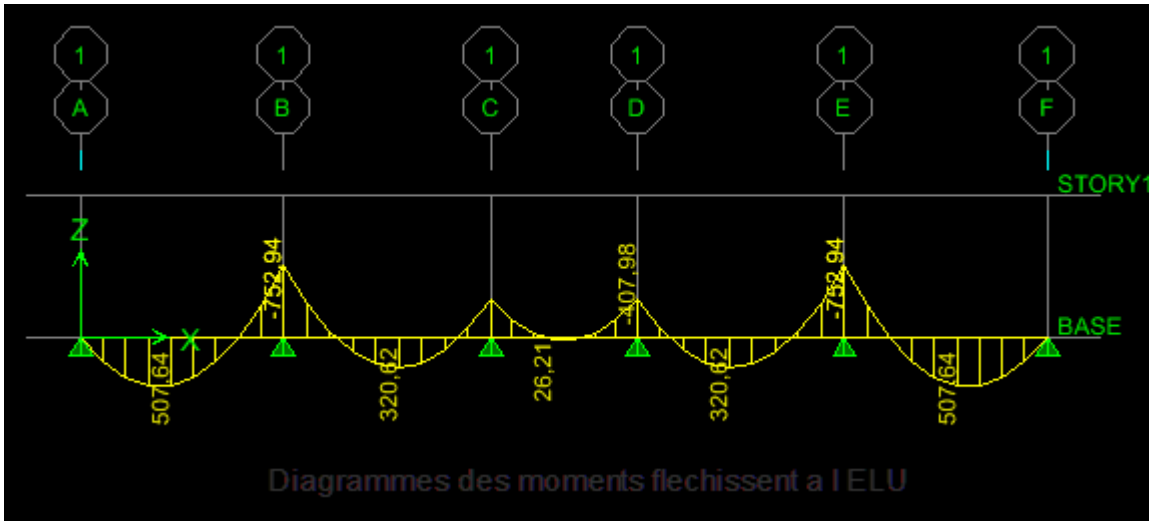
Les sollicitations de calcul Pour les travées : 3 ,4 – 4,5: $q_u = 178,78 \text{ kN/ml}$ $q_s = 120,14 \text{ kN/ml}$
 $q_u = 228,84 \text{ kN/ml}$ $q_s = 153,78 \text{ Kn/ml}$

Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants

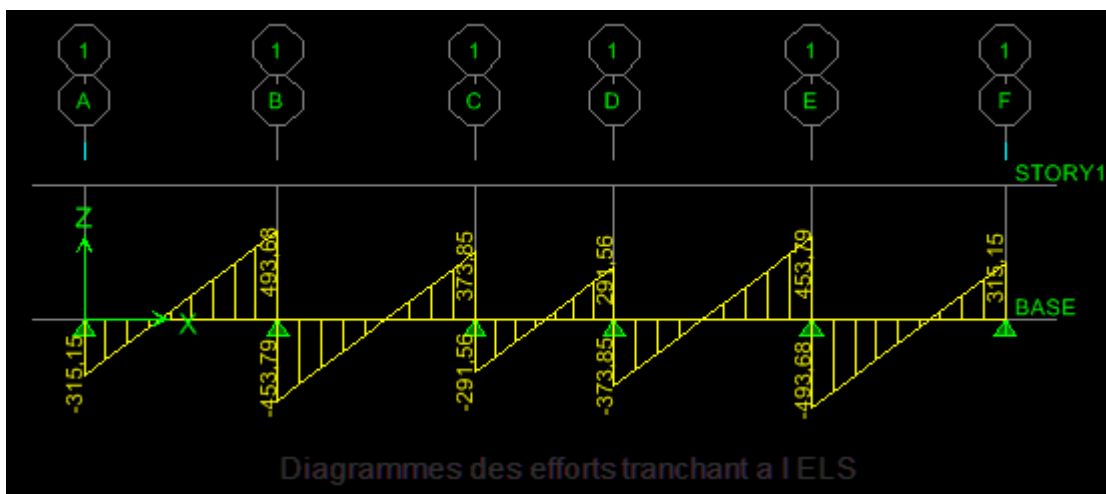
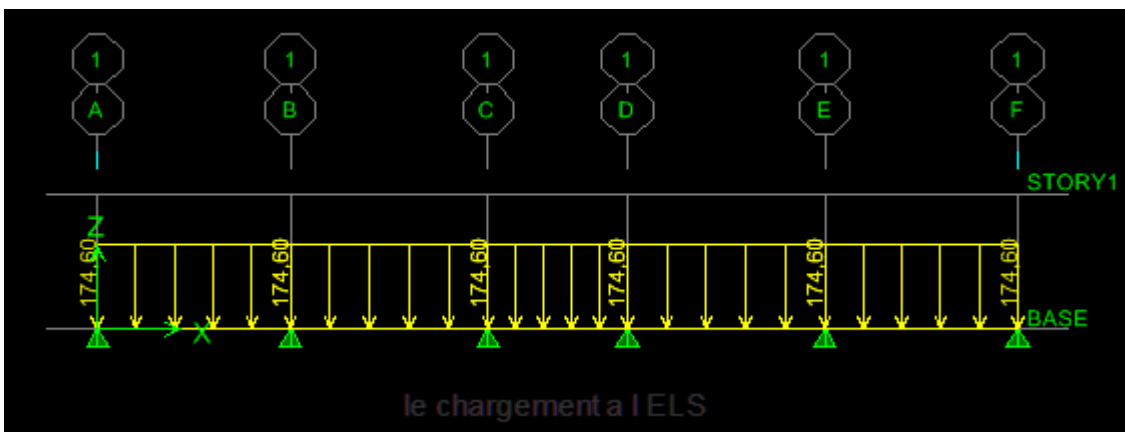
Sens longitudinal :

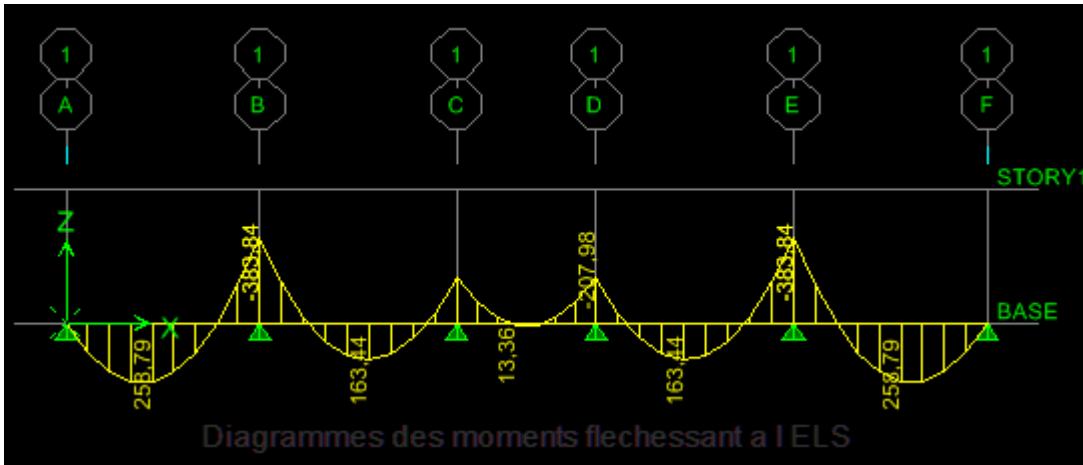
L'ELU :





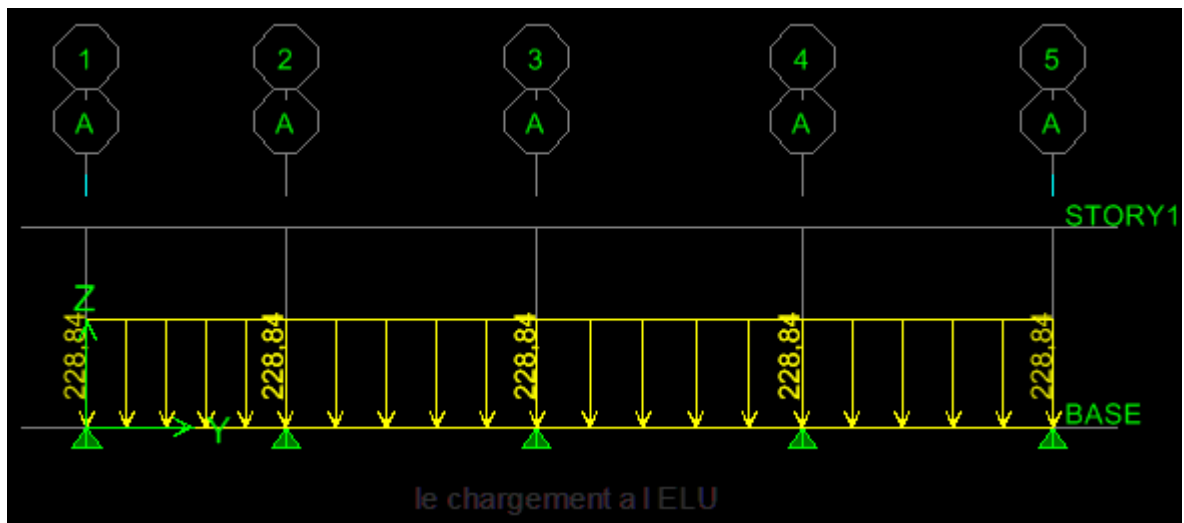
L'ELS :

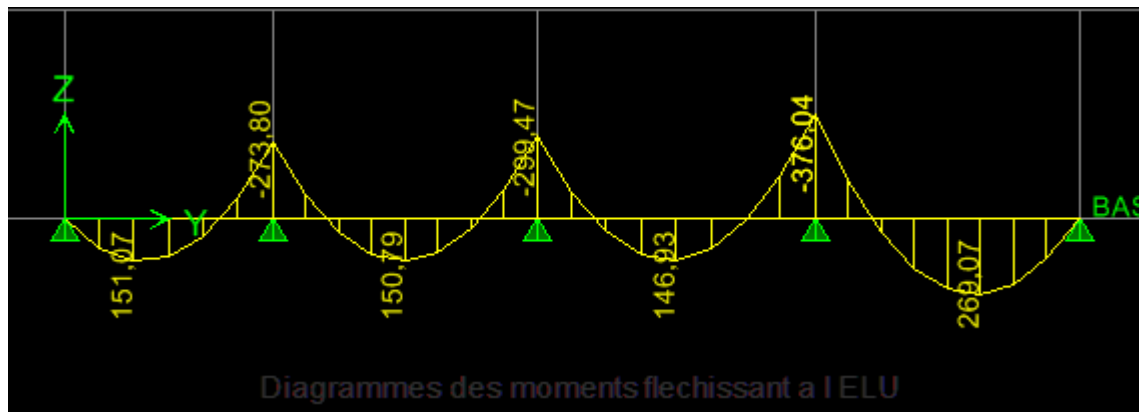
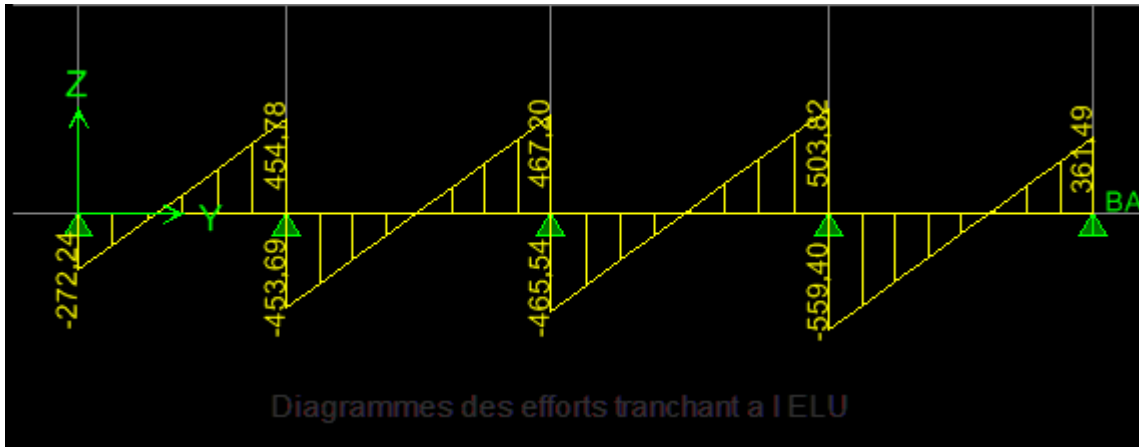




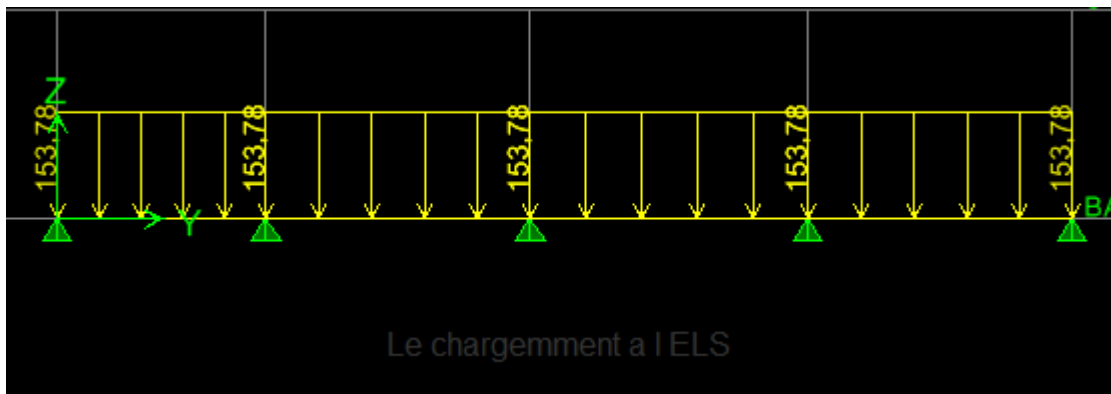
Sens transversal

L'ELU :





L'ELS :



SENS		Mmax (KNm)	μ_u	OBS	β	As	ferraillage	A (adoptée)
XX	Appuis	752,94	0,103	SSA	0,945	26,42	5HA16+5HA16	20,1
	Travées	507,64	0,070	SSA	0,964	17,22	5HA16	10,05
YY	Appuis	376,04	0,051	SSA	0,980	12,60	5HA16+5H16	20,1
	Travées	269,04	0,037	SSA	0,985	8,77	5HA16	10,05

