

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



Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme du Master en génie civil
Option : Constructions civiles et industrielles

THEME

*Etude d'une structure R+8+
couverture en tuiles à usage d'habitation
avec l'application ROBOT 2013*



Etudié par: M^{elle}. SEDOUD KAHINA
M^{elle}. BELACEL ZOHRA

Dirigé par : M^r. HARMIM

Année 2012/2013

Remerciements

Nous remercions au premier lieu, le BON DIEU tout puissant de nous avoir donné le courage, la force pour élaborer ce travail.

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 à adresser nos sincères remerciements à notre cher promoteur M'HARMIM pour ces orientations et sa disponibilité tout le long de notre projet.

Nous remercions tous les enseignants qui ont contribué à notre formation ainsi tous ceux qui, de près ou de loin, ont participé à la réalisation de ce travail.

Nous remercions également les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger et d'enrichir notre travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

- A la mémoire de mon père que le bon Dieu le garde en son vaste paradis
- Ma chère maman qui a été toujours à mes côtés.
- Mes frères : Mohammed, Arezki, Youcef et Hamid.
- Mes sœurs et leurs familles.
- Mes neveux: Yanis, Rayan, Sofiane et Fouad.
- Tous mes oncles et tantes et leurs familles.
- Ma binôme KAHINA et sa famille.
- Tous mes amis surtout : Fatma et Kahina.

Zohra

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

- A la mémoire de mon 2^{ème} parent que le bon Dieu le garde en son vaste paradis.
- Mes très chers parents qui m'ont soutenu durant toute ma vie.
- Mon cher frère Youva.
- Mes adorables sœurs Dyhia et samira.
- Ma 2^{ème} maman Fatma et sa belle-famille.
- à ma grand mère et nana Zaina.
- Tous mes oncles et tantes et leurs familles.
- Mon binôme zozo et sa famille.
- Tous mes amis surtout : Ferroudja, Kamilia, Hocine, Fatima, L'hadi et Hayet.

Kahina

SOMMAIRE

Introduction

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	01
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments	11
II.1.Détermination des charges et surcharges	16
II.2. Pré dimensionnement des éléments	17
Chapitre III : Présentation logiciel Robot BAT et données à introduire	26
Chapitre IV : Résultats et vérification des exigences de RPA.....	58
Chapitre V : Ferrailage des poutres	70
Chapitre VI : Ferrailage des poteaux	88
Chapitre VII : Ferrailage des voiles.....	109
Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure	124

Conclusion

Annexes

Bibliographie

Introduction

L'histoire de l'humanité a été marquée par un grand nombre de catastrophes naturelles notamment les séismes causant parfois par leurs importances des destructions massives.

La construction en zone sismique réclame généralement un effort supplémentaire en termes de conception et de qualité de construction, en raison de caractère dynamique assez violent de l'action sismique et de l'imprécision sur la connaissance de cette dernière susceptible de s'appliquer à l'occasion d'un évènement futur, c'est ce que nous incite à faire l'étude des ouvrages en génie civil selon les normes parasismiques (RPA) qui visent à assurer la protection acceptable des vies humaines et la stabilité de l'ouvrage étudié pendant et après la réalisation tout en minimisant le coût.

C'est dans cette voie qu'on a essayé de mener notre travail en mettant l'accent sur les différentes étapes qui caractérisent cette étude.

Nous avons commencé par la présentation de l'ouvrage et les matériaux utilisés notamment l'acier et le béton.

Nous nous intéresserons par la suite au calcul de quelques éléments spécifique non-structuraux acrotère, balcons, escalier, charpente...etc. après avoir défini leurs sections, charges et surcharges.

Un intérêt particulier a été porté sur le logiciel ROBOT qui s'avère un outil assez performant pour la modélisation, l'analyse et le dimensionnement des différentes structures, c'est pour cette raison qu'un chapitre entier lui a été consacré.

Après avoir suivi les étapes de modélisation, nous viserons dans le chapitre cinq l'exploitation des résultats qui nous permettrons de procéder au ferrailage et

aux vérifications des différentes sollicitations. Par la suite nous passerons à l'élaboration des plans d'exécution afin de donner une signification aux résultats trouvés.

Quant au dernier chapitre nous intéresserons à l'étude de l'infrastructure qui constitue une partie essentielle de l'ouvrage, ce qui exige sa bonne conception et réalisation.

Au final nous terminerons par une conclusion qui dressera une synthèse des connaissances acquises.

CHAPITRE I

INTRODUCTION :

Le présent projet consiste en l'étude et calcul des éléments résistants d'une structure R+8+couverture en tuile, à usage d'habitation contreventée par des portiques et voiles.

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage avec ses différentes caractéristiques, ainsi que ses éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques.

I-1) Description de l'ouvrage :

Le projet, qui fait l'objet de cette étude, est constitué de :

- Un rez-de-chaussée à usage d'habitation.
- 08 Etages à usages d'habitation.
- Une terrasse inaccessible sur une partie.
- Une couverture en tuile.
- Une cage d'escalier.

Ce bâtiment classé comme ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2) sera implanté à TAMDA, qui est selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 addenda 2003) comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

La contrainte de calcul du sol $\sigma_{\text{sol}} = 2$ bars.

I-2) Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques de ce bâtiment sont :

- Longueur totale du bâtimentL =15,80 m
- Largeur totale du bâtimentB =15,40 m
- Hauteur de Rez-de-chausséeh_r = 3,06 m
- Hauteur de l'étage courant.....h_e = 3,06 m
- Hauteur de l'acrotèreh_a = 0,60 m
- Hauteur de la couverture en tuiles.....h_c = 2,85 m
- Hauteur totale du bâtiment (y compris la couverture).....H =30,39m

I-3) Différents éléments de l'ouvrage :**I-3-1) Planchers :****a) Planchers en corps creux :**

Tous les planchers des étages seront en corps creux, Le plancher terrasse comportera un complexe d'étanchéité et une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

b) Dalles pleine en béton armé :

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau des balcons et des portes à faux.

I-3-2) Maçonnerie :

Les murs extérieurs : sont en double cloisons de 25cm d'épaisseur en brique creuse de 10cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm (10cm+5cm+10cm).

Les murs intérieurs : sont en simple cloison (brique creuse de 10cm).

I-3-3) Revêtement :

Les revêtements utilisés sont :

- Carrelage pour les sols.
- Céramique pour les murs des salles d'eau et cuisines.
- Enduit plâtre pour les murs et les plafonds.
- Enduit ciment pour les faces extérieures des murs de façade, la cage d'escaliers et les plafonds des salles d'eau et les locaux humides.

I-3-4) Escaliers

Le bâtiment est muni d'une cage d'escaliers assurant la circulation sur toute la hauteur du bâtiment. Ces escaliers comportent deux volées et seront constituées de paliers et paillasse coulés sur place.

I-3-5) Acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé dont la hauteur est de 60 cm, vient se greffer à la périphérie de la terrasse.

I-3-6) Couverture en tuiles :

Elle est composée de pannes, chevrons, liteaux et de tuiles mécaniques à emboîtement. Dans notre cas on a une toiture à deux versants.

I-4) Caractéristiques mécaniques des matériaux :**I-4-1) le béton :****I-4-1-1) Résistance caractéristique à la compression :**

Dans le cas courant, le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours par un essai sur éprouvettes normalisées. Elle est notée « f_{cj} », (avec j l'âge de béton).

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge < 28 jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (**Art A.2.1, 11 BAEL 91 modifiées 99, CBA93**)

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

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

Après avoir procédé à l'écrasement des éprouvettes récupérer sur chantier au moment du coulage il y'a lieu de faire une analyse de béton et un essai de convenance de sol pour le début des travaux on peut opter pour une résistance caractéristique du béton à la compression à l'âge de 28 jours, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

I-4-1-2) Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge « j » jours est donnée par la formule suivante (**Art A.2.1, 12 BAEL91 modifiées 99, CBA93**) :

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

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

I-4-1-3) Contraintes limites :**a) Etat limite ultime (ELU) : (Art A.4.3, 41BAEL91 modifiées 99, CBA93)**

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression du béton. Elle est donnée par la formule suivante :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

γ_b : Coefficient de sécurité ;

$\gamma_b = 1,15$ si la situation est accidentelle. $\Rightarrow f_{bc} = 18,48$ MPa (pour $\theta = 1$)

$\gamma_b = 1,5$ si la situation est courante. $\Rightarrow f_{bc} = 14,20$ MPa (pour $\theta = 1$)

θ : Coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions.

$\theta = 1$ lorsque la durée d'application est supérieur à 24 heures.

$\theta = 0,9$ lorsque la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.

$\theta = 0,85$ lorsque la durée d'application est inférieur à 1 heure.

b) Contrainte tangente conventionnelle du béton :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} \quad \text{Art : A.5.1.1 BAEL 91, CBA93}$$

T_u : Effort tranchant à L'E.L.U dans la section.

b_0 : Largeur de l'âme.

$d = 0,9h$: Position des aciers tendus.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes: (Art: 5.1.2 BAEL 91, CBA93) :

$\tau_u = \min (0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa})$ pour une fissuration peu nuisible.

$\tau_u = \min (0,10 f_{c28}, 4 \text{ MPa})$ pour une fissuration préjudiciable.

Si les armatures sont inclinées à 45° :

$$\tau_u \leq \mathbf{\min (0.18 f_{c28} ; 7 \text{ MPa})}$$

Si les armatures sont disposées de façon intermédiaire $45^\circ < \alpha < 90^\circ$:

Il est loisible de procéder à une interpolation linéaire pour fixer la valeur de τ .

I -4-1-4) Module d'élasticité:

Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de module.

a-1) Module d'élasticité instantanée (art A.2.1, 21BAEL91 modifiées 99,CBA93) :

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures il résulte un module égale à : $E_{ij} = 1100\sqrt[3]{f_{cj}}$.

Pour $f_{c28} = 25\text{MPa} \Rightarrow I_j = 32164,2 \text{ MPA}$

a-2) Module d'élasticité différée (art A.2.1, 22BAEL91 modifiées 99, CBA93) :

Lorsque la contrainte normale appliquée est en longue durée, et afin de tenir compte de l'effort de fluage de béton on prend un module égal :

$$E_{vj} = 3700\sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour $f_{c28} = 25\text{MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10818,86\text{MPa}$

b) Module d'élasticité transversale :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \text{MPa Avec :}$$

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

ν : Coefficient de poisson.

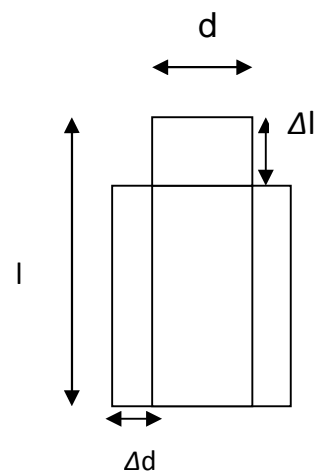
c) Coefficient de poisson : (art A.2.1, 3BAEL91 modifiées 99, CBA93) :

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales.

$$\left(\nu = \frac{\Delta d / d}{\Delta l / l} \right) \text{ Il sera pris égal à : } \Delta l$$

$\nu = 0.2$ à l'état limite de service (ELS).

$\nu = 0$ à l'état limite ultime (ELU).



I-4-1-5) Diagramme contrainte déformation du béton :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

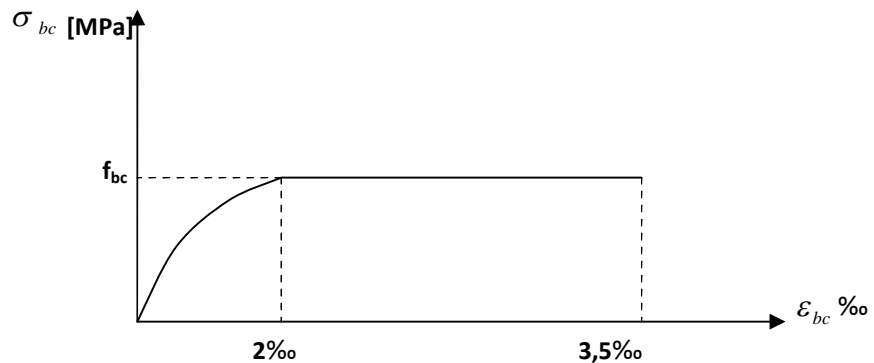


Fig.I.1- Diagramme de calcul parabole-rectangle du béton

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

I-4-1-6) A l'état limite ultime de service (E.L.S) :

Ils sont les états au-delà desquels les conditions normales d'exploitation et de durabilité ne sont pas satisfaites, comprennent les états limites de fissuration et de déformation est donnée comme suit ; Art : A.5.2 BAEL 91).

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{cj}.$$

La limitation de la compression du béton correspond à un état limite de formation de fissures parallèles à la direction des contraintes.

Soit à $j = 28$ jours.

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

• **Diagramme contrainte déformation :**

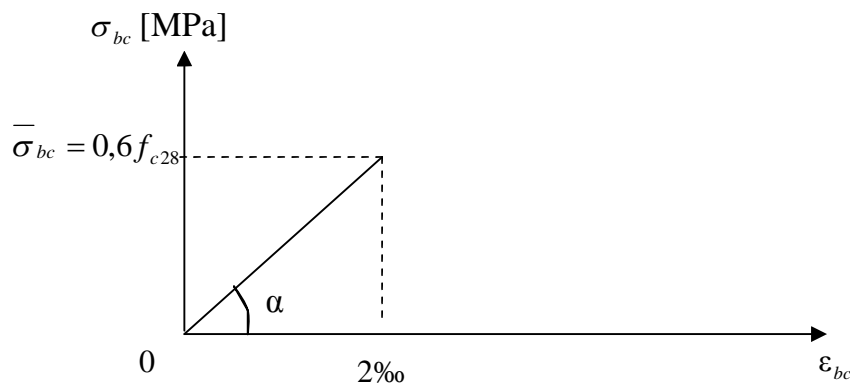


Fig. I.2: Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS

La courbe est linéaire car la phase en cet état est toujours élastique.

I-4-2) Les aciers :

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton résiste mal contrairement à l'acier.

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

- Aciers à haute adhérence H.A (feE400).....fe = 400 MPa
- Treillis soudés (TL520).....fe = 520 MPa

Avec fe : limite d'élasticité.

I-4-1-2) Limite d'élasticité de l'acier :

- **À l'ELU : (Art A.4.3.2/BAEL91 modifiés 99, CBA93):**

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

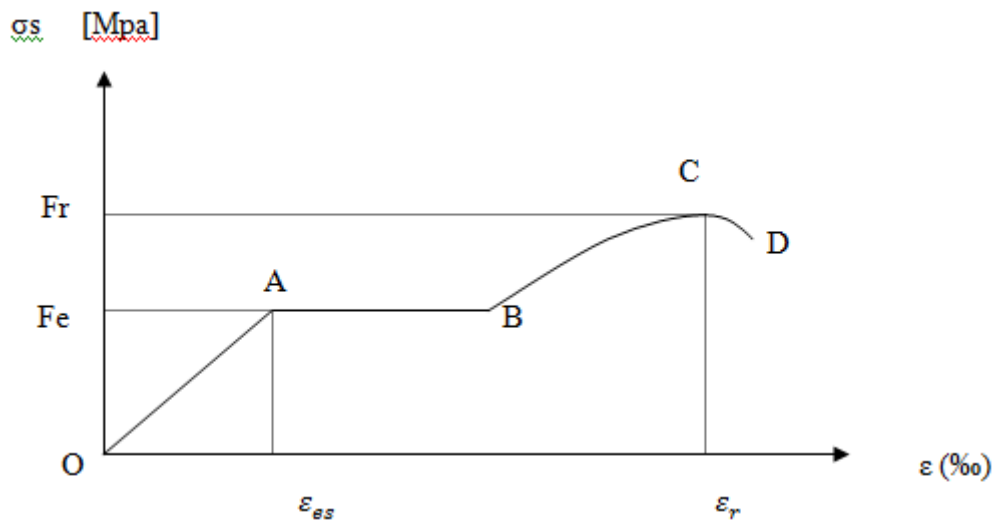


Fig. I.3 Diagramme d'essai « Contrainte – Déformation » de l'acier

Avec: Fr : Résistance à la rupture.

Fe : Limite d'élasticité.

ε_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier.

ε_r : " " " à la rupture.

Le diagramme comprend quatre zones :

Zone OA : Domaine d'élasticité linéaire.

Zone AB : Domaine de ductilité.

Zone BC : Domaine de raffermissement.

Zone CD : Domaine de striction.

➤ **à l'ELS: (art. A.4.5, 3BAEL91 modifiés 99, CBA93)**

Afin de réduire le risque d'apparition des fissures et pour limiter l'importance de l'ouverture de celles-ci, on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service on définit :

✓ **Fissuration peu nuisible (Art. A.4.5, 32BAEL91 modifiées 99, CBA93) :**

Cas des éléments intérieurs où aucune vérification n'est nécessaire.

✓ **Fissuration préjudiciable (Art. A.4.5, 33BAEL91 modifiées 99, CBA93) :**

C'est le cas des milieux exposés aux intempéries.

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{ij}})\right) \text{MPa.}$$

Avec :

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte limite d'élasticité de l'acier.

f_e : limite d'élasticité des aciers utilisés.

f_{ij} : la résistance caractéristique à la traction du béton.

η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1,6$ pour les HA

$\eta = 1$ pour les rl

✓ **Fissuration très préjudiciable (Art. A.4.5, 34BAEL91 modifiées 99, CBA93):**

C'est le cas des milieux agressifs.

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_{St} \leq 0.8 \min \left[\frac{2}{3} fe ; \max(0,5 fe ; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) \right]$$

I-4-2-3) Diagramme contraintes-déformations de calcul :

➤ **à ELU : (Art A.4.3.2/BAEL91 modifiés 99, CBA93):**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Avec } \gamma_s : \text{Coeff de sécurité.}$$

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 & \text{pour la situation durable} \\ \gamma_s = 1,00 & \text{pour la situation accidentelle} \end{cases}$$

$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ pour les aciers à hautes adhérences FeE400.

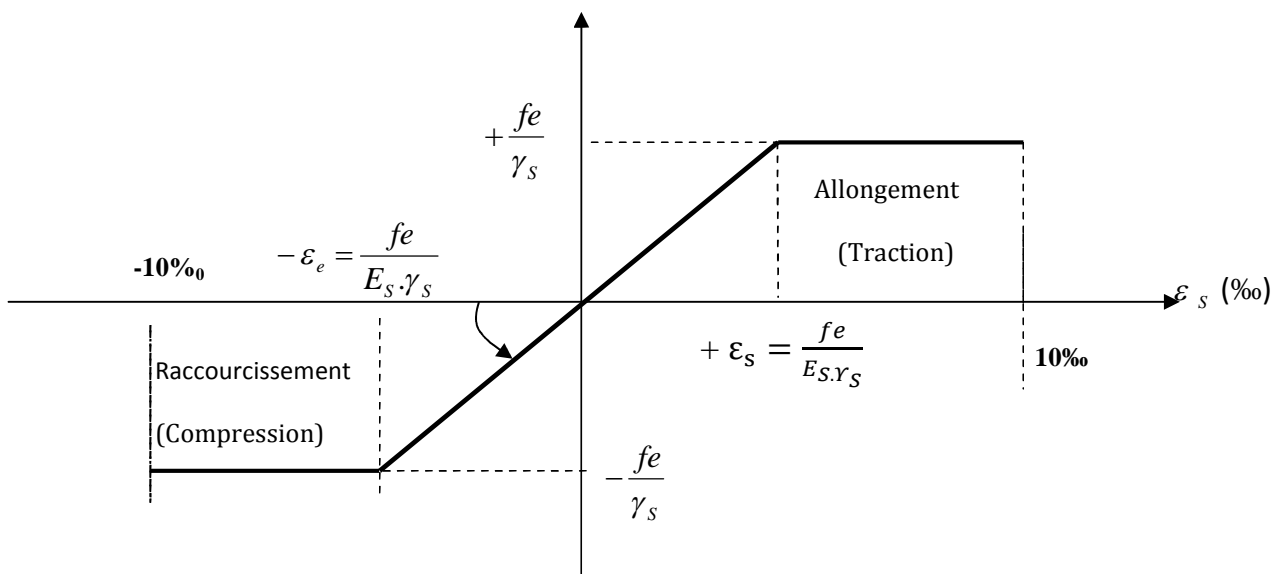


Fig. I.4 Diagramme de calcul « Contrainte – Déformation » de l'acier

I-4-2-4) Protection d'armatures: (art A. 7.2, 4BAEL91 modifiées 99, CBA93) :

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

- $C \geq 5\text{cm}$: Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3\text{cm}$: Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $C \geq 1\text{cm}$: pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

CHAPITRE II

INTRODUCTION :

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux le constituant, on passe au pré dimensionnement des éléments tels que les planchers, les poutres principales et secondaires, les voiles et enfin les poteaux. Ce pré dimensionnement permet de déterminer les différentes charges qui seront appliquées aux différents éléments de la structure.

II-1) Détermination des charges et surcharges :

Afin de pré dimensionner les éléments (planchers, poteaux) on doit d'abord déterminer le chargement à la réglementation.

II-1-1) Charges permanentes :

On commence par la détermination des charges permanentes, en effet, on calculera les charges correspondantes aux planchers (terrasse et étages courants), aux murs (extérieurs et intérieurs), à l'acrotère. Tous ces résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

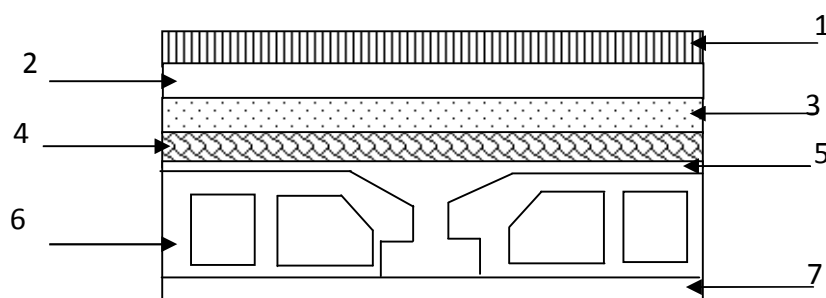
II-1-1-1) Planchers :**a) Charges permanentes du plancher terrasse (inaccessible)**

Fig.II.1. Coupe d'un plancher terrasse

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique [KN/m^3]	Charges [KN/m^2]
1	Couche de gravillon	0,05	19,00	0,95
2	Etanchéité	0,02	6,00	0,12
3	Forme de pente en béton (1,5%)	0,07	22,00	1,54
4	Feuille de polyane	/	/	0,01
5	Isolation thermique	0,04	4,00	0,16
6	Plancher en corps creux	0,20	14,00	2,80
7	Enduit de plâtre Sous plafond	0,02	10,00	0,20
				$G_{pt}=5,78$

Tableau.II.1 : valeur de la charge permanente G_t plancher terrasse

b) Charges permanentes du plancher étage courant et RDC :

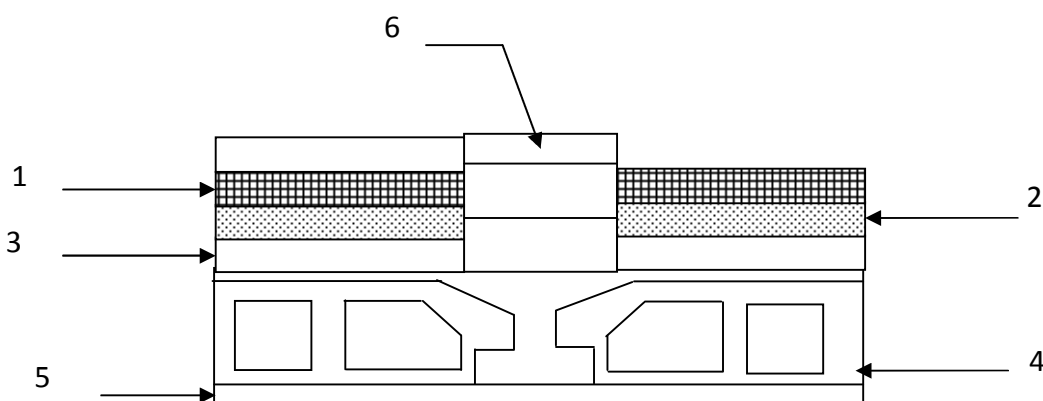


Fig.II.2 Coupe d'un plancher étage courant & RDC

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids Volumique [KN/m ³]	Charges [KN / m ²]
1	Revêtement en carrelage	0,02	22,00	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20,00	0,40
3	Couche de sable	0,03	18,00	0,54
4	Plancher en corps creux	0,20	14,00	2,80
5	Enduit de plâtre	0,02	10,00	0,20
6	Maçonnerie en brique creuse	0,10	9,00	0,90
				G_{pt}=5,28

Tableau.II.2 : Valeur de la charge permanente G_c de plancher étage courant, RDC

c) Dalle pleine (balcon et porte à faux) :

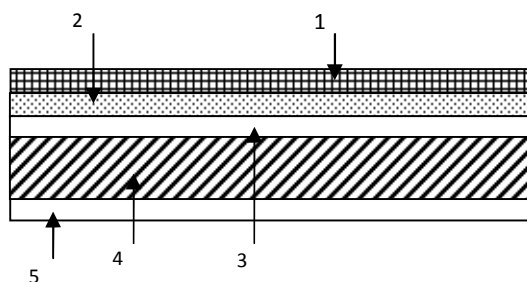
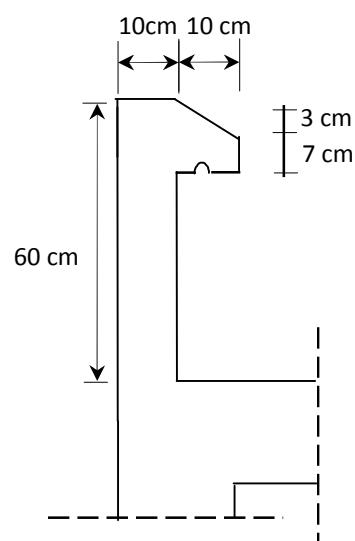


Fig.II.3 Coupe de la dalle pleine

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids Volumique [KN/m ³]	Charges [KN/m ²]
1	Revêtement en carrelage	0,02	22,00	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20,00	0,40
3	Couche de sable	0,03	18,00	0,54
4	Plancher en dalle pleine	0,15	25,00	3,75
5	Enduit de ciment	0,02	20,00	0,40
				G_{pt}=5,53

Tableau.II.3 : Valeur de la charge permanente de la dalle pleine

d) **L'acrotère:** L'acrotère est réalisé en béton armé, est assimilé à une console verticale encastrée dans les poutres périphériques, ses dimensions sont indiqués dans la figure suivante :



◆ Poids propres de l'acrotère :

$$G_{acr} = \rho \times S$$

ρ : Masse volumique du béton.

S : Section longitudinale de l'acrotère.

Fig II.4 : Coupe verticale de l'acrotère

$$G_{acr} = 25 \left((0,1 \times 0,6) + \frac{(0,07+0,1) \times 0,15}{2} \right) = 1,82 \text{ KN/m} \implies G_{acr} = 1,82 \text{ KN/ml}$$

II-1-1-2) Maçonnerie :

Murs extérieurs :

En double cloisons (avec briques creuses) d'épaisseur égale à 25 cm

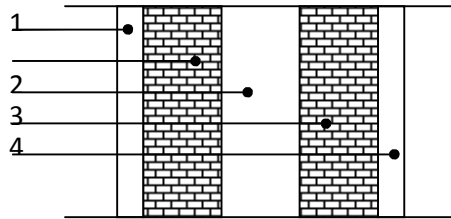


Fig.II.5. Coupe verticale de mur extérieur

N°	Désignation	Epaisseur (m)	ρ (KN / m ³)	G (KN/ m ²)
1	Enduit ciment	0,02	20,00	0.40
2	Lame d'air	0,05	/	0.00
3	Briques creuses	0,10+0,10	9,00	1,80
4	Enduit plâtre	0,02	10,00	0.20
G Total				2.40

Tableau.II.4 : Valeur de la charge permanente de la maçonnerie (mur extérieur)

La charge permanente revenant au mur extérieur par mètre linéaire est :

$$2,40 \times (3,06-0,4)$$

$$G \text{ Total} = 6,38(\text{KN/ml})$$

Murs intérieurs :

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

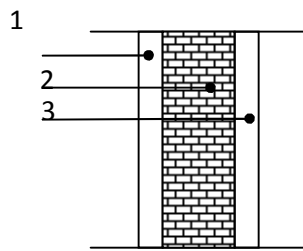


Fig.II.6. Coupe horizontale de mur intérieur

II-1-2) Surcharges d'exploitations :

Plancher terrasse inaccessible.....	1 [KN/m ²]
Plancher étage courant : à usage d'habitation.....	1,5 [KN/m ²]
Couverture en tuile.....	1 [KN/ m ²]
Escalier.....	2,5 [KN/m ²]
Balcon	3, 5 [KN/m ²]
Acrotère.....	1 [KN/m ²]
Porte à faux.....	1,5 [KN/m ²]

II-2) Pré dimensionnement des éléments :

II-2-1) Les planchers :

Les planchers sont des éléments horizontaux limitant les différents niveaux d'un bâtiment, capables de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux.

Ils doivent être conçus d'une façon à :

- Supporter leurs poids propres et les surcharges.
- Isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages.
- Transmettre les efforts horizontaux aux différents éléments.

Dans notre projet, on distingue deux types de planchers :

a) Planchers en corps creux :

Il s'agit de planchers, constitués de corps creux posés sur des poutrelles préfabriqués servant de coffrage perdu d'une part, et d'isolant acoustique et thermique d'autre part, le tout complété par une dalle de compression de 4 à 6 [cm] d'épaisseur réalisée en béton coulée sur place, armée d'un treillis soudé de nuance (TLE520) dont les mailles ne dépassant pas :

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

L'épaisseur des planchers sera déterminée à partir de la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \text{ (BAEL 91 modifiées 99 Art .B.6.8,424, CBA93)}$$

Avec :

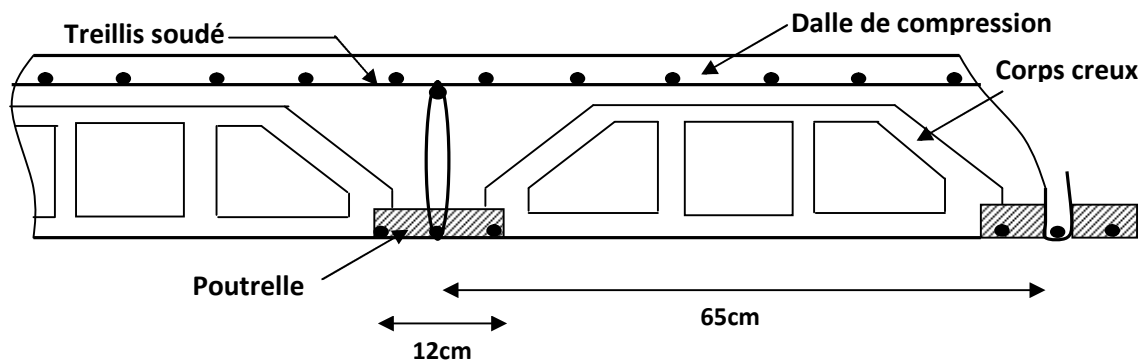
h_t : épaisseur des planchers.

L : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles, on prend une section $(0,25 \times 0,25) \text{m}^2$ qui est la section minimale exigée par le RPA99/2003 dans la zone IIa, dans notre projet la portée libre maximale : $L = 350 - 25 = 325 [\text{cm}]$.

Ce qui nous donne : $h_t = \frac{325}{22.5} = 14.44 [\text{cm}]$.

On opte pour un plancher de $(16+4)$ c'est-à-dire $h_t = 20 [\text{cm}]$.

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



Figl.7 : Schéma d'un plancher en corps creux

b) Dalle pleine :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions réalisées, leur épaisseur est déterminée en fonction de leur portée. Elle repose avec ou sans continuité sur deux ou plusieurs appuis constitués de poutres ou de refends.

La réalisation d'une dalle pleine nécessite la mise en place d'un coffrage sur toute la surface concernée. Elle doit vérifier les conditions suivantes :

- La résistance à la flexion,
- L'isolation acoustique,
- La résistance au feu.

❖ Résistance à la flexion :

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion. Dans notre cas la dalle est considérée comme une console encastree (balcon et porte à faux).

$$e_p \geq L/10$$

Avec :

L: largeur de la console.

e_p : épaisseur de la dalle.

$$e_p \geq 140/10 \text{ d'où } e_p \geq 14[\text{cm}].$$

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

❖ Résistance au feu :

Pour deux heures d'exposition au feu, l'épaisseur minimale d'une dalle pleine doit être supérieure à **11cm**.

❖ Isolation acoustique :

D'après la loi de masse, l'isolation acoustique varie proportionnellement au logarithme de la masse du plancher.

La protection contre le bruit est assurée par le plancher tel que sa masse est supérieure à 350 kg/m^2 .

$$M_p = \rho_{\text{béton}} \times E_p \geq 350 \text{ kg/m}^2 \implies E_p = \frac{350}{2500} = 0,14 \text{ m} \implies e_p = 14 \text{ cm}$$

Conclusion :

Pour satisfaire les trois conditions nous allons opter pour des dalles pleines de **15 cm**.

II-2-2) Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton armé (horizontales et linéaires), faisant partie de l'ossature du plancher. Elles reçoivent les actions mécaniques (efforts et moments) et les transmettent aux éléments verticaux (poteaux, voiles), le pré dimensionnement des poutres sera effectué selon les lois suivantes : (**BAEL91 modifiée 99, CBA93**) :

- Hauteur de la poutre : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h_p \leq \frac{L_{\max}}{10}$
- Largeur de la poutre : $0,4h_p \leq b_p \leq 0,7h_p$

Avec :

L_{\max} : longueur entre axe de la plus grande travée dans le sens considéré.

h_p : hauteur de la poutre.

b_p : largeur de la poutre.

Tout en respectant les conditions du RPA99 modifié 2003(article 7.5.1), relatives au coffrage des poutres à savoir :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \\ h > 30 \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

Et on distingue deux types de poutres :

- Les poutres principales (ou porteuses)
- Les poutres secondaires (ou de chaînages)

I-2-2-1) Les poutres principales (sens transversal) :

Elles sont dans le sens perpendiculaire à celui des poutrelles.

➤ **La hauteur de la poutre h :**

On a : $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$ Avec : $L_{max} = 4,80 \text{ m} - 0,25 = 4,55 \text{ m} = 455 \text{ cm}$

d'où : $\frac{455}{15} \leq h \leq \frac{455}{10} \Rightarrow 30,33 \text{ cm} \leq h \leq 45,5 \text{ cm}$

Soit : $h = 40 \text{ cm}$

➤ **La largeur de la poutre b :**

$0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40$

$\Rightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$

On opte pour : $b = 25 \text{ cm}$

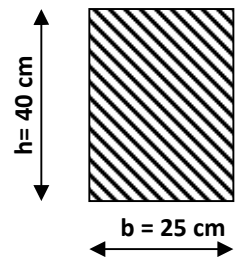


Figure II.8

➤ **Vérification des exigences du RPA 99 version 2003 : (zone sismique IIa)**

$b = 25 \text{ cm}$	}	Conditions vérifiées
$h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ [cm]}$		
$h/b = 40 / 25 = 1,6 < 4$		

II-2-2-2) Les poutres secondaires (sens longitudinal) :

Elles sont parallèles aux poutrelles.

La hauteur de la poutre h :

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

$L = 350 - 25 = 325 \text{ [cm]}$

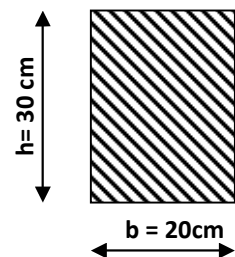


Fig.II.9

$$325/15 \leq h \leq 325 /10 = 21,67 \leq h \leq 32,5$$

Soit : $h=30[\text{cm}]$

La largeur de la poutre b : est donnée par :

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

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \implies 12 \leq b \leq 21$$

On opte pour : $b=20\text{cm}$

➤ **Vérification des exigences du RPA 99 version 2003 :**(zone sismique IIa)

$$\left. \begin{array}{l} b = 20 \text{ cm} \geq 20 [\text{cm}] \\ h = 30 \text{ cm} \geq 30 [\text{cm}] \\ h/b = 30 / 20 = 1,5 < 4 \end{array} \right\} \text{ Conditions vérifiées}$$

Les conditions imposées par le RPA sont toutes vérifiées, donc les sections adoptées sont :

- Poutres principales (25X40) $\text{cm}^2 \implies$ Sens transversal
- Poutres secondaires (20X30) $\text{cm}^2 \implies$ Sens longitudinal

II-2-3) Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place .Ils sont destinés à reprendre une partie des charges verticales et assurer la stabilité de l’ouvrage sous l’effet des charges horizontales .Leur dimensionnement sera conforme au R.P.A 99 modifié 2003 (Art 7.7.1) qui préconise les conditions suivantes :

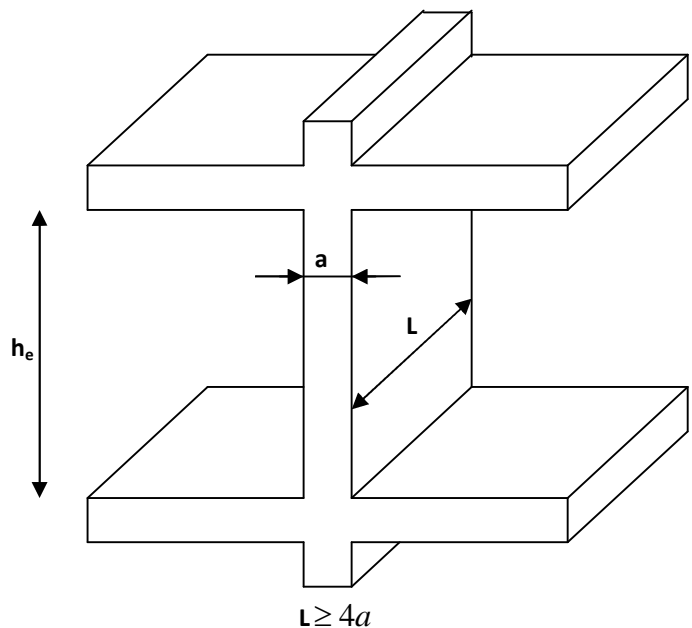
$$L \geq 4. a$$

$$a_{\min} \geq 15\text{cm} \text{ avec : } a \geq \frac{h_e}{20}$$

L : longueur du voile.

a : épaisseur du voile.

h_e : hauteur d’étage



FigII.10 Coupe d'un voile en élévation

➤ **Au niveau d'étage courant et du RDC :**

$h_e = (306-40)=266\text{cm}$ (40cm hauteur de la poutre).

$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{266}{20} = 13,30\text{cm}$. On opte pour une épaisseur $a = 20\text{ cm}$.

$a_{\min} \geq 15\text{cm} \Rightarrow 20\text{cm} \geq 15\text{cm}$ (Condition vérifiée).

$L \geq 4.a \Rightarrow 100\text{cm} > 4 \times 20 = 80\text{cm}$ (Condition vérifiée).

II-2-4) Couverture en tuile :

Pour calculer la charge permanente de la couverture, on doit déterminer l'angle d'inclinaison (α), pour pouvoir projeter les poids des éléments inclinés et les additionner avec les éléments horizontaux. Pour désigner ces valeurs, on se réfère au document technique réglementaire (**DTR B.C.2.2**)... [2] qui nous donne les valeurs suivantes :

- Tuile mécanique et liteau 0.4KN/m²
- Chevrons et pannes 0.8KN/m²
- Murs pignons (cloison) 0.9KN /m²

$$G_{\text{total}} = 2.1\text{KN/m}^2$$

II-2-5) Les Poteaux :

Ce sont des éléments porteurs qui transmettent aux fondations tous les efforts provenant de la superstructure. Vu que la descente de charge est insignifiante donc le pré dimensionnement se fait selon le règlement parasismique algérien (RPA99/2003) Art 7.6.2 qui consiste à éviter les rotules plastiques au niveau des poteaux et cela sera vérifié par la relation suivante :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25(|M_w| + |M_e|) \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

M_n et M_s : sont les moments fléchissant résistants dans les poteaux.

M_e et M_w : sont les moments fléchissant résistants dans les poutres.

La contrainte normale vaut: $\sigma = \frac{M v}{I}$ d'où $M = \frac{\sigma I}{v}$ donc on remplace cette formule dans l'inéquation(1):

$$\sigma_s \cdot I_s / v + \sigma_n \cdot I_n / v \geq 1.25 (\sigma_e \cdot I_e / v + \sigma_w \cdot I_w / v)$$

Vu que les moments fléchissant résistants ne sont pas connus donc on procède au calcul de l'inertie : $I_S + I_n = 1,25(I_e + I_w)$

I_n et I_S : Inertie des poteaux

I_e et I_w : Inertie des poutres

Alors : $2I_{pot} \geq 1.25 (2I_{pout}) \Rightarrow I_{pot} \geq 1.25 I_{pout} \dots \dots \dots (2)$

Après avoir pré dimensionné les poutres on a trouvé leur section ($b=0,25m$; $h=0,4m$) donc :

$$I_{pout} = bh^3/12 \Rightarrow I_{pout} = 0,25 \times 0,40^3/12 = 0,0014m^4$$

$$\text{et } I_{pot} = bh^3/12 \Rightarrow bh^3/12 \geq 1.25 \times 0,0014 \Rightarrow bh^3/12 \geq 0,00175 m^4$$

On commence par la condition minimale du RPA pour les poteaux qui est de $(0,25 \times 0,25) m^2$ mais sachant que la section de la poutre est inférieure à celle du poteau donc on commence par une section similaire à celle de la poutre qui est $(0,30 \times 0,40)m^2$:

$$I_{pot} = 0,3 \times 0,4^3/12 \geq 0,00175 \Leftrightarrow 0,0016 \geq 0,00175 \Leftrightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Donc on doit augmenter la section pour vérifier cette condition alors on prend $(0,40 \times 0,40)m^2$

$$I_{pot} = 0,4 \times 0,4^3/12 \geq 0,00175 \Leftrightarrow 0,0021 \geq 0,00175 \Leftrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la section des poteaux estimée pour tous les niveaux est : $(0,4 \times 0,4)m^2$.

a) Vérification des conditions du RPA99/version 2003 art.7.4.1 :

➤ **Coffrage :**

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h_e) en une seule fois. Et les dés de calages sont interdits. Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone IIa 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 sont les dimensions des poteaux.

h_e : hauteur d'étage.

➤ **Poteaux (40x40) :**

$$1) \text{Min (40x40)}=40[\text{cm}] \geq 25 \text{ [cm]} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2) \frac{h_e}{20} = \frac{3,06-0,40}{20} = 0,133[\text{m}]$$

$$\text{Min (40x40)} = 40 \geq 13,30[\text{cm}] \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3) \frac{40}{40} = 1 \rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Le coffrage des poteaux est conforme aux exigences du RPA.

b) Vérifications des poteaux 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 ($B = hxb$)

l_0 : Longueur libre du poteau

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

➤ Poteaux (40 x 40) : $L_0 = 2,66 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 16,09 < 50$

Conclusion :

Tous les poteaux vérifient la condition de non-flambement.

CHAPITRE III

III-1) INTRODUCTION :

Le système **Robot** est un logiciel dédié à l'analyse et au calcul des structures de génie civil. **Robot** dispose, en effet, de plusieurs modules spécialisés dans chacune des étapes de l'étude de la structure (création du modèle de structure, calcul de la structure, dimensionnement et génération des dessins d'exécution des éléments dimensionnés).

La définition de la structure est réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet. On peut, cependant, importer la géométrie de la structure lorsque celle-ci est créée et définie dans un logiciel de CAO tel qu'AUTOCAD.

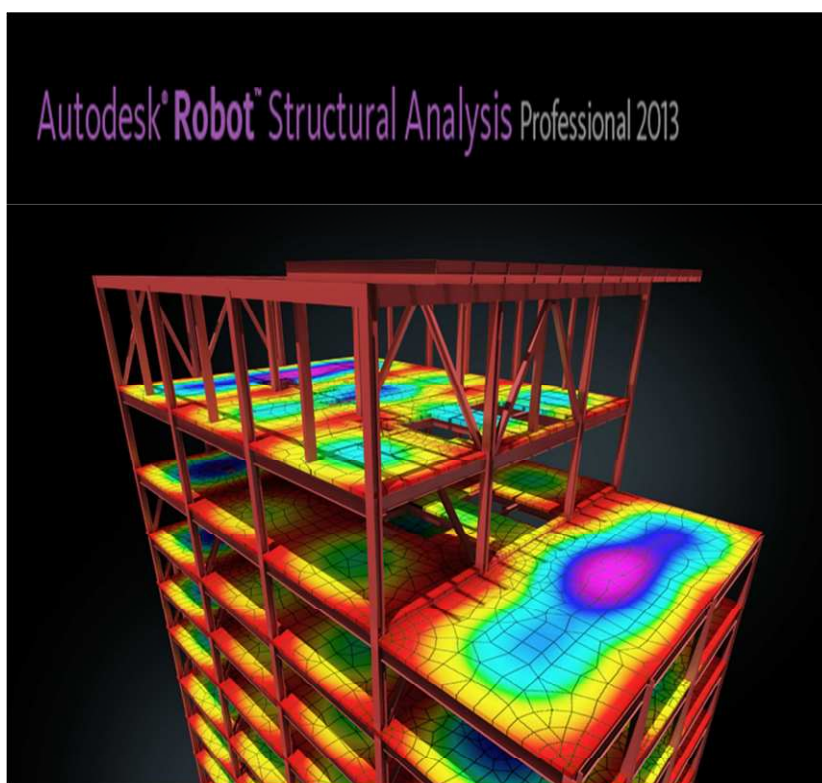


Fig. III.1 : Page d'accueil du logiciel ROBOT

III-2) Etapes de calcul à suivre dans Robot :

2.1) Choix du type de structure :

Pour notre cas on étudiera une structure en portique spatial comme montré sur la figure 2.





Fig. III.2 : Choix de la structure à étudier

Pour notre cas, on étudiera une structure en portique spatial en sélectionnant



2.2) Configuration des préférences de l'affaire :

Dans le menu « **outils** » on choisit « **préférences de l'affaire** » pour définir les différents paramètres tels que les matériaux, unités et normes de l'affaire. Ou cliquer sur l'icône  et 

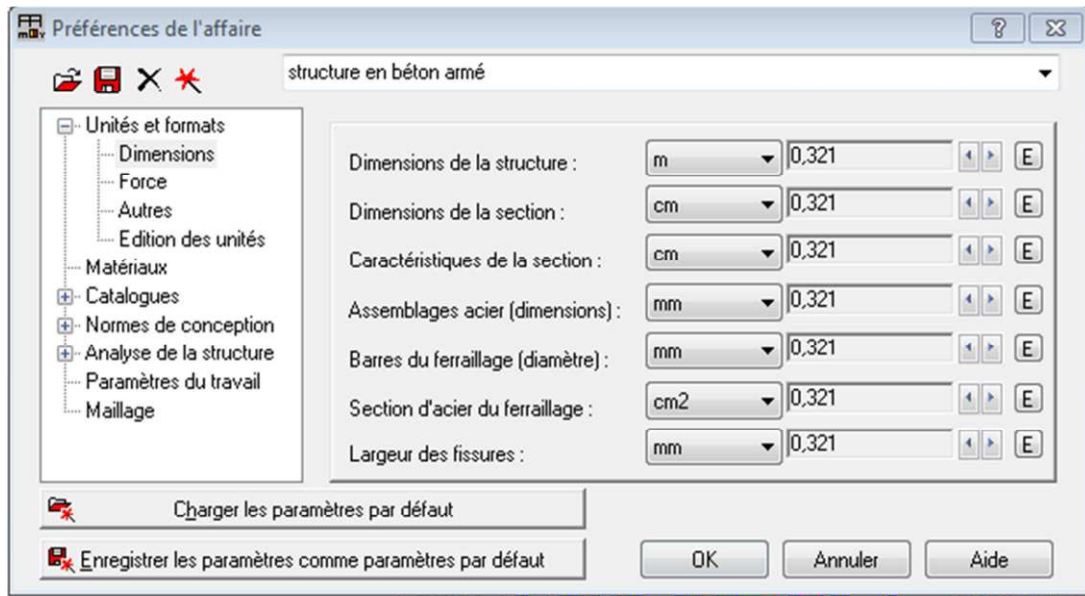





Fig. III.3 : Préférences de l'affaire

- ❖ Unités et formats :
 - Dimensions : mettez toutes les valeurs avec trois (3) chiffres après la virgule.
 - Force : mettez la Force (KN), le Moment (KN.m), et la Contrainte (KN/m²).
 - Autres : mettez le Déplacement (cm), Rotation (deg), Température (°C), Poids (KN) et la Masse (kg).
 - Edition des unités : mettez les longueurs (m), Force (N) et Masse (kg).
- ❖ Matériaux : mettez la Langue (Français), Acier (acier), Béton (béton), Aluminium (aluminium) et Bois (CB_RESIN C18).
- ❖ Catalogue :
 - Barres d'armatures : Sélectionner BAEL99 et cliquer sur l'icône 
 - Treillis soudés : Sélectionner BIOMETAL et cliquer sur l'icône 
- ❖ Normes de conceptions : Pour Structure acier et aluminium avec Assemblage acier (CM66), Structure bois (CB71), Béton armé (BAEL91 mod.99, et Géotechnique (DTU 13.12).

- Charges : Pondérations (BAEL91), Charges de neige et vent (NV65/N84mod.96), Charges sismique (RPA99 (2003)).
- ❖ Analyse de la structure : Cocher (liaisons rigides).
 - Analyse modale : Dans la rubrique Type de matrice de masse coché (Cohérente).
- ❖ Paramètres du travail : Dans type de maillage sélectionné (Normal).

Avant de cliquer sur OK, donner un nom à la nouvelle configuration.

2.3) Lignes de construction :

Avant de dessiner la structure, on doit créer les lignes de construction qui servent à modéliser la structure. Dans le menu « structure-lignes de constructions » ou dans la barre d'outils « Modèle de structure » à droite, on clique sur l'icône 

Les cotes des lignes de construction de la structure sont introduites dans la fenêtre donnée ci-dessous dans un système de coordonnées cartésiennes, cylindriques ou arbitraires

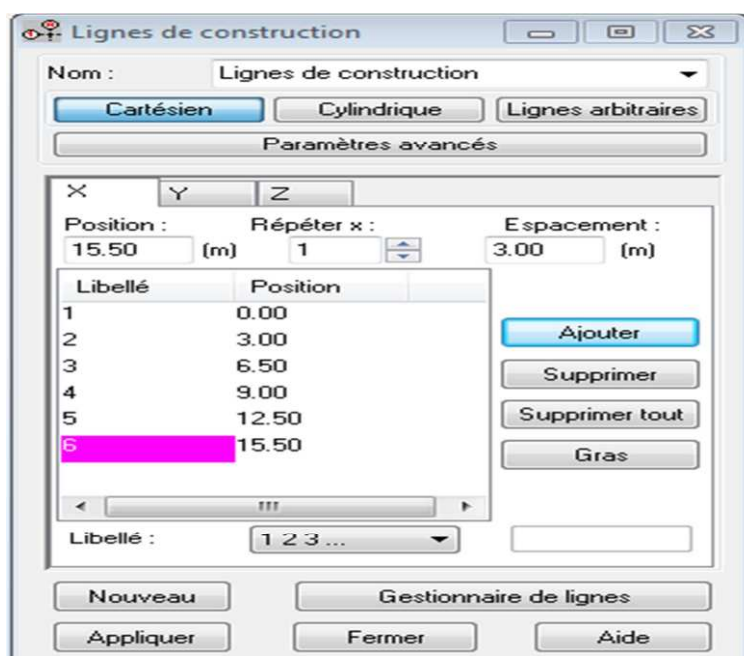




Fig .III.4 : Lignes de constructions

2.4) Profilés des barres :

Cette étape permet de définir les différentes sections. Dans le menu « structure - Caractéristiques-Profilés de barres » ou dans la barre d'outils « Modèle de structure », on clique sur l'icône : 

Puis on clique sur « Définir un nouveau profilé »  et on choisit le type et la géométrie de notre section, en introduisant les dimensions de nos éléments.

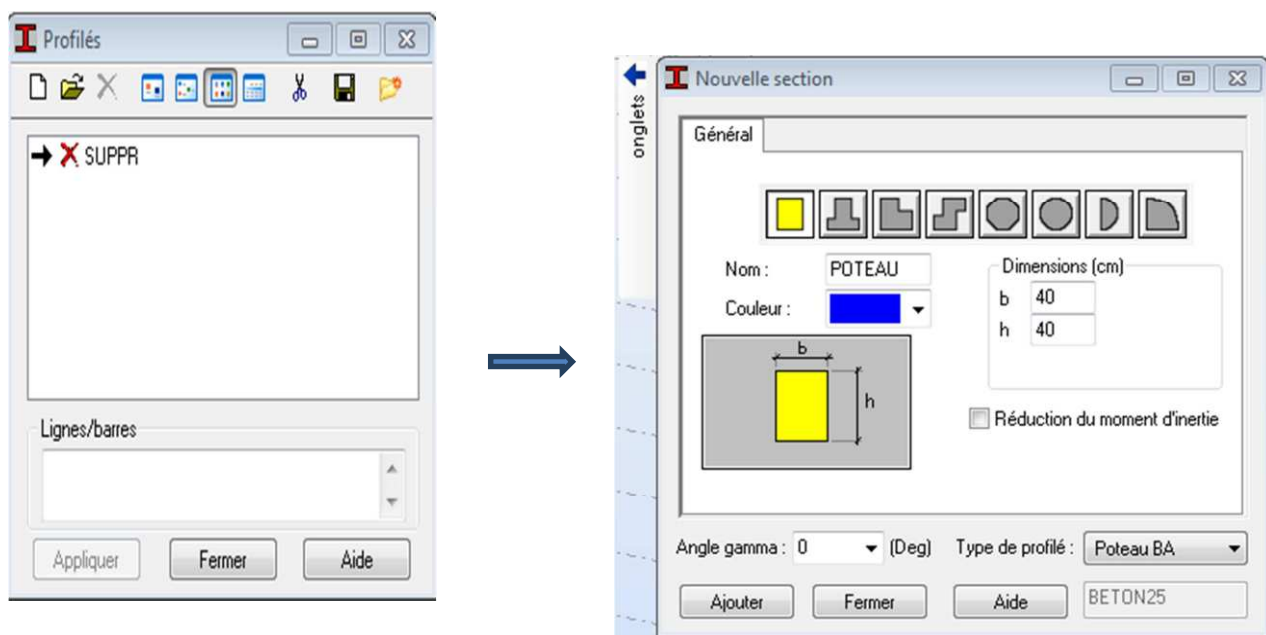



Fig.III.5: Choix des profilés des barres

2.5) Création du modèle de la structure :

Dans le menu « structure-Barres » ou avec la commande « Barre »  dans la barre d'outils, on choisit l'élément et sa section. Le dessin du modèle de la structure est fait suivant les lignes de construction.

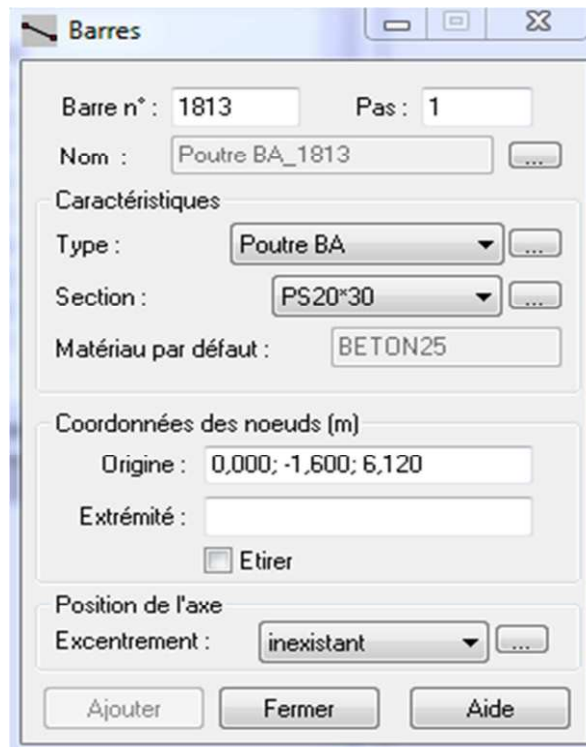


Fig. III.6:Modélisation des poteaux et des poutres

Après avoir dessiné la structure, le logiciel permet de donner aux éléments de la structure les attributs. Pour choisir les attributs à afficher à l'écran, Dans le menu « Affichage-Attributs » ou on clique sur l'icône « Affichage des attributs » qui se trouve en bas et à gauche de la fenêtre de ROBOT.

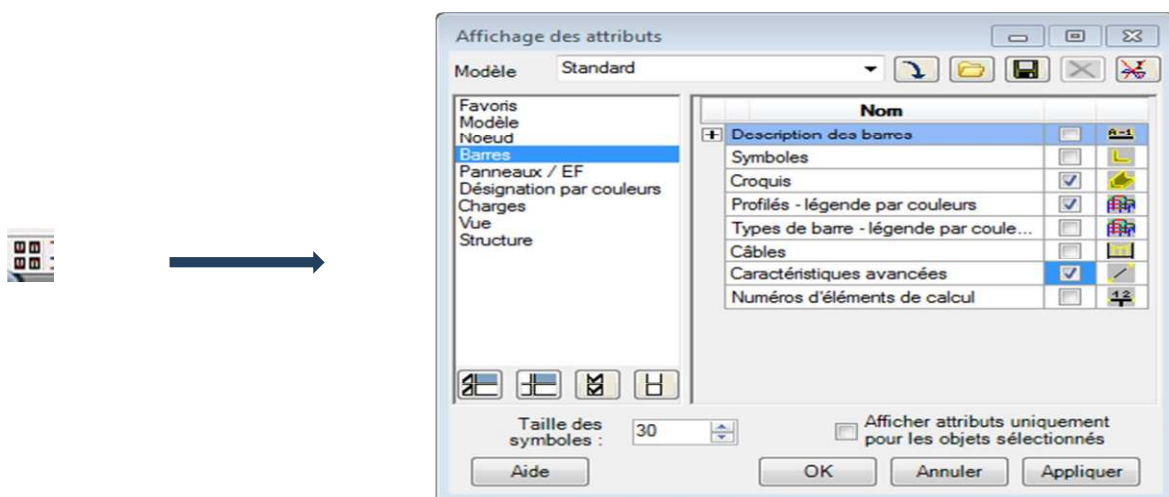
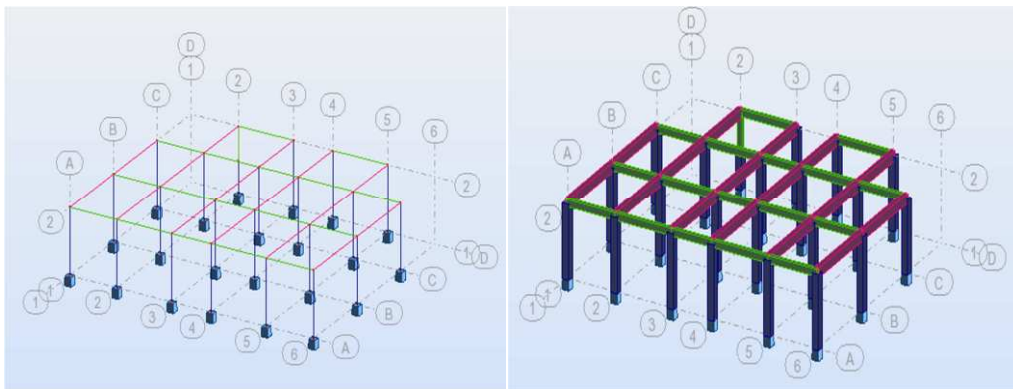


Fig .III.7 : Boite de dialogue « Affichage des attributs »

Exemple d'application de notre structure :



2.6) Définition des voiles de contreventement :

Dans le menu « structure », « type de structure », on choisit la case « étude d'une coque »

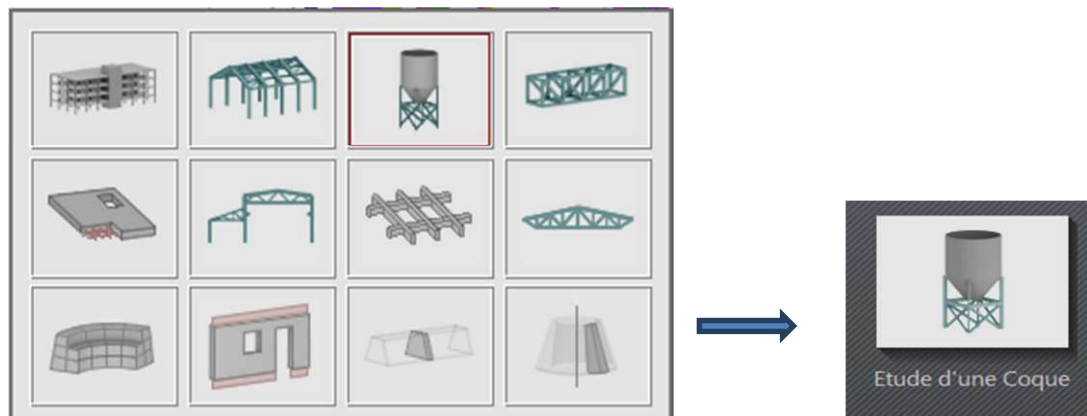


Fig. III.8: Définition des voiles

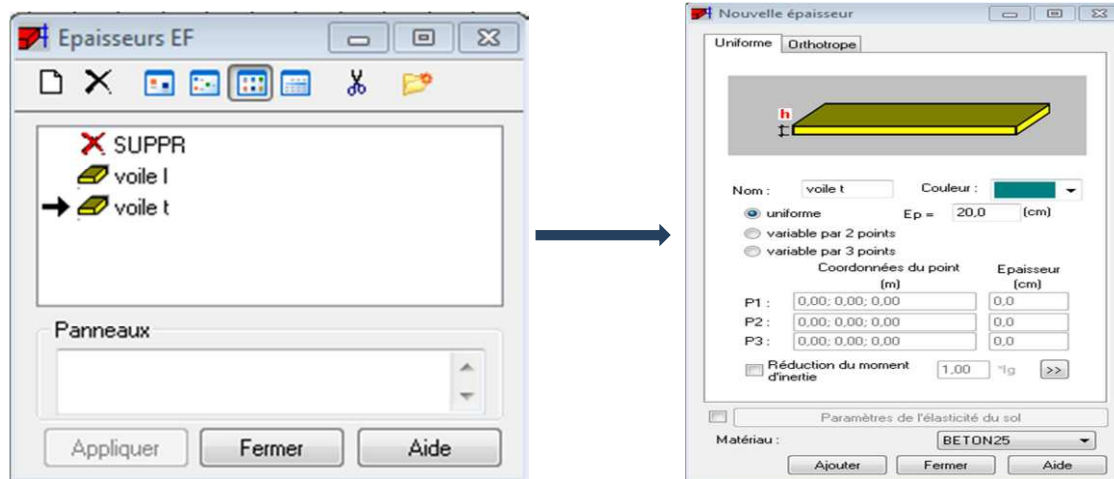

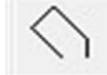


Fig. III.9: Epaisseur des voiles

Dans la barre d'outils « Modèle de structure » de l'interface ROBOT on clique sur l'icône  pour introduire les caractéristiques géométriques des voiles (épaisseur). On clique sur le bouton « Définir nouvelle épaisseur ». On choisit l'onglet « Uniforme » et on introduit le nom, l'épaisseur et le type de la géométrie ainsi que le matériau.

Avant de modéliser les voiles, on crée leurs lignes de construction, comme montré précédemment. On doit, pour cela, définir les contours des voiles.

On clique sur l'icône « Poly ligne-contour »  et on coche la case « Contour » ainsi que la case « Panneau » du bouton « Paramètres ». La construction du contour peut se faire aussi bien en mode graphique qu'en mode texte.

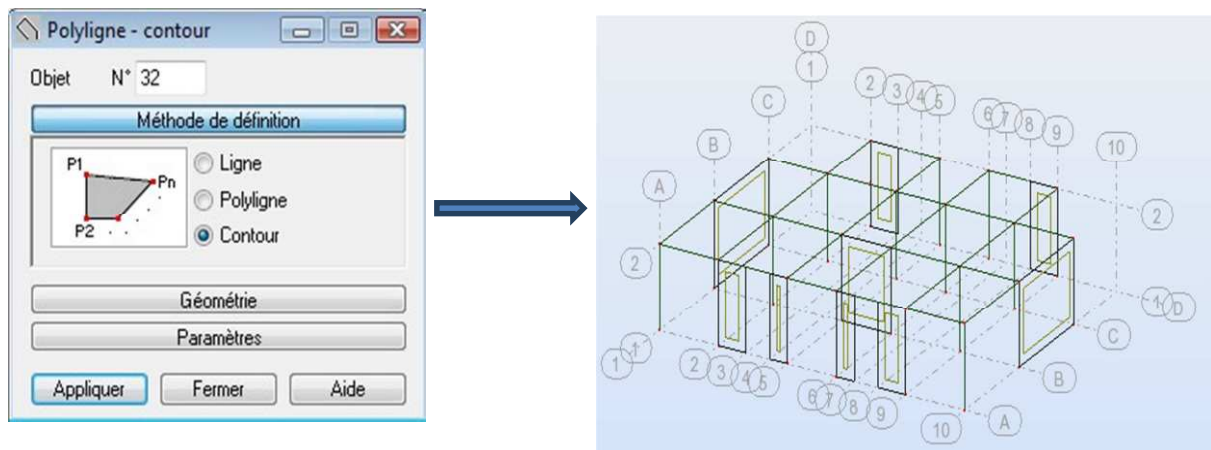



Fig.III.10 : Définition des contours des voiles

Pour créer les voiles, on clique sur l'icône « Panneau »  de la barre d'outils, cocher la case panneau et poser le curseur dans la case où l'on demande un point interne. La définition s'accomplit par un clic à l'intérieur du contour du voile.

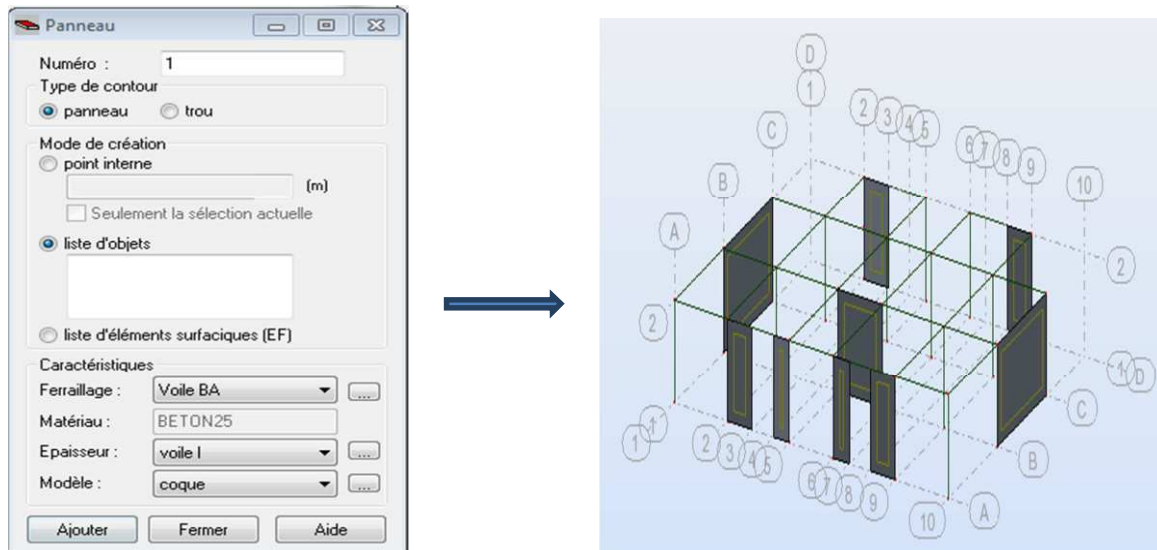


Fig.III.11 : Définition des panneaux


Pour afficher la structure ainsi créée, on clique sur la case du repère  et dans la boîte de dialogue « Vue » qui apparaît, on peut choisir de visualiser la structure en 2 ou 3 dimensions et se déplacer entre les différents niveaux et portiques.



Fig.III.12 : Choix de la présentation

2.7) Définitions des degrés de liberté des nœuds de la base :

Pour bloquer le mouvement des nœuds de la base de la structure on les sélectionne puis dans le menu « **Structure** », on choisit « **Appui** ». Dans la boîte de dialogue « **Appuis** », on clique sur l'onglet « **Nodaux** » puis sur Encastrement.