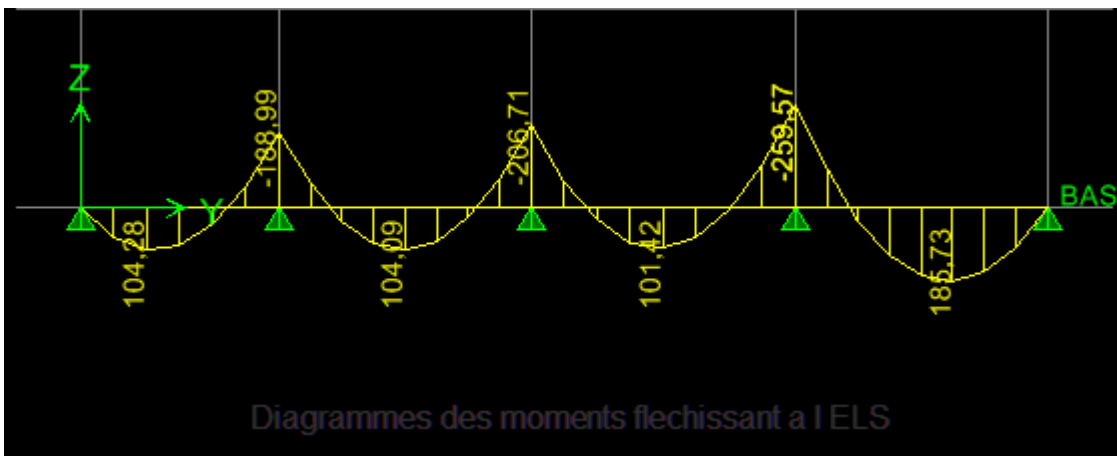
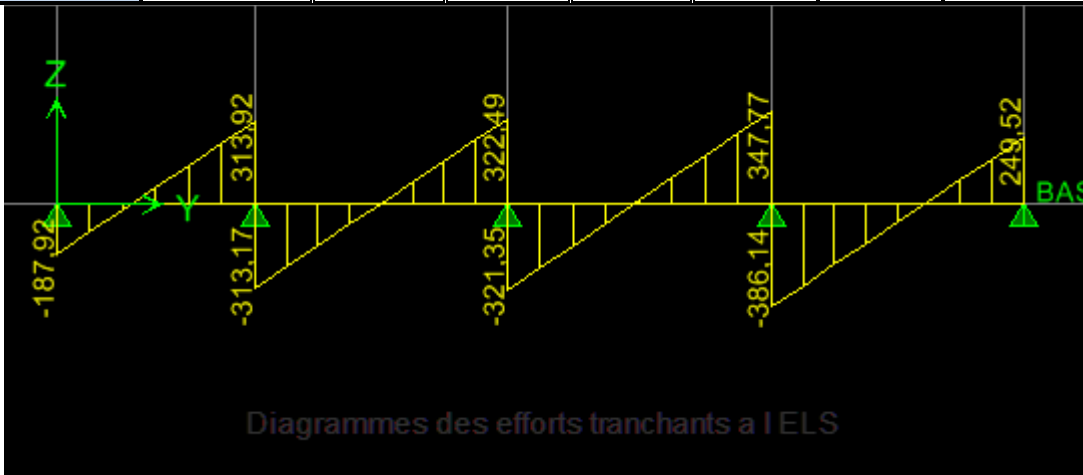


Tableau X.13 .Ferraillage de la nervure

Avec :
$$\mu_u = \frac{M}{b d^2 f_{bu}} \text{ et } A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_s}$$

➤ Remarque

Les armatures de peau seront disposées parallèlement à la fibre moyenne des nervures; leur section est

d'au moins égal à 3cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction (Art. A.8.3/ BAEL91modifiées 99).

$$A_p = 3 \times 0,9 / 2 = 1,35 \text{ cm}^2 \text{ par paroi.}$$

Nous adopterons une barre en HA14=1,54cm² comme armature de peau.

IX.5.1. Vérification a ELU

➤ **Condition de fragilité : (BEAL91/Art A.4.2,1)**

$$A_{\min} = 0.23 b. d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 60 \times 85 \times \frac{2.1}{400} = 6,15 \text{ cm}^2$$

Sens x-x : $A_s > A_{\min} = 6,15 \text{ cm}^2 \implies$ Condition vérifiée.

Sens y-y : $A_s > A_{\min} = 6,15 \text{ cm}^2 \implies$ Condition vérifiée.

➤ **Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.2,2/ BAEL91 modifiées99)**

$$T_u^{\max} = 968,44 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = 968,44 \times 10 / 60 \times 85 = 1,89 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1,89 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \implies$ Condition vérifiée.

➤ **Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis : (Art. A.5.1, 32, BAEL9 1modifiées 99).**

• **Influence sur les armatures inférieures**

$$A_u = \frac{T_u + \frac{M_u}{0.9d}}{f_c / \gamma_s} = \frac{854,75 \times 10^3 - \frac{458,43 \times 10^6}{0.9 \times 750}}{348} = 0,45 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{appuis}} = 20.60 \text{ cm}^2 > A_u = 5.04 \text{ cm}^2 \implies$ Condition vérifiée.

• **Influence sur le béton**

$$T_u^{\max} \leq 0.4 \times b \times 0.9d \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 60 \times 0.9 \times 85 \times \frac{25}{1.5} = 30600 \text{ kN}$$

$T_u^{\max} = 968,44 \text{ kN} < 30600 \text{ kN} \implies$ Condition vérifiée.

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement aux appuis : (Art. A.6.1, 3, BAEL91/99).**

Il faut que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa avec } \psi = 1,5 \text{ pour HA.}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0,9d \sum u_i} = 968,44 \times 10 / 0,9(85) 62,56 = 2,02 \text{ MPa}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres utilisés des armatures. $\sum u_i = \Sigma (\pi \times \phi_i) = 62,56 \text{ cm}$

$$\tau_{se} = 2,02 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

.....Condition vérifiée.

Pas de risque d'entraînement des barres.

➤ Calcul des armatures transversales

• Diamètre des armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales doit être tel que:

$$\phi = \min \left(\phi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{550}{10} \right) = \min (12, 25, 60) = 12 \text{ mm}$$

On prend deux cadres HA8

Donc nous adoptons : **4HA 8 = 2.01 cm²**. Exigence du (R.P.A Art.7.5.2.2).

• Calcul des espacements des barres transversales :(Art. A.5.1, 232 /BAEL91/99)

Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui, la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante:

$$\frac{A_t}{b_o S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,14 f_{cj}^{1/2})}{0,9 f_e}$$

$$S_t \leq \frac{A_t 0,9 f_e}{b_o \gamma_s (\tau_u - 0,14 f_{cj}^{1/2})} = \frac{2,01 \times 0,9 \times 400}{55 \times 1,15 (2,02 - 0,14 \times 5)} = 7,94 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 7,94 \text{ cm}$$

• Espacement max des armatures transversales:(Art. A.5.1,22 /BAEL91/99)

$$S_{tmax} \leq \min(0,9d, 40\text{cm}) = \min (54\text{cm}, 40\text{cm}) = 40 \text{ cm}$$

Selon (RPA version 2003 Art 7.5.2.2)

• *En zone nodale:*

$$A_t \geq 0,003 S_t b \quad \rightarrow \quad S_t \leq \frac{A_t}{0,003 \times b} = \frac{2,01}{0,003 \times 55} = 11,16 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min (h/4, 12\phi_1) = \min (22,5\text{cm} , 14,4\text{cm}) = 14,4 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_{tmax} \leq \min (7,94\text{cm} , 40\text{cm}, 14,4\text{cm}) = 7,94 \text{ cm}$$

On opte pour **S_t=10cm**

• *En zone courante (travée)*

$$S_t \leq h/2 = 80/2 = 45 \text{ cm}$$

Soit : $S_{t \max} \leq \min (7,94 \text{ cm}, 40 \text{ cm}, 14,4 \text{ cm}) = 7,94 \text{ cm}$

On opte pour $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ Vérification de la section minimale du RPA

$$A_{t \min} = 3\% S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 60 = 1,80 \text{ cm}^2.$$

$$A_{t \text{ adap}} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{t \min} = 1,80 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

X.5.2 Vérification à l'ELS

a- Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

On doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2f_e}{3}; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = \min \{ 266,66; 201,6 \} = 201,6 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \quad \text{avec } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_s}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{d \cdot b}$$

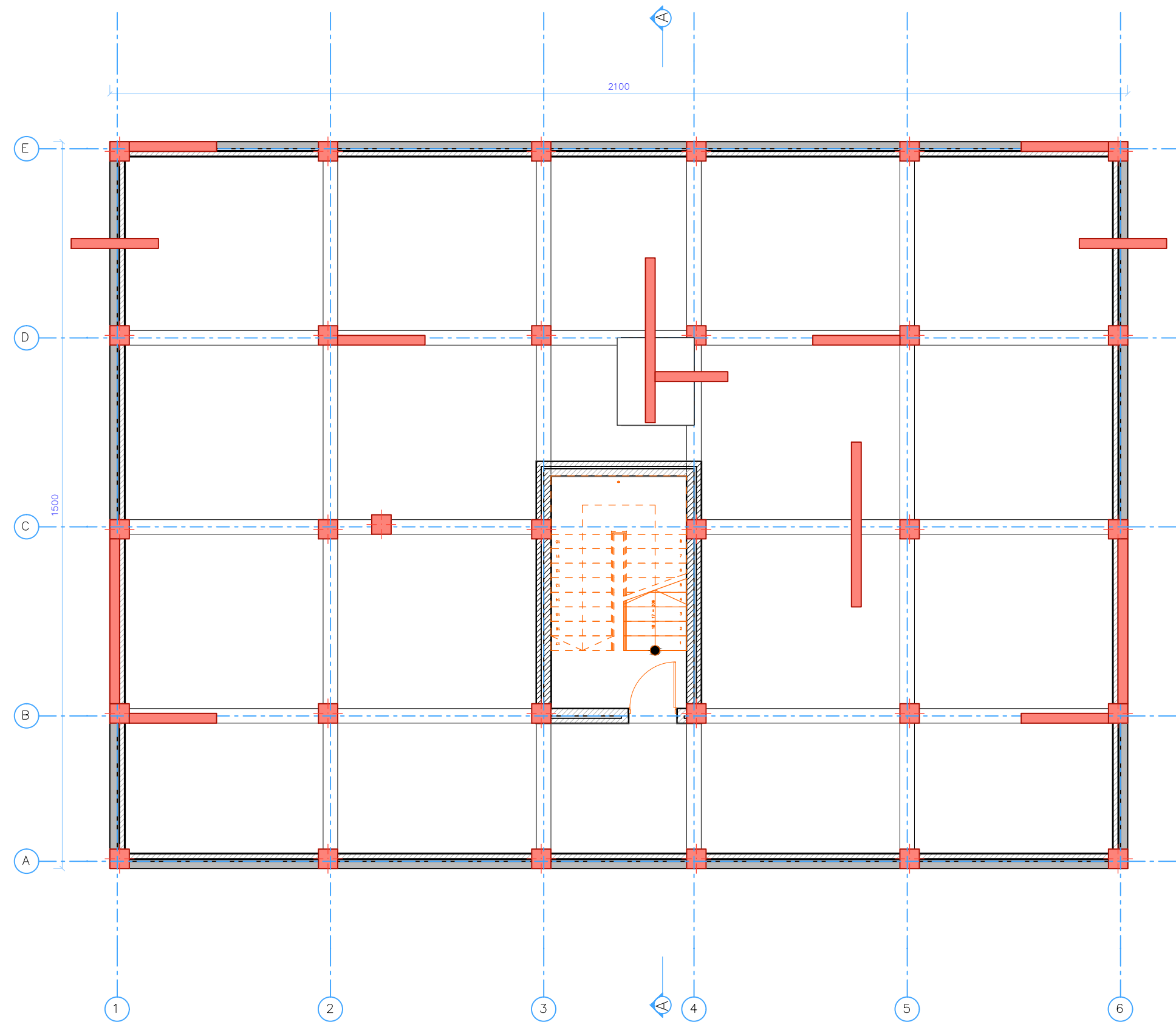
Les résultats sont donnés sur le tableau ci-dessous :

	zone	M _s Kn.m	ρ	β	K	σ _s (Mpa)	σ̄ _s (Mpa)	σ _b (Mpa)	σ̄ _b (Mpa)	Obs
xx	Apui	383,84	0.39	0.903	36,55	165,50	201,6	4,52	15	OK
	Trav	258,79	0.19	0.929	55,42	197,2	201,6	3,55	15	
yy	Apui	259,57	0.39	0.903	36,55	146,6	201,6	4,01	15	
	Trav	185,73	0.19	0.929	55,42	176,9	201,6	3,13	15	

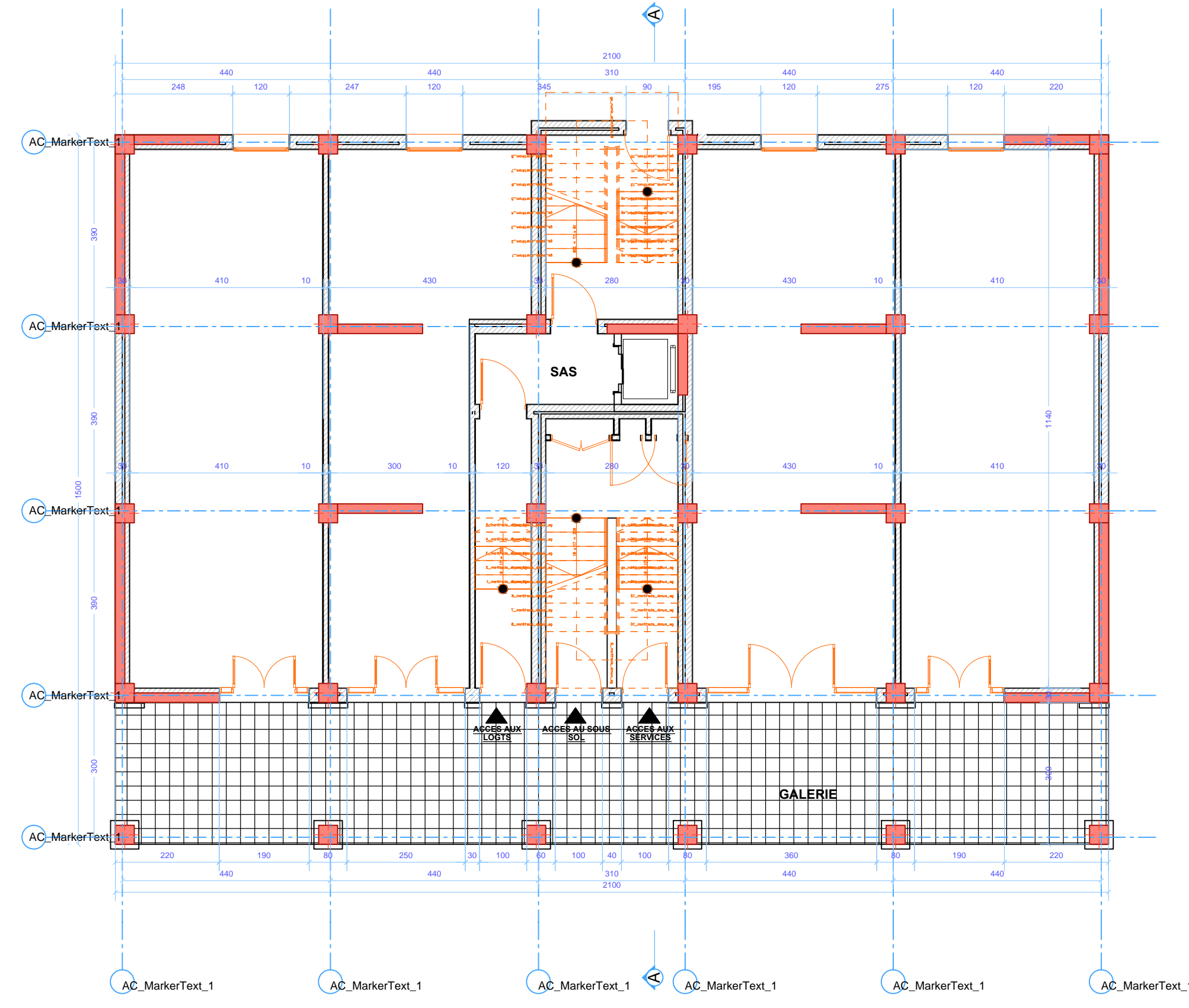
Remarque

La condition « $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ » est vérifiée dans les deux sens alors il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