Pour encastrer la base des voiles on la sélectionne et on clique sur l'onglet « **Linéaires** » puis sur Encastrement.

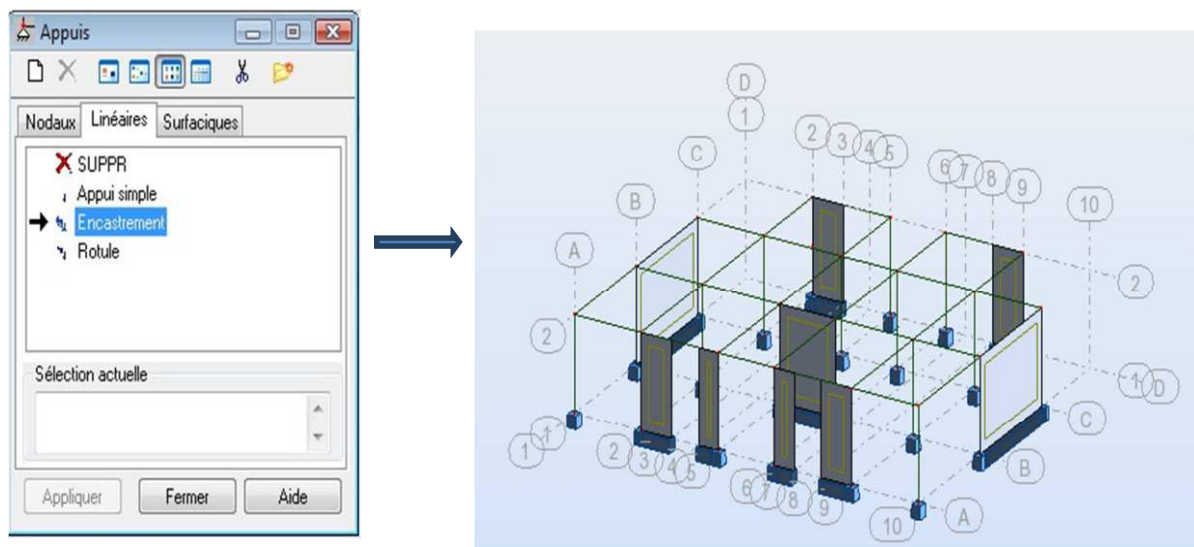


Fig. III.13 : Définition des appuis

2.8) Le choix de nœud maitre et nœuds esclaves :

Pour satisfaire l'hypothèse du plancher infiniment rigide (diaphragmes) on doit définir le nœud maitre et les nœuds esclaves. Dans le menu « **Structure** » puis « **caractéristiques additionnels** » puis « **liaisons rigides** » dans la boîte de dialogue on crée une nouvelle liaison rigide en cliquant sur l'icône

On clique dans la zone « nœuds maitres » et on sélectionne graphiquement le nœud maitre ou bien on écrit son numéro.

On clique dans la zone « sélectionner les nœuds esclaves » et on sélectionne graphiquement les nœuds esclaves ou bien on écrit leurs numéros.

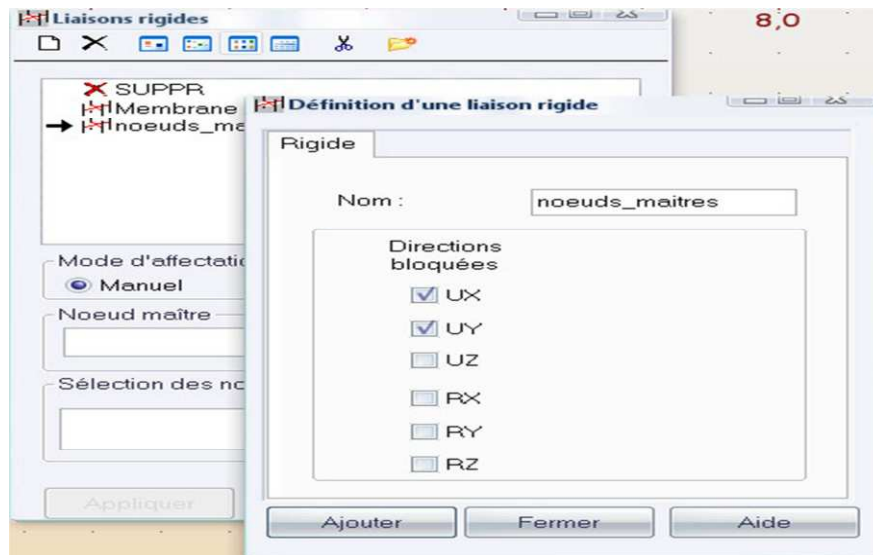


Fig. III.14 : liaisons rigides

2.9) Définitions des cas de charges :

Pour définir les charges statiques (permanentes et d'exploitation) de la structure, dans le menu « **Chargement** », « **Cas de charge** » on choisit la nature et le nom puis on clique sur « **Nouveau** ». Ou bien dans la barre de menu cliquer sur l'icône :

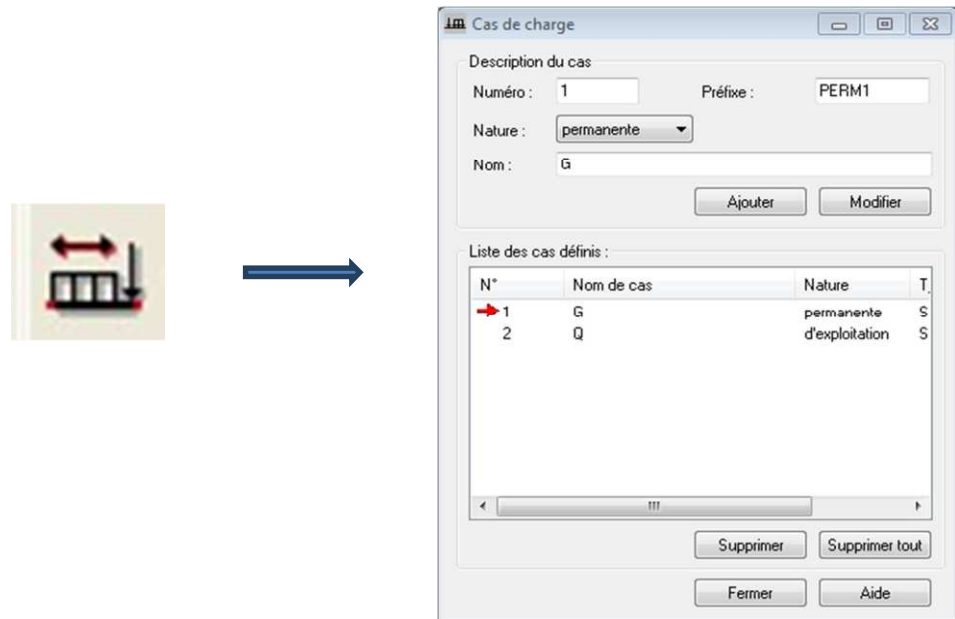
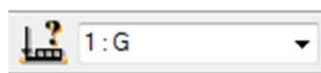


Fig.III.15: Définition des charges

2.10) Chargement de la structure :

Pour charger la structure on choisit le type de charge G (permanente) ou Q (exploitation).



Dans le menu « charge », « autres charges », « charge surfacique sur barre par objet 3D), on introduit la valeur de G ou Q dans la zone « charge » :

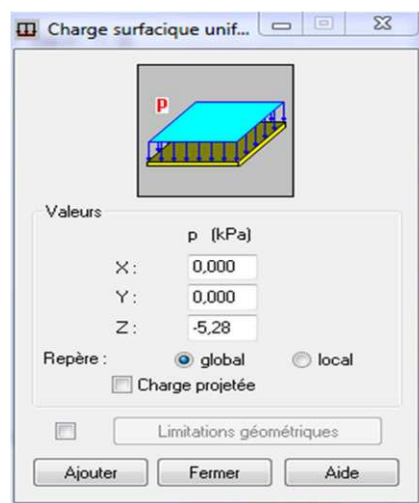


Fig.III.16: Application des charges surfaciques

Puis on clique sur « Définir » pour définir géométriquement le contour du plancher qui est soumis à une charge uniformément répartie.

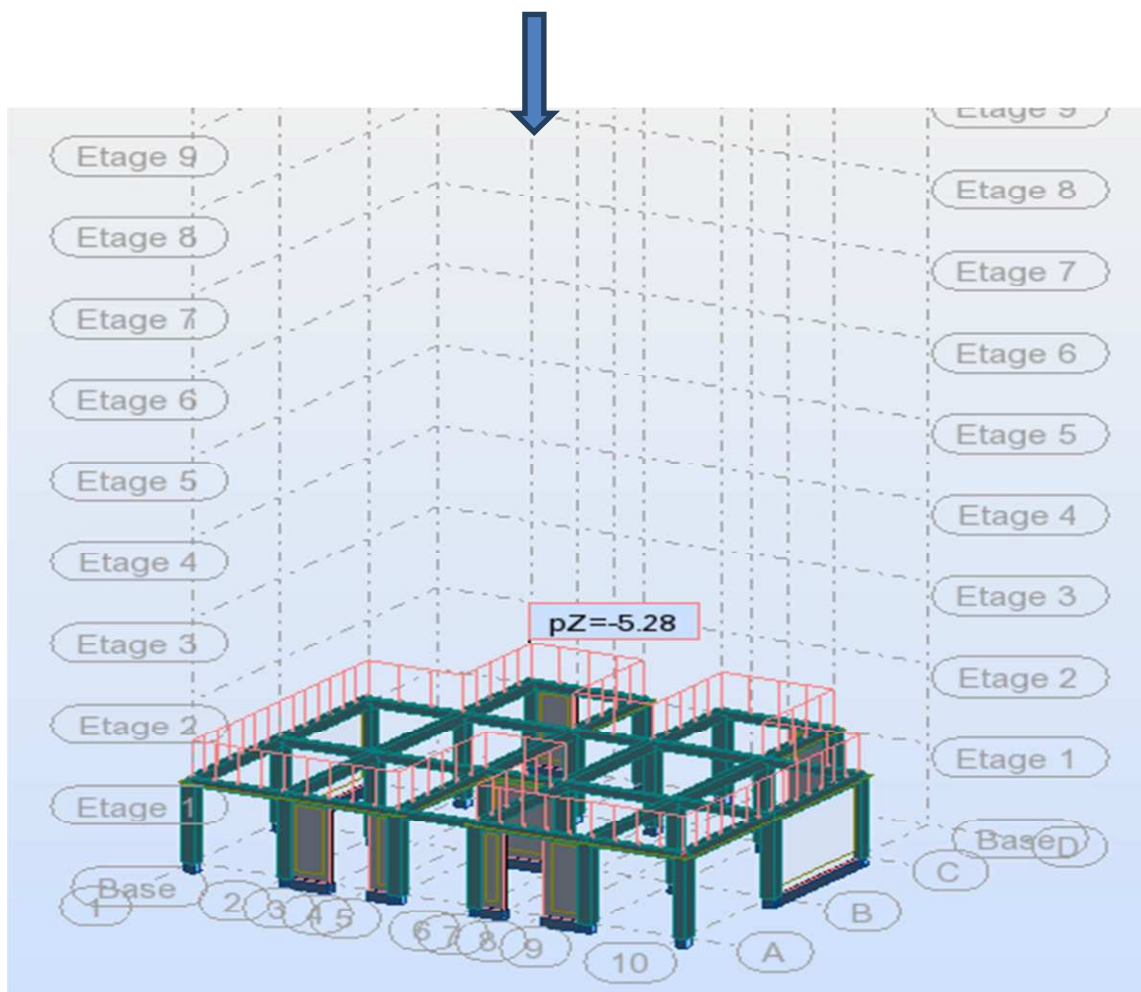
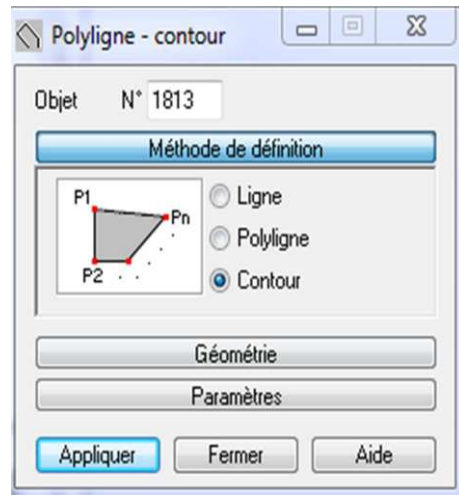


Fig.III.17: Application des charges surfaciques

2.11) Définition des options de calculs : (analyse statique, modale et dynamique)

Dans le menu « Analyse », « Type d'analyse » on choisit les options de calculs à savoir le type d'analyse (modale et sismique), modèle de la structure et la masse. Où l'on introduit le nombre de modes de vibration pour l'analyse modale et les valeurs des paramètres du règlement parasismique algérien 99 version 2003 pour l'analyse sismique.

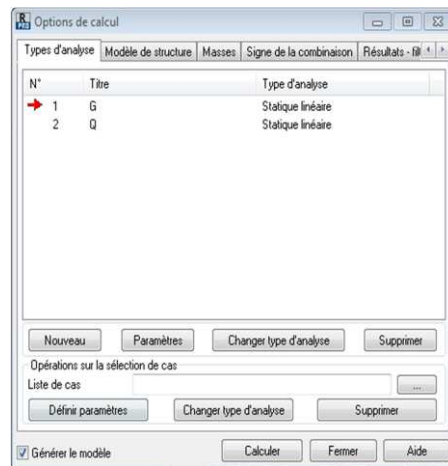


Fig. III.18: Définition des charges dynamiques

On clique sur «Nouveau» et sélectionné le champ «Modale...». Les paramètres de l'analyse modale sont introduits dans la boite de dialogue qui s'affiche à l'écran après validation de la précédente.

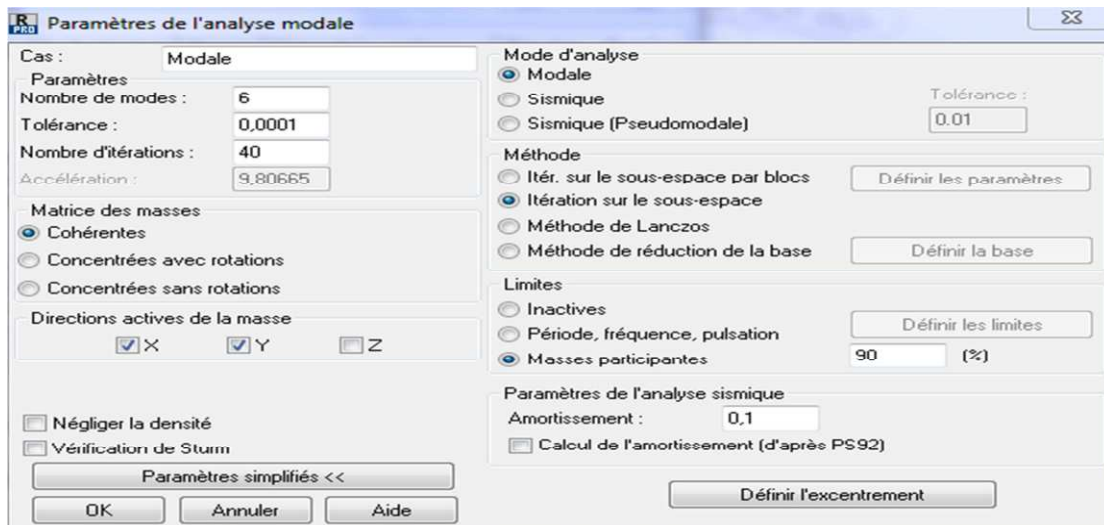


Fig.III.19: Définition des charges dynamiques

On clique une second fois sur « Nouveau », on coche la case sismique, on choisit RPA99 version2003 et OK.

On introduit les paramètres concernant notre structure et on valide et met $Z=0$ dans « Définition de la direction ».

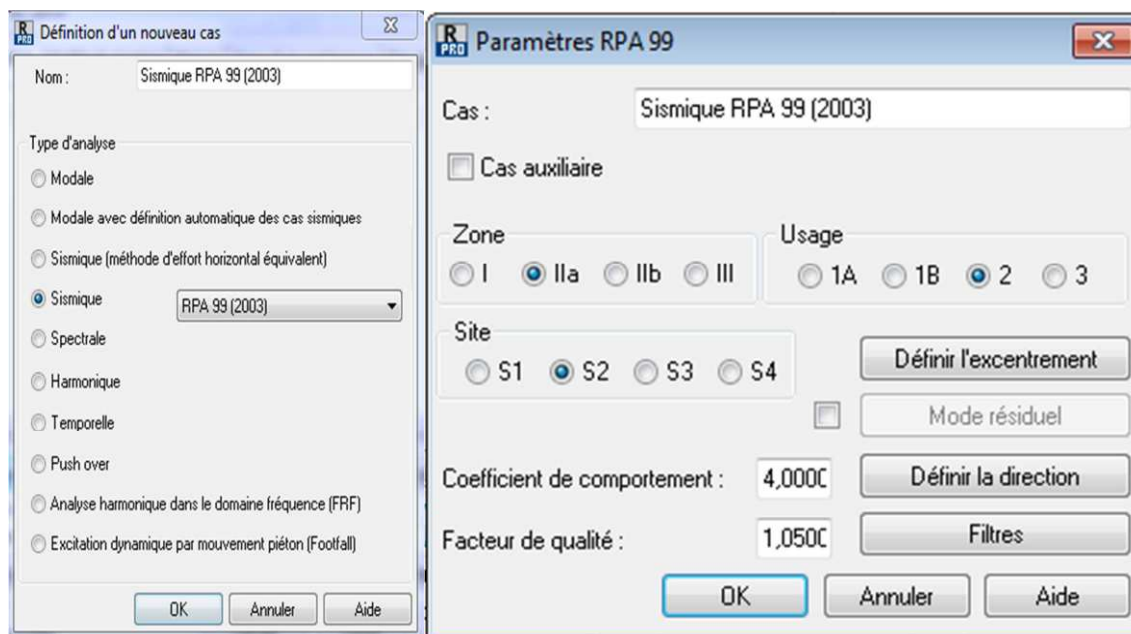


Fig. III.20 : Définition des paramètres RPA

Le logiciel permet de calculer la masse de la structure à partir des éléments et des charges que l'on introduits.

Dans le menu « masse » de la boîte de dialogue « option de calcul », on clique sur convertir les cas puis dans la fenêtre qui apparait, on choisit le cas de charge (G ou Q)



Fig.III.21: Considération de la masse totale et de 20% des charges d'exploitations

2.12) Les combinaisons d'actions :

Dans le menu «chargement», «combinaison manuel», on choisit le type de la combinaison et sa nature. On valide avec la touche

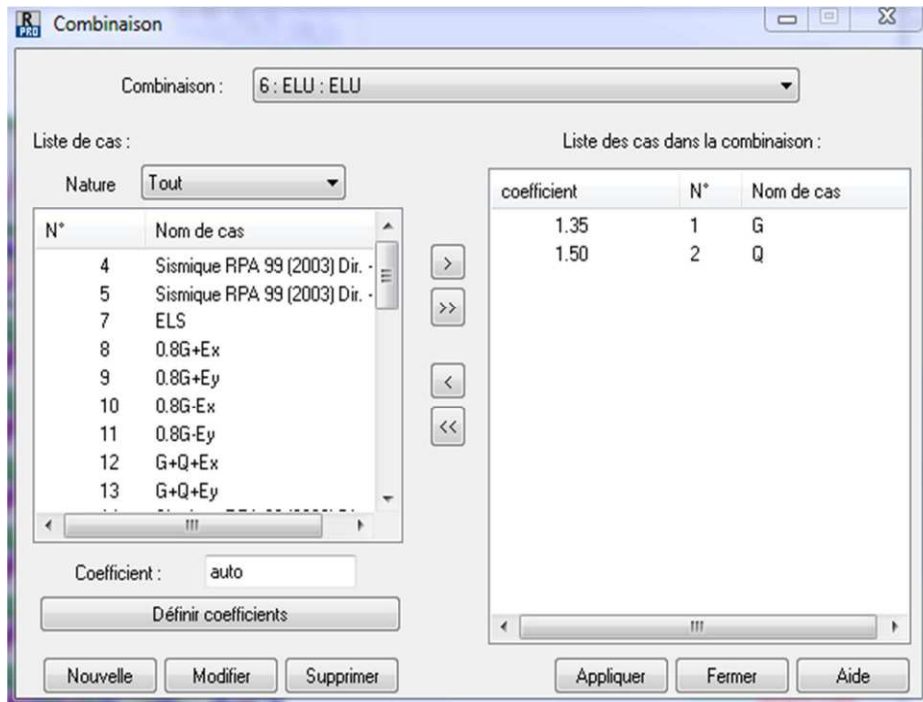


Fig. III.22: Définir les combinaisons d'actions

III-3) Vérification et analyse de la structure :

3-1) Vérification de la structure :

Avant de passer à l'analyse de la structure, le logiciel permet de vérifier s'il y a des erreurs dans la modélisation. Dans le menu « **analyse** », on clique sur « **Vérifier la structure** » et ROBOT nous affiche le nombre et la nature des erreurs.



Figure.III.23

3-2) Analyse de la structure :

Dans le menu « **analyse** », « **calculer** », on lance l'analyse de la structure.

III-4) Exploitation des résultats :

Dans le menu « **résultat** » on clique sur le résultat que l'on veut afficher (réactions, diagrammes, flèche, efforts, contraintes, déplacements, ferrailage,...). On peut aussi click sur le bouton droit de la souris, on choisit « **tableau** », on coche la case du résultat que l'on veut extraire.

ROBOT donne plusieurs résultats, des efforts internes aux plans de ferrailage en passant par des notes de calculs, nous allons donner quelques exemples des résultats que l'on exploite le plus.

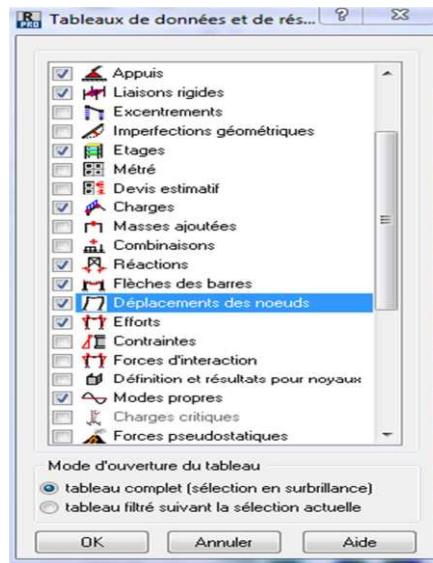


Fig.III.24

4-1) Vérification des périodes :

On clique sur le bouton droit de la souris et puis sur tableau, on coche la case (mode propre) ou bien dans le menu « résultats » « avancé » « mode propre », on aura donc toutes les informations nécessaires concernant l’analyse modale.

On clique sur extrêmes globaux et on obtient les valeurs max et min :

	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
MAX	9,908	0,439	90,293	90,901	0,0	77,209	74,197	0,0	3416279,028	3416279,028	0,0
Cas	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	6	1	6	6	1	1	2	1	1	1	1
MIN	2,279	0,101	77,209	0,000	0,0	0,000	0,000	0,0	3416279,028	3416279,028	0,0
Cas	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	1	6	1	1	1	2	1	1	1	1	1

Fig. III.25

4-2) Vérification des déplacements des nœuds :

On coche la case (déplacement des nœuds) dans le tableau précédant ou bien dans le menu « résultats » « déplacements » et on aura les déplacements des nœuds de la structure.

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Deg]	RY [Deg]	RZ [Deg]
MAX	2,937	1,687	0,326	0,195	0,106	0,027
Noeud	494	495	5269	5479	5508	1933
Cas	4	5	5	6 (C)	4	12 (C) (CQC)
Mode	CQC	CQC	CQC		CQC	
MIN	-2,938	-1,739	-0,649	-0,062	-0,106	-0,027
Noeud	492	495	5278	4051	5508	1933
Cas	10 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	6 (C)	6 (C)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)
Mode						

Fig.III.26

4-3) Vérification de la flèche :

Même opération que précédemment, en cochant (flèche des barres).

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]
MAX	0,041	0,093	0,221
Barre	1481	1535	1535
Cas	12 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)
Mode			
MIN	-0,041	-0,093	-0,307
Barre	1430	1535	94
Cas	10 (C) (CQC)	4	6 (C)
Mode		CQC	

Fig.III.27

4-4) Réactions d'appuis :

Même opération que précédemment en cochant (réactions).

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	285,455	202,380	1430,409	28,753	47,413	1,650
Noeud	19	3	19	39	19	21
Cas	12 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	6 (C)
Mode						
MIN	-255,874	-174,522	-82,134	-27,465	-47,345	-1,653
Noeud	27	1	3687	3	27	13
Cas	10 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	6 (C)
Mode						

Fig. III.28

4-5) Les efforts internes dans les barres :

Si l'on veut avoir les efforts dans les poutres principales par exemple, on les sélectionne et on choisit la combinaison avec laquelle on veut avoir les résultats, ROBOT affiche les moments fléchissant des poutres sélectionnées.

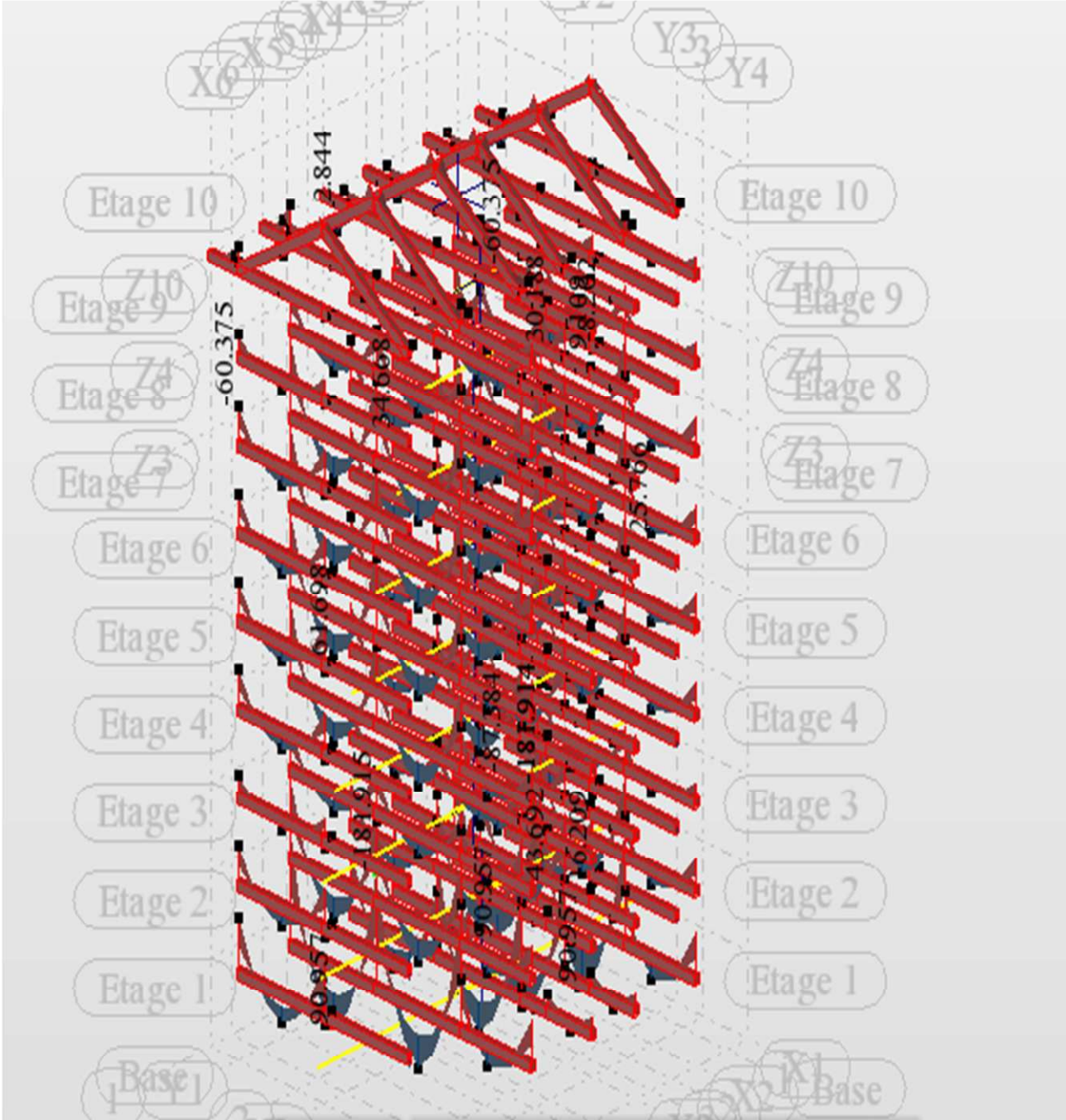


Fig. III.29

4-6) Note de calcul :

ROBOT 2013

Date: 12/04/13

Nom du fichier : **R+8+ Couverture en tuile**

Caractéristiques de l'analyse de l'exemple :

Type de structure : Coque

Coordonnées du centre géométrique de la structure:

$$X = 7.750 \text{ (m)}$$

$$Y = 6.000 \text{ (m)}$$

$$Z = 15.195 \text{ (m)}$$

Coordonnées du centre de gravité de la structure:

$$X = 7.709 \text{ (m)}$$

$$Y = 5.960 \text{ (m)}$$

$$Z = 14.696 \text{ (m)}$$

Moments d'inertie centraux de la structure:

$$I_x = 76468195.276 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_y = 82688407.657 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_z = 41825934.739 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$\text{Masse} = 861493.742 \text{ (kg)}$$

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses statiques globales:

$$X = 7.712 \text{ (m)}$$

$$Y = 5.910 \text{ (m)}$$

$$Z = 14.696 \text{ (m)}$$

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses statiques globales:

$$I_x = 124112022.409 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_y = 142193857.602 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_z = 148975211.818 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$\text{Masse} = 3386302.683 \text{ (kg)}$$

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

$$X = 7.712 \text{ (m)}$$

$$Y = 5.910 \text{ (m)}$$

$$Z = 14.696 \text{ (m)}$$

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

$$I_x = 124112022.409 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_y = 142193857.602 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_z = 148975211.818 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$\text{Masse} = 3386302.683 \text{ (kg)}$$

Description de la structure

Nombre de noeuds:	4064
Nombre de barres:	570
Éléments finis linéiques:	1656
Éléments finis surfaciques:	3126
Éléments finis volumiques:	0
Liaisons rigides:	211
Relâchements:	0

Relâchements unilatéraux:	0
Relâchements non-linéaires:	0
Compatibilités:	0
Compatibilités élastiques:	0
Compatibilités non-linéaires:	0
Appuis:	56
Appuis élastiques:	0
Appuis unilatéraux:	0
Appuis non-linéaires:	0
Rotules non-linéaires:	0
Cas:	13
Combinaisons:	8

Résumé de l'analyse

Méthode de solution - SPARSE M

Nombre de degrés de liberté stat.: 24048

Largeur de la bande

avant/après optimisation: 0 0

Durée des calculs [s]

Durée max agrégation + décomp.: 2

Durée max itér. sur sous-espace: 8

Durée max solution prb. nonlin.: 0

Durée totale: 384

Espace disque et mémoire utilisés [o]

Espace totale du disque utilisé: 879799496

Espace pour fichier TMP solveur: 0

Espace pour itérât. s/sous-esp.: 4809800

Mémoire: 10919532

Elém. diagon. de la matrice de rigidité

Min/Max après décomposition: 1.034416e+007 5.669409e+016

Précision: 5

Liste de cas de charges/types de calculs

Cas 1 : G

Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle : 1.25027e+001 (KN*m)

Précision : 2.22057e-007

Cas 2 : Q

Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle : 6.24537e-001 (KN*m)

Précision : 3.56601e-007

Cas 3 : Modale

Type d'analyse: Modale

Données:

Mode d'analyse : Modal

Méthode : Itération sur le sous-espace

Type de matrices de masses : Cohérente

Nombre de modes : 9

Nombre d'itérations : 40
Tolérance : 1.00000e-004
Amortissement : 0.100
Limites : 0.000
Coefficient des masses participantes : 90.000

Cas 4 : Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_Y

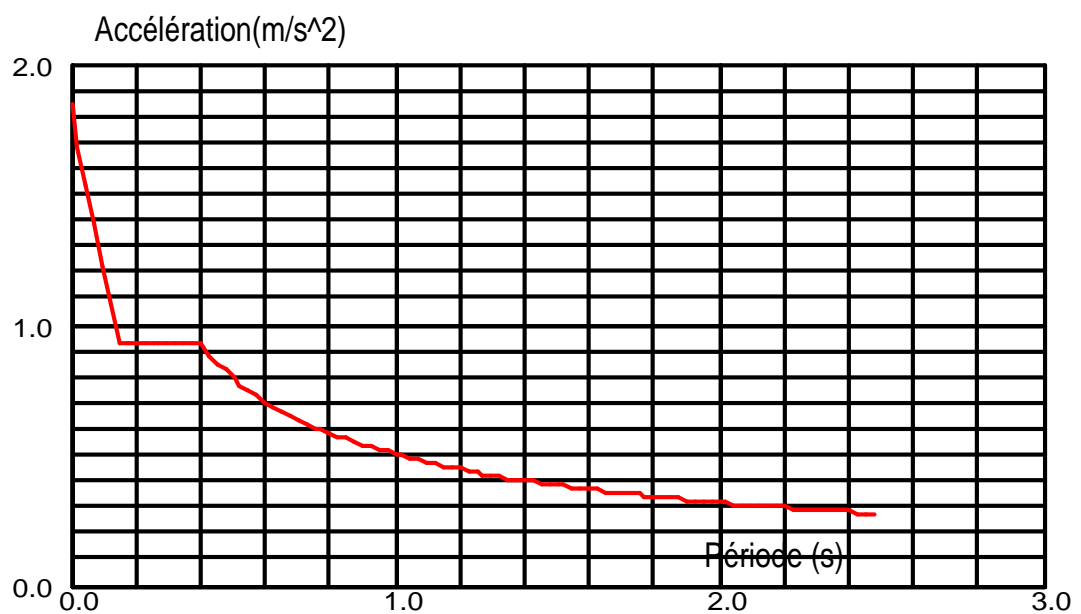
Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:

X = 0.000

Y = 1.000

Z = 0.000



Données:

Zone : IIa
Usage : 2
Assise : S₂
Coefficient de qualité : 1.050
Coefficient de comportement : 4.000
Amortissement : x = 10.00 %

Parametres du spectre:

Correction de l'amortissement : $\eta = [7 / (2 + \xi)]^{0,5} = 0.764$

A = 0.150

T₁ = 0.150

T₂ = 0.400

Cas 5 : Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_Z

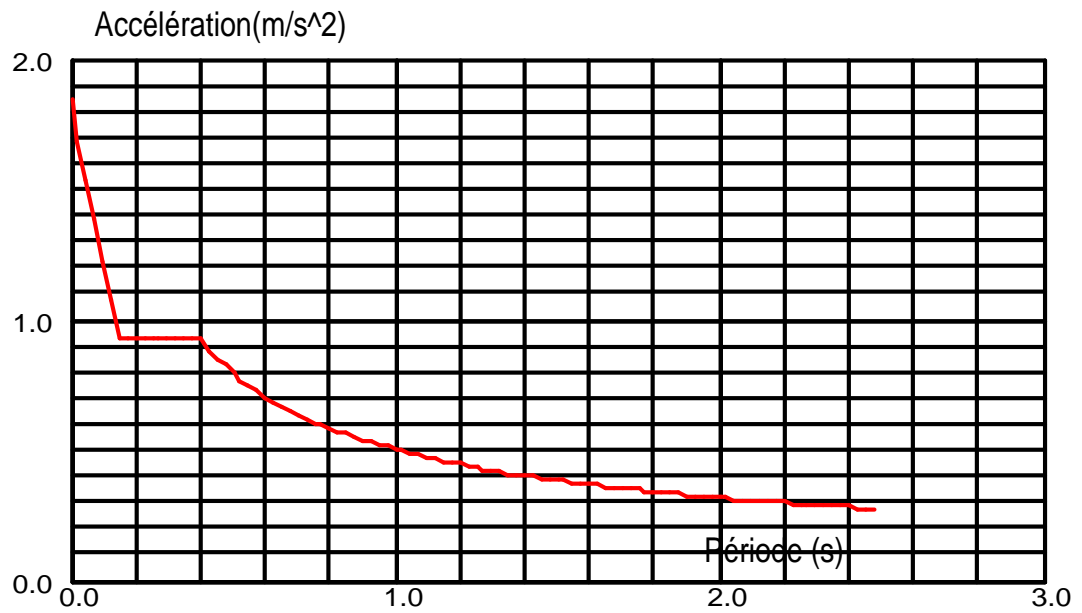
Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:

X = 0.000

Y = 0.000

Z = 1.000



Données:

Zone : IIa

Usage : 2

Assise : S₂

Coefficient de qualité : 1.050

Coefficient de comportement : 4.000

Amortissement : x = 10.00 %

Parametres du spectre:

Correction de l'amortissement : $\eta = [7/(2+\xi)]^{0,5} = 0.764$

A = 0.150

T₁ = 0.150

T₂ = 0.400

Cas 6 : ELU

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 7 : ELS

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 8 : 0.8G+Ex

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 9 : 0.8G+Ey

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 10 : 0.8G-Ex

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 11 : 0.8G-Ey

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 12 : G+Q+Ex

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 13 : G+Q+Ey

Type d'analyse: Combinaison linéaire

5-) Définition des données introduite dans ROBOT :

5-1) Caractéristique de la structure :

a) Evaluation du poids de la structure :

Pour les bâtiments à usage d'habitation, le poids de la structure doit comprendre la totalité des charges permanentes et 20% des charges d'exploitation.

b) Charges permanentes et d'exploitations :

Eléments	Charges permanentes G(KN /m ²)	Charges d'exploitations Q(KN /m ²)
Toiture	1,32	1
Plancher terrasse	5,78	1,5
Plancher étage courant et RDC	5,28	1,5
Balcon	5,53	3,5
Pote à faux	5,28	1,5

Remarque :

Le poids propre des poutres (principales et secondaires), poteaux, dalles pleines et voiles sont calculés et pris en compte par le logiciel ROBOT lors de la modélisation de la structure.

c) Evaluation de la charge dynamique :

L'action sismique est représentée par un spectre de réponse en déterminant pour chaque valeur de la période T une valeur S_a/g .

Le logiciel comprend dans sa base de données le règlement RPA 99V 2003 qui nous permet de calculer le spectre de réponse et ce en introduisant les paramètres appropriés à la structure.

➤ Paramètre de spectre :

- Correction de l'amortissement $\eta = (7 / (2 + \xi))^{0.5} \geq 0.7$

$$\eta = 1,82 \geq 0.7$$

- Coefficient d'accélération de zone $A = 0,15$
- Période caractéristique associée a la catégorie de site :

$$T_1 = 0,15 \text{ s} \quad T_2 = 0,4 \text{ s}$$

- Zone d'implantation :IIa
- Usage : groupe 2
- R=5 Coefficient de comportement global du bâtiment pour une construction de contreventement mixte (**RPA 99V2003**)
- $\xi=0,1$ (**RPA 99V2003**)
- $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 Pq$

P_q : pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou pas, sa valeur est donnée par le (**RPA 99V2003**) :

Critère q	Observation	Pq
1-conditions minimales 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	0,00

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 Pq = 1 + 0,05 + 0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,00 = 1,05$$

d) Calcul du centre de masse :

Pour pouvoir situer le nœud maître, et faire les diaphragmes, on doit déterminer les coordonnées du centre de masse qui sont calculé à partir des formules suivantes par rapport au système (OXY)

$$X_m = \frac{\sum M_i \cdot X_i}{\sum M_i} \quad Y_m = \frac{\sum M_i \cdot Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : masse de l'élément i

X_m , Y_m : Coordonnées du CDG de l'élément considéré par rapport au repère de calcul.

Si non le logiciel ROBOT nous calcul le CDG de toute la structure et on trouve ses coordonnées dans le menu « Analyse », « note de calcul » est le CDG d'un niveau sera le même pour tous les niveaux car tous les niveaux sont identique avec symétrie

Les coordonnées de centre de masse sont les suivantes :

- $X_m = 7,712$ m
- $Y_m = 5,960$ m
- $Z_m = 14,696$ m

5-2) Combinaisons d'actions :

Les sollicitations à prendre en considération pour le calcul des armatures et effectuer les vérifications imposer par le (BAEL91 mod99 et le RPA99 V2003) sont combinées de façon a prévoir les efforts les plus défavorables contre lesquels la structure sera amenée à résister

➤ **Les combinaisons selon le (BAEL 91 mod99, CBA93) :**

ELU : $1,35G + 1,5Q$

ELS : $G + Q$

➤ **Combinaisons selon le RPA99 V2003 :**

$0,8G \pm E$

$G + Q + E$

Avec : G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

E : effet de séisme

Remarque :

L'action du vent n'est pas prise en compte car elle est négligeable devant celle du séisme.

CHAPITRE IV

IV- Exploitation des résultats :**IV-1- Introduction :**

Après avoir appliqué toutes les étapes de la modélisation et avant de passer au ferrailage des éléments de la structure, le **Règlement Parasismique Algérien 99 Version 2003** nous exige des vérifications des résultats obtenus comme les déplacements des nœuds, les efforts internes.....

IV-2-Hypothèses de la modélisation :

Encastrement parfait de la structure à la base.

Les diaphragmes horizontaux sont infiniment rigides.

IV-3- Les résultats :**IV-3-1- Les périodes de vibration :**

Elles sont données dans un tableau qui nous permet d'avoir les extrêmes globaux, la période maximale est de 0,446 s pour le 1^{er} mode de vibration et la période minimale est de 0.063s pour le 9^{ème} mode de vibration.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]
3/ 1	2,241	0,446	76,677	0,000	0,0	76,677
3/ 2	3,041	0,329	76,677	73,272	0,0	0,000
3/ 3	4,861	0,206	76,683	73,272	0,0	0,007
3/ 4	6,787	0,147	87,792	73,272	0,0	11,109
3/ 5	9,540	0,105	89,787	73,272	0,0	1,995
3/ 6	9,877	0,101	89,787	90,493	0,0	0,000
3/ 7	12,231	0,082	94,159	90,493	0,0	4,373
3/ 8	14,544	0,069	94,161	90,495	0,0	0,002
3/ 9	15,953	0,063	95,871	90,495	0,0	1,710

Tableau IV.1 : Extrême globaux des périodes

IV-3-2) Les déplacements :

Les extrêmes globaux des déplacements de la structure sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

- Déplacements absolus suivant l'action sismique E_x :

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
47/ 1	0,234	0,001	0,234	0,001	0,001	0,000	0,235	0,006	0,0	0,0
47/ 2	0,564	0,005	0,330	0,004	0,001	0,000	0,576	0,011	0,228	0,000
47/ 3	0,905	0,010	0,341	0,005	0,001	0,000	0,925	0,017	0,552	0,000
47/ 4	1,239	0,014	0,334	0,004	0,001	0,000	1,270	0,024	0,890	0,000
47/ 5	1,546	0,018	0,306	0,004	0,001	0,000	1,585	0,030	1,219	0,001
47/ 6	1,813	0,021	0,268	0,003	0,001	0,000	1,860	0,035	1,522	0,001
47/ 7	2,033	0,023	0,220	0,002	0,001	0,000	2,085	0,039	1,787	0,001
47/ 8	2,200	0,024	0,167	0,001	0,001	0,000	2,251	0,041	2,005	0,001
47/ 9	2,339	0,028	0,139	0,003	0,000	0,000	2,375	0,043	2,172	0,001
47/ 10	2,570	0,022	0,231	-0,006	0,001	-0,000	2,579	0,043	2,299	0,007

- Déplacements absolus suivant l'action sismique E_y :

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
45/ 1	0,000	0,128	0,000	0,128	0,000	0,000	0,006	0,128	0,0	0,0
45/ 2	0,001	0,282	0,000	0,154	0,000	0,001	0,006	0,285	0,000	0,125
45/ 3	0,001	0,453	-0,000	0,171	-0,000	0,001	0,004	0,457	0,000	0,278
45/ 4	0,001	0,636	-0,000	0,183	-0,000	0,001	0,003	0,641	0,000	0,449
45/ 5	0,001	0,820	-0,000	0,185	-0,000	0,001	0,003	0,828	0,000	0,631
45/ 6	0,001	1,001	0,000	0,180	0,000	0,001	0,002	1,010	0,000	0,816
45/ 7	0,001	1,170	0,000	0,169	0,000	0,001	0,001	1,182	0,000	0,996
45/ 8	0,001	1,322	0,000	0,152	0,000	0,000	0,002	1,337	0,000	1,166
45/ 9	0,001	1,460	-0,000	0,137	-0,000	0,000	0,001	1,475	0,000	1,319
45/ 10	0,000	1,577	-0,000	0,117	-0,000	0,000	0,002	1,579	0,000	1,461

Tableau IV.2 : Déplacements absolus des étages

Nota : les déplacements horizontaux à chaque niveau «i » de la structure sont calculés comme suit : $\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$ [Art 4.19 RPA99 V 2003]

R = 4 (Coefficient de comportement).

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i y compris l'effet de torsion.

Vérification :

D'après [RPA99 version2003-Art 5.10] les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Pour notre structure :

$h_{\text{étage}} = 3.06 \text{ m} \implies \text{Le déplacement max } U \leq 3.06 \text{ cm}$

Le déplacement relatif au niveau « i » par rapport au niveau « i-1 » est égale à :

$\Delta U = U_i - U_{i-1}$

- Les déplacements relatifs :

Niveau	Déplacement des niveaux		Déplacement relatif des niveaux		
	$U_{x_{\max}}(\text{cm})$	$U_{y_{\max}}(\text{cm})$	$U_{y_{\max}}(\text{cm})$	$U_{x_{\max}}(\text{cm})$	Vérification
Toiture	2.570	1.577			
8	2.339	1.460	0.117	0.230	Vérifiée
7	2.200	1.322	0.138	0.139	Vérifiée
6	2.033	1.170	0.152	0.167	Vérifiée
5	1.813	1.001	0.169	0.220	Vérifiée
4	1.545	0.820	0.181	0.268	Vérifiée
3	1.239	0.636	0.184	0.306	Vérifiée
2	0.905	0.453	0.183	0.334	Vérifiée
1	0.564	0.282	0.171	0.341	Vérifiée
RDC	0.234	0.128	0.154	0.330	Vérifiée

Tableau IV.3 : Déplacements relatifs des étages

IV-3-3) Les excentricités [Art 4.2.7 RPA 99 version 2003]

Comme pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs:

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau.
 - Excentricité théorique résultant des plans.
- Les excentricités théoriques (e_{x0} ; e_{y0}) données par Robot sont affichées dans le tableau suivant:

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	Ix [kgm ²]	Iy [kgm ²]	Iz [kgm ²]	ex0 [m]	ey0 [m]
1/ 1	Etage 1	504241,138	621 6,091 2,178	750 5,700 2,178	9195073,339	11979029,951	20969612,101	0,129	0,391
1/ 2	Etage 2	388713,212	583 6,037 5,199	750 5,685 5,199	7365831,416	9459830,085	16639717,201	0,167	0,352
1/ 3	Etage 3	301676,415	750 5,777 8,283	750 5,685 8,283	6278095,158	7790334,790	13878516,357	0,000	0,092
1/ 4	Etage 4	397581,643	50 5,884 11,343	50 5,685 11,343	7775317,661	9811746,936	17397151,006	0,000	0,200
1/ 5	Etage 5	395438,811	50 5,894 14,403	50 5,685 14,403	7767483,700	9810504,898	17388075,007	0,000	0,210
1/ 6	Etage 6	397581,642	50 5,884 17,463	50 5,685 17,463	7775317,630	9811710,233	17397114,274	0,000	0,200
1/ 7	Etage 7	395438,811	50 5,894 20,523	50 5,685 20,523	7767483,742	9810504,903	17388075,054	0,000	0,210
1/ 8	Etage 8	299533,583	50 5,789 23,583	50 5,685 23,583	6271082,668	7789129,444	13870298,521	0,000	0,104
1/ 9	Etage 9	226010,819	50 6,159 26,603	50 5,685 26,603	5302970,336	6073613,696	11193869,065	0,000	0,474
1/ 10	Etage 10	80086,610	50 4,800 29,093	50 4,800 29,093	667483,649	2043267,617	2692701,425	0,000	0,000

Tableau IV.4 : Excentricités théoriques

- Les excentricités accidentelles (e_{x1} ; e_{y1}) :










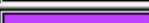
Etage	Nom	Liste	Couleur	Lx [m]	Ly [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
1	Etage 1	47 1807 1808		15,500	15,200	0,775	0,760
2	Etage 2	748 1805 1806		15,500	15,200	0,775	0,760
3	Etage 3	749 1803 1804		15,500	15,200	0,775	0,760
4	Etage 4	753 1799 1802		15,500	15,200	0,775	0,760
5	Etage 5	757 1798 1801		15,500	15,200	0,775	0,760
6	Etage 6	1761 1797 1800		15,500	15,200	0,775	0,760
7	Etage 7	1765 1794 1796		15,500	15,200	0,775	0,760
8	Etage 8	1769 1793 1811		15,500	15,200	0,775	0,760
9	Etage 9	73 1792 1812		15,500	15,200	0,775	0,760
10	Etage 10	47 1554 1555		15,500	9,600	0,775	0,480

Tableau IV.5 : Excentricités accidentelles

Remarque :

D'après le RPA, l'excentricité à prendre en compte est la valeur maximale de l'excentricité théorique et accidentelle.

$$D'où : e_x = 0,775 \text{ m}$$

$$e_y = 0,760 \text{ m}$$

IV-3-4) Vérification de l'effort tranchant à la base :

On doit vérifier que : $V(\text{dyn}) > 80\% V(\text{st})$

Avec :

$V(\text{dyn})$: Les efforts tranchants dynamiques à la base de la structure donnée par le logiciel ROBOT.

$V(\text{st})$: Effort tranchant statique calculée par la formule suivante $V(\text{st}) = \frac{A.D.Q}{R}.W$

➤ **Calcul de la période empirique :**

La période critique imposée par le **RPA 99 V 2003 ; Art. 4.2.4** est comme suite :

$$T_c = C_T H^{3/4}$$

H : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

$$T_c = 0,05 \times (30,39)^{3/4} = 0,647 \text{ s}$$

$$A = 0,15; Q_x = 1,05; \quad Q_y = 1; R = 4$$

$$T_2 = 0,4 \text{ s} \quad T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s}; \quad D = 2,5\eta (T_2/T)^{2/3}$$

$$\eta = 0,764 \quad \longrightarrow \quad D = 1,39$$

$$W_T = G_t + \beta Q_t \quad \text{avec : } \beta = 0,2$$

$$G_t = 32386,93 \text{ KN}$$

$$Q_t = 4940,78 \text{ KN}$$

$$W_T = 32386,93 + 0,2 \times 4940,78 = 33375,086 \text{ KN}; \quad W_T = 33375,086 \text{ KN}$$

D'où :

$$V_x = 1826,66 \text{ KN}$$

$$V_y = 1739,67 \text{ KN}$$

Résultats des forces sismiques données par Robot :

$$V_{tx} = 2289,123 \text{ KN}$$

$$V_{ty} = 2410,711 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{tx}}{V_x} = \frac{2289,123}{1826,66} = 1,25 > 0,80 \implies \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{V_{ty}}{V_y} = \frac{2410,711}{1739,67} = 1,38 > 0,80 \implies \text{Condition vérifiée}$$

IV-3-3- Justification de l'interaction portiques-voiles :

D'après l'article du RPA 99-3.4.a version 2003 le système de contreventement est mixte assuré par des voiles et portiques avec justification d'interaction Portique / voiles :

Charge sismique reprise par les voiles longitudinales est de 1491.89 KN

Charge sismique reprise par les voiles transversales est de 1989.79 KN

Charge sismique reprise par les portiques longitudinales est de 795,607 KN

Charge sismique reprise par les portiques transversales est de 418.64 KN

Portiques + Voiles longitudinales = 2287,497 KN (voiles : 65.22 % ; portiques : 34.78 %)

Portiques + Voiles transversales = 2408.440 KN (voiles : 82.61 % ; portique : 17.38 %)

Conclusion :

Notre structure est à ossature mixte contreventée par voile.

IV-3-5) Les efforts internes dans les différents éléments :

Les extrêmes globaux des efforts sont résumés dans les tableaux ci-dessous et selon les différentes combinaisons.

a) Dans les poteaux :

a-1) Sens transversal :

Poteaux	Effort normale (KN)		Moment (KN.m)		Elément/Nœud	Combinaison
	N _{max}	N _{min}	M _{cor}	M _{max}		
40x40	N _{max}	1114.25	M _{cor}	5.08	1481/28	G+Q+E _x
	N _{min}	22.87	M _{cor}	0.37	1427/481	G+Q+E _y
	N _{cor}	773.42	M _{max}	19.45	1481/482	ELU
40x45	N _{max}	1182.31	M _{cor}	15.58	7/13	ELU
	N _{min}	687.93	M _{cor}	-8.35	16/31	ELU
	N _{cor}	980.5	M _{max}	23.99	7/13	ELU

Tableau IV.6 : Valeurs extrêmes globaux des efforts dans les poteaux

a-2) Sens longitudinal :

Poteaux	Effort normale (KN)		Moment (KN.m)		Elément/Nœud	Combinaison
	N _{max}	N _{min}	M _{cor}	M _{max}		
40x40	N _{max}	1114,256	M _{cor}	1.75	1481/28	G+Q+E _x
	N _{min}	22.87	M _{cor}	0.097	1427/481	G+Q+E _y
	N _{cor}	851.051	M _{max}	23.60	1470/4	ELU
40x45	N _{max}	1182.31	M _{cor}	10.48	3/5	ELU
	N _{min}	687.93	M _{cor}	0.52	1427/481	ELU
	N _{cor}	1047.49	M _{max}	25.54	2/3	ELU

Tableau IV.7 : Valeurs extrêmes globaux des efforts dans les poteaux

Efforts tranchants	Valeurs (KN)	Elément/Nœud	Combinaison
Sens longitudinal	182.40	7/13	G+Q+Ex
Sens transversal	101,46	2/3	G+Q+Ey

Tableau IV.8 : Efforts tranchants dans les poteaux

b) Dans les poutres secondaires :

Efforts	Valeurs (KN)	barres	Combinaison
Normal	50.452	1670	ELU
Efforts tranchant			
Fz (KN)	71,411	1387	G+Q+Ex
Fy(KN)	2.804	1201	G+Q+E

Tableau IV.9 : Efforts normaux et tranchants dans les poutres secondaires

Efforts	Valeurs (KN.m)	barres	Combinaison
Moment sur appuis	-13.699	1277	ELU
Moment en travée	22.819	1370	0.8G+Ex

Tableau IV.10 : Moments fléchissant dans les poutres secondaires

c) Dans les poutres principales :

Efforts	Valeurs (KN)	barres	Combinaison
Normal	52.810	95	ELU

Efforts tranchants	Valeurs (KN)	barres	Combinaison
F _Z	230.175	94	ELU
F _Y	7.29	83	G+Q+E _x

Tableau IV.11 : Efforts normaux et tranchants dans les poutres principales

Moments	Valeurs (KN.m)	barres	Combinaison
Moment en appuis	-184,140	94	ELU
Moments en travées	92,070	94	ELU

Tableau IV.12 : Moments fléchissant dans les poutres principales

d) Les efforts internes dans les voiles :

Voiles longitudinales :

Zone	Efforts		Combinaisons
VOILES	N (KN)	1462.94	ELU
	T(KN)	62.70	0.8G+E _x
	M (KN.m)	48.65	ELU

Tableau IV.13 : Extrêmes globaux des efforts dans les voiles

Voiles transversales :

Zone	Efforts		Combinaisons
VOILES	N (KN)	1218.93	0.8G+E _x
	T(KN)	11.08	0.8G- E _x
	M (KN.m)	11.79	0.8G+E _x

Tableau IV.14 : Extrêmes globaux des efforts dans les voiles

IV-3-6) Réactions d'appuis :

L'infrastructure dimensionnée et ferrillée sous les combinaisons suivantes :

Les combinaisons du BAEL 91 modifié 99 :

$$1.35G+1.5Q \text{ (ELU)}$$

$$G+Q \text{ (ELS)}$$

Les combinaisons du RPA 99 version 2003 :

$$0.8G \pm E$$

$$G+Q +E$$

		Effort	Nœud	Combinaison
Dimensionnement	N (KN)	1402.140	21	G+Q+E _y
		1535.689	13	G+Q+E _x
	M (KN.m)	32.142	39	G+Q+E _y
		66.969	19	G+Q+E _x
Ferrillage	N (KN)	1474.840	13	ELU
	M (KN.m)	21.096	1200	ELU

Tableau IV.15 : Les réactions d'appuis maximales

IV-3-7) Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \mathbf{P}_k \Delta_k / \mathbf{V}_k \mathbf{h}_k \leq 0.10$$

\mathbf{P}_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

\mathbf{h}_k : hauteur de l'étage « k ».

Si $\theta_k \leq 0,10$ donc l'effet **P-Δ** est négligeable.

Mais si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $1 / (1 - \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Niveau	P(KN)	Sens x-x			sens y-y		
		Δ_k (cm)	$V_{Kx}H_K$	θ_x	Δ_k (cm)	$V_{Ky}H_K$	θ_y
1	5042.41	0.230	699973.77	0.0016	0.117	736982.64	0.0008
2	3887.13	0.139	674224.18	0.0008	0.138	708270.05	0.0007
3	3016.76	0.167	637265.81	0.0008	0.152	666023.38	0.0007
4	3975.81	0.220	596612.48	0.0014	0.169	621847.38	0.0010
5	3954.38	0.268	523817.53	0.0020	0.181	551611.82	0.0013
6	3975.81	0.306	435911.38	0.0028	0.184	471242.14	0.0015
7	3954.38	0.334	332950.64	0.0040	0.183	373080.71	0.0019
8	2995.33	0.341	215407.47	0.0047	0.171	249699.06	0.0020
9	2260.10	0.330	113320.06	0.0065	0.154	134083.99	0.0026
Toiture	800.86		21806.49			20470.98	

Tableau IV.16 : Effet du second ordre

L'effet du second ordre est négligeable donc la structure est stable.

Conclusion :

Les exigences du **RPA 99/2003** sont vérifiées donc on passe au ferrailage des éléments.

CHAPITRE V

V-1- Introduction :

Le ferraillage des poutres sera déterminé en flexion simple, à l'état limite ultime (ELU) puis on procédera à une vérification à l'état limite de service (ELS).

Les aciers nécessaires pour le ferraillage des poutres seront donnés par les différentes combinaisons d'actions respectivement en travées et en appuis.

ELU : $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

$\left. \begin{array}{l} 0.8G \pm E \\ G+Q \pm E \end{array} \right\} \text{ (RPA 99 /2003)}$

Nota : En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre les moments de la situation courante et ceux de la situation accidentelle.

M_{ELU} : moments maximums à l'ELU.

M_{Sa} : moments maximums dus aux combinaisons accidentelles.

V-2- Les recommandations du RPA :**❖ Les armatures longitudinales :**

- Pourcentage minimal des armatures sur toute la longueur de la poutre :

$$A_{\min} = 0,5\% (b.h)$$

- Poutres principales :

Section (30x45) : $0.005 \times 45 \times 30 = 6.75 \text{ cm}^2$.

Section (25x40) : $0.005 \times 25 \times 40 = 5 \text{ cm}^2$.

- Poutres secondaires :

Section (20x30) : $0.005 \times 30 \times 20 = 3 \text{ cm}^2$.

- Pourcentage maximum d'aciers longitudinaux :

4% b.h en zone courante.

6% b.h en zone de recouvrement.

- Poutres principales :

En zones courantes: $0.04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2$.

En zones de recouvrement : $0.06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$.

- Poutres secondaires :

En zones courantes : $0.04 \times 20 \times 30 = 24 \text{ cm}^2$.

En zones de recouvrements : $0.06 \times 20 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$.

- La longueur minimal de recouvrement est de :

40Φ (zone I et IIa).

50Φ (zone II_b et III).

Dans notre cas la longueur de recouvrement est de 40Φ

V-3-Exposition de la méthode :

Armatures longitudinales : elles seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}}; \text{avec} : f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta}$$

Tel que :

$\theta = 1$; si la durée d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h

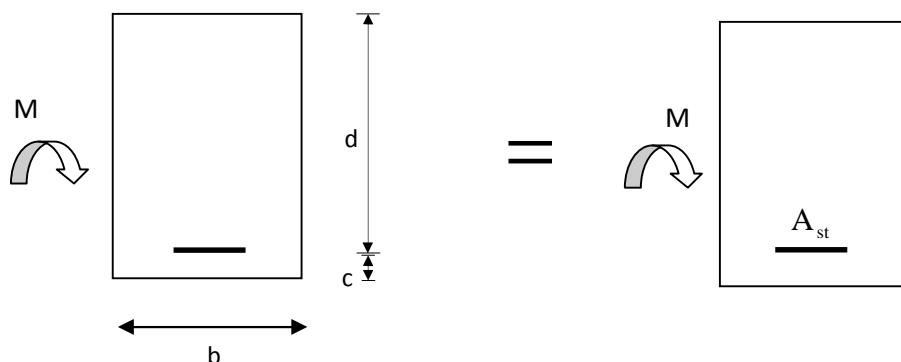
$\theta = 0,9$; lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h ;

$\theta = 0,85$; lorsque cette durée est inférieure à 1h.

Pour les aciers de nuances feE400 on a : $\mu_1 = 0.392$

➤ **1^{er} cas :** $\mu < \mu_1 \rightarrow$ section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A_{sc} = 0$.



$$A_{st} = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}; \text{avec} : \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

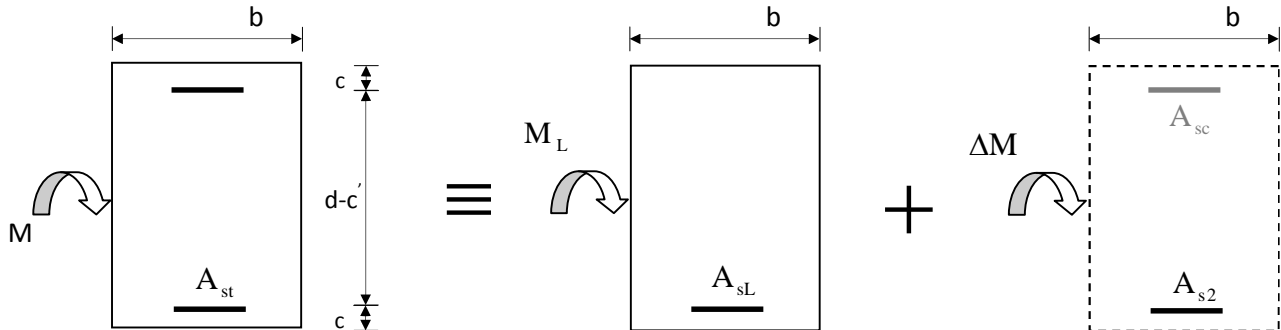
$f_c = 400 \text{ MPa}$

A_{st} : section d'acier tendue

d : la distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus.

➤ 2^{ème} cas : $\mu > \mu_1 \implies$ section doublement armée (SDA) :

La section réelle est considérée comme étant équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

Remarque :

○ **En situation courante :**

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_b = 1.5 \\ \gamma_b = 1.15 \end{array} \right\} \Rightarrow f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} ; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

○ **En situation accidentelle :**

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_b = 1.15 \\ \gamma_b = 1 \end{array} \right\} \Rightarrow f_{bc} = 18.48 \text{ MPa} ; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}.$$

V-4) Ferraillage des poutres principales :

Aux appuis :

Niveau	M _{ELU} (KN.m)	As (cm ²)	M _{Sa} (KN.m)	As (cm ²)	Asmax (cm ²)	Ferraillage	As adopté
RDC	184.14	14.22	133.28	8.33	14.22	6HA16fil+3HA14chap	16.68
1	123.396	10.83	89.324	6.33	10.83	3HA16 fil+3HA16chap	12.06
2	64.877	5.26	47.017	3.20	5.26	3HA16 fil +3HA14chap	10.65
3	123.396	10.83	89.324	6.33	10.83	3HA16 fil +3HA16chap	12.06
4	123.396	10.83	89.324	6.33	10.83	3HA16 fil +3HA16chap	12.06
5	123.396	10.83	89.324	6.33	10.83	3HA16 fil +3HA16chap	12.06
6	123.396	10.83	89.324	6.33	10.83	3HA16 fil +3HA16chap	12.06
7	64.877	5.26	47.017	3.20	5.26	3HA16 fil +3HA14chap	10.65
8	58.031	4.67	41.571	2.82	4.67	3HA16 fil +3HA14chap	10.65
Toiture	32.312	2.52	23.374	1.56	2.52	3HA12 fil	3.39

Tableau V.1 : Ferraillage des poutres principales en travées à l'ELU

Nota :

Niveau	M _{ELU} (KN.m)	As (cm ²)	M _{Sa} (KN.m)	As (cm ²)	A _s max (cm ²)
1	184.14	18.20	133.28	9.88	18.2

Les moments aux appuis obtenus pour les poutres principales du **RDC** sont très importants et le ferraillage calculé passe difficilement suite à l'insuffisance des dimensions de ces poutres pour cette raison là on a préféré de les redimensionner. Les nouvelles dimensions sont : (b ; h) = (0.30 ; 0.45) m². Vu qu'on a redimensionné ces poutres donc on est obligé de redimensionner les poteaux de ce **RDC** puisqu'on a utilisé la méthode qui consiste à éviter la rotule plastique au niveau de ces poteaux selon le **RPA99/2003 Art 7.6.2** et cela sera vérifié par la relation suivante :

$$I_{pot} \geq 1.25 I_{pout}$$

On pose une section (0.40 ; 0.45) m² or $I_{pot} = 0,4 \times (0,45)^3 / 12 = 0.003 \text{ m}^4$

$I_{pout} = 0,30 \times (0,45)^3 / 12 = 0.00228 \text{ m}^4$ et $1.25 I_{pout} = 0.00285 \text{ m}^4$

Donc $0.003 > 0.00285 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

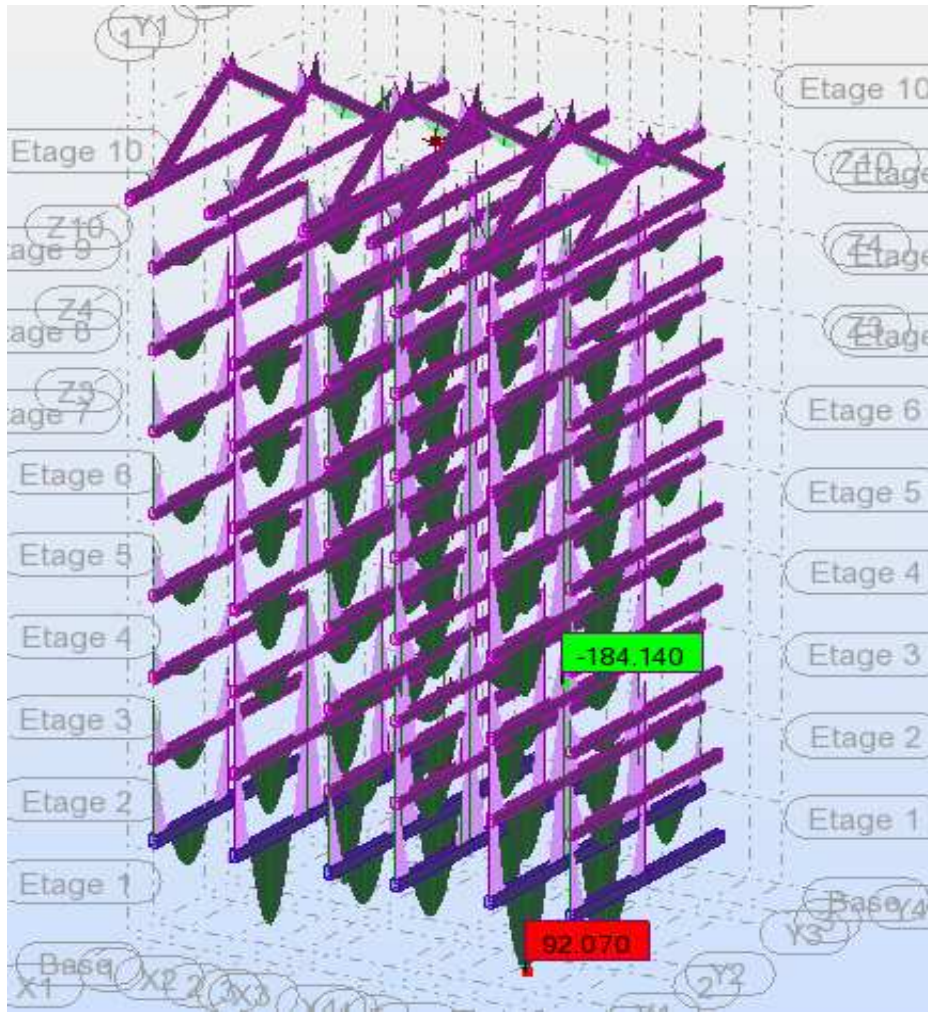
Donc les nouvelles sections des poteaux du RDC sont (b;h) = (0.40 ; 0.45) m².