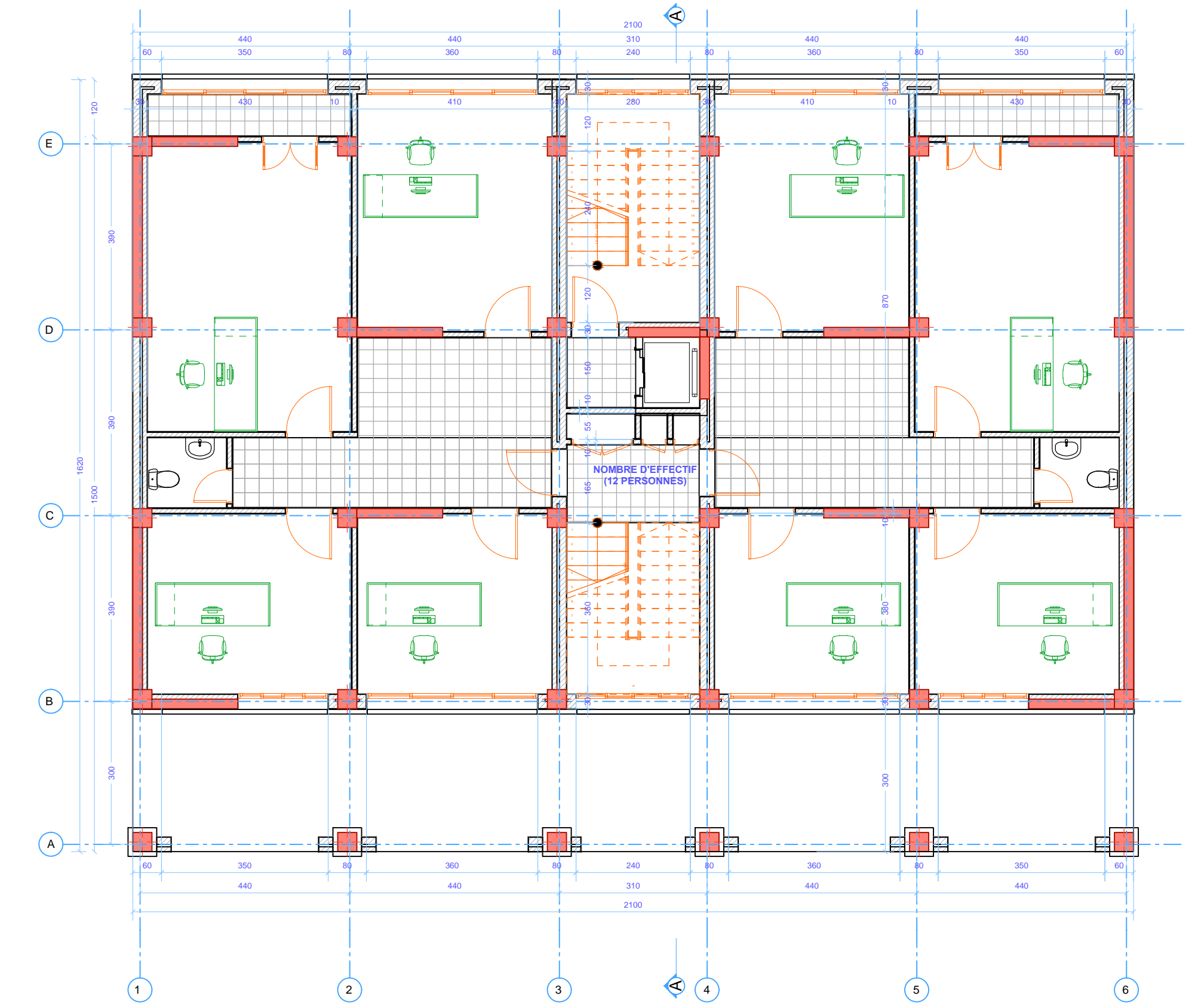
VU EN PLAN SSOL

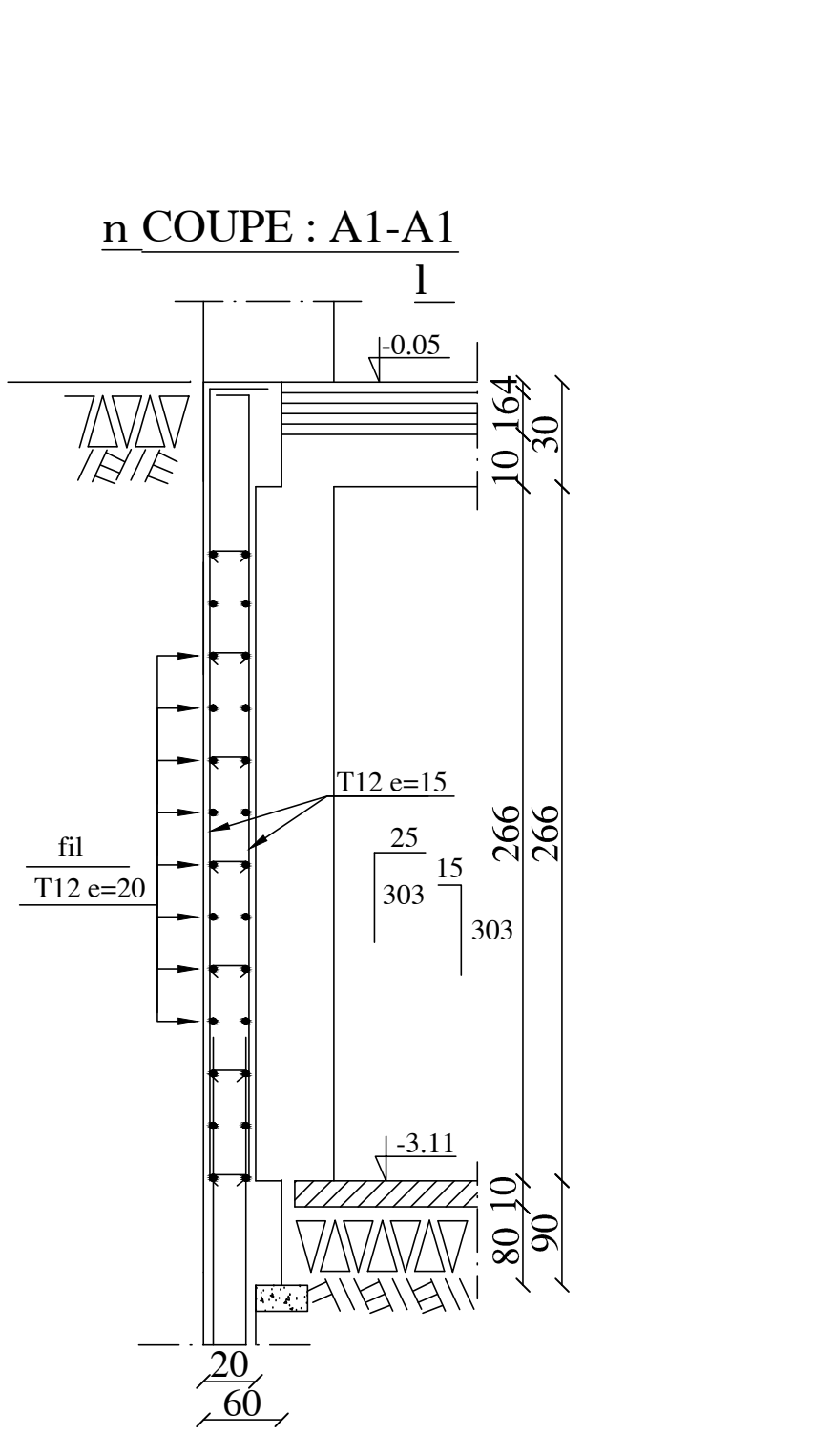
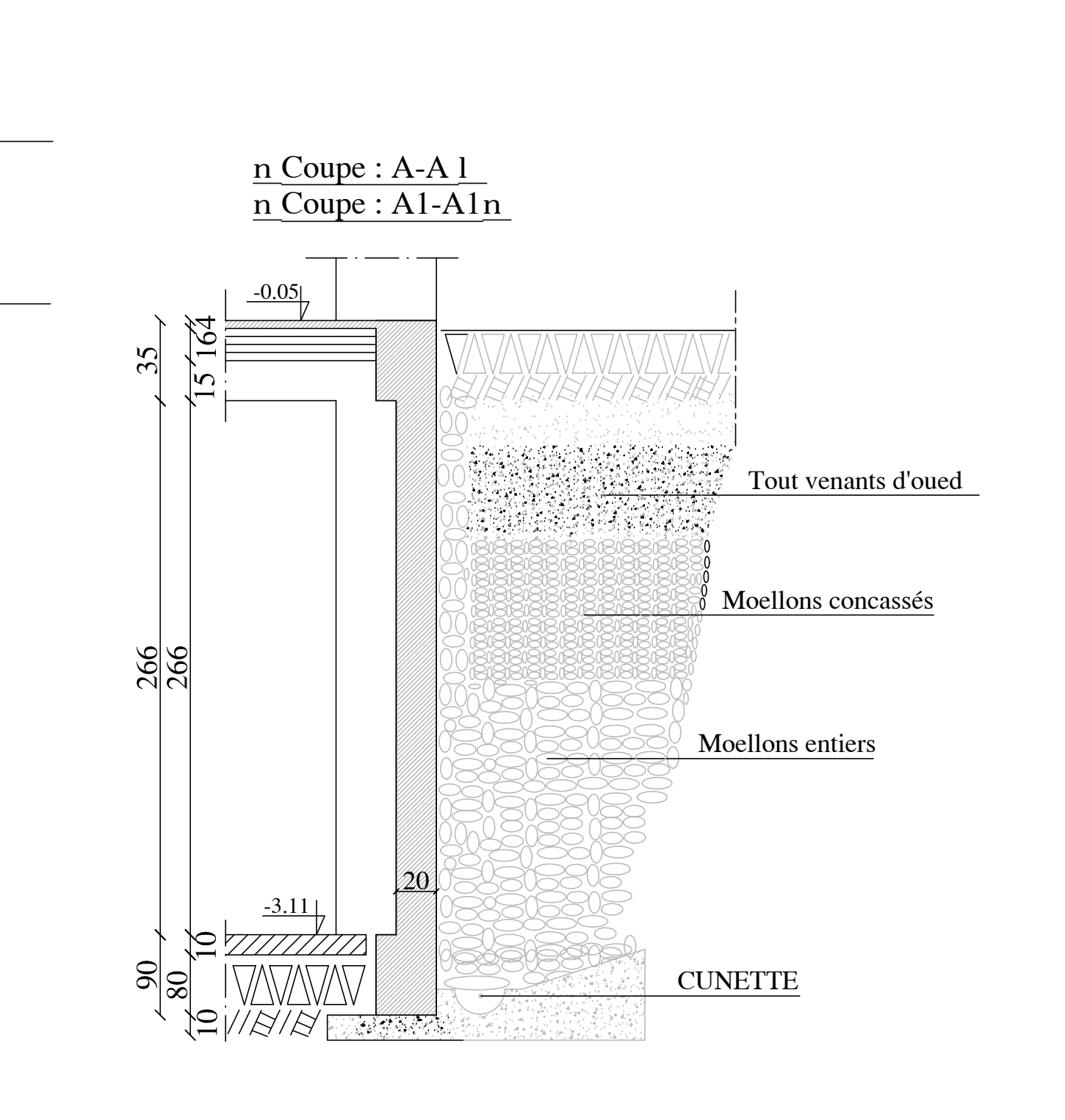
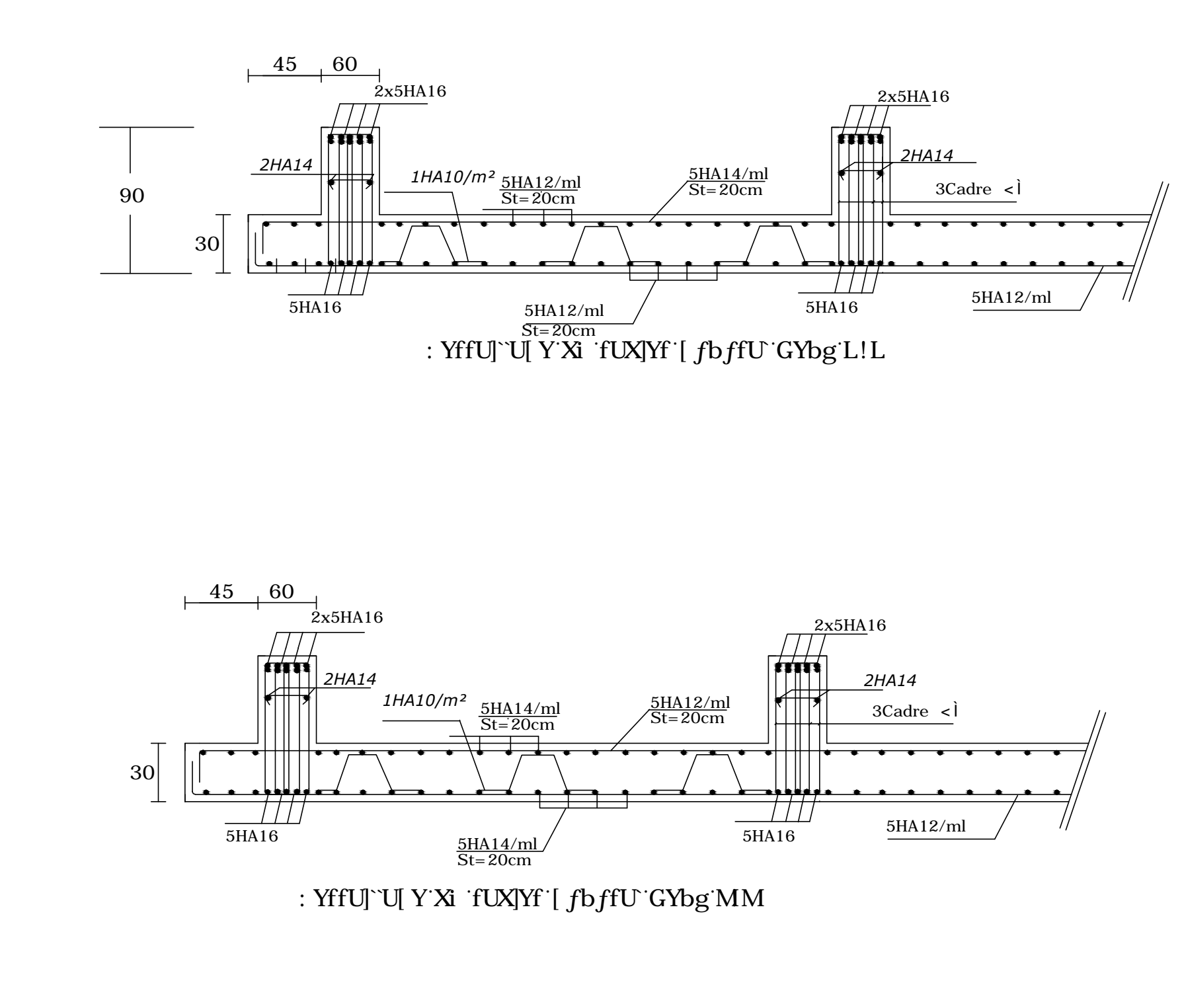
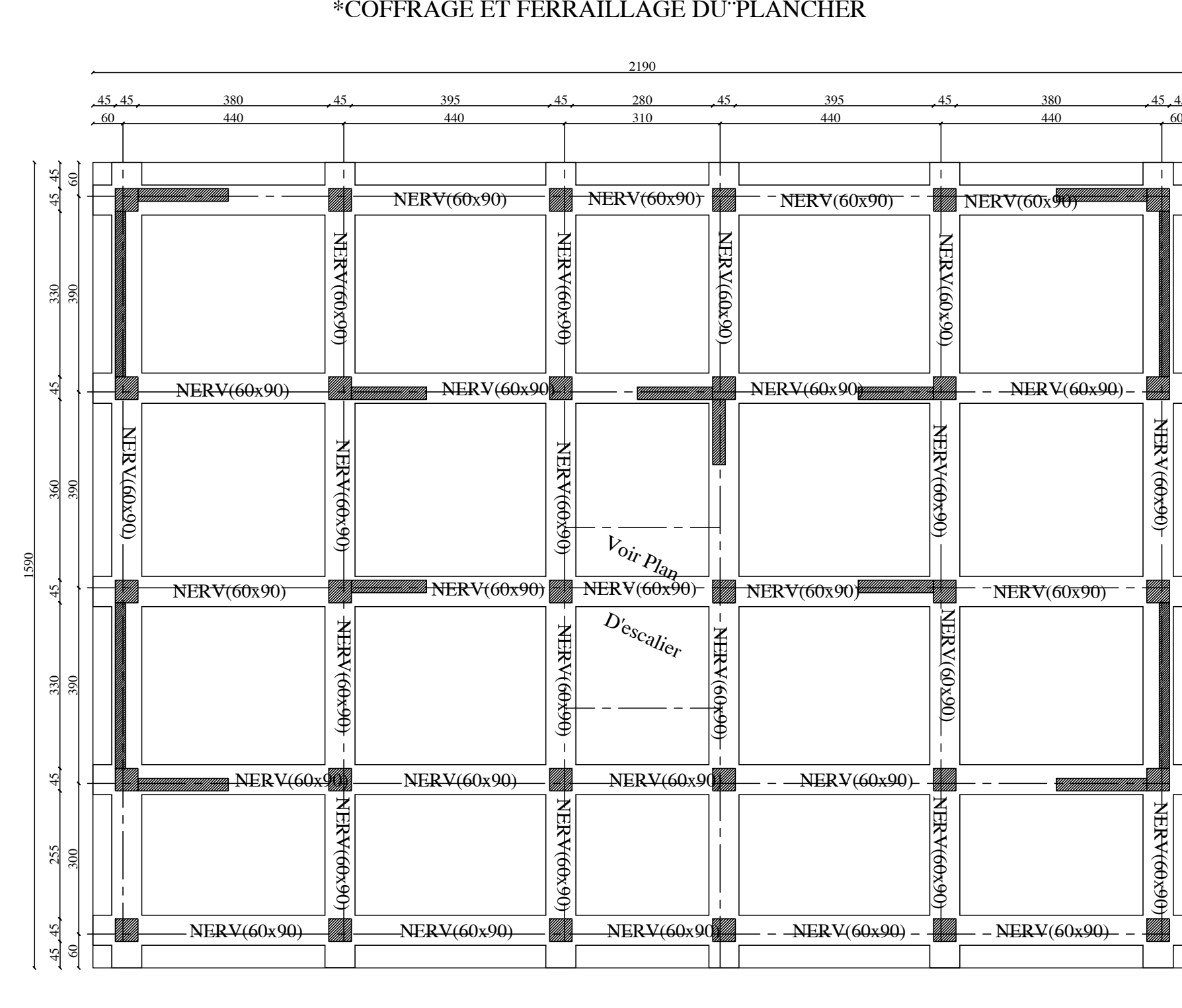
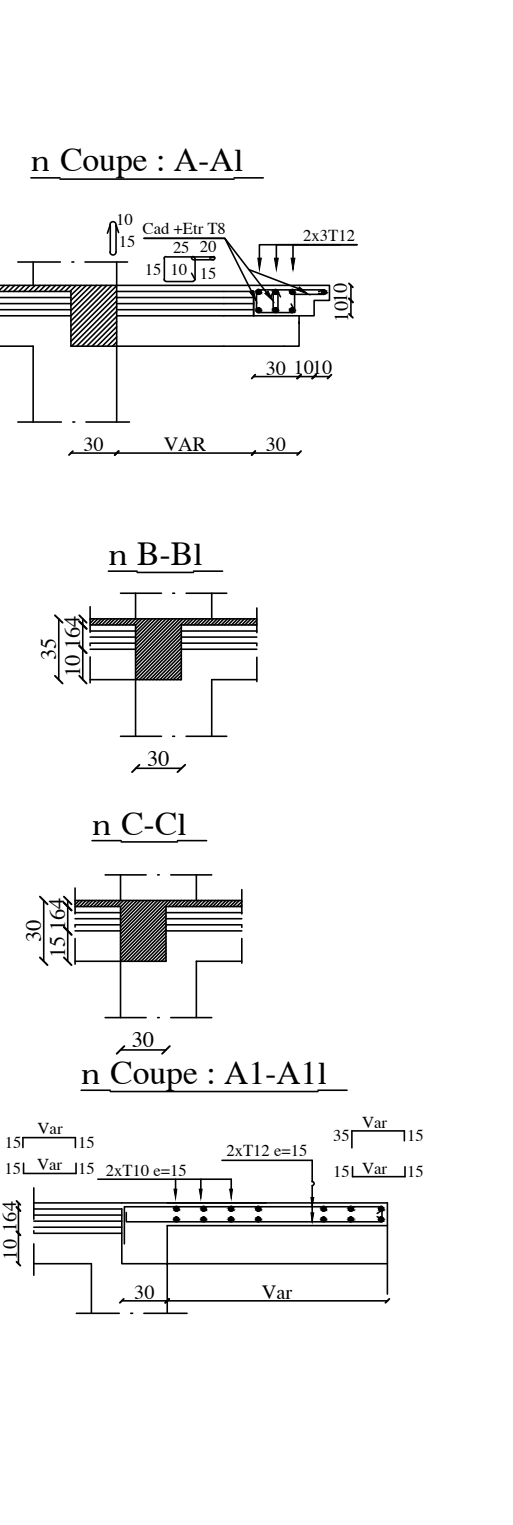
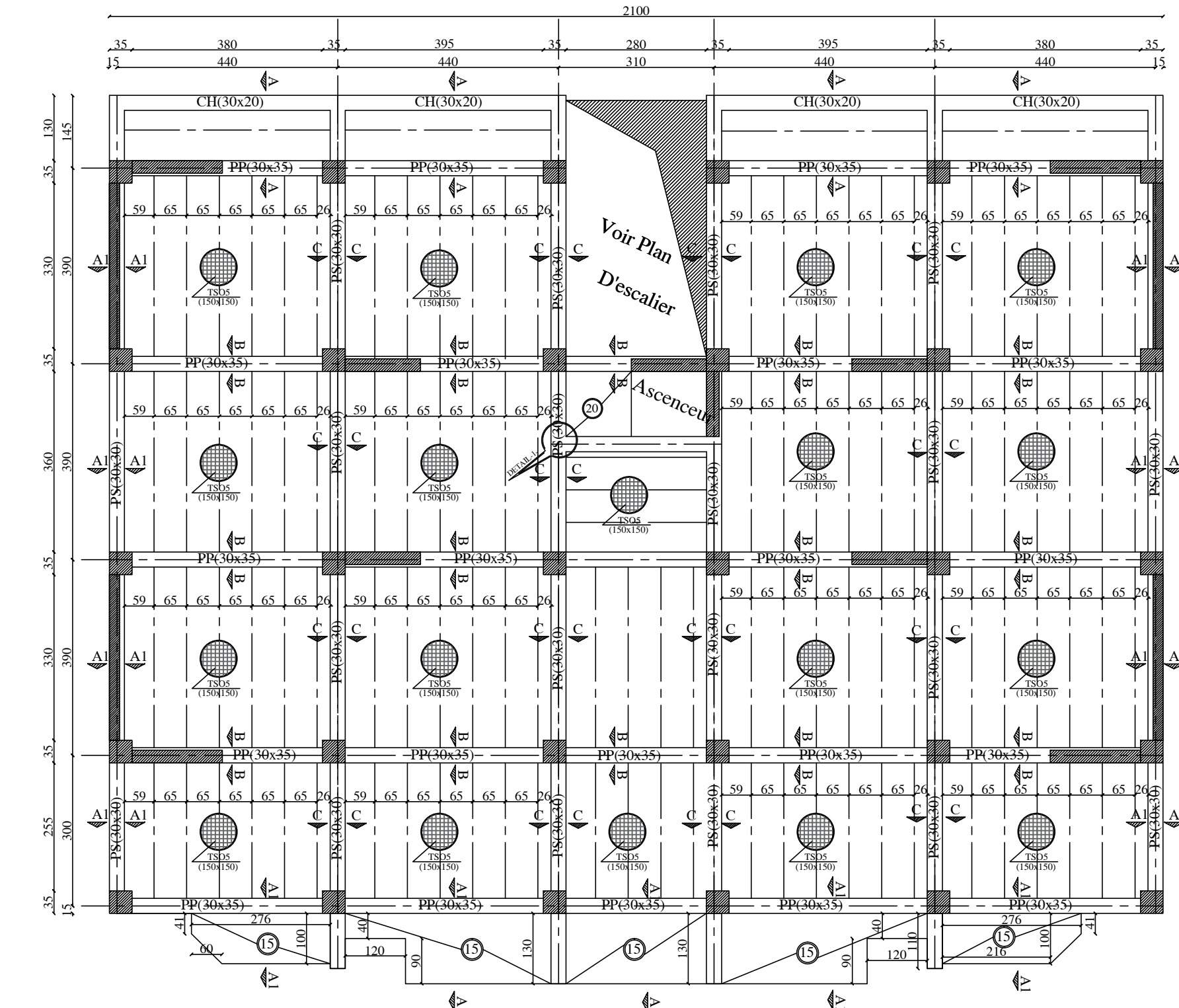
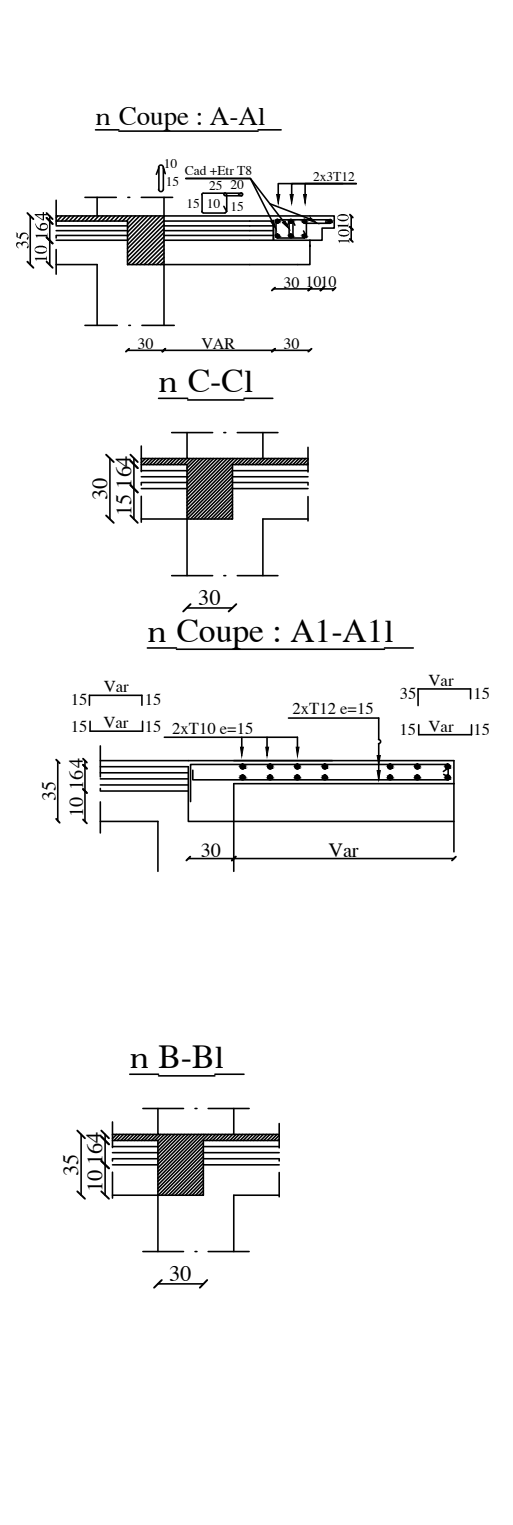