En travées :

Niveau	M _{ELU} (KN.m)	As (cm ²)	M _{Sa} (KN.m)	As (cm ²)	A _{s,max} (cm ²)	Ferraillage	As adoptée
1	92.07	6.56	66.64	4.01	6.56	3HA14fil+3HA14chap	9.24
2	61.698	4.98	44.662	3.04	4.98	3HA14 fil+3HA14chap	9.24
3	32.438	2.53	23.508	1.57	2.53	3HA14 fil+3HA14chap	9.24
4	61.698	4.98	44.662	3.04	4.98	3HA14 fil+3HA14chap	9.24
5	61.698	4.98	44.662	3.54	4.98	3HA14 fil+3HA14chap	9.24
6	61.698	4.98	44.662	3.04	4.98	3HA14 fil+3HA14chap	9.24
7	61.698	4.98	44.662	3.04	4.98	3HA14 fil+3HA14chap	9.24
8	32.438	2.53	23.508	1.57	2.53	3HA14 fil+3HA14chap	9.24
9	16.213	1.24	11.77	0.78	1.24	3HA14 fil+3HA14chap	9.24
Toiture	15.998	1.22	11.348	0.75	1.22	3HA12 fil	3.39

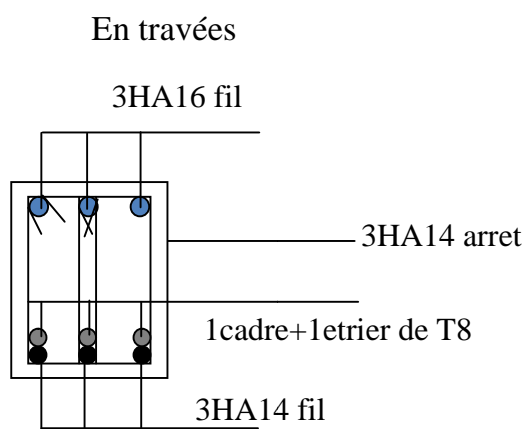
Tableau V.2 : Ferraillage des poutres principales aux appuis à l'ELU

Le diagramme des moments dans les poutres principales :

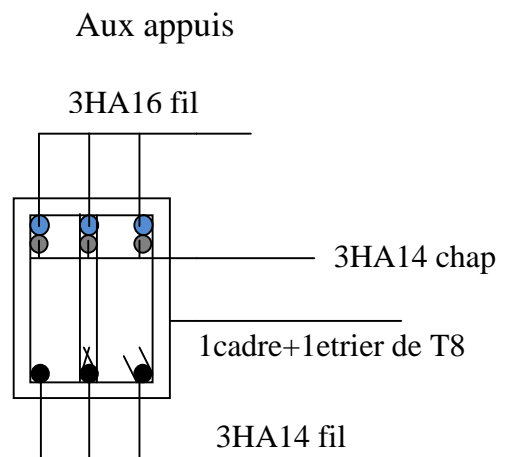


Le ferrailage final adopté :

Section (25x40):

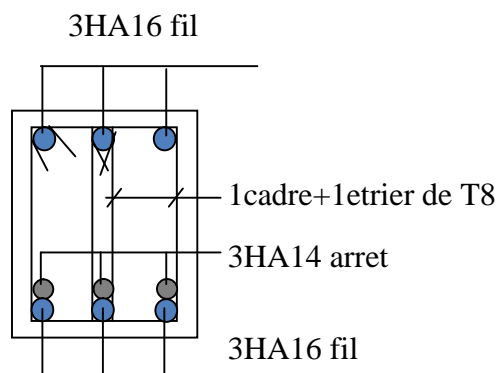


$$A_T = 3HA16 + 6HA14 = 15.27 \text{ cm}^2$$

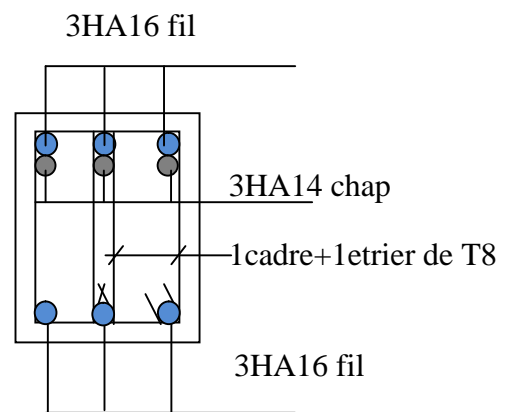


$$A_T = 3HA16 + 6HA14 = 15.27 \text{ cm}^2$$

Section (30x45):



$$A_T = 6HA16 + 3HA14 = 16.68 \text{ cm}^2$$



$$A_T = 6HA16 + 3HA14 = 16.68 \text{ cm}^2$$

V- 4-1) Les vérifications à l'ELU

a) La condition de non fragilité :

- Poutres principales : $A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 43 \times 30 \times \frac{2,1}{400} = 1,55 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}}$

b) Vérification de l'effort tranchant (Art .A.5, 1.1 /BAEL 91 modifiées 99, CBA93) :

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \quad T_u: \text{Effort tranchant maximum à L'ELU}$$

$$\tau_u = \frac{230.175 \times 1000}{300 \times 430} = 1.78 \text{ MPa}$$

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

La condition est vérifiée.

c) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art : A. 5.1.3) /BAEL 91 modifiées 99, CBA93) :

➤ Sur le béton :

$$V_u < \bar{V}_u \quad \bar{V}_u = 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 0,9 \cdot d \cdot b_0$$

$$\bar{V}_u = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 430 \times 300 = 774000 \text{ N}$$

$$V_u = 230.175 \text{ KN} < \bar{V}_u = 774 \text{ KN}$$

➤ **Sur l'acier :**

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u + H) \quad ; \text{ avec } H = \frac{M_{\text{amax}}}{0,9.d}$$

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{400} \left(230,175 \times 10^3 + \frac{-184,14 \times 10^6}{0,9 \times 430} \right)$$

$$A_{\text{appuis}} = 16,68 \text{ cm}^2 \geq -7,06 \text{ cm}^2$$

⇒ Les armatures calculées sont suffisantes.

d) Vérification de la contrainte d'adhérence : (art .A.6, 1.3 /BAEL 91 modifiés 99, CBA93) :

$$\tau_{\text{se}} = \frac{T_u}{0,9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{\text{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa Avec :}$$

U_i : le périmètre des barres

$$\sum u_i = \sum n \Pi \emptyset$$

ψ_s = 1.5 pour les aciers à hautes adhérences.

$$\tau_{\text{se}} = \frac{230,175 \times 10^3}{0,9 \times 430 \times 433,3} = 1,37 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{\text{se}} = 3,15 \text{ MPa}$$

e) Ancrage des barres : (Art : A. 6 .1 .2) /BAEL 91 modifiées 99, CBA93) :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \times 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28}}$$

$$l_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1} = 56,44 \text{ cm}$$

f) Calcul des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

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

$$\Phi_t \leq \min (12,28 \text{ mm}, 16 \text{ mm}, 30 \text{ mm})$$

Soit : **Φ_t = 8mm**

On optera pour un cadre et un étrier **A_t = 4HA8 = 2,01cm²**.

Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appuila section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante (**Art. A.5.1,232/BAEL91, CBA93**) :

$$S_t \leq \frac{A_{ad} \cdot 0,9 \cdot f_e}{(\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28}) \cdot b \cdot \gamma_s}$$

$$S_t = \frac{2,01 \times 0,9 \times 400}{(1,78 - 0,3 \times 2,1) \cdot 1,15 \times 30} = 18,23 \text{ cm}$$

❖ **Espacement max des armatures transversales :** (**Art A.5.1, 22 / BAEL91**)

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

$$S_t \leq \min(38,7 ; 40\text{cm}) = \mathbf{38,7 \text{ cm}}$$

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

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left(\left\{\frac{45}{4}; 12 \times 1,6\right\}\right) = \min(11,25\text{cm} ; 19,2\text{cm}) = \mathbf{10 \text{ cm}}$$

Soit : $S_{t \max} \leq \min(38,7 \text{ cm} ; 18,23\text{cm} ; 10 \text{ cm}) = 10\text{cm}.$

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

- **Zone courante:**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 22,5 \text{ cm}.$$

Soit : $S_{t \max} \leq \min(38,7\text{cm} ; 22,5 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$

On opte pour **$S_{t \max} = 15 \text{ cm}.$**

V-4-2) Vérification à L'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b) Etat limite de compression du béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes maximales du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles :

- Contrainte admissible de l'acier.
- Contrainte admissible du béton.

La décompression du béton ne doit dépasser la contrainte admissible

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \text{ et } \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_U}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_S}{b \times d} \rightarrow K_1 \text{ et } \beta_1 \text{ (tableau)}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

En travée :

Niveau	M _{ELS} (KN. m)	A _U (cm ²)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	observation
1	66.64	16.68	1.29	0.847	17.68	109.69	6.20	15	vérifiée
2	44.662	15.27	1.61	0.835	15.30	92.18	6.02	15	vérifiée
3	23.508	15.27	1.61	0.835	15.30	48.51	3.17	15	vérifiée
4	44.662	15.27	1.61	0.835	15.30	92.18	6.02	15	vérifiée
5	44.662	15.27	1.61	0.835	15.30	92.18	6.02	15	vérifiée
6	44.662	15.27	1.61	0.835	15.30	92.18	6.02	15	vérifiée
7	44.662	15.27	1.61	0.835	15.30	92.18	6.02	15	vérifiée
8	23.508	15.27	1.61	0.835	15.30	48.51	3.17	15	vérifiée
9	11.035	15.27	1.61	0.835	15.30	22.77	1.48	15	vérifiée
Toiture	11.447	8.01	0.84	0.869	23.17	43.27	1.87	15	vérifiée

Tableau V.3 : Ferraillage des poutres principales en travée à l'ELS

Aux appuis :

Niveau	M_{ELS} (KN.m)	$A_U(\text{cm}^2)$	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
1	133.28	16.68	1.29	0.847	17.68	219.39	12.41	15	vérifiée
2	89.324	15.27	1.61	0.835	15.30	184.35	12.05	15	vérifiée
3	47.017	15.27	1.61	0.835	15.30	97.04	6.34	15	vérifiée
4	89.324	15.27	1.61	0.835	15.30	184.35	12.05	15	vérifiée
5	89.324	15.27	1.61	0.835	15.30	184.35	12.05	15	vérifiée
6	89.324	15.27	1.61	0.835	15.30	184.35	12.05	15	vérifiée
7	89.324	15.27	1.61	0.835	15.30	184.35	12.05	15	vérifiée
8	47.017	15.27	1.61	0.835	15.30	97.04	6.34	15	vérifiée
9	41.57	15.27	1.61	0.835	15.30	85.79	5.61	15	vérifiée
Toiture	23.122	8.01	0.84	0.869	23.17	87.41	3.77	15	vérifiée

Tableau V.4 : Ferraillage des poutres principales aux appuis à l'ELS

V-5) Ferraillage des poutres secondaires :

En travées :

Niveau	M_{ELU} (KN.m)	$A_s(\text{cm}^2)$	M_{sa} (KN.m)	A_s (cm^2)	A_s max (cm^2)	Ferraillage	A_s adoptée
1	5.541	0.56	18.094	1.67	1.67	3HA14fil	4.62
2	5.541	0.56	14.678	1.34	1.34	3HA14fil	4.62
3	5.541	0.56	10.968	0.99	0.99	3HA14fil	4.62
4	5.540	0.56	20.890	1.93	1.93	3HA14fil	4.62
5	5.532	0.56	22.134	2.05	2.05	3HA14fil	4.62
6	5.519	0.56	7.191	0.65	0.65	3HA14fil	4.62
7	5.472	0.56	22.819	2.12	2.12	3HA14fil	4.62
8	5.455	0.56	17.169	1.58	1.58	3HA14fil	4.62
9	4.787	0.49	3.245	0.29	0.49	3HA14fil	4.62
Toiture	1.067	0.11	0.772	0.06	0.11	3HA12 fil	3.39

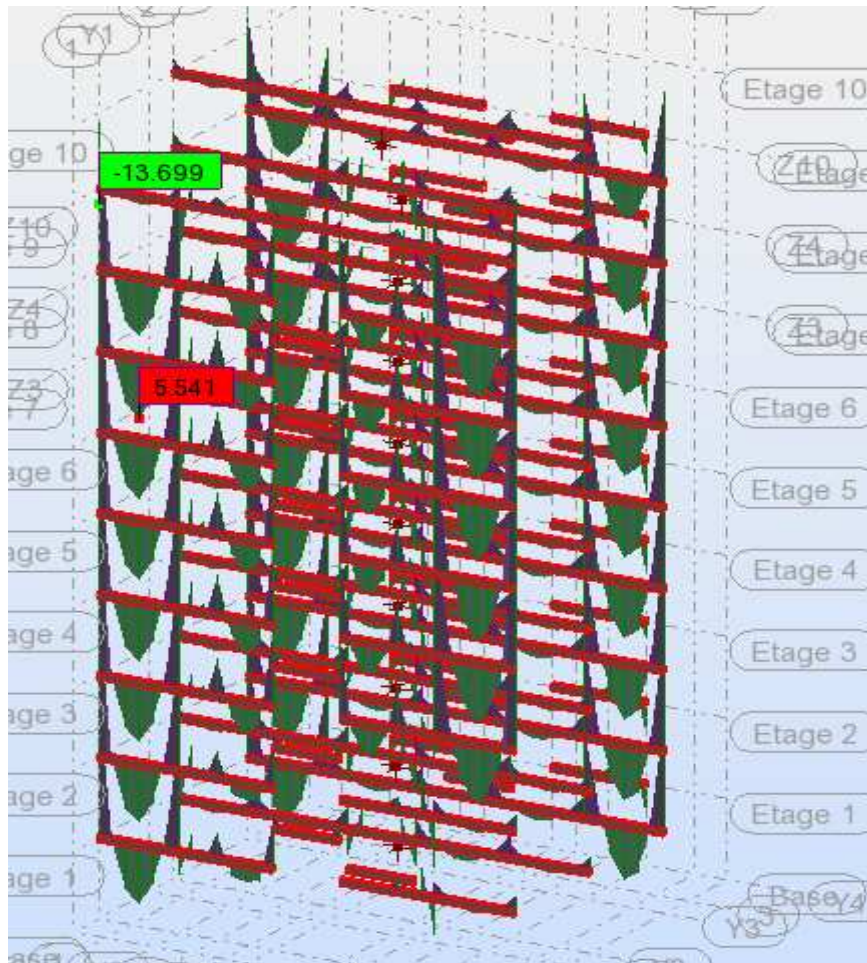
Tableau V.5 : Ferraillage des poutres secondaires en travée à l'ELU

Aux appuis :

Niveau	M_{ELU} (KN.m)	$A_s(\text{cm}^2)$	M_{sa} (KN.m)	$A_s(\text{cm}^2)$	A_{smax} (cm^2)	Ferraillage	As adopté
1	13.699	1.41	5.670	0.51	1.41	3HA14fil	4.62
2	13.699	1.41	5.723	0.51	1.41	3HA14fil	4.62
3	13.698	1.41	5.627	0.50	1.41	3HA14fil	4.62
4	13.684	1.40	5.591	0.50	1.40	3HA14fil	4.62
5	13.669	1.41	5.780	0.52	1.41	3HA14fil	4.62
6	13.667	1.40	5.817	0.52	1.40	3HA14fil	4.62
7	13.595	1.39	5.553	0.5	1.39	3HA14fil	4.62
8	13.570	1.39	5.601	0.5	1.39	3HA14fil	4.62
9	8.486	0.87	6.340	0.57	0.87	3HA14fil	4.62
Toiture	1.991	0.20	6.793	0.61	0.61	3HA12fil	3.39

Tableau V.6 : Ferraillage des poutres secondaires aux appuis à l'ELU

Diagramme des moments dans les poutres secondaires:

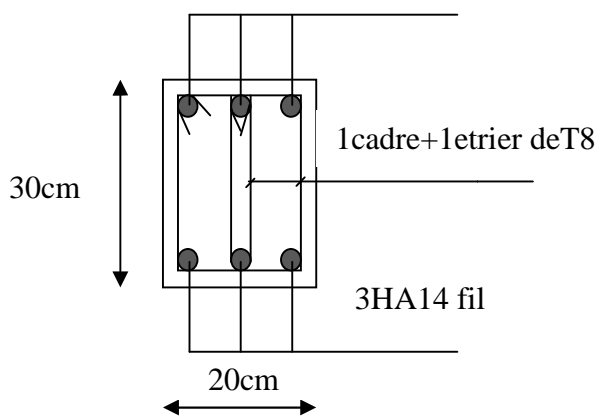


Le ferraillage final adopté :

Section (20x30) :

En travées

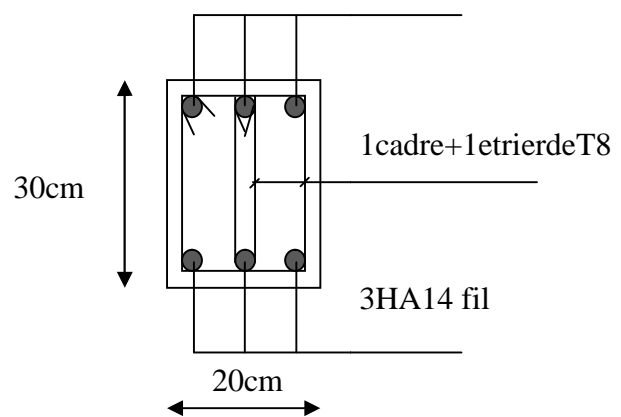
3HA14 fil



$$A_T = 6HA14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

Aux appuis:

3HA14 fil



$$A_T = 6HA14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

VI-5-1) Les vérifications à l'ELU :**a) La condition de non fragilité :**

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

b) Vérification de l'effort tranchant (art .A.5, 1.1 /BAEL 91 modifiés 99) :

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = T_u / b \cdot d \quad T_u: \text{ Effort tranchant max à L'ELU}$$

$$\tau_u = \frac{71,411 \times 1000}{200 \times 280} = 1,27 \text{ MPa}$$

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

c) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art : A. 5 .1 .3) /BAEL 91 modifiées 99, CBA93 :**➤ Sur le béton :**

$$V_u < \bar{V}_u \quad \bar{V}_u = 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 0,9 \cdot d \cdot b_0$$

$$\bar{V}_u = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 280 \times 200 = 336000 \text{ N}$$

$$V_u = 71,411 \text{ KN} < \bar{V}_u = 336 \text{ KN.}$$

➤ Sur l'acier :

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u + H) \quad ; \text{ avec } H = \frac{M_{a \text{ max}}}{0,9 \cdot d}$$

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{400} \left(71,411 \times 10^3 + \frac{-13,6991 \times 10^6}{0,9 \times 280} \right)$$

$$A_{\text{appuis}} = 9,24 \text{ cm}^2 \geq -49,02 \text{ cm}^2$$

⇒ Les armatures calculées sont suffisantes.

d) Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art. A.6,1.3/BAEL91 modifiées99, CBA93):

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times ft_{28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Avec :

U_i : le périmètre des barres

$\psi_s = 1,5$ pour les aciers à hautes adhérences.

$$\tau_{se} = \frac{71,411 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 263,76} = 1,07 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \frac{\delta y}{\delta x}$$

g) Ancrage des barres : (Art : A. 6 .1 .2) /BAEL 91 modifiées 99, CBA93 :

$$l_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \times 0,6 \times \psi^2 \times ft_{28}}$$

$$l_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1} = 49,38 \text{ cm}$$

h) Calcul des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

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

$$\Phi_t \leq \min(8 \text{ mm}, 14 \text{ mm}, 20 \text{ mm})$$

Soit : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$.

On optera pour un cadre et un étrier $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante (Art. A.5.1,232/BAEL91, CBA93) :

$$S_t \leq \frac{A_{ad} \cdot 0,9 \cdot f_e}{(\tau_u - 0,3 \cdot ft_{28}) \cdot b \cdot \gamma_s}$$

$$S_t = \frac{2.01 \times 0,9 \times 400}{(1.27 - 0.3 \times 2.1) \cdot 1.15 \times 20} = 49.15 \text{ cm}$$

- ❖ **Espacement max des armatures transversales :**(Art A.5.1,22 /BAEL91, CBA93):

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

$$S_t \leq \min(25,2 ; 40\text{cm})=25,2 \text{ cm}$$

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

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left(\left\{\frac{30}{4}; 12 \times 1.4\right\}\right) = \min(7.5 \text{ cm} ; 16.8\text{cm})=7.5\text{cm}$$

$$\text{Soit : } S_{t \max} \leq \min(25.2 \text{ cm} ; 55.19\text{cm} ; 7.5 \text{ cm})= 7.5\text{cm}.$$

On opte pour $S_{t \max}= 7 \text{ cm}$

- **Zone courante :**

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

$$\text{Soit : } S_{t \max} \leq \min(25.2 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

On opte pour $S_{t \max} = 15 \text{ cm}$

VII-5-2) Vérification à L'ELS :

c) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

d) Etat limite de compression du béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes maximales du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles :

- Contrainte admissible de l'acier.
- Contrainte admissible du béton.

La décompression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \text{ et } \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_U}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_S}{b \times d} \rightarrow K_1 \text{ et } \beta_1 \text{ (tableau)}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

En travées :

Niveau	M_{ELS} (KN. m)	A_U (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
1	3.932	9.24	1.65	0.834	15.12	18.22	1.19	15	vérifiée
2	3.944	9.24	1.65	0.834	15.12	18.27	1.20	15	vérifiée
3	3.988	9.24	1.65	0.834	15.12	18.48	1.22	15	vérifiée
4	3.993	9.24	1.65	0.834	15.12	18.50	1.22	15	vérifiée
5	3.994	9.24	1.65	0.834	15.12	18.51	1.22	15	vérifiée
6	3.994	9.24	1.65	0.834	15.12	18.51	1.22	15	vérifiée
7	3.994	9.24	1.65	0.834	15.12	18.51	1.22	15	vérifiée
8	3.978	9.24	1.65	0.834	15.12	18.43	1.21	15	vérifiée
9	3.458	9.24	1.65	0.834	15.12	16.02	1.06	15	vérifiée
Toiture	0.790	9.24	1.65	0.834	15.12	3.66	0.24	15	vérifiée

Tableau V.7 : Ferraillage des poutres secondaires en travée à l'ELS

Aux appuis :

Niveau	M_{ELS} (KN. m)	A_U (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
1	9.780	9.24	1.65	0.834	15.12	45.32	2.99	15	vérifiée
2	9.799	9.24	1.65	0.834	15.12	45.41	3.00	15	vérifiée
3	9.862	9.24	1.65	0.834	15.12	45.70	3.02	15	vérifiée
4	9.873	9.24	1.65	0.834	15.12	45.75	3.02	15	vérifiée
5	9.873	9.24	1.65	0.834	15.12	45.75	3.02	15	vérifiée
6	9.873	9.24	1.65	0.834	15.12	45.75	3.02	15	vérifiée
7	9.874	9.24	1.65	0.834	15.12	45.76	3.02	15	vérifiée
8	9.850	9.24	1.65	0.834	15.12	45.65	3.02	15	vérifiée
9	6.063	9.24	1.65	0.834	15.12	28.09	1.86	15	vérifiée
Toiture	1.476	9.24	1.65	0.834	15.12	6.84	0.45	15	vérifiée

Tableau V.8 : Ferraillage des poutres secondaires aux appuis à l'ELS

e) État limite de déformation de la flèche :

On a extrait les résultats de la flèche à partir du logiciel Robot Bat.

➤ **Poutres principales :**

- Poutres (40*45) cm²

$$\bar{f} = L/500 = 435/500 = 8.7 \text{ mm}$$

$$f_{\text{ROBOT}} = 1.82 \text{ mm}$$

$$f_{\text{ROBOT}} < \bar{f} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Poutres (40*45) cm²

$$f_{\text{ROBOT}} = 2.08 \text{ mm}$$

$$f_{\text{ROBOT}} < \bar{f} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Poutres secondaires :**

Poutres (20*30) cm²

$$\bar{f} = L/500 = 310/500 = 6.2 \text{ mm}$$

$$f_{\text{ROBOT}} = 0.2 \text{ mm}$$

$$f_{\text{ROBOT}} < \bar{f} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

CHAPITRE VI

VI-Ferrailage des poteaux:

Le ferrailage des poteaux se fera en flexion composée sous les combinaisons les plus défavorables dans les deux directions principales sous les sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal avec son moment correspondant.
- Effort normal minimal avec son moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal avec son effort correspondant.

VI-1) Recommandation du RPA 99 modifié 2003 :**a) Armatures longitudinales :**

- Les armatures longitudinales doivent être à hautes adhérences et sans crochets.
- Le diamètre minimal des armatures longitudinales est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en zone IIa.
- Le pourcentage minimal des armatures longitudinales est de $(0.8\%bh)$ en zone IIa:

$$\text{Poteaux (40 * 40)} \quad A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 40 \times 40 = 12.80 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (40 * 45)} \quad A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 40 \times 45 = 14.40 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage maximal des armatures longitudinales est de $(6\%bh)$ en zone de recouvrement.

$$\text{Poteaux (40 * 40)} \quad A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (40 * 45)} \quad A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 40 \times 45 = 108 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage maximal des armatures longitudinales est de $(4\%bh)$ en zone courante.

$$\text{poteaux (40 * 40)} \quad A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$$

$$\text{poteaux (40 * 45)} \quad A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 40 \times 45 = 72 \text{ cm}^2$$

- La distance entre les armatures verticales dans une face d'un poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa.

Conventions:

Efforts normaux :

$N > 0$: compression

$N < 0$: traction

VI-2) Calcul des armatures à L'ELU :

a) Section partiellement comprimée (S.P.C) :

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures (\forall L'effort normal appliqué, effort de traction ou de compression).

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c'\right)$$

Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression, et la condition suivante est vérifiée :

$$N_u(d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$$

Avec :

$g = e + \left(\frac{h}{2} - c'\right)$ Si (N) étant un effort de compression

$g = e - \left(\frac{h}{2} - c'\right)$ Si (N) étant un effort de traction

➤ **Détermination des armatures :**

• **Calcul du moment fictif :**

$$M_f = M + N_u \left(\frac{h}{2} - c'\right) = N \times g$$

• **Calcul du moment réduit :**

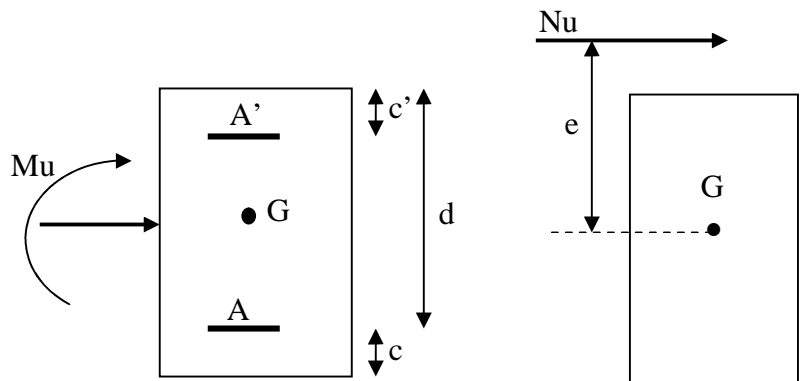
$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Si $\mu_f \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ SSA ($A'=0$)

- **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

- **Armatures réelles**



$$A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}} \begin{cases} (-) \text{ si } N : \text{ effort de compression.} \\ (+) \text{ si } N : \text{ effort de traction.} \end{cases}$$

Si $\mu_f > \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est doublement armée ($A' \neq 0$)

- **Armatures en flexion simple :**

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

$$\Delta M = M_f - M_l$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

$$A'_f = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

- **Armatures en flexion composée :**

$$A = A_f \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

Exemple d'application 1 :

Combinaison accidentelle : $f_{bc} = 18.48$ MPa et $\sigma_{st} = 400$ MPa

➤ **Poteau (40x45) cm²:**

▪ **Sens transversal :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c'\right) \quad \Rightarrow \quad e_u = \frac{89.82}{393.60} = 0.2282 \text{ m} = 22.82 \text{ cm}$$

$$g = e + \left(\frac{h}{2} - c'\right) = 22.82 + 20.5 = 43.32 \text{ cm}$$

$$M_f = N_u \times g = 393.6 \times 43.32 \times 10^{-2} = 170.5 \text{ KN.m}$$

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{170.5 \times 1000000}{400 \times 430 \times 430 \times 18.48} = 0.124 < 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{SSA donc } A' = 0$$

$$\mu_f = 0.124 \text{ du tableau } \beta = 0.934$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{170.5 \times 10000}{0.934 \times 430 \times 400} = 10.61 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{\sigma_{st}} = 10.61 - 3936/400 = 0.77 \text{ cm}^2$$

▪ **Sens longitudinal :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c'\right) \quad \Rightarrow \quad e_u = \frac{1.097}{768.84} = 0.0014 \text{ m} = 0.14 \text{ cm}$$

$$g = e + \left(\frac{h}{2} - c'\right) = 0.14 + 20.5 = 20.64 \text{ cm}$$

$$M_f = N_u \times g = 768.84 \times 20.64 \times 10^{-2} = 158.69 \text{ KN.m}$$

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{158.69 \times 1000000}{400 \times 430 \times 430 \times 18.48} = 0.116 < 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{SSA donc } A' = 0$$

$$\mu_f = 0.116 \text{ du tableau } \beta = 0.938$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{158.69 \times 10000}{0.938 \times 430 \times 400} = 9.86 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{\sigma_{st}} = 9.87 - 7688.4/400 = -9.35 \text{ cm}^2 < 0$$

Les armatures ne sont pas nécessaires

Exemple d'application 2 : Situation courante

$$f_{bc} = 14.2 \text{ MPa et } \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

➤ **Poteaux 40x45 :**

▪ **Sens transversal :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c' \right) = \frac{15.58 \times 100}{1182.32} = 1.32 \text{ cm} < 20.5 \text{ cm}$$

$$N_u(d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$$

$$1182.32 \times 10^3 \times (430 - 20) - 257.98 \times 10^6 \leq (0.337 \times 450 - 0.81 \times 20) \cdot 400 \cdot 450 \cdot 14.2$$

$$226771200 \leq 346210200$$

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{257.98 \times 1000000}{400 \times 430 \times 430 \times 14.2} = 0.245 < 0.392 \implies \text{SSA}$$

$$\mu_f = 0.245 \text{ du tableau } \beta = 0.856$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{257.98 \times 100000}{0.856 \times 430 \times 348} = 20.14 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{\sigma_{st}} = 20.14 - 11823.2 / 348 = -13.83 \text{ cm}^2 < 0$$

Les armatures ne sont pas nécessaires

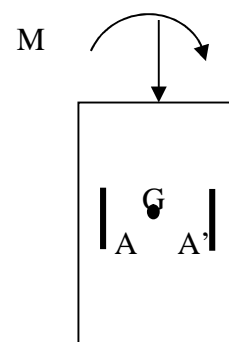
▪ **Sens longitudinal :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c' \right) = \frac{10.48 \times 100}{1182.32} = 0.89 \text{ cm} < 20.5 \text{ cm}$$

$$N_u(d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$$

$$1182.32 \times 10^3 \times (430 - 20) - 252.9 \times 10^6 \leq (0.337 \times 450 - 0.81 \times 20) \cdot 400 \cdot 450 \cdot 14.2$$

$$231851200 \leq 346210200$$



$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{252.9 \times 1000000}{400 \times 430 \times 430 \times 14.2} = 0.240 < 0.392 \quad \rightarrow \text{SSA}$$

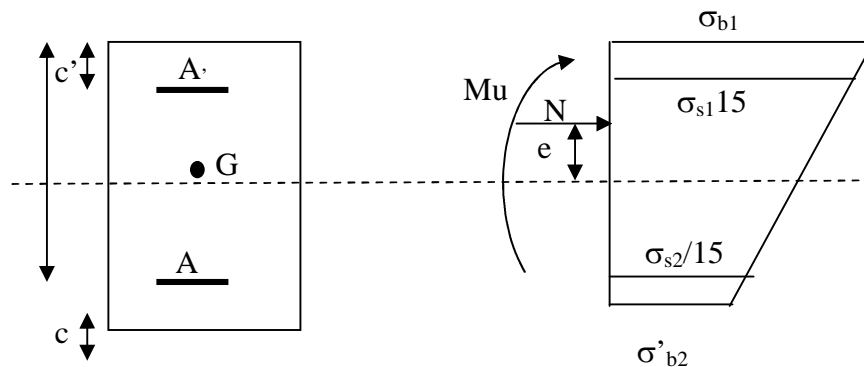
$$\mu_f = 0.240 \text{ du tableau } \beta = 0.861$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{252.9 \times 100000}{0.861 \times 430 \times 348} = 19.63 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{\sigma_{st}} = 19.63 - 11823.2/348 = -14.34 \text{ cm}^2 < 0$$

Les armatures ne sont pas nécessaires.

b) Section entièrement comprimée (S.E.C) :



La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c' \right)$$

- Le centre de pression est situé dans la zone délimitée par les armatures.
- N : effort de compression.
- et la condition suivante est vérifiée :

$$N_u(d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$$

➤ **Détermination des armatures :**

1^{er} cas: $N_u(d - c') - M_f \geq (0.5h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow S.D.A$

$$A' = \frac{M_f - b \cdot h \cdot f_{bc}(d - 0.5h)}{\sigma_{st}(d - c')}$$

$$A = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{bc}} - A'$$

A' : Armatures comprimées.

A : Armature tendues.

2^{er} cas: $N_u(d - c') - M_f \leq (0.5h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow S.S.A$

$$A' = \frac{N_u - \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma'_{st}} = 0$$

$$\psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d - c') - M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

VI-3) Vérification à l'ELS :

- Si $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq h/6 \Rightarrow$ La section est entièrement comprimée.
- Si $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \geq h/6 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

Avec : M_{ser} : est le moment de flexion à l'ELS.

N_{ser} : est l'effort normal à l'ELS.

$B_0 = b \cdot h + 15(A + A') \Rightarrow$ Section total homogène.