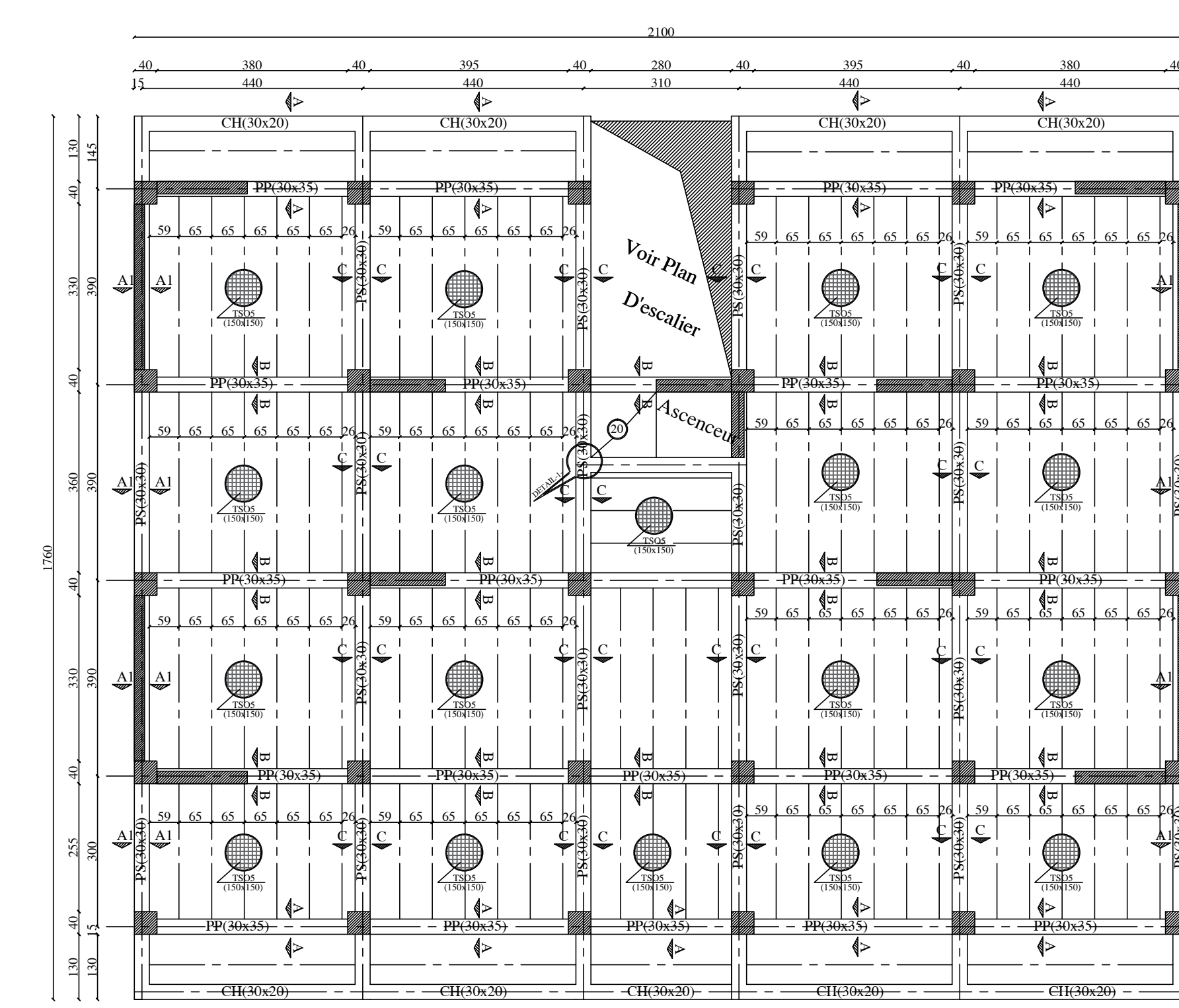
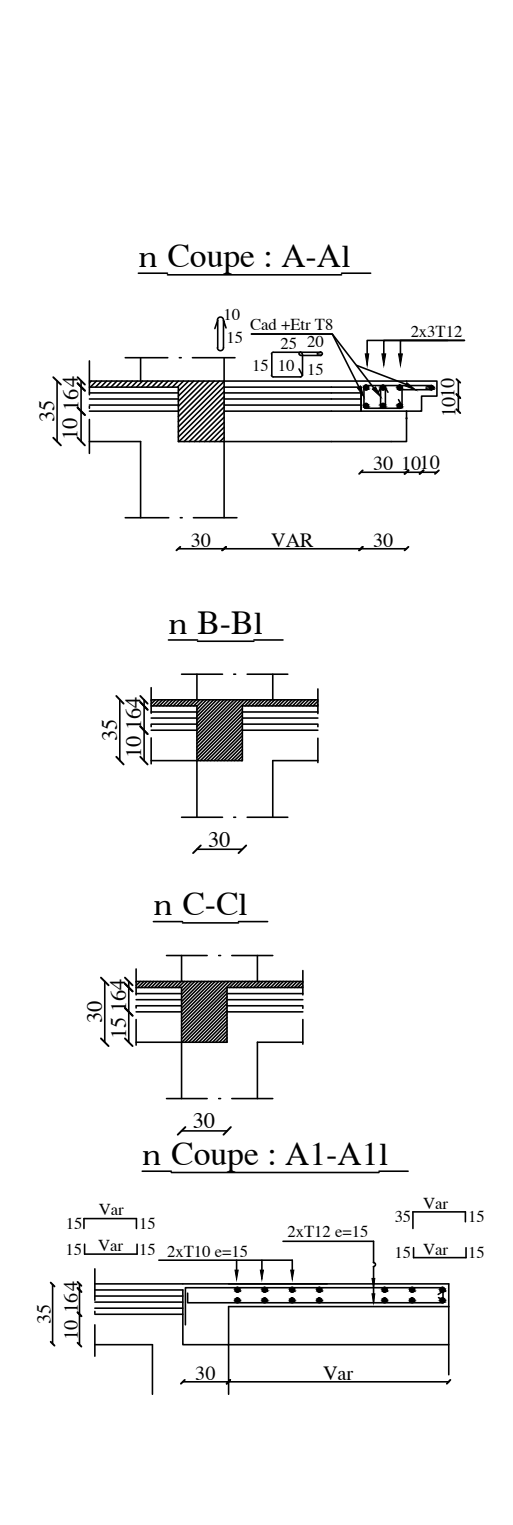
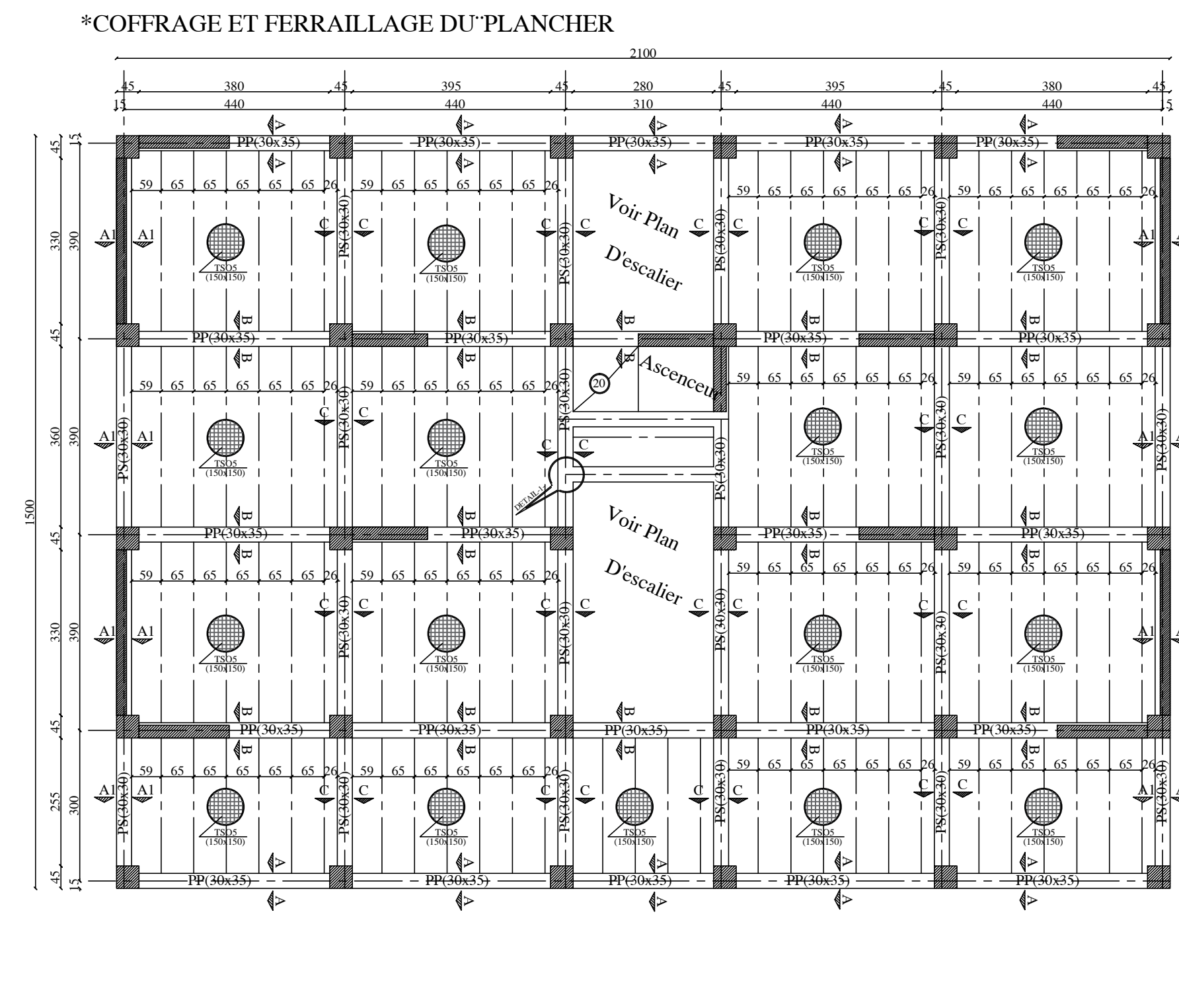
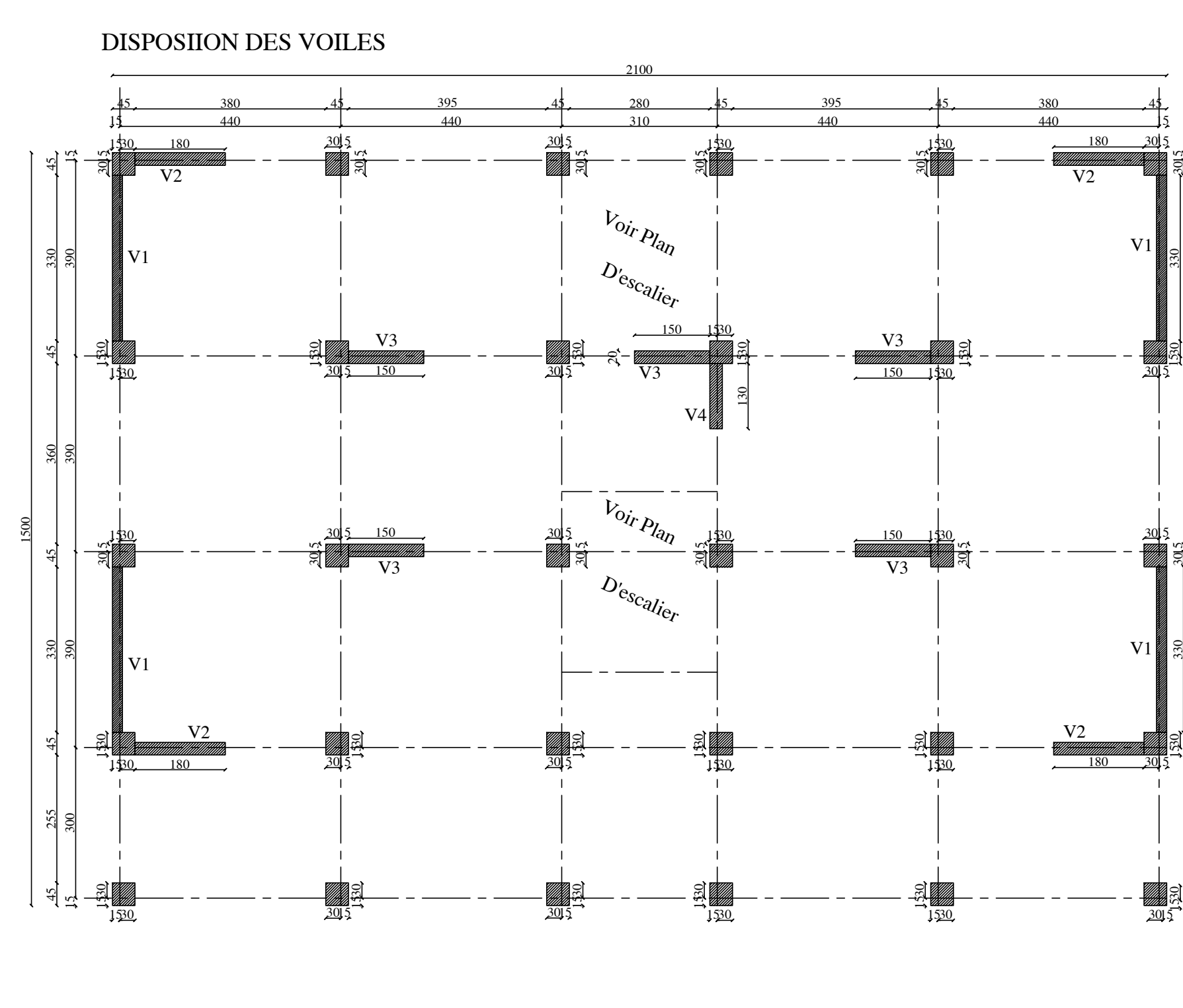