V_2 : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue.

$$\begin{cases} V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A \cdot c' + A' \cdot d) \right] \\ V_2 = h - V_1 \end{cases}$$

I_0 = moment d'inertie de la section homogène.

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15[A \cdot (V_1 - c')^2 + A' \cdot (V_2 - c')^2]$$

On doit vérifier que :

a) Section entièrement comprimée S.E.C

a-1) Calcul des contraintes dans le béton :

$$\sigma_b^1 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{V_1}{I_0} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_b^2 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{V_2}{I_0} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

b) Section partiellement comprimée S.P.C

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_{ser} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_{ser}) \leq \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa}$$

Avec : $K = \frac{N_{ser}}{S}$; $S = \frac{b}{2} \cdot y_{ser} + 15[A'(y_{ser} - c') - A \cdot (d - y_{ser})]$

$$y_{ser} = y_c + c ; c = d - e_a ; e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{d}{2} \right)$$

y_c = Sera obtenu par résolution de l'équation :

$$y_c^3 + p \cdot y_c + q = 0$$

$$p = -3 \cdot c^3 - \frac{90 \cdot A'}{b} (c - c') + \frac{90 \cdot A}{B} \cdot (d - c)^2$$

$$q = -2 \cdot c^3 - \frac{90 \cdot A'}{b} (c - c') + \frac{90 \cdot A}{B} \cdot (d - c)^2$$

La solution de l'équation du 3^{ème} degré est :

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \cdot p^3}{27}$$

Si $\Delta \geq 0$: $t = 0.5 \cdot (\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y = u - \frac{p}{3 \cdot u}$

$$\text{Si : } \Delta < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos \rho = \frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \cdot \sqrt{\frac{-3}{p}} \\ \rho = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}} \end{cases}$$

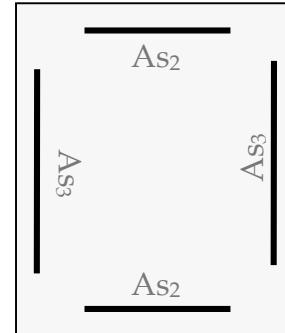
- Choisir une solution parmi les trois solutions

$$y_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3}\right) ; y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3} + 120^\circ\right) \text{ et } y_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3} + 240^\circ\right)$$

VI-4) Calcul à l'ELU :**Ferrailage :**

As₂: armatures dans le sens yy.

As₃: armatures dans le sens zz.



Les calculs des différentes sections d'armatures dans les poteaux sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

		ELU sens longitudinal								
Niveau	Section	N (KN)	M (KN.m)	e (cm)	h/2-c	M _f	Nature	Observation	A'	A
RDC	40x45	N _{max} =1182.32	M _{cor} =10.48	0.89	20.5	252.9	SPC	SSA	0	0
		N _{min} =687.93	M _{cor} =0.52	0.075	20.5	141.54	SPC	SSA	0	0
		N _{cor} 1047.49	M _{max} =25.54	2.44	20.5	240.29	SPC	SSA	0	0
1 à 8 et Toiture	40x40	N _{max} =959.42	M _{cor} =0.76	0.079	18	173.46	SPC	SSA	0	0
		N _{min} =22.31	M _{cor} =2.1	9.41	18	6.11	SPC	SSA	0	0
		N _{cor} =851.05	M _{max} =23.60	2.77	18	176.76	SPC	SSA	0	0

		ELU sens transversal								
Niveau	Section	N (KN)	M (KN.m)	e (cm)	h/2-c	M _f	Nature	Observation	A'	A
RDC	40x45	N _{max} =1182.32	M _{cor} =15.58	1.32	20.5	257.98	SPC	SSA	0	0
		N _{min} = 687.93	M _{cor} =-8.35	1.21	20.5	149.35	SPC	SSA	0	0
		N _{cor} = 980.5	M _{max} =23.99	2.45	20.5	225.02	SPC	SSA	0	0
1 à 8 et Toiture	40x40	N _{max} =959 .42	M _{cor} =2.72	0.28	18	145.38	SPC	SSA	0	0
		N _{min} =22.31	M _{cor} =-0.001	0.004	18	4.02	SPC	SSA	0	0
		N _{cor} =773.42	M _{max} =19.45	2.51	18	158.63	SPC	SSA	0	0

		0.8G+Ex sens transversal								
Niveau	Section	N (KN)	M (KN.m)	e(cm)	h/2-c	M _f	Nature	Observation	A`	A
RDC	40x45	N _{max} =914.27	M _{cor} =2.47	0.27	20.5	189.89	SPC	SSA	0	0
		N _{min} =384.55	M _{cor} =33.36	8.67	20.5	112.17	SPC	SSA	0	0
		N _{cor} =393.60	M _{max} =89.82	22.82	20.5	170.5	SPC	SSA	0	0.77
1 à 8 et Toiture	40x40	N _{max} =917.05	M _{cor} =3.17	0.34	18	68.19	SPC	SSA	0	0
		N _{min} =16.93	M _{cor} =6.27	37.03	18	9.32	SPC	SSA	0	0.20
		N _{cor} =434.05	M _{max} =75.70	17.44	18	53.83	SPC	SSA	0	0

		0.8G+Ex sens longitudinal								
Niveau	Section	N (KN)	M (KN.m)	e (cm)	h/2-c	M _f	Nature	Observation	A`	A
RDC	40x45	N _{max} =914.27	M _{cor} =0.72	0.08	20.5	168.16	SPC	SSA	0	0
		N _{min} =384.55	M _{cor} =0.19	0.049	20.5	79.02	SEC	SSA	0	0
		N _{cor} =768.84	M _{max} =1.097	0.14	20.5	158.69	SEC	SSA	0	0
1 à 8 et Toiture	40x40	N _{max} =917.05	M _{cor} =18.99	2.07	18	164.05	SPC	SSA	0	0
		N _{min} =16.93	M _{cor} =0.02	0.12	18	3.07	SPC	SSA	0	0
		N _{cor} =594.26	M _{max} =18.99	3.19	18	125.92	SPC	SSA	0	0

		0.8G+Ey sens longitudinal								
Niveau	Section	N (KN)	M (KN.m)	e (cm)	h/2-c	M _f	Nature	Observation	A`	A
RDC	40x45	N _{max} =831.44	M _{cor} =11.71	1.41	20.5	182.17	SPC	SSA	0	0
		N _{min} =439.23	M _{cor} =1.83	0.42	20.5	51.89	SPC	SSA	0	0
		N _{cor} =751.19	M _{max} =40.13	5.35	20.5	154.18	SPC	SSA	0	0
1 à 8 et Toiture	40x40	N _{max} =677.6	M _{cor} =12.88	1.9	18	134.84	SPC	SSA	0	0
		N _{min} =17.81	M _{cor} =0.076	0.43	18	3.28	SPC	SSA	0	0
		N _{cor} =626.85	M _{max} =33.87	5.4	18	146.68	SPC	SSA	0	0

		0.8G+Ey sens transversal								
Niveau	Section	N (KN)	M (KN.m)	e (cm)	h/2-c	M _f	Nature	Observation	A`	A
RDC	40x45	N _{max} =831.44	M _{cor} =4.18	0.50	20.5	174.60	SPC	SSA	0	0
		N _{min} =439.23	M _{cor} =0.06	0.013	20.5	90.09	SPC	SSA	0	0
		N _{cor} =537.99	M _{max} =13.14	2.44	20.5	123.41	SPC	SSA	0	0
1 à 8 et Toiture	40x40	N _{max} =677.6	M _{cor} =0.63	0.092	18	122.59	SPC	SSA	0	0
		N _{min} =17.81	M _{cor} =0.29	1.63	18	3.51	SPC	SSA	0	0
		N _{cor} =425.37	M _{max} =10.65	2.50	18	87.20	SPC	SSA	0	0

		G+Q+Ex sens transversal								
Niveau	Section	N (KN)	M (KN.m)	e (cm)	h/2-c	M _f	Nature	Observation	A`	A
RDC	40x45	N _{max} =1168	M _{cor} =2.875	0.24	20.5	242.24	SPC	SSA	0	0
		N _{min} =545.77	M _{cor} =33.37	6.11	20.5	145.53	SPC	SSA	0	0
		N _{cor} =892.42	M _{max} =90.19	10.1	20.5	273.08	SPC	SSA	0	0
1 à 8 et Toiture	40x40	N _{max} =1114.26	M _{cor} =5.08	0.45	18	205.58	SPC	SSA	0	0
		N _{min} =22.53	M _{cor} =8.94	39.68	18	12.99	SPC	SSA	0	0.30
		N _{cor} =627.48	M _{max} =80.57	12.84	18	193.51	SPC	SSA	0	0

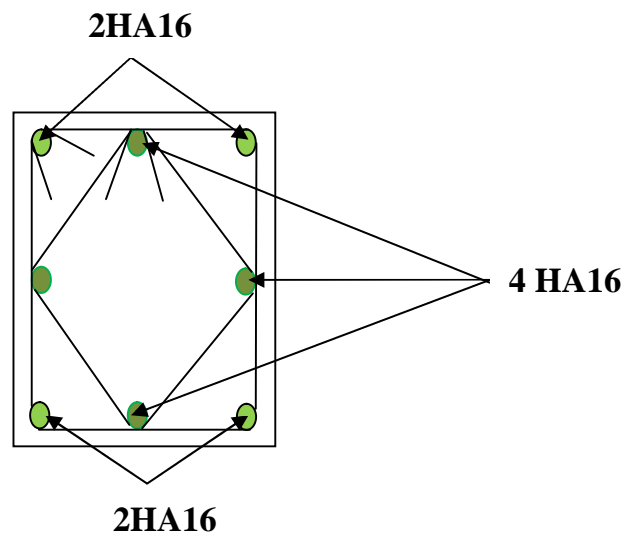
		G+Q+Ex sens longitudinal								
Niveau	Section	N (KN)	M (KN.m)	e (cm)	h/2-c	M _f	Nature	Observation	A`	A
RDC	40x45	N _{max} =1168	M _{cor} =1.14	0.09	20.5	240.49	SPC	SSA	0	0
		N _{min} =545.77	M _{cor} =0.29	0.05	20.5	112.15	SPC	SSA	0	0
		N _{cor} =1031.67	M _{max} =24.48	2.37	20.5	235.94	SPC	SSA	0	0
1 à 8 et Toiture	40x40	N _{max} =1114.26	M _{cor} =1.75	0.157	18	202.32	SPC	SSA	0	0
		N _{min} =22.53	M _{cor} =1.4	6.21	18	5.45	SPC	SSA	0	0
		N _{cor} =807.13	M _{max} =24.85	3.08	18	170.14	SPC	SSA	0	0

G+Q+Ey sens transversal										
Niveau	Section	N (KN)	M (KN.m)	e (cm)	h/2-c	M _f	Nature	Observation	A`	A
RDC	40x45	N _{max} =1134.42	M _{cor} =8.15	0.72	20.5	240.72	SPC	SSA	0	0
		N _{min} =636.89	M _{cor} =0.083	0.013	20.5	130.64	SPC	SSA	0	0
		N _{cor} =782.34	M _{max} =19.11	2.44	20.5	179.47	SPC	SSA	0	0
1 à 8 et Toiture	40x40	N _{max} =923.35	M _{cor} =1.34	0.14	18	167.49	SPC	SSA	0	0
		N _{min} =22.87	M _{cor} =0.37	1.62	18	4.49	SPC	SSA	0	0
		N _{cor} =617.41	M _{max} =15.52	2.51	18	126.63	SPC	SSA	0	0

G+Q+Ey sens longitudinal										
Niveau	Section	N (KN)	M (KN.m)	e (cm)	h/2-c	M _f	Nature	Observation	A`	A
RDC	40x45	N _{max} =1134.42	M _{cor} =11.02	0.97	20.5	243.56	SPC	SSA	0	0
		N _{min} =636.89	M _{cor} =2.74	0.43	20.5	133.30	SPC	SSA	0	0
		N _{cor} =1011.06	M _{max} =46.41	4.59	20.5	253.67	SPC	SSA	0	0
1 à 8 et Toiture	40x40	N _{max} =923.35	M _{cor} =13.08	1.42	18	179.31	SPC	SSA	0	0
		N _{min} =22.87	M _{cor} =0.097	0.42	18	4.21	SPC	SSA	0	0
		N _{cor} =825.05	M _{max} =39.73	4.81	18	188.19	SPC	SSA	0	0

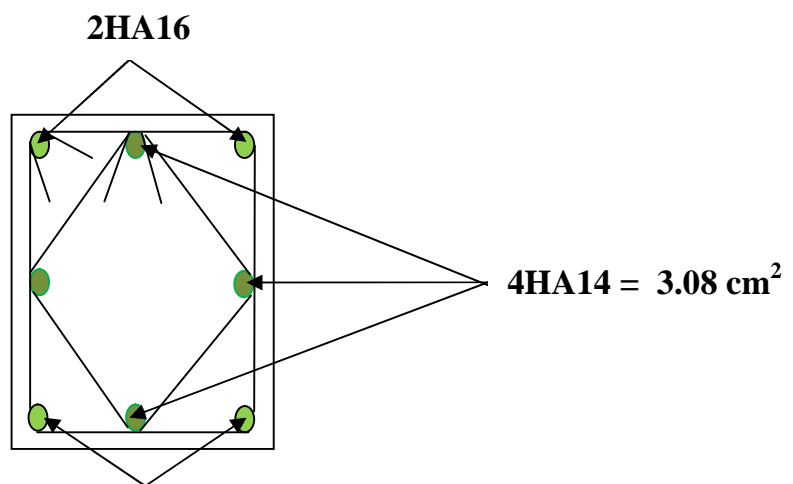
Le ferraillage final adopté :

Poteaux 40x45 :



$$A_t = 8HA16 = 16.08 \text{ cm}^2$$

Poteaux 40x40:



$$2HA16 = 4.02 \text{ cm}^2$$

$$A = 4HA14 + 4HA16 = 14.20$$

❖ Vérifications à L'ELS :

ELS sens transversal											
Niveau	Section	N(KN)	M(KN.m)	e (cm)	h/6	Nature	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	Observation
RDC	40x45	$N_{max}=857.53$	$M_{cor}=11.31$	1.32	7.5	SEC	5.00	15	74.11	348	CV
		$N_{min}=501.53$	$M_{cor}=6.1$	1.22	7.5	SEC	2.89	15	42.89	348	CV
		$N_{cor}=712.14$	$M_{max}=17.42$	2.45	7.5	SEC	4.62	15	67.95	348	CV
1 à 8 et Toiture	40x40	$N_{max}=695.88$	$M_{cor}=1.97$	0.28	6.66	SEC	4.09	15	60.99	348	CV
		$N_{min}=16.53$	$M_{cor}=0.001$	0.006	6.66	SEC	0.094	15	1.40	348	CV
		$N_{cor}=561.84$	$M_{max}=14.13$	2.51	6.66	SEC	4.29	15	62.84	348	CV

ELS sens longitudinal											
Niveau	Section	N(KN)	M(KN.m)	e (cm)	h/6	Nature	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	Observation
RDC	40x45	$N_{max}=857.53$	$M_{cor}=3.21$	0.37	7.5	SEC	4.52	15	60.55	348	CV
		$N_{min}=501.53$	$M_{cor}=0.26$	0.05	7.5	SEC	2.54	15	38.16	348	CV
		$N_{cor}=760.54$	$M_{max}=18.57$	2.44	7.5	SEC	4.94	15	72.64	348	CV
1 à 8 et Toiture	40x40	$N_{max}=695.88$	$M_{cor}=0.55$	0.08	6.66	SEC	3.98	15	59.67	348	CV
		$N_{min}=16.53$	$M_{cor}=1.53$	9.25	6.66	SPC	0.2	15	2.80	348	CV
		$N_{cor}=618$	$M_{max}=17.15$	2.77	6.66	SEC	4.84	15	70.84	348	CV

❖ Calcul des armatures transversales :

▪ Diamètre des armatures transversales :

D'après le [BAEL 91/99] le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles les maintiennent :

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_t : Diamètre maximum des armatures longitudinales.

On adopte pour **2 cadres HA8 = 2.01cm²**.

❖ Espacement des armatures transversales:

L'espacement des armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Limite élastique de l'acier d'armature transversale.

t : Espacement des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égal à **2,50** si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée, est supérieur ou égal à 5 et à **3,75** dans le cas contraire.

Le calcul se fera pour les poteaux du RDC en raison de leur effort tranchant qui est maximal à leurs niveaux.

▪ **Elancement géométrique du poteau :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

Avec: $\lambda_g = \frac{l_f}{b} \rightarrow l_f = 0.7 h_e = 0.7 \times 3.06 = 2.14$

L'élancement géométrique λ est égal à $2.14/0.40 = 5.35$

λ est supérieur à 5 donc le coefficient ρ sera pris égal à **2.50**

La section d'armatures transversales est égal à $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

L'effort tranchant max est égale à $V_u = 182.40 \text{ KN}$

❖ **Application numérique :**

$$t = \frac{A_t h_1 f_e}{\rho V_u} = \frac{201 \times 45 \times 400}{2.5 \times 182.4 \times 10^3} = 7.93 \text{ cm}$$

On opte pour $t = 8 \text{ cm}$

❖ **Espacement maximal des armatures transversales (Art 7.4.2.2 RPA 2003):**

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement « S_t » des armatures transversales est fixée comme suit :

• **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min(10 \varnothing_1^{\min}, 15 \text{ cm}) < (14 \text{ cm}, 15 \text{ cm})$$

On adopte: $S_t = 10 \text{ cm}$

• **En zone courante :**

$$S_t \leq 15 \varnothing_1^{\min} < 21 \text{ cm}$$

On adopte $S_t = 15 \text{ cm}$.

❖ **Quantité d'armatures transversales minimale du RPA :**

Pour $\lambda_g \geq 5$, la quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 3\% S_t \times b$$

• En zone nodale :

$$A_{\min} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

En zone courante :

$$A_{\min} = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Longueurs de recouvrement

Pour les barres de 16 mm $\implies L_r = 40 \Phi_l = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$

VI-5-Vérification des contraintes tangentielles :

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \lambda_g = 5.35 > 5 \end{cases} \implies \rho_b = 0.075$$

$$\tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$$

➤ Poteaux (40 x 45)cm² :

▪ Sens longitudinal : $\tau_b = \frac{182.4 \times 10^3}{400 \times 430} = 1.06 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.875$

▪ Sens transversal : $\tau_b = \frac{101.47 \times 10^3}{400 \times 430} = 0,59 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.875$

➤ Poteaux (40 x 40)cm² :

▪ Sens longitudinal : $\tau_b = \frac{168.36 \times 10^3}{400 \times 380} = 1.1 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.875$

▪ Sens transversal : $\tau_b = \frac{88,14 \times 10^3}{400 \times 380} = 0,58 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.875$

➤ Condition de non fragilité :

La sollicitation qui provoque la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entraîner dans les aciers tendus de la section réelle, une contrainte au plus égale à la limite élastique f_e .

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.455 d}{e_s - 0.185 d} \right)$$

		Sens transversal			
Sections	N(KN)	M(KN.m)	e_s (cm)	A_{min} (cm ²)	A adoptée
40x45	$N_{\text{max}}=857.53$	$M_{\text{cor}}=11.31$	1.32	5.71	16.08
	$N_{\text{min}}=501.53$	$M_{\text{cor}}=6.1$	1.22	5.66	16.08
	$N_{\text{cor}}=712.14$	$M_{\text{max}}=17.42$	2.45	6.46	16.08
40x40	$N_{\text{max}}=695.88$	$M_{\text{cor}}=0.14$	0.28	6.29	14.20
	$N_{\text{min}}=16.53$	$M_{\text{cor}}=0.001$	0.006	4.54	14.20
	$N_{\text{cor}}=561.84$	$M_{\text{max}}=14.13$	2.51	0.79	14.20

		Sens longitudinal			
Sections	N(KN)	M(KN.m)	e_s (cm)	A_{min} (cm ²)	A adoptée
40x45	$N_{\text{max}}=857.53$	$M_{\text{cor}}=3.21$	0.37	5.25	16.08
	$N_{\text{min}}=501.53$	$M_{\text{cor}}=0.26$	0.05	5.13	16.08
	$N_{\text{cor}}=760.54$	$M_{\text{max}}=18.57$	2.44	6.45	16.08
40x40	$N_{\text{max}}=695.88$	$M_{\text{cor}}=0.55$	0.08	4.86	14.20
	$N_{\text{min}}=16.53$	$M_{\text{cor}}=1.53$	9.25	1.61	14.20
	$N_{\text{cor}}=618$	$M_{\text{max}}=17.15$	2.77	6.25	14.20

CHAPITRE VII

VII-Ferrailage des voiles:

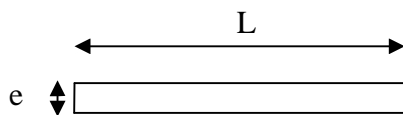
Les voiles seront calculés en flexion composée sous les combinaisons les plus défavorables. Pour cela nous allons utiliser la méthode des contraintes.

VII-1) Exposé de la méthode de calcul:

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules de [Navier-Bernoulli] :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$



$B = L \cdot e$: section du béton du trumeau

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier : $V = V' = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera par bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré.

L_c : la longueur de la zone comprimée.

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimée (SEC)
- Section partiellement comprimée (SPC)
- Section entièrement tendue (SET)

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones :

- Zone I : RDC et 1^{er} étage.
- Zone II : 2^{ème} au 4^{ème} étage.
- Zone III : 5^{ème} au 8^{ème} étage.

a) Ferraillage d'une section entièrement comprimé :

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

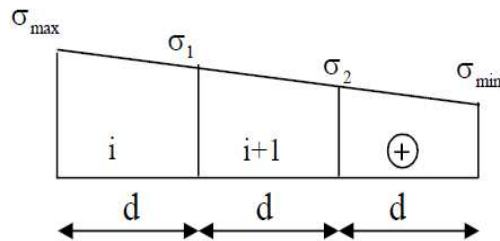


Fig.VII.1

e : épaisseur du voile

La section d'armature d'une section entièrement comprimée est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i + B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

B : section du tronçon considéré ;

- **Situation accidentelle** : $\sigma_s = 400$ MPa ; $f_{bc} = 18.48$ MPa
- **Situation courante** : $\sigma_s = 348$ MPa ; $f_{bc} = 14.20$ MPa

➤ **Armatures minimales :**

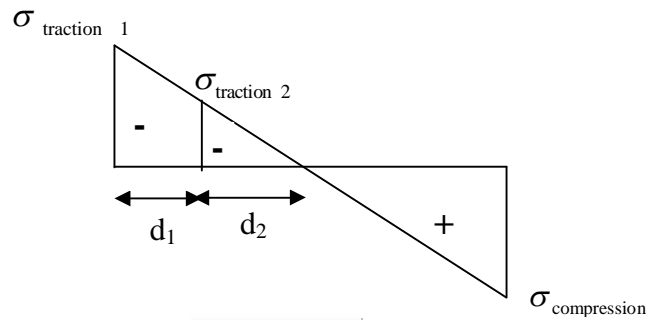
$$A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91, CBA93})$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91, CBA93})$$

➤ b) Ferraillage d'une section partiellement comprimé :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\text{traction 1}} + \sigma_{\text{traction 2}}}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_{\text{traction 1}}}{2} \cdot d \cdot e$$



La section d'armature est égale à :

Fig.VII.2

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

➤ C) Ferraillage d'une section entièrement tendue :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\text{max}} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

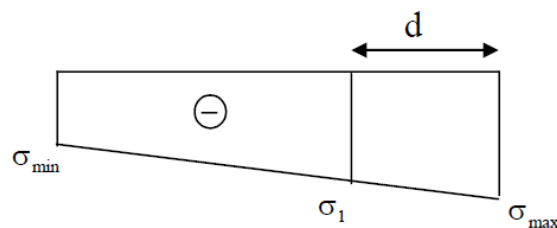


Fig.VII.3

e : épaisseur du voile

La section d'armature d'une section entièrement tendue est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

➤ Armatures verticales minimales :

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition non fragilité BAEL art A4.2.1, CBA93).}$$

$$A_{\min} \geq 0.002 B \text{ (Section min du RPA art 7.7.4.1, CBA93).}$$

B : Section du tronçon considéré.

VII-2) Exigences du RPA 99 révisée 2003 :

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Globalement dans la section du voile } 15 \% \\ \text{En zone courantes } 0.10 \% \end{array} \right.$$

VII-2-1) Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ.

D'après le BEAL 91/99 : $A_H = \frac{A_v}{4}$

D'après le RPA 2003 : $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

VII-2-2) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (05) épingles par mètre carré.

VII-2-3) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1.4 V_u$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré.

Ces aciers on les utilise en cas de reprise de bétonnage.

VII-2-4) Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$

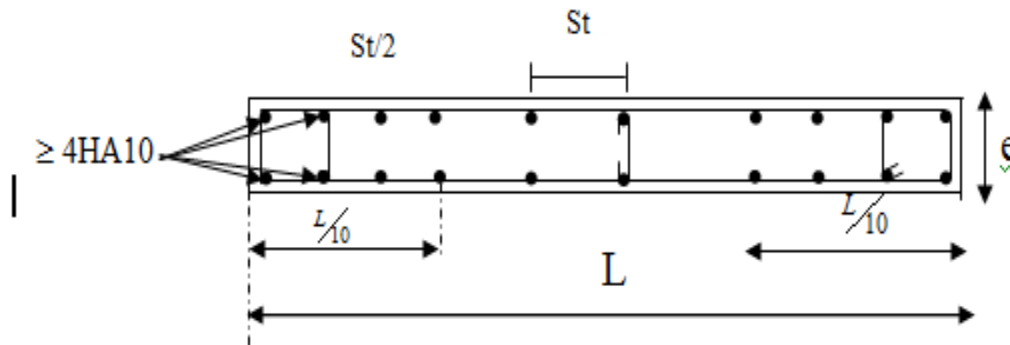


Fig.VII.4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

VII-2-5) Espacement :

D'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2005, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm) .

VII-2-6) Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

- 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.

VII-2-7) Vérifications :**a) Vérification à L'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Sections d'armatures adoptées (verticales).

b) Vérification de la contrainte de cisaillement :➤ **Selon le RPA99 version 2003, Art 7.7.2:**

$$\tau_b = \frac{1.4T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec:

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

Selon le BAEL 91/99 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 3.26 \text{ MPa}$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement**Exemple de calcul :****Exemple 1 : Section partiellement comprimée :**

Soit à calculer le ferrailage du bout de voile (ZONE I):

L=1.20 m ; $e_p = 20 \text{ cm}$.

$$\sigma_{t_{\max}} = -7998 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{c_{\min}} = 2521 \text{ KN/m}^2$$

La section est partiellement comprimée

Le découpage de diagramme se fera en deux bandes de largeur \underline{d} :

▪ **Calcul de d :**

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2.L_C}{3}\right)$$

$$L_C = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} . L = 0,24 \text{ m.}$$

$$L_t = L - L_C = 1,20 - 0,24 = 0,96 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow d_1 = 0,16 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow d_2 = l_t - d_1 = 0,80 \text{ m.}$$

▪ **Détermination de N :**

• **Zone tendue :**

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\max} . (L_t - d_1)}{L_t} = 6665 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} . d . e = 234,61 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} . (L_t - d) . e = 533,2 \text{ KN}$$

▪ **Calcul des armatures :**

• **Armatures verticales :**

$$A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}} = 5,86 \text{ cm}^2$$

$$A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_{st}} = 13,33 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimales :**

$$A_{\max} \geq \max\left(\frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}; 0,002 \cdot B\right)$$

$$A_{1\min} \geq 3,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{2\min} \geq 9,97 \text{ cm}^2$$

- **Le ferrailage adopté :**

$$A_1 = 6,16 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2 \times 2 \text{ HA14.}$$

$$A_2 = 15,39 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2 \times 5 \text{ HA14.}$$

- **Calcul des armatures horizontales :**

$$A_H = \max\left(\frac{A_V}{4}; 0,15\% B\right) \Rightarrow A_H \geq \max(5,39; 2,85) \Rightarrow A_H = 5,39 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } 14 \text{ HA12} \Rightarrow A_H = 15,83 \text{ cm}^2 \quad e = 20 \text{ cm}.$$

- **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures sont reliées avec au moins cinq (5) épingles par mètre carré.

On adopte : 5HA8 par m².

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

Selon le R.P.A99 :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

Avec :

$$V = 1,4.V_{Ucalcul}$$

b_0 : Épaisseur du voile.

d : Hauteur utile = 0,9.h.

h : Hauteur total de la section brute.

$$\text{Donc : } \tau_b = \frac{1,4 \times 62.70 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 1200} = 0,41 \text{ MPa.}$$

Selon le B.A.E.L91/99 :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0.d} = \frac{62.70 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 1200} = 0,29 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_U = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,26 \text{ MPa.}$$

Fissuration peu nuisible.

▪ **Vérification à l'E.L.S :**

Nous devons vérifier que :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{B + 15.A_v} \text{ Avec } B = l e = 0.7125 \text{ m}^2.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1061.44 \times 10^3}{1200 \times 200 + 15 \times 21.55 \times 10^2} = 3.89 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Exemple 2 : section entièrement tendue.

Soit à calculer le ferraillage du voile VL5 de la zone I :

$$L = 2,10 \text{ m} , e = 0,20 \text{ m}$$

$$\sigma_{r_{\max}} = -5940 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_{c_{\min}} = -553 \text{ KN / m}^2$$

⇒ La section est entièrement tendue

$$L_c = 0, L_t = L = 2,10 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en trois bandes de longueur (d)

$$\text{Avec : } d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) = 1,43 \text{ m}$$

Soit les tronçons : $d_1 = 1,10 \text{ m}$ et $d_2 = 1 \text{ m}$

1^{er} tronçon:

$$\sigma_1 = \sigma_{\max} - (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \frac{d}{L} = -3118,23 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2}\right) d \cdot e = 996,41 \text{ KN}$$

Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = 24,91 \text{ cm}^2$$

2^{ème} tronçon :

$$N_2 = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_{\min}}{2}\right) d \cdot e = 367,12 \text{ KN}$$

Armatures verticales :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = 9,18 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales :

$$\begin{aligned} A_{\min} &= \max\left(0,15 \% B, \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}\right) \\ &= \max(6,93 \text{ cm}^2, 22,05 \text{ cm}^2) \\ A_{\min} &= 22,05 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Le ferraillage adoptée par bande du voile est $A_v = 27,7 \text{ cm}^2$

Soit : 18 HA 14 = 27,7 cm²/ nappe, $S_t = 12 \text{ cm}$.

• **Pourcentage minimal par bande tendue:**

Le pourcentage minimal exigé par le RPA pour chaque bande tendue est de 0.2 %.

Par conséquent chaque bande devra être ferrillée avec une section d'armature supérieur à:

$$A_{\min} = 0.002 \times 110 \times 20 = 4.40 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Pourcentage minimal dans le voile :**

Le pourcentage minimal d'armatures verticales dans le voile est de :

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{Bf_{t28}}{f_e}; 0.15\% B \right)$$

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{210 \times 20 \times 2.1}{400}; \frac{210 \times 20 \times 0.15}{100} \right); \quad \text{Donc : } A_{\min} = 22.05 \text{ cm}^2$$

• **Armatures horizontales :**

D'après le BAEL 91 :
$$A_H = \frac{A_v}{4} = 10,77 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA99 (version 2003) : $A_H \geq 0.15\% \cdot B = 12,9 \text{ cm}^2$

Soit : 14HA12 = 15,83 cm² avec S_t = 20 cm.

• **Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures sont reliées par 05épingles au mètre carré soit HA8.