VU EN PLAN RDC



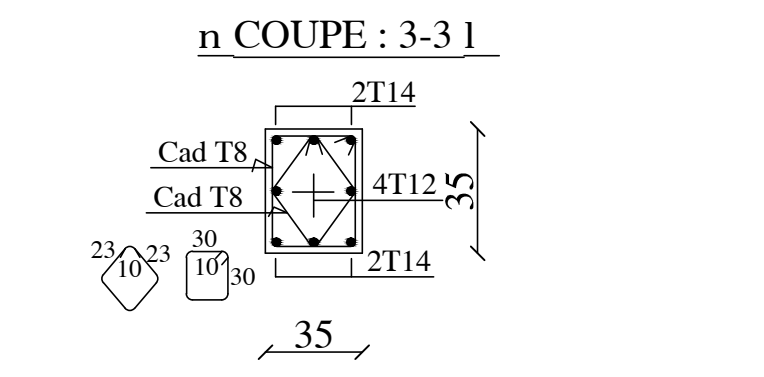
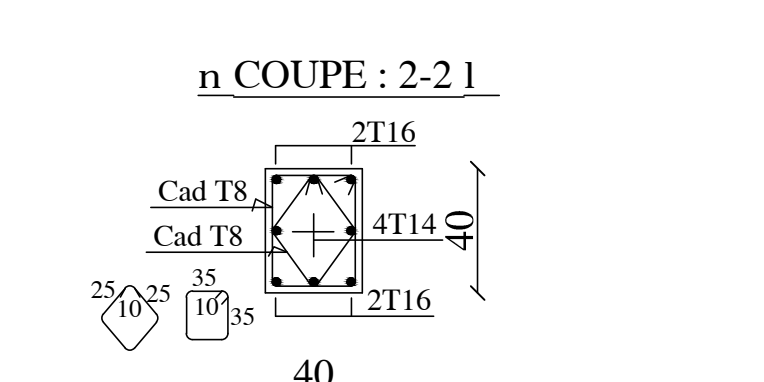
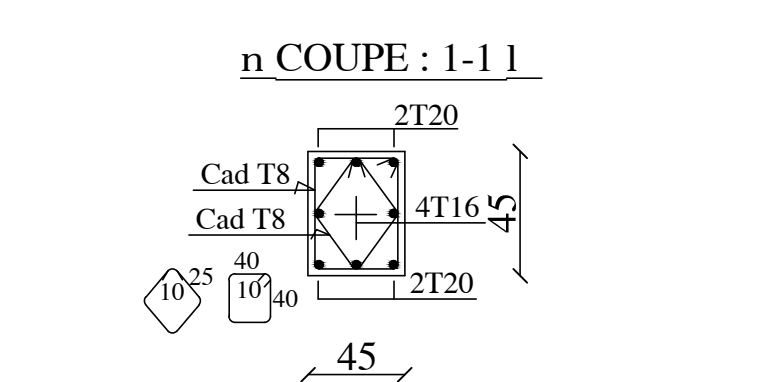
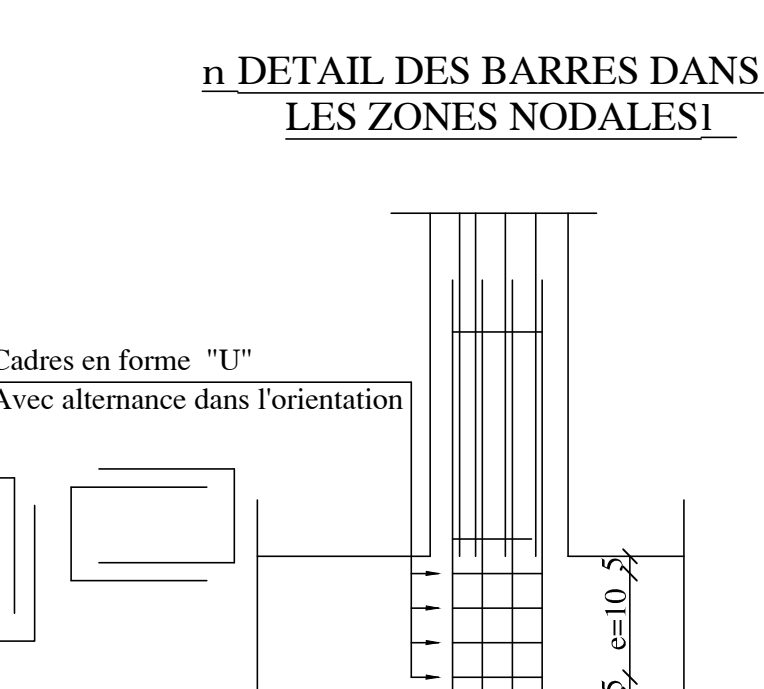
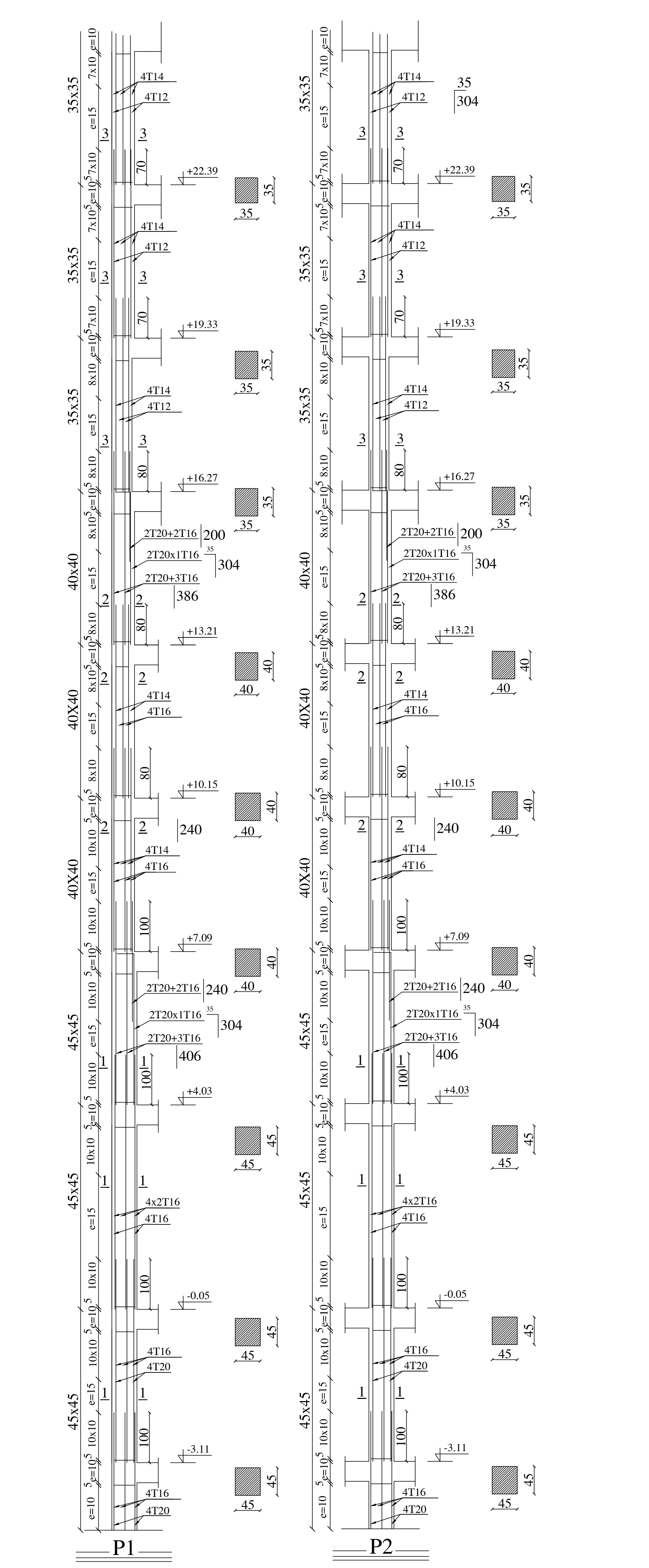
VU EN PLAN ETAGE COURANT



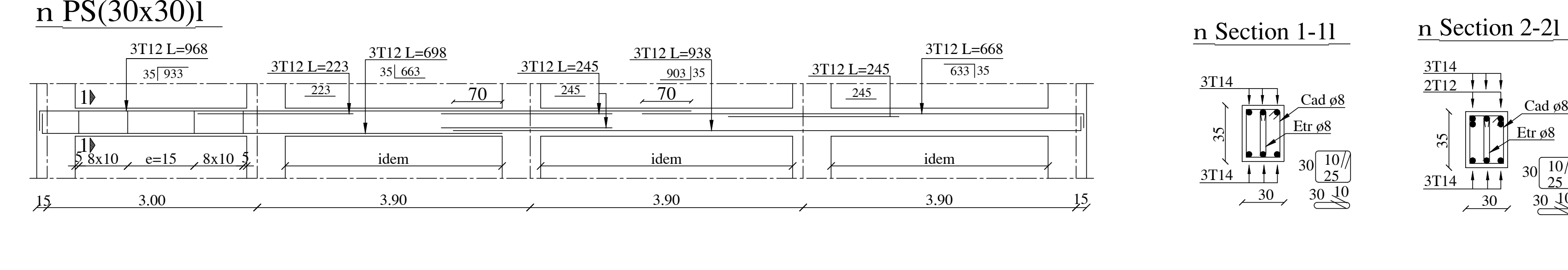
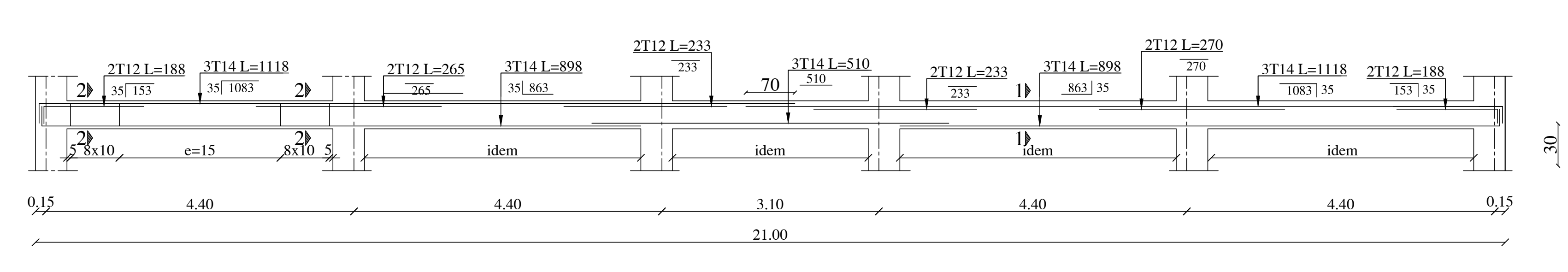


FERRAILLAGE DU VOILE PERIPHERIQUE

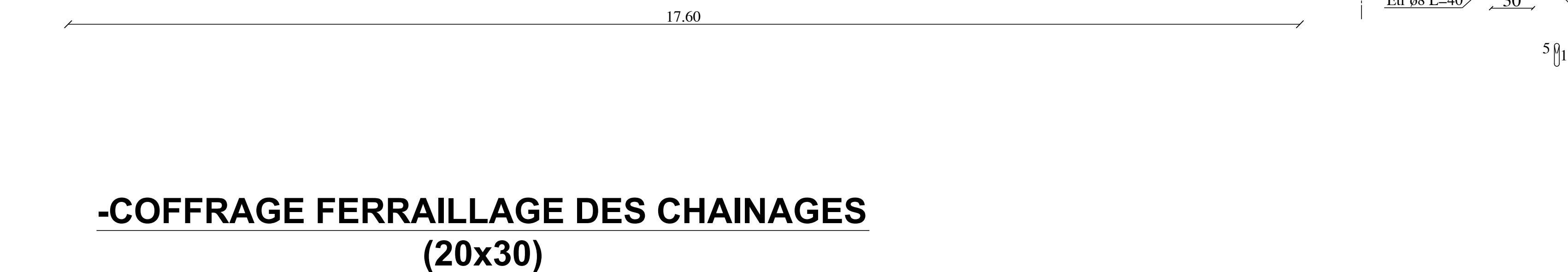
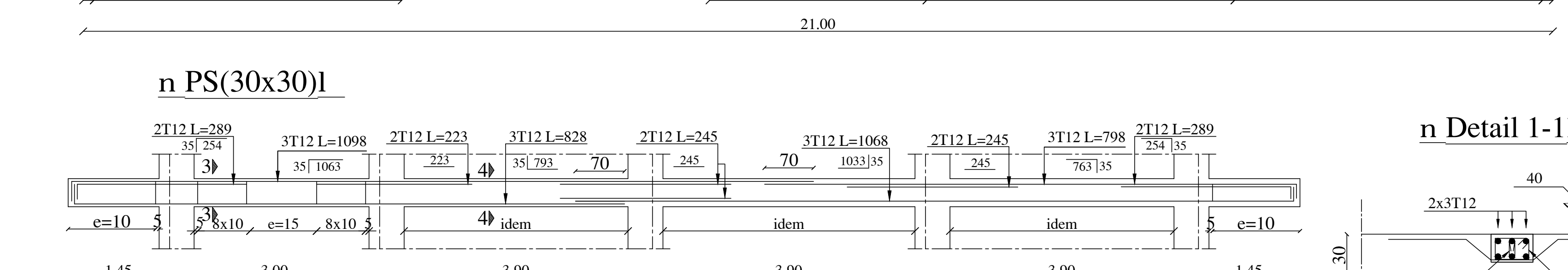
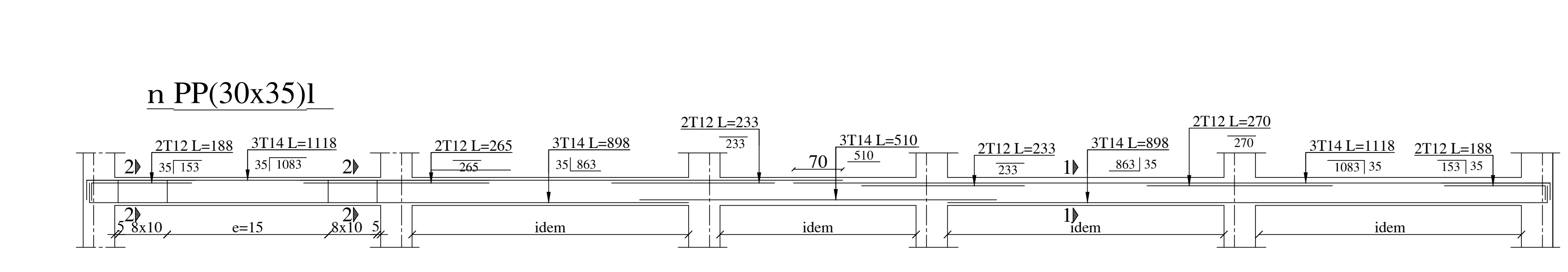
FERRAILLAGE DES POTEAUX



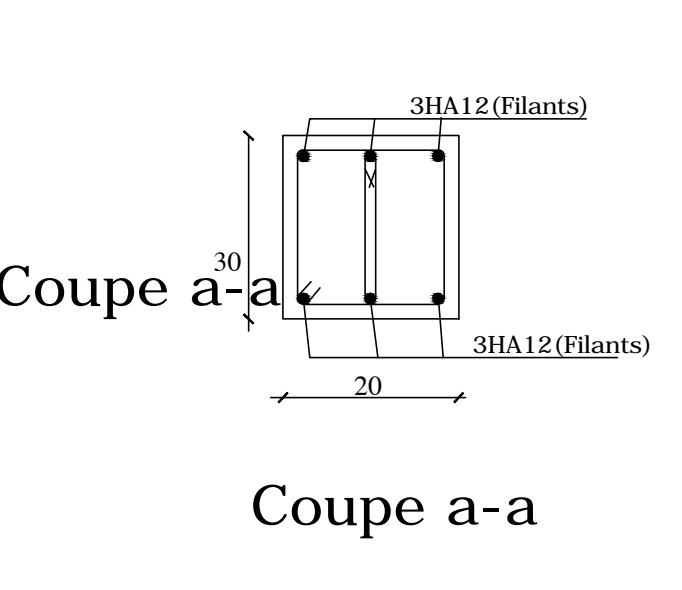
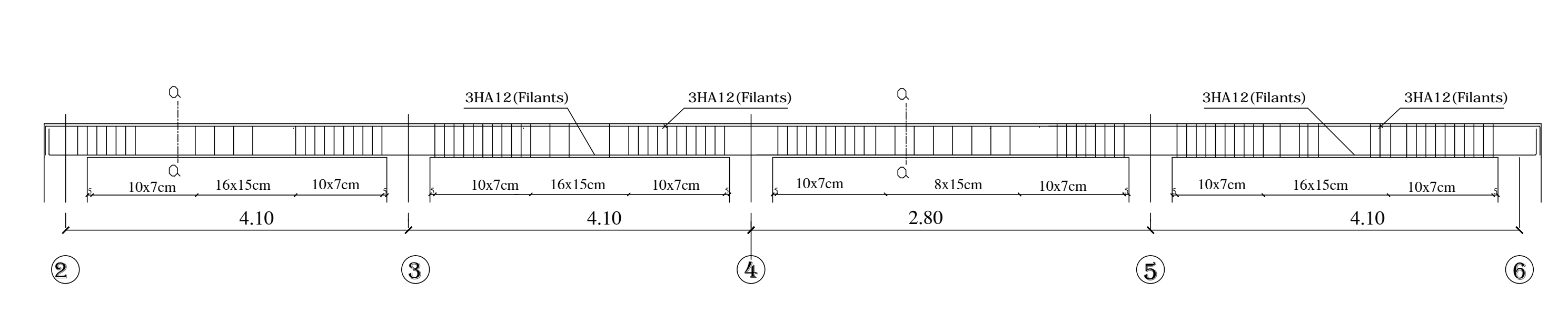
zone 1 :



zone 2 et 3 :

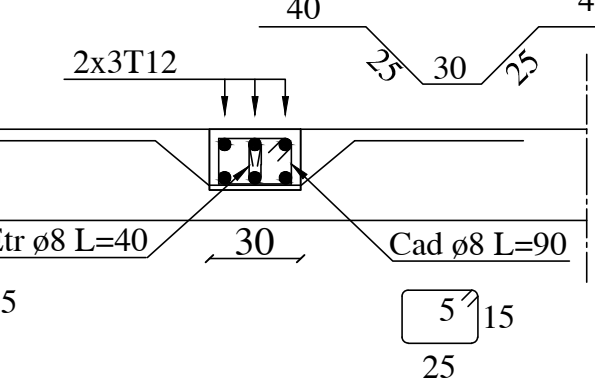


-COFFRAGE FERRAILLAGE DES CHAINAGES (20x30)