• **Vérification des contraintes :**

- **BAEL 91 /99:**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{10.51 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2100} = 0,028 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,028 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$$

- RPA 2003 :

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 10.51 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2100} = 0.039 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.039 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15.A} \Rightarrow \sigma_b = \frac{866.53 \times 10^3}{200 \times 2100 + 15 \times 4309} = 1.78 \text{ MPa}$$

Voiles longitudinales VL5 :

Zone		I	II	III	
Caractéristiques géométriques	L	2.10	2.10	2.10	
	B	0.42	0.35	0.324	
	e	0.2	0.2	0.2	
Sollicitation de calculs	σ_{\max} (KN/ m ²)	-5940	1088	975	
	σ_{\min} (KN/m ²)	-553	-5252	-3306	
	Nature de la section	SET	SPC	SPC	
	V _u (KN)	10.51	11.94	11.95	
	L _t (cm)	210	174	162	
	L _c (cm)	0	36	48	
	d ₁ (cm)	110	24	32	
	d ₂	100	150	130	
Ferrailage des voiles		N ₁	996.41	234.70	190.69
		N ₂	367.12	679.09	344.88
		A ₁	24.91	5.87	4.77
		A ₂	9.18	16.98	8.62
		A ₁ /nappe	9HA14= 13.85	2HA14=3.08	3HA12=3.39
		A ₂ /nappe	5HA14=7.69 cm ²	8HA12=9.05	7HA12=7.92
		A _{min} /voile (cm ²)	22.05	18.37	17.01
		A _{v1} (adopté)/bandes (cm ²)	18 HA14=27.7 cm ²	4HA14= 6.16	6HA12 = 6.78
		S _t (cm)	12	12	11
		A _{v2} (adopté)/bandes (cm ²)	10HA14=15.39 cm ²	16HA12=18.10	14HA12=15.84
		S _t (cm)	20	18	18
		A _v total (cm ²)	43.09	24.26	22.62
		A _{Hmin} =0.0015*B(cm ²)	6.3	5.25	4.86
		A _H /voile (cm ²)	10.77	6.06	5.65
		A _H adopté /voiles (cm ²)	14HA12=15.83	14HA12=15.83	16HA10=12.56
	S _t (cm)	20	20	18	
	A _t (cm ²)	5 épingles de HA8/m ²	5 épingles de HA8/m ²	5 épingles de HA8/m ²	
Vérification des contraintes	contraintes	τ_u (MPa)	0.028	0.031	0.031
		τ_b (MPa)	0.039	0.044	0.044
	ELS	N _s (KN)	866.53	662.347	378.394
		σ_b (MPa)	1.78	1.45	0.83

Bouts de voiles : VL1, VL2, VL3, VL4 :

Zones		I	II	III	
Caractéristiques géométriques	L	1.2	1.2	1.2	
	B	0.19	0.19	0.18	
	e	0.2	0.2	0.2	
Sollicitation de calculs	σ_{\max} (KN/ m ²)	-7998	-4722	-2269	
	σ_{\min} (KN/m2)	2521	1259	754	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (KN)	62.70	53.91	53.15	
	L _t (cm)	96	95	90	
	L _c (cm)	24	25	30	
	d ₁ (cm)	16	17	20	
	d ₂ (cm)	80	78	70	
Ferraillage des voiles	N ₁	N ₁	234.61	146.18	80.67
		N ₂	533.2	302.41	123.53
		A ₁	5.86	3.65	2.02
		A ₂	13.33	7.56	3.09
	A ₁ /nappe	A ₁ /nappe	2HA14= 3.08	2HA12=2.26	2HA12=2.26 refaire
		A ₂ /nappe	5HA14=7.69	5HA12=5.65	4HA12=4.52
	A _{min} /voile (cm ²)	9.97	9.97	9.45	
	A _{v1} /bande (cm ²)	4HA14= 6.16	4HA12= 4.52	4HA12=4.52	
	S _t (cm)	10	10	14	
	A _{v2} /bande (cm ²)	10HA14=15.39	10HA12=11.31	8HA12=9.05	
	S _t (cm)	16	16	18	
	A _v total (cm ²)	21.55	15.83	13.57	
	A _{Hmin} =0.0015*B(cm ²)	2.85	2.85	2.7	
	A _H /voile (cm ²)	5.39	3.95	3.39	
	A _H adopté /voile (cm ²)	14HA12=15.83	14HA12=15.83	16HA10=12.56	
	S _t (cm)	20	20	18	
	A _t (cm ²)	5 épingles de HA8/m ²	5 épingles de HA8/m ²	5 épingles de HA8/m ²	
Vérifications des contraintes à l'ELS	contrainte	τ_u (MPa)	0.29	0.25	0.24
		τ_b (MPa)	0.41	0.35	0.34
	ELS	N _s (KN)	1061.44	684.607	329.111
		σ_b (MPa)	3.89	2.85	1.37

Voiles transversales VT1,VT2 :

Zones		I	II	III	
Caractéristique géométriques	L	4.35	4.40	4.40	
	B	0.834	0.88	0.81	
	e	0.2	0.2	0.2	
Sollicitation de calculs	$\sigma_{r_{max}}$ (KN/m ²)	-6069	-4734	-2763	
	$\sigma_{c_{min}}$ (KN/m ²)	263	-208	242	
	Nature de la section	SPC	SET	SPC	
	V _u (KN)	10.12	11.08	8.95	
	L _t (cm)	4.17	4.40	4.05	
	L _c (cm)	0.18	0	0.35	
	d ₁ (cm)	0.12	1.10	0.23	
	d ₂ (cm)	2.01	1.10	1.90	
	d ₃ (cm)	2.04	1.10	1.92	
	d ₄ (cm)		1.10		
Ferraillage des voiles		N ₁	143.56	917.01	123.49
		N ₂	1781.53	668.08	744.03
		N ₃	605.68	419.15	251.49
		N ₄		294.69	
		A ₁	3.59	22.92	3.09
		A ₂	44.53	16.70	18.60
		A ₃	15.14	10.47	6.29
		A ₄		7.36	
	Choix par nappe	A ₁ /nappe	1HA16=2.01	8HA14=12.31	2HA12=2.26
		A ₂ /nappe	15HA14=23.09	8HA12=9.05	9HA12=10.18
		A ₃ /nappe	10HA14=15.39	6HA12=6.78	10HA10=7.85
		A ₄ /nappe		6HA12=6.78	
		A _{vmin} /voile (cm ²)	43.78	46.2	42.52
		A _{v1} (adopté) total/ bandes (cm ²)	2HA16= 4.02	16HA14=24.62	4HA12= 4.52
		S _t (cm)	8	14	12
		A _{v2} (adopté) total/ bandes (cm ²)	30HA14=46.18	16HA12=18.10	18HA12= 20.36
		S _t (cm)	14	14	19
		A _{v3} (adopté) total/ bandes (cm ²)	20HA14=30.79	12HA12=13.56	20HA10=15.71
		S _t (cm)	20	18	19
		A _{v4} (adopté) total/ bandes (cm ²)		12HA12=13.56	
	S _t (cm)		18		
	A _{Hmin} = 0.0015*B /voile (cm ²)	12.51	13.2	12.15	
	A _H /voile (cm ²)	20.24	17.46	10.48	
	A _H adopté /voile (cm ²)	18HA12= 20.36	16HA12=18.10	16HA10=12.57	
	S _t (cm)	15	18	18	
	A _t (cm ²)	5 épingles de HA8/m ²	5 épingles de HA8/m ²	5 épingles de HA8/m ²	
Vérification des contraintes	contraintes	τ _u (MPa)	0.01	0.014	0.011
		τ _b (MPa)	0.014	0.02	0.015
	ELS	N _s (KN)	884.97	687.645	401.11
		σ _b (MPa)	0.89	0.69	0.42

CHAPITRE VIII

Introduction :

Une fondation par définition est un organe de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol. Cette transmission peut être directe, cas de fondations superficielles (semelles isolées, semelles continues, radiers) ou par des fondations profondes (puits, pieux).

VIII -1) Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- Le tassement du sol
- Le mode constructif de la structure

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Economie.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées, semelles filantes et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

VIII-2) Fondations :**VIII-2-1) Semelles isolées :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$\text{Homothétie des dimensions : } \frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

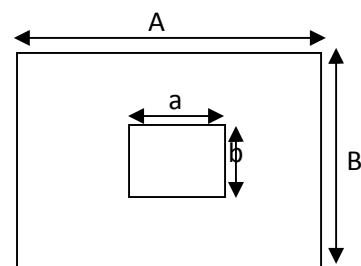


Fig.VIII.1

Exemple :

$$N_{\text{ser}} = 857.26 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad B = 2,10 \text{ m}$$

Remarque :

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, le risque de chevauchement est inévitable, alors nous optons pour des semelles filantes.

VIII-2-2) Semelles filantes :**a) Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :**

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal:

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G + Q}{B L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{\text{sol}} = 0,20 \text{ MPa}$)

B : Largeur de la semelle

L : longueur de la semelle sous voile

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}} L}$$

➤ Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

✓ Sens longitudinal :

Voiles	Ns (KN)	L (m)	B (m)	S ₁ = B x L [m ²]
VL1	1046.97	1,20	4,36	5,23
VL2	1061.44	1,20	4,42	5,30
VL3	638.45	1,20	2,66	3,19
VL4	649.17	1,20	2,70	3,24
VL5	866.53	2,10	2,06	4,33
				21,29

Tableau.1 : Résultats des surfaces revenant aux voiles

✓ Sens transversal :

Voile	Ns (KN)	L (m)	B (m)	$S_2 = B \times L$ [m ²]
VT1	865.63	4,30	1,00	4,30
VT2	884.97	4,30	1,03	4,43
				8.73

Tableau 2 : Résultats des surfaces revenant aux voiles

La surface des semelles filantes sous voiles est : $A_{sv} = S_{vl} + S_{vt} = 30,02 \text{ m}^2$

b) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

➤ Hypothèse de calcul :

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivants 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 :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

3-Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

$$e \leq \frac{1}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

4- Détermination de la largeur de la semelle : $B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$

5- Détermination de la hauteur de la semelle :

$$\frac{L}{9} \leq h_t \leq \frac{L}{6} \quad \text{Avec } L : \text{ distance entre nus des poteaux.}$$

- Calcul de l'effort tranchant le long de la semelle.
- Calcul du moment fléchissant le long de la semelle.
- Calcul de la semelle comme une poutre continue devrait résister aux efforts tranchants et aux moments fléchissant.

- Calcul la semelle dans le sens longitudinal :

➤ **Calcul :**

Soit le portique (A)

Poteaux	N=G+Q (KN)	M(KN.m)	e _i	N × e _i
1	856.15	0.438	7.9	6763.58
2	857.53	11.306	4.9	4201.88
3	849.924	0.406	1.4	1189.89
4	847.53	0.393	-1.4	-1186.54
5	853.066	-10.481	-4.9	-4180.02
6	841.308	0.36	-7.9	-6646.33
				142,46

Tableau.3:Résultats des efforts revenant aux poteaux

$$R = \sum N_i = 5105.508 \text{ KN}$$

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{142,46 - 2.42}{5015,508} = 0,027 \text{ m}$$

Donc l'excentricité $e = 0,027 \text{ m}$

➤ **Distribution par (ml) de la semelle**

$$e = 0,027 \leq \frac{15,50}{6} = 2,58 \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{5105,508}{15,5} \left(1 + \frac{6 \times 0,027}{15,5} \right) = 332,83 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{5105,508}{15,5} \left(1 - \frac{6 \times 0,027}{15,5} \right) = 325,94 \text{ KN/ml}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{5105,508}{15,5} \left(1 + \frac{3 \times 0,027}{15,5} \right) = 331,11 \text{ KN/ml}$$

➤ **Calcul de la largeur B :**

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{331,11}{200} = 1,65 \text{ m}$$

On opte pour $B = 1,70 \text{ m}$

La surface totale des semelles filantes sous poteaux est :

$$S_p = 1,70 \times 15,5 \times 4 = 105,4 \text{ m}^2.$$

La surface totale des semelles filantes sous voiles est : $S_v = 30,02 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles filantes : $S_s = S_p + S_v = 135,42 \text{ m}^2$

La surface totale du bâtiment est : $S_{\text{bat}} = 210,8 \text{ m}^2$

Remarque:

La surface totale des semelles représente 64.24 % de la surface du bâtiment.

Conclusion:

Vu que les semelles filantes occupent plus de 50% de la surface d'assise du sol, alors on opte pour un radier général.

VIII-2-3) Calcul du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature, qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre du radier.

Le radier :

- est rigide en son plan horizontal.
- permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation.
- est exécutable rapidement.
- convient mieux aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

a) Pré dimensionnement du radier :

- Selon la condition d'épaisseur minimale, la hauteur du radier doit avoir au moins 25 cm.
- Selon la condition forfaitaire

La dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

$$h_d \geq \frac{480}{20} = 24 \text{ cm}$$

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

➤ La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n avec:

$$h_n \geq \frac{480}{10} = 48 \text{ cm}$$

Soit : $h_n = 60 \text{ cm}$.

➤ Vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40$ MPa.

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m).

E : Module de déformation longitudinale déferée

$$E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}.$$

L_{\max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,80\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0,99 \text{ m}$$

Soit : $h = 105$ cm.

- **Conclusion :**

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant :

- ✓ Hauteur des nervures suivant les deux sens : $h_n = 105$ cm.
- ✓ Largeur de la nervure : $b = 45$ cm.
- ✓ Hauteur de la dalle : $h_d = 40$ cm.

b) Détermination de la surface nécessaire du radier

On a : $G_t = 32386,93$ KN

$Q_t = 4940,78$ KN

❖ **Combinaison d'actions :**

- à l'ELU : $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 51133,53 \text{ KN}$
- à l'ELS : $N_s = G + Q = 37327,71 \text{ KN}$

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{37327,71}{200} = 186,64 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 210,8 \text{ m}^2 < S_{\text{rad}}$$

• **Remarque:**

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal qui nous impose les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit:

$$L_d \geq \max\left(\frac{h_{\text{ner}}}{2}; 30\right) = 52,5 \text{ cm}$$

On ajoute au radier un débord de 55 cm dans les quatre sens.

Donc on aura une surface totale du radier: $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}}$

$$S_{\text{rad}} = 210,8 + (15,50 + 13,6) \times 2 \times 0,55 = 242,81 \text{ m}^2$$

❖ **Calcul des sollicitations à la base du radier :**1) **Charges permanentes:**

Poids du bâtiment: $G_{\text{bat}} = 32386,93 \text{ KN}$

Poids du radier:

$G_{\text{rad}} = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de (T.V.O)} + \text{poids de la dalle flottante.}$

Poids de la dalle :

$$P_1 = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_1 = 242,81 \times 0,40 \times 25 = 2428,1 \text{ KN.}$$

Poids des nervures:

$$P_2 = b \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$$

$$P_2 = [0.45 \times (1.05 - 0.4) \times 15.5 \times 4 + 0.45 \times (1.05 - 0.4) \times 13.6 \times 6] \times 25 = 1050.07 \text{ KN.}$$

Poids de TVO:

$$P_3 = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_{\text{rad}} - h_d) \times \rho$$

$$S_{\text{ner}} = \frac{1050.07}{25 \times 0.45} = 93.34 \text{ m}^2$$

$$P_3 = (242.81 - 93.34) \times (1.05 - 0.4) \times 17 = 1651.64 \text{ KN.}$$

Poids de la dalle flottante:

$$P_4 = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times e_p \times \rho_b$$

$$P_4 = (242.81 - 93.34) \times 0.1 \times 25 = 373.67 \text{ KN.}$$

$$G_{\text{radier}} = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 = 5503.48 \text{ KN}$$

2) Surcharge d'exploitation:

Surcharge du bâtiment: $Q_{\text{bat}} = 4940.78 \text{ KN.}$

Surcharge du radier: $Q_{\text{rad}} = 1.5 \times 242.81 = 424.22 \text{ KN.}$

3) Poids total de la structure:

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{radier}} + G_{\text{sup}} = 5503.48 + 32386.93 = 37890.41 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{bat}} + Q_{\text{radier}} = 4940.78 + 424.22 = 5365 \text{ KN.}$$

➤ Combinaison d'action:

- à l'ELU: $N_u = 1.35G + 1.5Q$

$$N_u = 1.35 \times 37890.41 + 1.5 \times 5365 = 59199.55 \text{ KN}$$

- à l'ELS : $N_s = G + Q$

$$N_s = G + Q = 37890.41 + 5365 = 43255.41 \text{ KN}$$

$$\text{Vérification de la surface : } S = \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{43255.41}{200} = 216.28 \text{ m}^2 < S_{\text{rad}}$$

4) Vérifications :

➤ Vérification des contraintes de cisaillement :

Nous devons vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 0.9 \cdot h_d = 0.9 \times 40 = 36 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{59199,55 \times 1}{242.81} \times \frac{4,80}{2} = 585,14 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{585,14 \times 10^3}{1000 \times 360} = 1.62 \text{ MPa}$$

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

➤ Vérification de la stabilité du radier :

• Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 8,275 \text{ m}; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 7,325 \text{ m}$$

➤ Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = 5534.14 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 4336.40 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec : M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment.

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.

h : Profondeur de l'infrastructure (dalle + nervure).

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$\sigma_2 = \sigma_{\min} \text{ et } \sigma_1 = \sigma_{\max}$$

Ainsi ; nous devons vérifier que

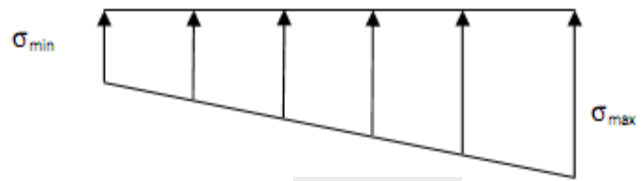


Fig.VIII.2

- à l'ELU : $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \sigma_{SOL}$

- à l'ELS : $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$ avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$

➤ **Sens longitudinal :**

- à l'ELU: $M_x = 1016.189 + 2289.123 \times 1,05 = 3419.77 \text{ KN}.$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{59199,55}{242,81} + \frac{3419,77}{4336,40} \times 8,275 = 250,33 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{59199,55}{242,81} - \frac{3419,77}{4336,40} \times 8,275 = 237,28 \text{ KN/m}^2$$

$$D'où : \left. \begin{aligned} \sigma_m &= \frac{3 \times 250,33 + 237,28}{4} = 247,06 \text{ KN/m}^2 \\ 2\sigma_{sol} &= 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \sigma_m < 1.33\sigma_{sol} \text{ Condition vérifiée}$$

- à l'ELS : $M_x = 3419.77 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{43255,41}{242,81} + \frac{3419,77}{4336,40} \times 8,275 = 184,67 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{43255,41}{242,81} - \frac{3419,77}{4336,40} \times 8,275 = 171,62 \text{ KN/m}^2$$

$$D'où : \left. \begin{aligned} \sigma_m &= \frac{3 \times 184,67 + 171,62}{4} = 181,41 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{sol} &= 200 \text{ KN/m}^2 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \sigma_m < \sigma_{sol} \text{ Condition vérifiée}$$

➤ Sens transversal :

- à l'ELU: $M_y = 446.31 + 2410.711 \times 1,05 = 2977.56 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{59199,55}{242.81} + \frac{2977,56}{5534,14} \times 7,325 = 247,75 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{59199,55}{242.81} - \frac{2977,56}{5534,14} \times 7,325 = 239,86 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{D'où : } \left. \begin{aligned} \sigma_m &= \frac{3 \times 248,28 + 239,34}{4} = 245,78 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ 1.33\sigma_{SOL} &= 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{aligned} \right\} \sigma_m < 1.33\sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- à l'ELS: $M_y = 2977,56 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{43255,41}{242.81} + \frac{2977,56}{5534,14} \times 7,325 = 182,08 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{43255,41}{242.81} - \frac{2977,56}{5534,14} \times 7,325 = 174,2 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{D'où : } \left. \begin{aligned} \sigma_m &= \frac{3 \times 182,08 + 174,2}{4} = 180,11 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ \sigma_{SOL} &= 200 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{aligned} \right\} \sigma_m < \sigma_{sol} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification au poinçonnement :

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si la condition suivante est vérifiée :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

μ_c : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

h : Hauteur de la nervure.

N_u : Charge de calcul vis à vis de l'E.L.U

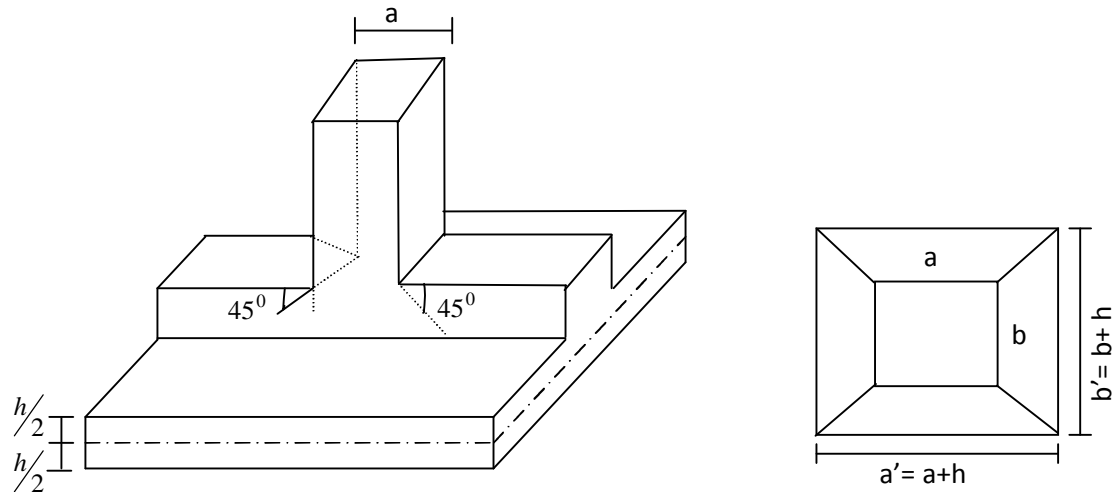


Fig.VIII.3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

➤ **La vérification pour le poteau le plus sollicité :**

$$N_u = 1182,32 \text{ KN}$$

$$\mu_c = 2.(a'+b') = 2.(a + b + 2.h) = 2 \times (0,4 + 0,45 + 2 \times 1,05) = 5,9 \text{ m}$$

$$N_u < \frac{0,045 \times 5,9 \times 1,05 \times 25000}{1,5} = 4646,25 \text{ KN}$$

$$N_u = 1182,32 \text{ KN} < 4646,25 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **La vérification pour le voile le plus sollicité :**

$$N_u = 1462,94 \text{ KN}$$

$$\mu_c = 2.(a'+b') = 2.(a + b + 2.h) = 2 \times (0,2 + 1,2 + 2 \times 1,05) = 7 \text{ m}$$

$$N_u < \frac{0,045 \times 7 \times 1,05 \times 25000}{1,5} = 5512,5 \text{ KN}$$

$$N_u = 1462,94 \text{ KN} < 5512,5 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification à l'effort sous pression :**

$$P \geq \alpha \times S_{\text{rad}} \times \gamma \times Z$$

P : poids total à la base du radier.

Z : profondeur de l'infrastructure Z = 1,05 m.

α : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement α = 1.5.

$$\alpha \times S_{\text{rad}} \times \gamma \times Z = 1.5 \times 242,81 \times 10 \times 1,05 = 3824,26 \text{ KN}$$

$$P = 37890.41 \text{ KN} < 3824,26 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

C) Ferrailage des panneaux encastres sur 4 appuis :

Nous distinguons deux cas :

➤ 1^{er} Cas

$\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{\text{ox}} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{\text{oy}} = 0$$

➤ 2^{ème} Cas :

$0,4 \leq \rho \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{\text{ox}} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{\text{oy}} = \mu_y \cdot M_{\text{ox}}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec } (L_x < L_y)$$

▪ Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

C -1) Identification du panneau le plus sollicité :

$$\nu = 0, \quad \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,5}{4,80} = 0,73 \implies \begin{cases} \mu_x = 0,0646 \\ \mu_y = 0,479 \end{cases}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \implies$ la dalle travaille dans les deux sens.

Les contraintes prises en compte dans les calculs:

$$\text{à l'ELU : } q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 247,06 - 1,35 \frac{5503,48}{242,81} = 216,46 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{à l'ELS : } q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 181,41 - \frac{5503,48}{242,81} = 158,75 \text{ KN/m}^2$$

C-2) Calcul à l'ELU :

➤ Evaluation des moments M_x , M_y :

On obtient :

$$M_x = 0,0646 \times 216,46 \times 3,5^2 = 171,30 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,479 \times 171,30 = 82,05 \text{ KN.m}$$

▪ Remarque :

Afin de tenir compte des semis-encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront multipliés par (0,5) aux appuis et (0,75) en travées.

➤ Ferrailage dans le sens x-x :

Moments aux appuis : Moments en travée :

$$M_{ua} = (-0,5) \cdot M_x \quad M_{ut} = (0,75) \cdot M_x$$

$$M_{ua} = (-0,5) \times 171,30 \quad M_{ut} = (0,75) \times 171,3$$

$$M_{ua} = -85,65 \text{ KN.m} \quad M_{ut} = 128,47 \text{ KN.m}$$

➤ Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{85,65 \times 10^6}{1000 \times 370^2 \times 14,20} = 0,044 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,044 \rightarrow \beta_u = 0,978$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{85,65 \times 10^6}{0,978 \times 370 \times 348} = 680,15 \text{ mm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 6,80 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 6 HA14 = 9,24 cm² avec un espacement 15 cm.

➤ En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{128,47 \times 10^6}{1000 \times 370^2 \times 14,20} = 0,066 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_u = 0,066 \rightarrow \beta_u = 0,966$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{128,47 \times 10^6}{0,966 \times 370 \times 348} = 1032,86 \text{ mm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 10,33 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 6 HA 16 = 12,06 cm² avec un espacement de 15 cm.

➤ **Ferraillage dans le sens Y-Y :**

Moments aux appuis :

$$M_{ua} = (-0,5) \cdot M_y$$

$$M_{ua} = (-0,5) \times 82,05$$

$$M_{ua} = -41,012 \text{ KN.m}$$

Moments en travée :

$$M_{ut} = (0,75) \cdot M_y$$

$$M_{ut} = (0,75) \times 82,05$$

$$M_{ut} = 61,53 \text{ KN.m}$$

➤ **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{41,05 \times 10^6}{1000 \times 370^2 \times 14,20} = 0,022 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,022 \rightarrow \beta_u = 0,989.$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{41,05 \times 10^6}{0,989 \times 370 \times 348} = 322,36 \text{ mm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 3,22 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 5HA14 = 7,70 cm² avec un espacement de 20 cm.

➤ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{61,53 \times 10^6}{1000 \times 370^2 \times 14,20} = 0,032 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_u = 0,042 \rightarrow \beta_u = 0,984$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{61,53 \times 10^6}{0,984 \times 370 \times 348} = 485,63 \text{ mm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 4,86 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 5HA14 = 7,70 cm² avec un espacement de 20 cm.

C-3) Vérifications :

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} ; \text{ avec : } \rho_0 = 0.8\text{‰} \quad \text{pour HA FeE400}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 40 \times \frac{3 - 0,73}{2} = 3,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Aux appuis : $\left\{ \begin{array}{l} A_{ua}^x = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,63 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ua}^y = 7,70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,63 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{array} \right.$ Conditions vérifiées

En travée : $\left\{ \begin{array}{l} A_{ut}^x = 12,06 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,63 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ut}^y = 7,70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,63 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{array} \right.$ Conditions vérifiées

➤ **Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42, CBA93) :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

-Sens x-x :

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

$$S_t = 15\text{cm} < 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

-Sens y-y :

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de contrainte de cisaillement :**

Nous devons vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = q_u \cdot \frac{L_y}{2} = 216,46 \times \frac{4,80}{2} = 519,50 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{519,50 \times 10^3}{1000 \times 370} = 1.40 \text{ MPa}$$

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

C-4) Calcul à l'ELS :➤ **Evaluation des moments M_x , M_y :**

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 \quad \text{et} \quad M_y = \mu_y \cdot M_x$$

On obtient :

$$v=0,2 \quad ; \quad \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,50}{4,80} = 0,73 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0708 \\ \mu_y = 0,620 \end{cases}$$

$$q_{sm} = 158,75 \text{ KN/m}^2$$

$$M_x = 0,0708 \times 158,75 \times 3,5^2 = 137,68 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 0,620 \times 137,68 = 85,36 \text{ kN.m}$$

Moments aux appuis : Moments en travée :

$$M_{sa} = -0,5 \cdot M_{s \max} \quad M_{st} = 0,75 M_{s \max}$$

$$M_{sa} = -0,5 \times 137,68 \quad M_{st} = 0,75 \times 137,68$$

$$M_{sa} = -68,84 \text{ kN.m} \quad M_{st} = 103,26 \text{ kN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec} : \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

➤ **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{85,65}{68,84} = 1,24 \quad \text{et} \quad \mu = 0,044 \rightarrow \alpha = 0,0562$$

$$\alpha = 0,0562 < \frac{1,24 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,37$$

➤ **En travée :**

$$\gamma = \frac{128,47}{103,26} = 1,24 \quad \text{et} \quad \mu = 0,066 \rightarrow \alpha = 0,0854$$

$$\alpha = 0,0854 < \frac{1,24 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,37$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas lieu de vérifier les contraintes dans le béton.

Conclusion :

Le ferrailage adopté pour la dalle du radier est donné par le tableau suivant:

	Sens x-x	Sens y-y
Appuis	6HA14/mlinf	5HA14/mlinf
Travées	6HA16/ml sup	5HA14/ml sup

d) Ferrailage du débord :

Le débord est considéré comme une console encadrée, d'une longueur $d = 0,55 \text{ m}$ et d'épaisseur $h = 40 \text{ cm}$ soumise à une charge uniformément répartie

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

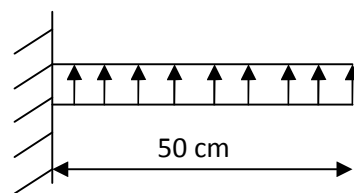


Fig .VIII.4 Schéma statique de débord

➤ **Sollicitation de calcul**

▪ **ELU :**

$$q_u = 216.46 \text{ KN/m}^2$$

$$M_u = \frac{-q_u * l^2}{2} = \frac{-216.46 * 0.55^2}{2} = -32,74 \text{ KN} . m$$

▪ **ELS**

$$q_s = 158.75 \text{ KN.m}^2$$

$$M_s = \frac{-q_s * l^2}{2} = \frac{-158.75 * 0.55^2}{2} = -24,01 \text{ KN} . m$$

➤ **Calcul des armatures :**

$$b=1\text{m} \quad ; \quad d = 37\text{cm}; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}.$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{32,74 * 10^6}{1000 * 370^2 * 14,2} = 0,016 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

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

$$A_u = \frac{M_u}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{32,74 * 10^4}{0,992 * 370 * 348} = 2,56 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 2,56 \text{ cm}^2$$

d-1) Vérification à L'ELU :

$$A_{\min} = \frac{0,23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 * 100 * 37 * 2,1}{400} = 4,46 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 4,46 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{On opte pour } 5 \text{ HA } 12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$\text{avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{On opte } 4 \text{ HA } 10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\text{avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

d-2) Vérification à L'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 * d * A} \quad ; \quad \rho_1 = \frac{100 * A}{b * d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 * 5,65}{100 * 37} = 0,152 \Rightarrow \beta_1 = 0,936 \Rightarrow K_1 = 63,12$$

$$\sigma_s = \frac{32,74 * 10^6}{0,936 * 370 * 5,65 * 10^2} = 167,14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{167,14}{63,12} = 2,65 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Remarque :**

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord.

Afin d'homogénéiser le ferrailage les armatures de la dalle seront prolongées et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

e) Ferrailage des nervures :

e-1) Sollicitations de calcul :

- à L'ELU : $q_u = 216,46 \text{ KN/m}^2$.
- à L'ELS : $q_s = 158,75 \text{ KN/m}^2$.

▪ Remarque :

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.

Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

➤ Cas de chargement trapézoïdal :

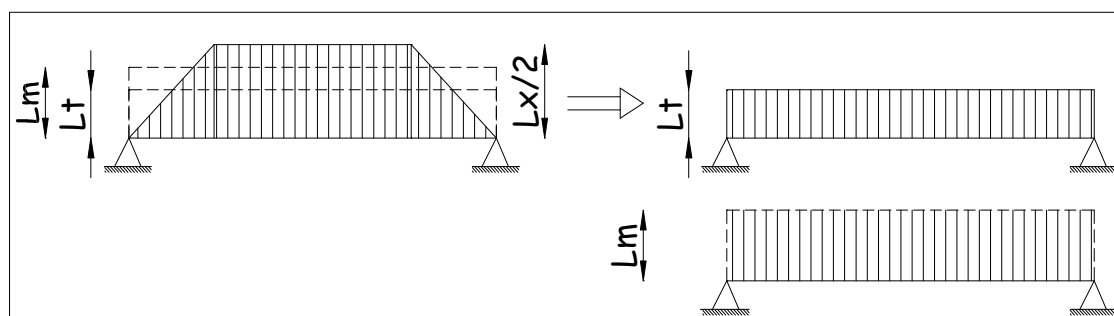


Fig.VIII.5 : Présentation des chargements simplifiés

Effort tranchant : $Lt = L_x \left(0,5 - \frac{\rho_x}{4} \right) \dots\dots(1)$

Moment fléchissant : $Lm = L_x \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right) \dots\dots(2)$

➤ **Cas de chargement triangulaire :**

$L_x = L_y \Rightarrow \rho_x = 1$

Effort tranchant : (1) $\Rightarrow Lt = 0,25 \times L_x$

Moment fléchissant : (2) $\Rightarrow Lm = 0,33 \times L_x$

f-2) Calcul des charges :

➤ **Sens transversale :**

Les valeurs des charges revenant à la nervure sont données dans les tableaux suivants : le portique (3-3) :

Travée	L_x [m]	L_y [m]	ρ_x	q_u [kN/m ²]	Lm_g [m]	Lt_g [m]	Pm_g [kN/m]	Pt_g [kN/m]
A-B	3,50	4,80	0,73	216,93	1,44	1,11	312,38	240,79
B-C	3,50	4,80	0,73	216,93	1,44	1,11	312,38	240,79
C-D	3,50	4,00	0,87	216,93	1,308	0,98	283,74	212,59

Tableau 4 : Valeurs de calcul des charges des panneaux de gauche

Travée	L_x [m]	L_y [m]	ρ_x	q_u [kN/m ²]	Lm_d [m]	Lt_d [m]	Pm_d [kN/m]	Pt_d [kN/m]
A-B	2,50	4,80	0,52	216,93	1,137	0,92	246,65	199,57
B-C	2,50	4,80	0,52	216,93	1,137	0,92	246,65	199,57
C-D	2,50	4,00	0,62	216,93	1,09	0,86	236,45	186,56

Tableau 5 : Valeurs de calcul des charges des panneaux de droite

Travée	Pm_g [kN/m]	Pt_g [kN/m]	Pm_d [kN/m]	Pt_d [kN/m]	$\sum Pm$ [kN/m]	$\sum Pt$ [kN/m]
A-B	312,38	240,79	246,65	199,57	559,03	440,36
B-C	312,38	240,79	246,65	199,57	559,03	440,36
C-D	283,74	212,59	236,45	186,56	520,19	399,15

Tableau.6 : Valeurs de calcul des charges

➤ Sens longitudinale :

Les valeurs des charges revenant à la nervure sont données dans les tableaux suivants : le portique (D-D) :

Travée	L_x [m]	L_y [m]	ρ_x	q_u [kN/m ²]	Lm_{inf} [m]	Lt_{inf} [m]	Pm_{inf} [kN/m]	Pt_{inf} [kN/m]
1-2	3,00	4,80	0,625	216,93	1.30	1,03	282	223.44
2-3	3,50	4,80	0,73	216,93	1.44	1.11	312.38	238.62
3-4	2,50	4,80	0,52	216.93	1.137	0.31	246.65	67.24
4-5	3,50	4,80	0,73	216.93	1.44	1.11	312.38	238.62
5-6	3,00	4,80	0,625	216.93	1.30	1.03	282	223.44

Tableau.7 : Valeurs de calcul des charges des panneaux inférieurs

Travée	L_x [m]	L_y [m]	ρ_x	q_u [kN/m ²]	Lm_{sup} [m]	Lt_{sup} [m]	Pm_{sup} [kN/m]	Pt_{sup} [kN/m]
1-2	3,00	4,80	0,625	216.93	1.3	1,03	282	223.44
2-3	3,50	4,80	0,73	216.93	1.44	1.11	312.38	238.62
3-4	2,50	4,80	0,52	216.93	1.137	0.31	246.65	67.24
4-5	3,50	4,80	0,73	216.93	1.44	1.11	312.38	238.62
5-6	3,00	4,80	0,625	216.93	1.30	1.03	282	223.44

Tableau.8 : Valeurs de calcul des charges des panneaux supérieurs

Travée	Pm_{sup} [kN/m]	Pt_{sup} [kN/m]	Pm_{inf} [kN/m]	Pt_{inf} [kN/m]	$\sum Pm$ [kN/m]	$\sum Pt$ [kN/m]
1-2	282	223.44	282	223.44	564	446.88
2-3	312.38	238.62	312.38	238.62	624.76	477.24
3-4	246.65	67.24	246.65	67.24	493.3	134.48
4-5	312.38	238.62	312.38	238.62	624.76	477.24
5-6	282	223.44	282	223.44	564	446.88

Tableau.9 : Valeurs de calcul des charges totales

○ Détermination des moments fléchissant :

Pour le calcul des moments fléchissant, on utilise le logiciel ROBOT BAT.