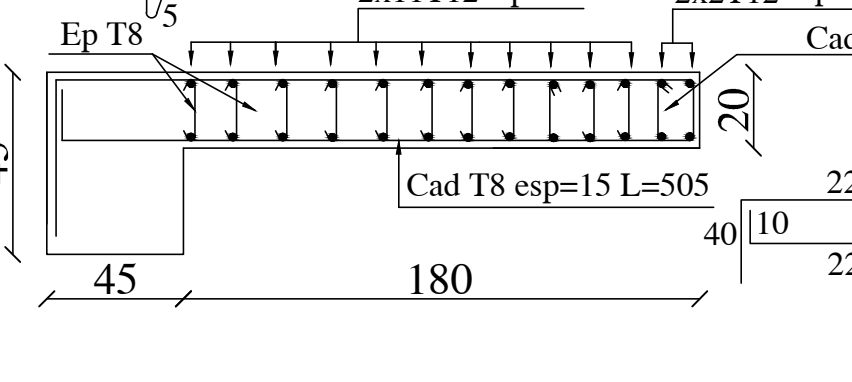


*COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES VOILES

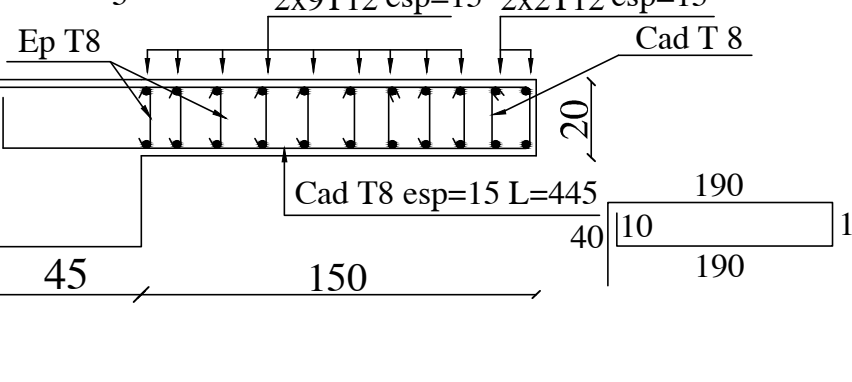
n Detail 1-1 I



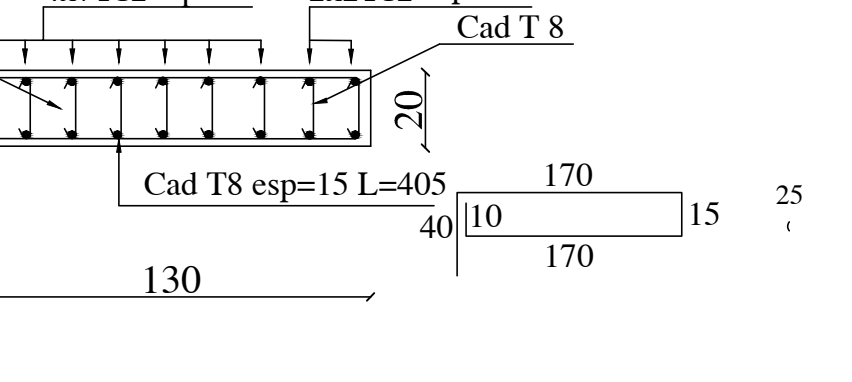
n COUP DU VOILE V2 : n ZONE I :



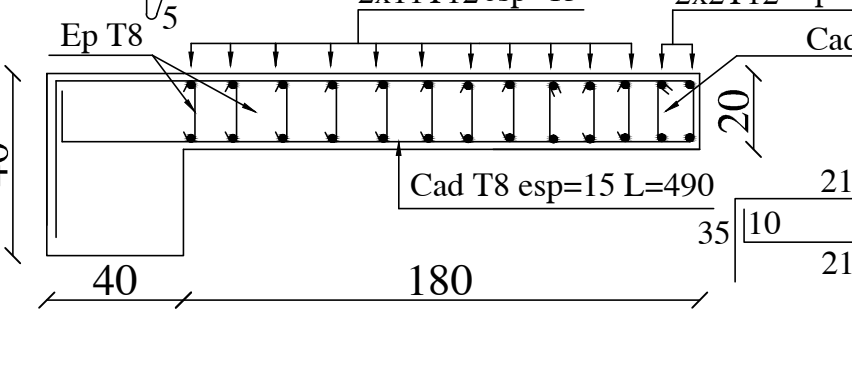
n COUP DU VOILE V3 : n ZONE I :



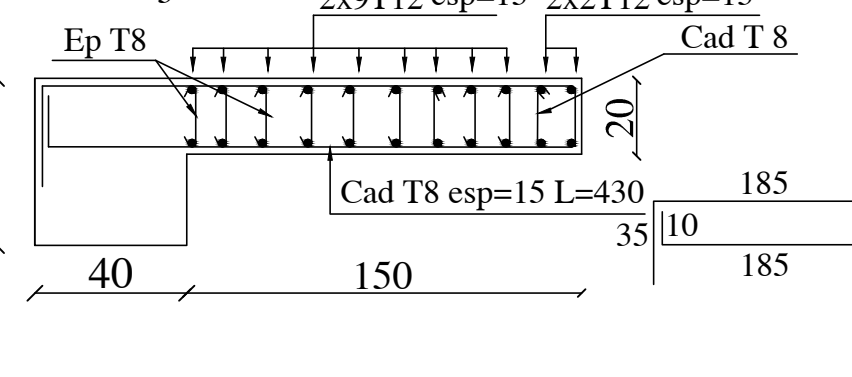
n COUP DU VOILE V4 :



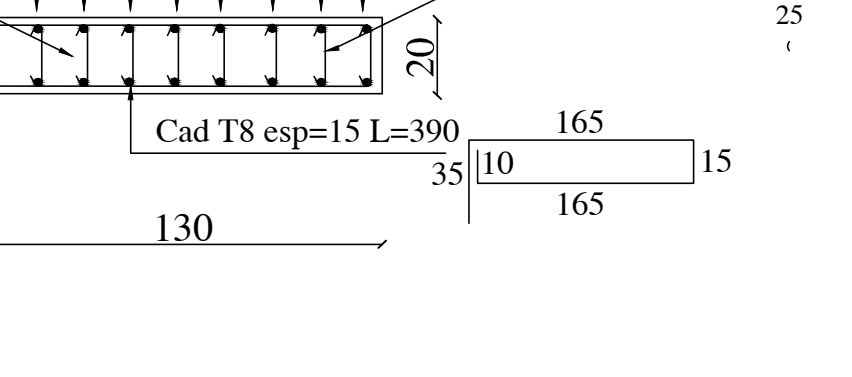
n COUP DU VOILE V2 : n ZONE II :



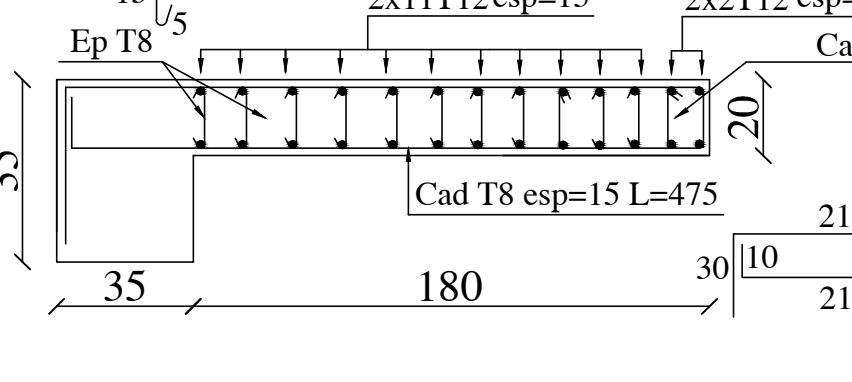
n COUP DU VOILE V3 : n ZONE II :



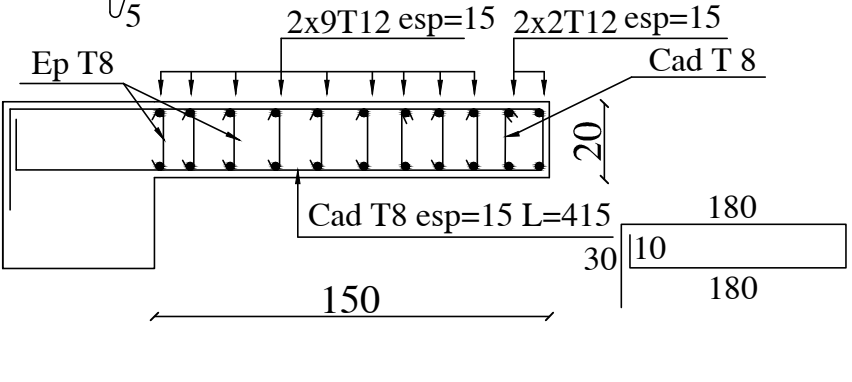
n COUP DU VOILE V4 : n ZONE II :



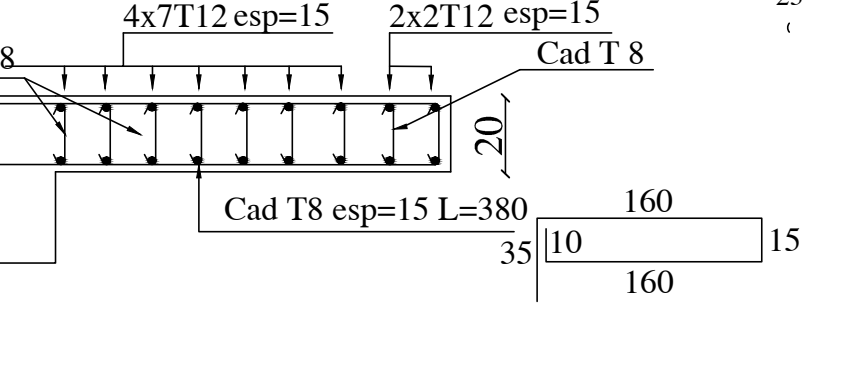
n COUP DU VOILE V2 : n ZONE III :



n COUP DU VOILE V3 : n ZONE III :

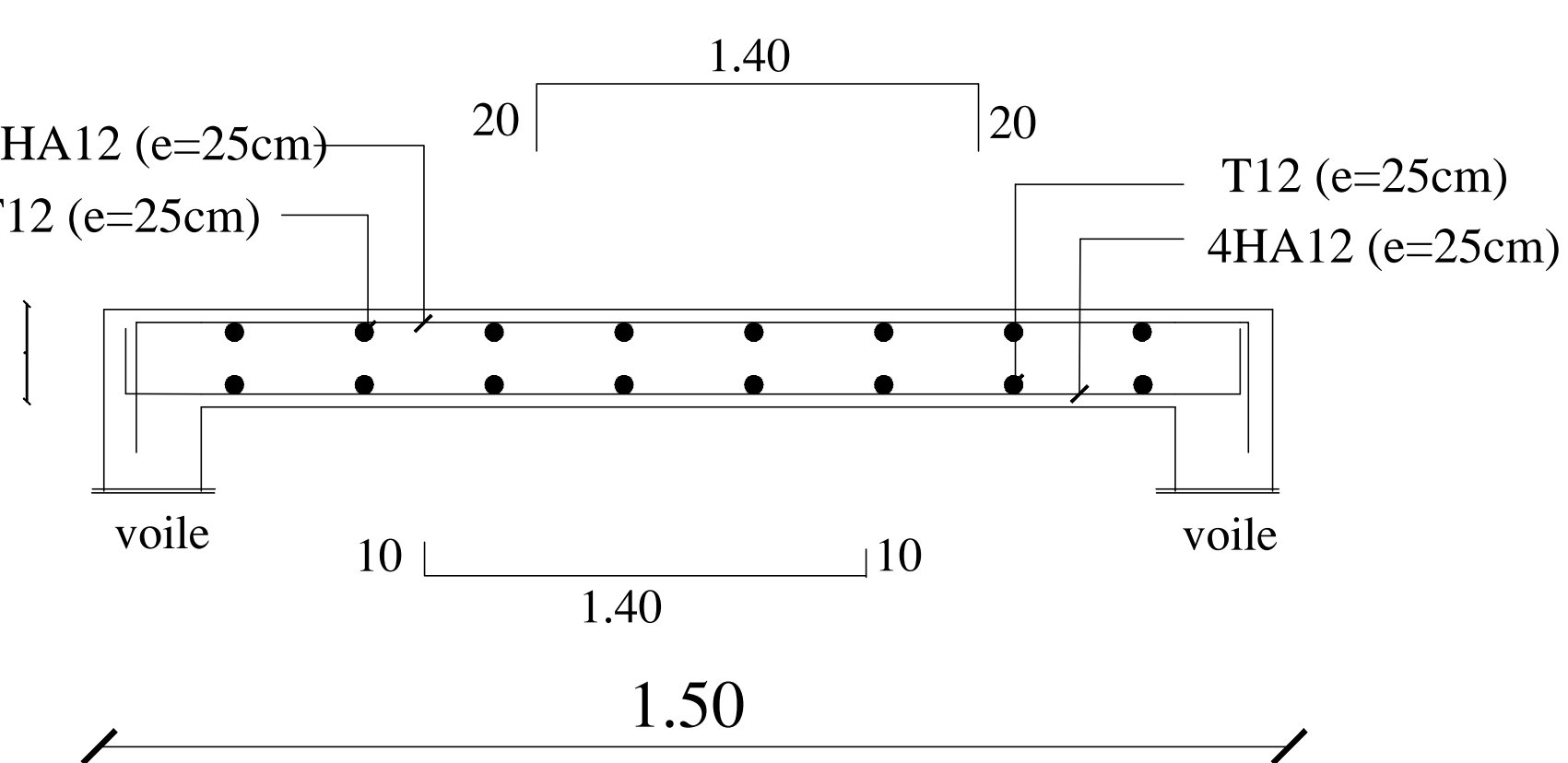


n COUP DU VOILE V4 : n ZONE III :

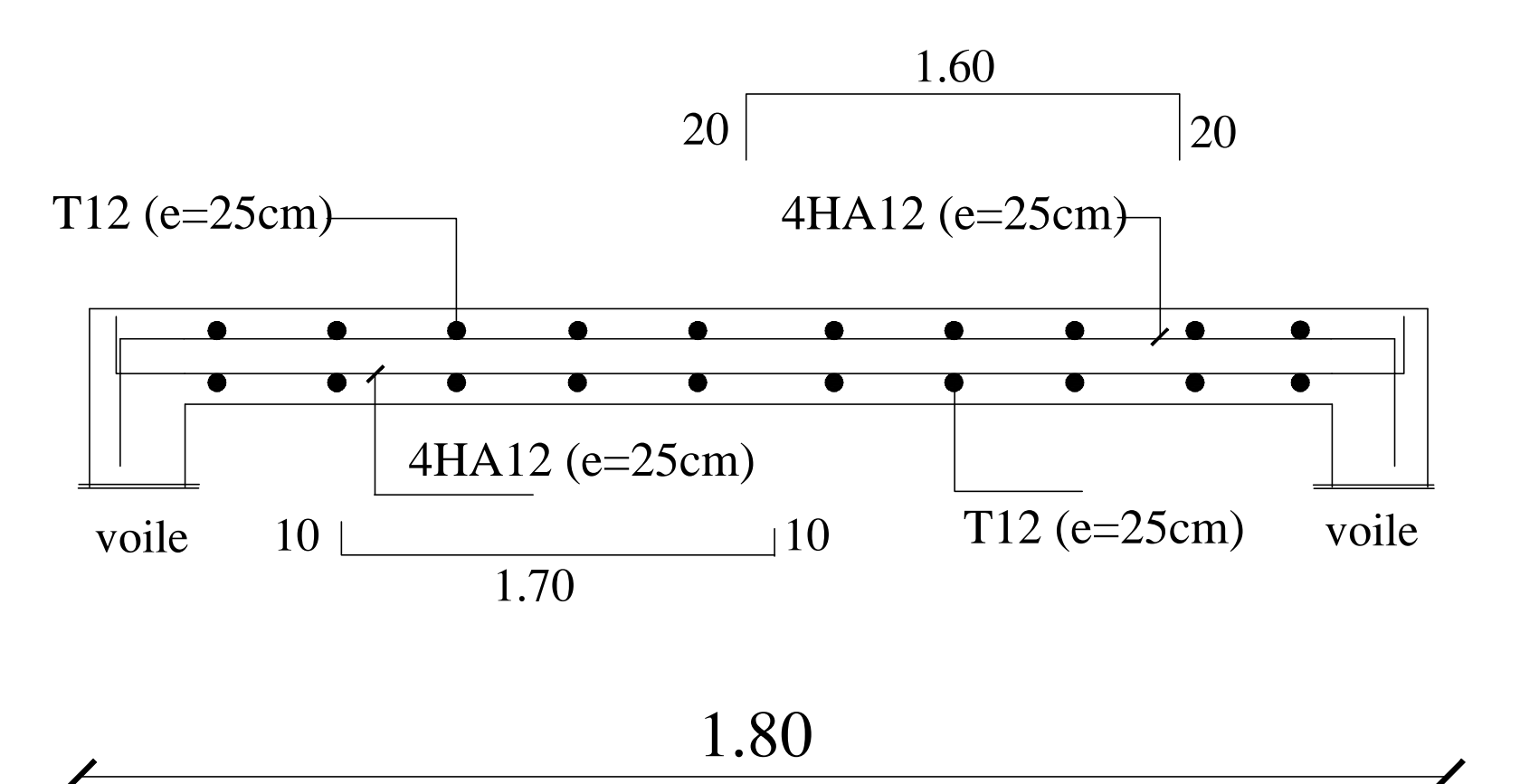


FERRAILLAGE DE LA SALLE MACHINE

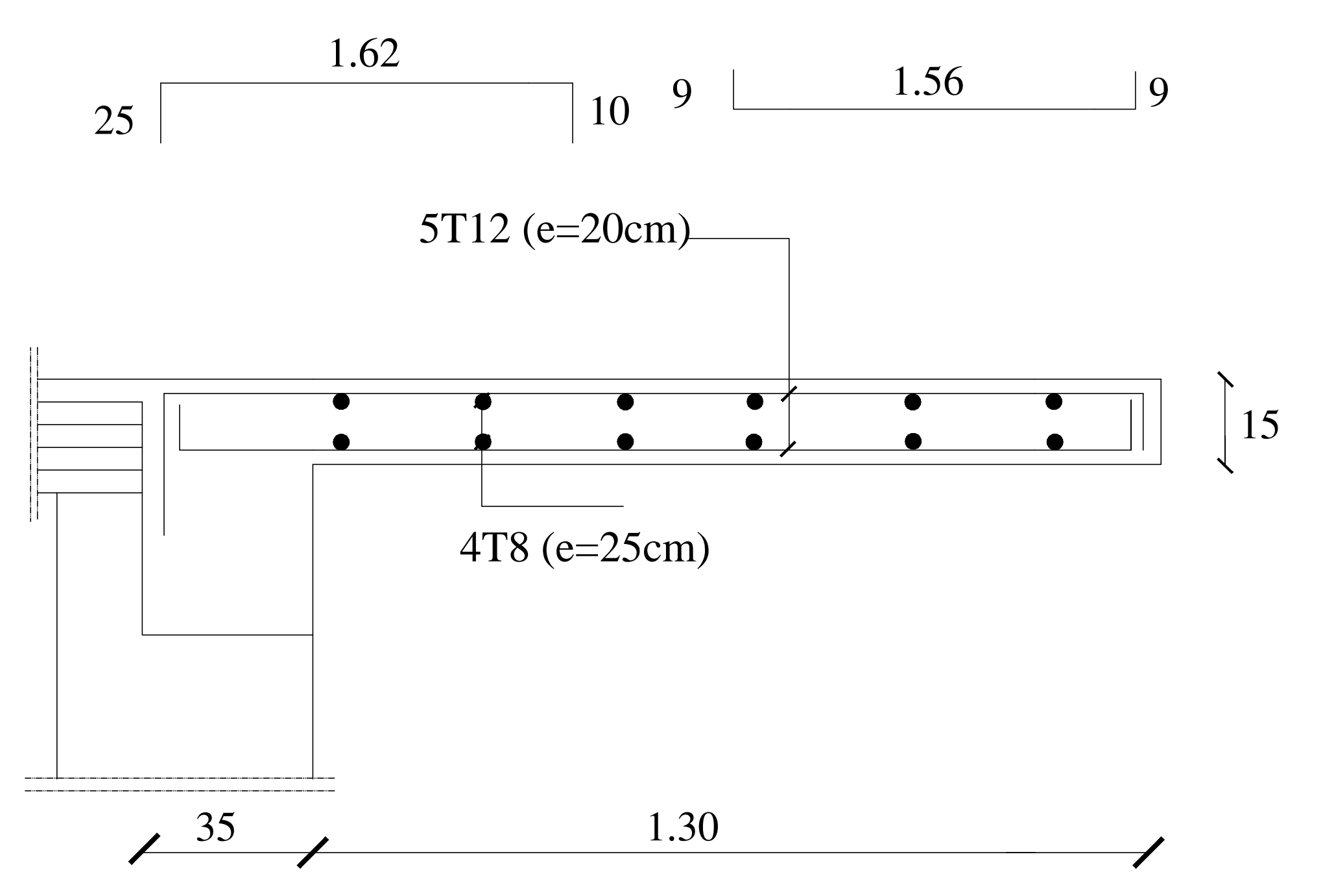
Sens xx



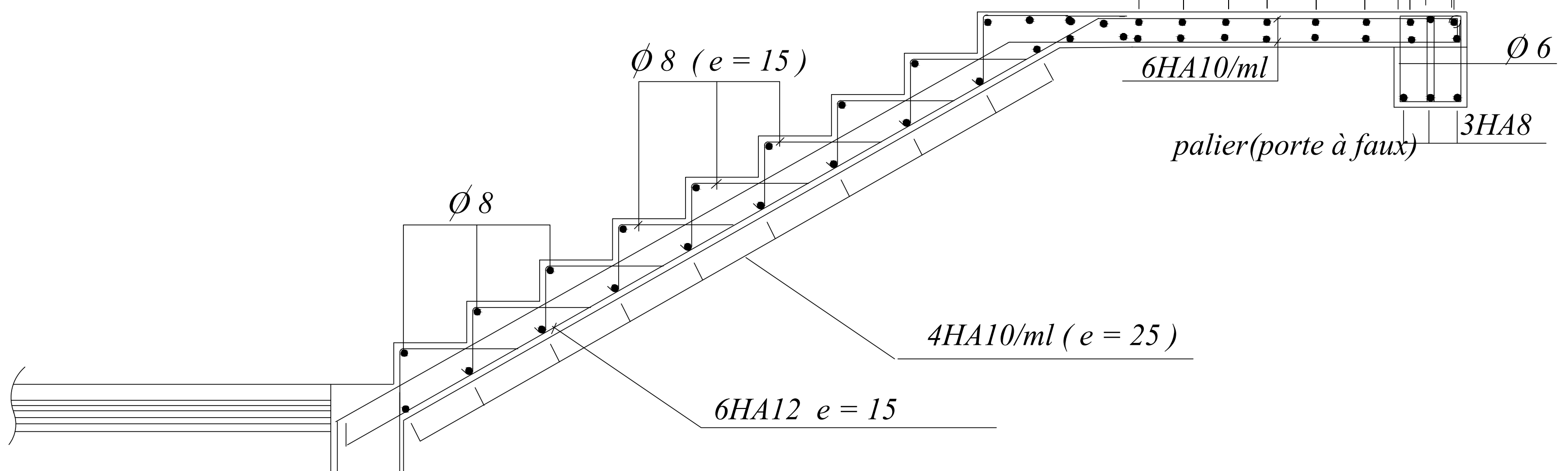
Sens yy



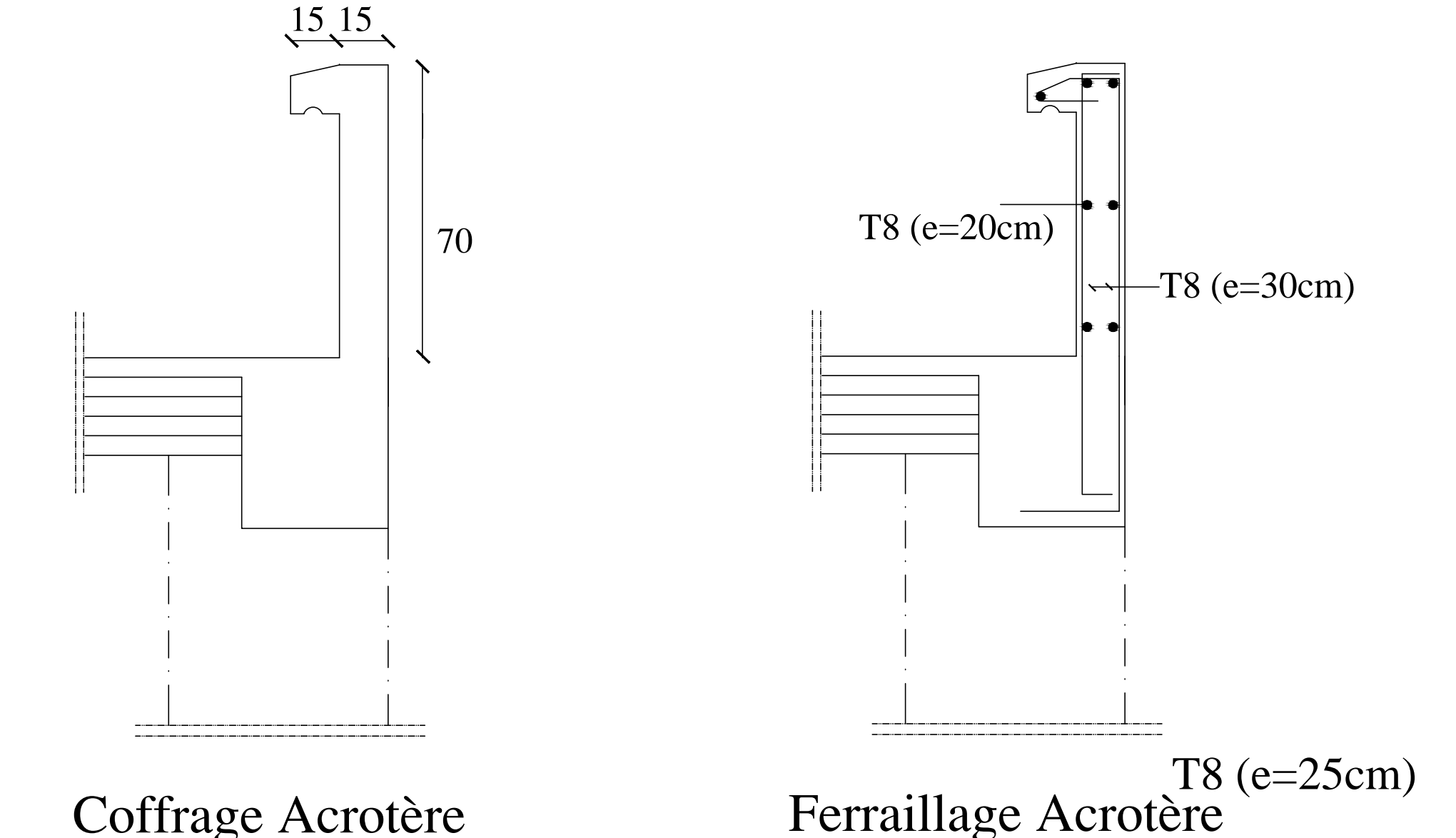
*COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES BALCONS



*COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES ESCALIER



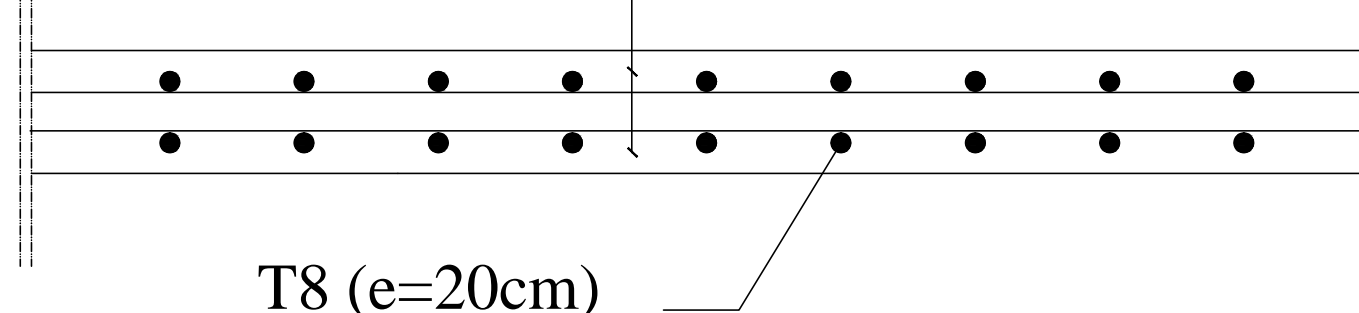
FERRAILLAGE DE L'ACROTERE



Coffrage Acrotère

Ferrailage Acrotère

T8 (e=25cm)



Coupe Transversale

T8 (e=20cm)



Ø 8 (e = 15)

Ø 8

Ø 6

4HA10/ml (e = 25)

6HA12 e = 15

3HA8

palier (porte à faux)

Conclusion

Ce projet de fin d'étude qui consiste à l'étude d'un bâtiment à usage multiple, c'est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Afin d'apprécier le comportement dynamique de cette structure et d'avoir des résultats rapides et précis, nous avons utilisés un outil informatique (ETABS) adapté à ce type de structure et qui est basé sur la méthode d'analyse par éléments finis, celui ci permet d'approcher le vrais comportement de la structure.

Les difficultés rencontrées au cours de ce projet, nous a conduit à se documenter et étudier les différentes méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en GENIE CIVIL.

Ce dernier nous à permis aussi de connaître les différents systèmes de contreventement et les joindre aux genres de constructions qui lui sont adéquat (sécurité, durabilité et économie), et les précautions à prendre pour éviter l'effondrement immédiat de la construction, chose qui est déduite du RPA 99 version 2003.

En fin, nous espérons avoir fait de notre mieux et que notre travail apportera un plus pour les promotions futures.

BIBLIOGRAPHIE

- BAEL 91 règles et techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé Edition DUNOD.
- (DTR B-C-2-2) charge permanentes et charges d'exploitations
- Cours de Béton armé. BAEL.91. Calcul des éléments simples des structures bâtiments.
- Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).
- calcul des ouvrages en béton arme
M.BELLAZOUGUI
- Formulaire du béton armé
Victor DAVIDOVICHI tome I et II.
- DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.
- Cour et TD des années de spécialités.
- Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.