➤ Sens transversal :

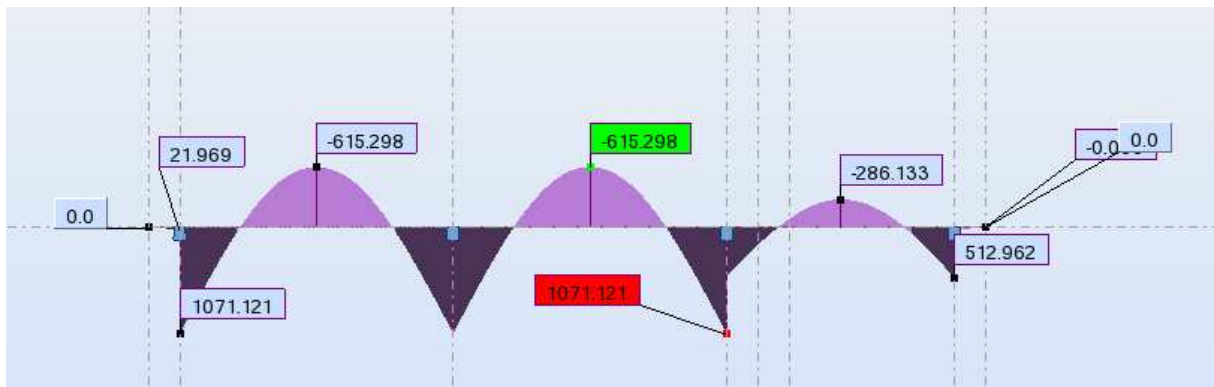


Fig.VIII.6 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

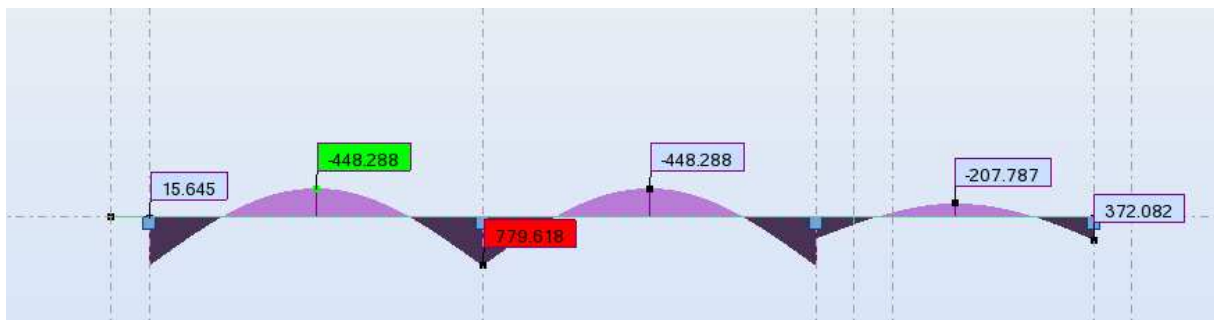


Fig.VIII.7 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

➤ Sens longitudinal :

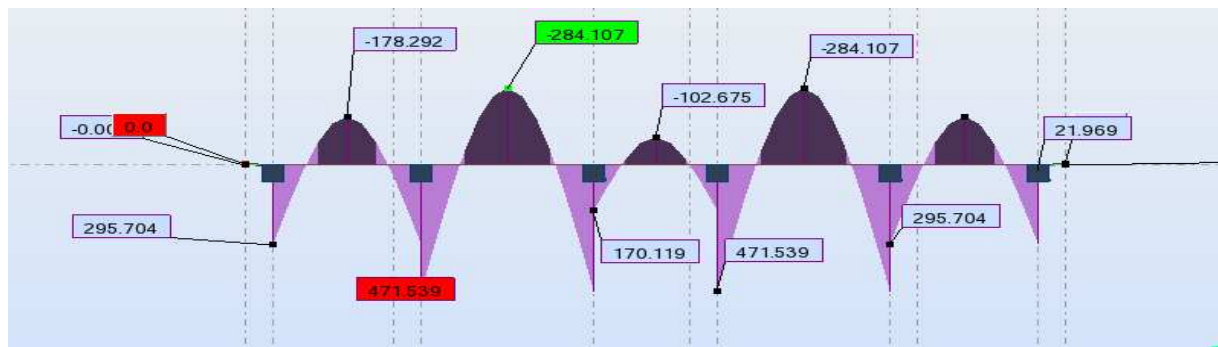


Fig.VIII.8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

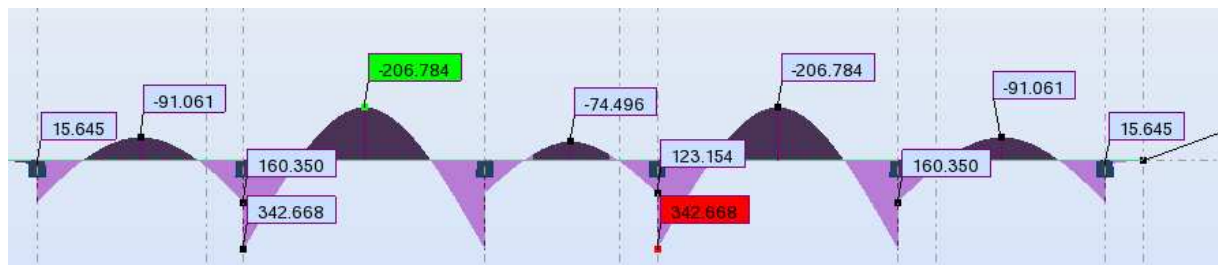


Fig.VIII.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

f-4) Détermination des sections d'armatures des nervures :

Les calculs se feront avec les moments max, soit en travée ou en appuis.

➤ Armatures longitudinales :

✓ Sens transversal :

$$M_{a \max} = 1071.121 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \max} = 615.298 \text{ KN.m}$$

$$b = 45 \text{ cm}, \quad d = 102 \text{ cm}$$

Conclusion :

Le ferrailage adopté est donné par le tableau ci-dessous :

	M_u (KN.m)	μ	μ_1	observation	β	A (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Aux appuis	1071.121	0.16	0,392	S.S.A	0.912	33.16	5HA20fil +(5HA20+2HA16)chap =35.43
En travée	615.298	0.092	0,392	S.S.A	0.952	18.25	5HA20fil+2HA16chap =19.72

➤ **Sens longitudinal:**

Le ferrailage se fera avec les moments maximums aux appuis et en travées.

$$M_{a \max} = 471.539 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \max} = 284.107 \text{ KN.m}$$

$$b = 45 \text{ cm}, \quad d = 102 \text{ cm}; \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Conclusion :

Le ferrailage adopté est donné par le tableau ci-dessous :

	M_u (KN.m)	μ	μ_1	observation	β	A (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Aux appuis	471.539	0.071	0,392	S.S.A	0.963	13.82	5HA20=15.70
En travée	284.107	0.042	0,392	S.S.A	0.979	8.19	5HA16=10.05

e-3-2) Vérifications à l'ELU:

➤ Condition de non fragilité

• Sens transversal :

$$A_{\min} \geq 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}, \quad A_{\min} \geq 0,23 * 45 * 102 * \frac{2,1}{400} = 5,54 \text{ cm}^2$$

✓ En travée :

$$A_u = 19,72 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,54 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ Aux appuis :

$$A_u = 35,43 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,54 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• Sens longitudinal :

$$A_{\min} \geq 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}, \quad A_{\min} \geq 0,23 * 45 * 102 * \frac{2,1}{400} = 5,54 \text{ cm}^2$$

✓ En travée :

$$A_u = 10,05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,54 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ Aux appuis :

$$A_u = 15,70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,54 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL 91 Art. A. 5. 1. 221, CBA93):

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

❖ Détermination des efforts tranchants :

• Sens transversal :

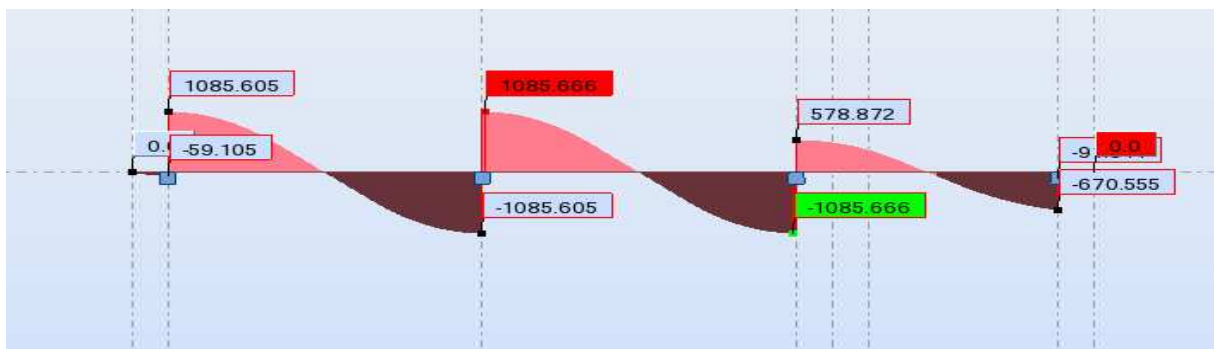


Fig.VIII.10 : Diagramme des efforts tranchants dans la nervure

- Sens longitudinal :

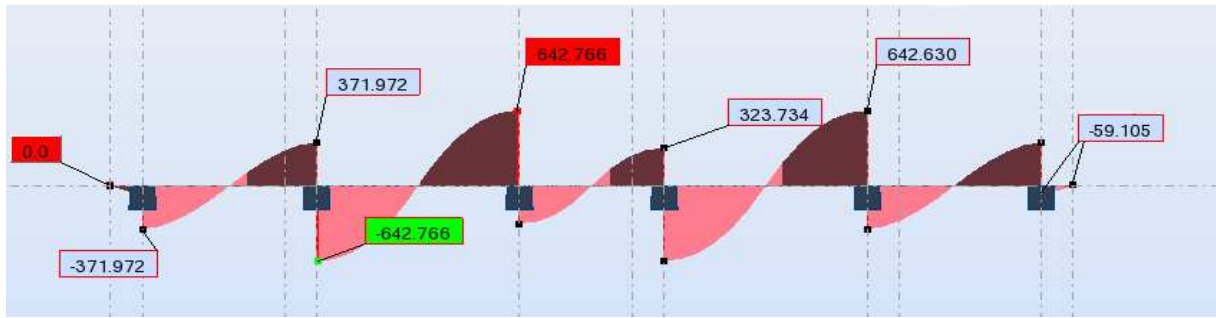


Fig.VIII.11 : Diagramme des efforts tranchants dans la nervure

❖ Sens transversal: $\tau_u = \frac{1085.666 \times 1000}{450 \times 1020} = 2,36 \text{ MPa}$

❖ Sens longitudinal: $\tau_u = \frac{642.766 \times 1000}{450 \times 1020} = 1.40 \text{ MPa}$

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

La condition est vérifiée

➤ Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art : A. 5 .1 .3) /BAEL 91 modifiées 99, CBA93 :

✓ Sur le béton :

$$V_u < \bar{V}_u; \quad \bar{V}_u = 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 0,9 \cdot d \cdot b_0$$

Sens transversal : $\bar{V}_u = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 1020 \times 450 = 2754000 \text{ N}$

$$V_u = 1085,666 \text{ KN} < \bar{V}_u = 2754 \text{ KN}$$

Sens longitudinal : $\bar{V}_u = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 1020 \times 450 = 2754000 \text{ N}$

$$V_u = 642,766 \text{ KN} < \bar{V}_u = 2754 \text{ KN} .$$

✓ **Sur l'acier :**

$$A_{\text{appui}} \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u + H) \quad ; \text{ avec } H = \frac{M_{a \text{ max}}}{0,9.d}$$

Sens transversal :

$$A_{\text{appui}} \geq \frac{1,15}{400} (1085,666 \times 10^3 + \frac{-1071,121 \times 10^6}{0,9 \times 1020})$$

$$A_{\text{appui}} = 35,43 \text{ cm}^2 \geq -2,33 \text{ cm}^2$$

Sens longitudinal :

$$A_{\text{appui}} \geq \frac{1,15}{400} (642,766 \times 10^3 + \frac{-471,539 \cdot 10^6}{0,9 \times 1020})$$

$$A_{\text{appui}} = 25,75 \text{ cm}^2 \geq 3,71 \text{ cm}^2$$

Les armatures calculées sont suffisantes.

❖ **Calcul des armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \geq 0,33 \phi_l$$

$$\rightarrow \phi_t \geq 5,33 \text{ mm}$$

$$\text{Soit : } \Phi_t = 10 \text{ mm}$$

On optera pour un cadre et un étrier soit : $A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$.

Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante (**Art.A.5.1, 232 /BAEL91, CBA93**) :

$$S_t \leq \frac{A_{ad} \cdot 0,9 \cdot f_e}{(\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28}) b \cdot \gamma_s}$$

$$S_t = \frac{3,14 \times 0,9 \times 400}{(2,36 - 0,3 \times 2,1) \cdot 1,15 \times 45} = 12,62 \text{ cm}$$

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

• **Zone nodale :**

$$St \leq \min \left(\left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\} \right) = \min \left\{ \frac{105}{4}; 12 \times 2.0 \right\} = \min (26.25 \text{ cm} ; 24 \text{ cm}) = \mathbf{24 \text{ cm}}$$

Soit : $S_{t \max} \leq \min (12.62 \text{ cm} ; 24 \text{ cm}) = 12.62 \text{ cm}.$

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

• **Zone courante :**

$$St \leq \frac{h}{2} = 52,5 \text{ cm}.$$

On opte pour $S_{t \max} = \mathbf{15 \text{ cm}}.$

➤ **Vérification de la section minimale du RPA :**

$$At_{\min} = 3\text{‰} St \times b = 0.003 \times 15 \times 45 = 2.025 \text{ cm}^2.$$

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

❖ **Armatures de peau : (BAEL91, Art 4.5.34, CBA93) :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section étant au moins égale à $3 \text{ cm}^2/\text{ml}$ de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en dehors des zones.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 105 cm, la quantité d'armature de peau nécessaire est donc :

Soit : 2HA12 / par paroi

❖ **Vérification des contraintes dans le béton :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

➤ **Sens transversal :**✓ **Aux appuis :**

$$M_s = 779.618 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 1071.439 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{1071.49}{779.618} = 1,37 \text{ et } \mu = 0,16 \rightarrow \alpha = 0,2193$$

$$\alpha = 0,2193 < \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435$$

✓ **En travée :**

$$M_s = 448,288 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 615,66 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{615,66}{448,288} = 1,37 \text{ et } \mu = 0,092 \rightarrow \alpha = 0,1209$$

$$\alpha = 0,1209 < \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435$$

➤ **Sens longitudinal :**✓ **Aux appuis :**

$$M_s = 342,668 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 471,539 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{471,539}{342,668} = 1,37 \text{ et } \mu = 0,072 \rightarrow \alpha = 0,0935$$

$$\alpha = 0,0935 < \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435$$

✓ **En travée :**

$$M_s = 206.784 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 284.107 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{284,107}{207,37} = 1,37 \text{ et } \mu = 0,042 \rightarrow \alpha = 0,0536$$

$$\alpha = 0,0536 < \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas lieu de vérifier les contraintes dans le béton.

Conclusion

La présente étude nous a permis de mieux cerner une synthèse assez objective de toutes les connaissances acquises durant notre cursus. Cette dernière nous a aidé à faire face aux problèmes rencontrés par exemple les moments qui sont très importants dans les poutres principales donc un ferrailage qui est excessif cela nous a conduit à les redimensionner en augmentant leurs sections.

Cependant il y'a lieu de noter que la présence des bouts de voile a engendré des efforts considérables au droit de la jonction (bouts de voiles-poutres), les responsables du **CGS** nous ont justifié ce phénomène comme étant l'interaction portique voile.

Notons aussi que l'étude d'une structure mixte s'est avérée très intéressante, et que la disposition des voiles doit avoir une symétrie diagonale et orthogonale tout en essayant de les éloigner du centre de gravité afin de minimiser la torsion.

En fin nous espérons que ce travail soit bénéfique pour nous et pour les promotions à venir.

Bibliographie

- BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites (Edition EYROLLES 1996).
- BAEL 91 calcul des éléments et des structures des bâtiments. Jean-Pierre MOUGIN (Edition BERTI 1994).
- BAEL 83 calcul des ouvrages en béton armé. Théorie et applications Edition EYROLLES (Pierre CHARON).
- BAEL 2005.
- Règles parasismiques algériennes (RPA 99 avec Addenda).
- CB 71 règle de calcul et de conception des charpentes en bois groupe de coordination des textes techniques, CB71 Eyrolles 1980.
- Calcul pratique des tours en béton armé. Marius DIVER (Edition DUNOD 1972).
- DTR B-C-22 charges permanentes et charges d'exploitation.
- DTR B-C-2-41 Règle de conception et de calcul de la structure (CBA 93 ; CGS Edition 1994).
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.
- Cours et TD que nous avons reçus pendant notre cursus.
- Cours de béton armé, U.J.F Grenoble I.
- Formulaire de béton armé Victor Davidovici.

1) L'acrotère

Introduction :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure il sera calculé comme une console verticale encastrée au niveau des poutres périphériques.

Il est soumis à un effort G dû à son poids propre et à un effort latéral Q dû à la main courante, engendrant un moment de renversement M dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bonde de 1m de longueur.

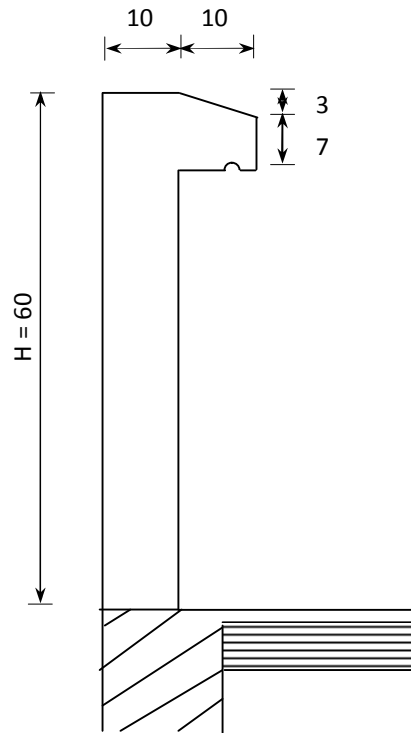


Fig.1.1 : Coupe verticale de l'acrotère.

1-1) Schémas statiques :

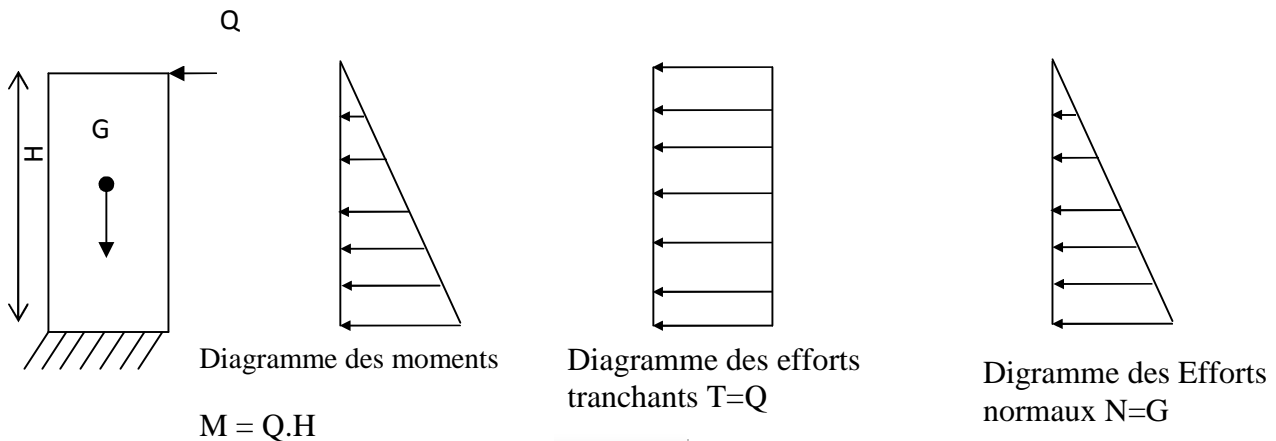


Fig.1.2

1-2) Calcul des efforts :

Effort normal dû au poids propre :

$$G = \rho \cdot S$$

$$G = \left[(0,6 \times 0,1) + (0,07 \times 0,1) + \left(\frac{0,03 \times 0,1}{2} \right) \right] \times 25$$

$$G = 1,712 \text{ KN/ml}$$

Avec :

ρ : Masse volumique du béton

S : Section longitudinale de l'acrotère.

Effort horizontal dû à la main courante : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Effort normal : $N = G = 1,712 \text{ KN/ml}$

Moment de renversement M dû à l'effort horizontal : $M = Q \times H = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$

1-3) Combinaisons de charges :

a) E L U : La combinaison est : $1,35 G + 1,50 Q$

Effort normal de compression dû à G : $N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,712 = 2,311 \text{ KN/ml}$

Moment de renversement dû à Q : $M_u = 1,50 \times M = 1,50 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$

b) E L S : La combinaison est $G + Q$

Effort normal de compression : $N_s = G = 1,712 \text{ KN/ml}$

Moment de renversement : $M_s = 0,6 \text{ KN.m}$

1-4) Ferrailage:

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

e : Excentricité.

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

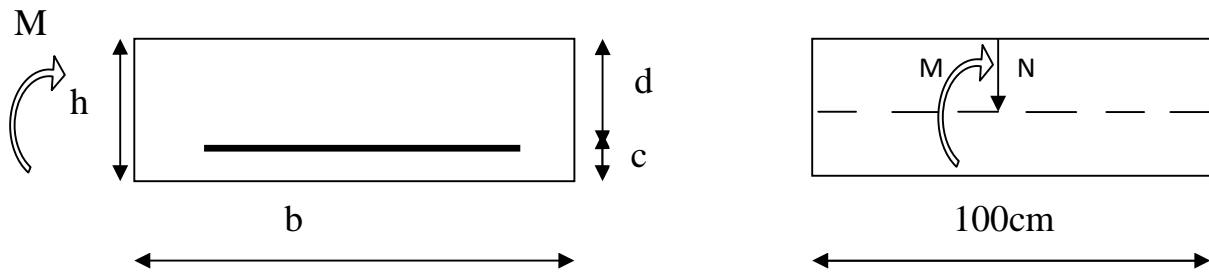


Fig.1.3

$h = 10 \text{ cm}$ (épaisseur de l'acrotère)

$b = 100 \text{ cm}$ (longueur de la section)

$d = 8 \text{ cm}$

$c = 2 \text{ cm}$ (enrobage)

a) Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

$$e_u = \frac{0,9}{2.311} = 0,389m$$

$$e_u = 38,94 \text{ cm}$$

$$h/2 - c = 10/2 - 2 = 3\text{cm}$$

$$e_u = 38,94\text{cm} > h/2 - c = 3\text{cm}$$

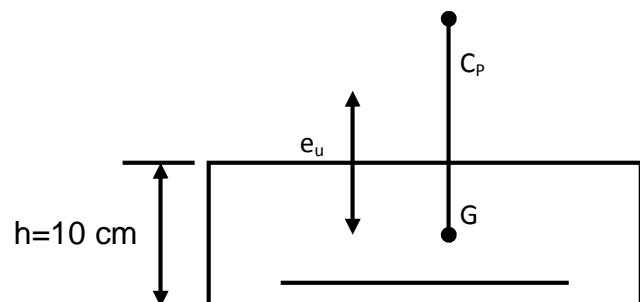


Fig .1.4

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis on se ramène à la flexion composée.

b) Calcul en flexion simple :

$$g = e_u + (h / 2 - c) = 0,389 + (0,1/2 - 0,02) = 0,419 \text{ m.}$$

-Moment fictif : $M_f = N_u \times g = 2,311 \times 0,419 = 0,968 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,968 \times 10^6}{1000 \times (80)^2 \times 14,2} = 0,0106$$

$$\mu_b = 0,0106 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \text{S. S. A}$$

$$\mu_b = 0,0106 \Rightarrow \beta = 0,995$$

- Les armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0,968 \times 10^6}{0,995 \times 80 \times 348}$$

$$A_f = 34,94 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_f = 0,349 \text{ cm}^2$$

c) Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = (0,349 \times 100) - \frac{2,311 \times 10^3}{348} .$$

$$A = 28,259 \text{ mm}^2 \Rightarrow A = 0,282 \text{ cm}^2 .$$

1-5) Vérification à l'ELU :

1-5-1) Condition de non fragilité (la section minimale, BAEL91 modifié 99/ Art A 4.2.1, CBA93) :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_s - (0,455 \times d)}{e_s - (0,185 \times d)} \right]$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6 \times 100}{1,712} = 35,04 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 1000 \times 80 \times 2.1}{400} \times \frac{350,46 - 0.455 \times 80}{350,46 - 0.185 \times 80}$$

$$A_{\min} = 90,384 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_{\min} = 0,904 \text{ cm}^2 > A_{\text{calculé}} = 0,282 \text{ cm}^2$$

Par conséquent nous prenons :

$$A = A_{\min} = 0,904 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 $\Rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

$$S_t \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \quad \text{avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = A / 4 = 2,01 / 4 = 0,502 \text{ cm}^2.$$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm² Avec $S_t = 25 \text{ cm}$

$$S_t \leq \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm} \quad \text{soit : } S_t = 25 \text{ cm}$$

1-5-2 Vérification au cisaillement (art .A.5, 1.1 /BAEL 91 modifiées 99, CBA93) :

Nous avons une fissuration préjudiciable, d'où

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

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

Avec $V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 1000}{1000 \times 80} = 0,0187 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$: La condition est vérifiée donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

1-5-3) Vérification de l'adhérence des barres (art .A.6, 1.3 /BAEL91modifiées 99, CBA93) :

$$\tau_{se} \leq \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

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

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des armatures :

$$\sum u_i = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10,05 \text{ cm} \Rightarrow \sum u_i = 100,50 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 1000}{0,9 \times 80 \times 100,5}$$

$$\tau_{se} = 0,207 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

1-5-4) Vérification des contraintes à L'E L S :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$N_s = 1,712 \text{ KN}$$

$$M_s = 0,6 \text{ KN/m}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6 \times 100}{1,712} = 35,04 \text{ cm}$$

$$e_s = 35,04 \text{ cm} > \frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1,67 \text{ cm} \text{ La section est partiellement comprimée.}$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \quad \sigma_{st} : \text{Contrainte dans les aciers tendus.}$$

$$\sigma_{sc} \leq \bar{\sigma}_{sc} \quad \sigma_{sc} : \text{Contrainte dans les aciers comprimés.}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \sigma_{bc} : \text{Contrainte dans le béton comprimé.}$$

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte limite dans les aciers tendus

$\bar{\sigma}_{sc}$: Contrainte limite dans les aciers comprimés.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

$\sigma_{sc} \leq \bar{\sigma}_{sc}$ il n'y a pas lieu de vérifier car il n'y a pas d'acier comprimé. (SSA)

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ 2 \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}} \right\}$$

$\eta = 1,6$; Barre H.A

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ 266,67; 201,63 \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$$

$$\rho_1 = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251$$

$$\rho_1 = 0,251 \Rightarrow \beta_1 = 0,920$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^6}{0,920 \times 80 \times 201} = 40,558 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

➤ contrainte limite dans le béton comprimé :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st}$$

On a : $\rho_1 = 0,251$; et d'après le tableau : $\beta_1 = 0,920$ et $\alpha = 3(1-\beta_1) = 0,240$

$$\text{Donc : } K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = 0,021$$

$$\sigma_{bc} = 0,021 \times 40,558 = 0,852 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ La condition est vérifiée.

1-5-5) Vérification de l'acrotère au séisme :

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) pour la zone et le groupé d'usage appropriés

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (voir tableau 6.1).

W_p : Poids de l'élément considéré.

L'action des forces horizontales F_p , doit être inférieure ou égale à l'action de la main courante Q

$$A = 0,15$$

$$C_p = 0,8$$

$$W_p = 1,712 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,712$$

$$F_p = 0,822 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

Conclusion : la condition étant vérifiée, d'où le calcul au séisme est inutile.

III-1-5-6) ferrailage adopté :

- Armatures principales : $4HA8/ml = 2,01 \text{ cm}^2$
- Armatures secondaires : $4HA8/ml = 2,01 \text{ cm}^2$

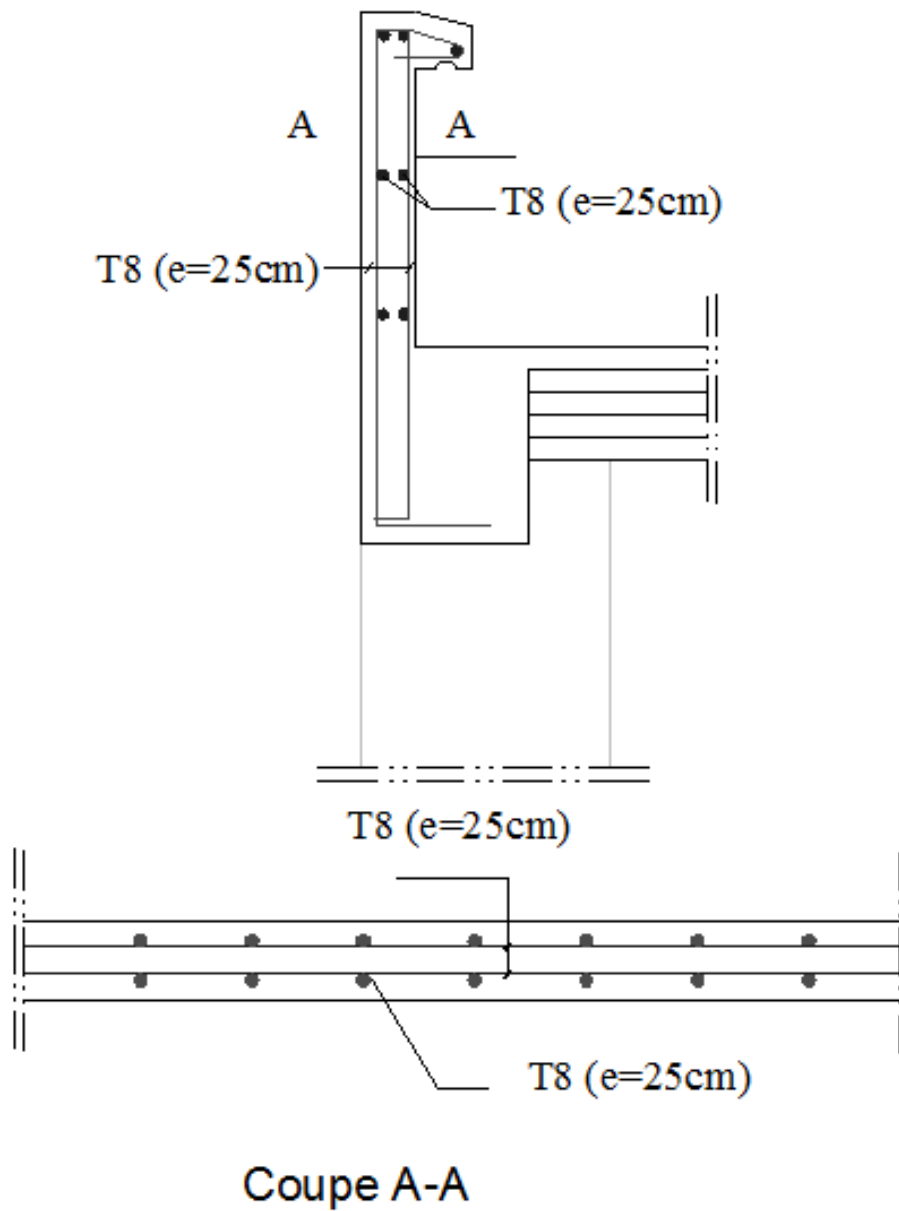


Figure.1.5 : Coffrage et ferrailage de l'acrotère

2) Calcul du balcon :

Ce balcon est constitué d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher. Il travaille comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive, il est soumis à des charges permanentes dues à son poids propre (G), au poids propre du garde-corps. Le calcul de ferrailage se fera pour une bande de 1m. L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion.

$$e_p \geq \frac{L}{10}$$

L : longueur de la console \Rightarrow L=1,40m

h : hauteur de garde-corps \Rightarrow h=1,2m

$$e_p \geq \frac{140}{10} = 14\text{cm} \quad \Rightarrow \quad e_p = 15\text{ cm}$$

2-1) Schéma statique :

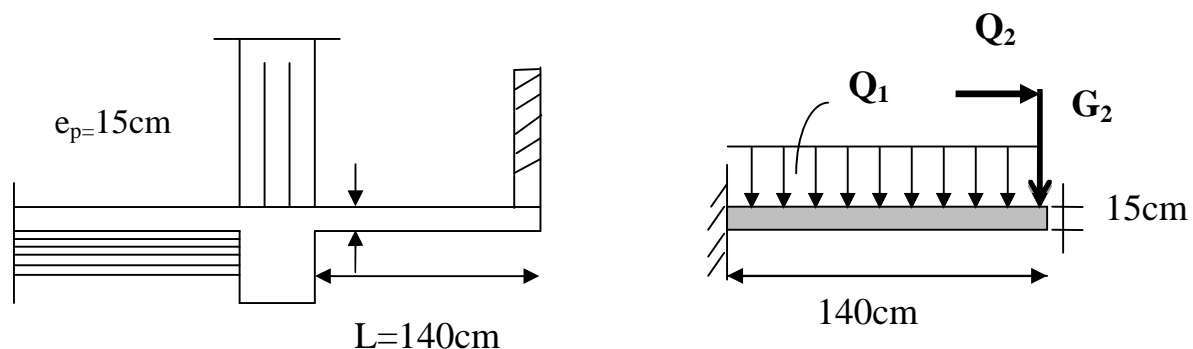


Fig .2.1 : Schéma statique du balcon

2-2) Calcul des efforts :

Charges et surcharges revenant à la dalle : $G_1 = 5,53 \text{ KN/m}^2$

$Q_1 = 3,5 \text{ KN/m}^2$

Charge de concentration due au poids du garde-corps :

Charge du mur en brique creuse + deux couches d'enduit ciment : $G_2=1,3 \text{ KN/m}^2$

Donc la charge linéaire est : $G_2= 1,3 \times 1, 2=1,56\text{KN/ml}$

Charge horizontale due à la main courante : $Q_2=N=1 \text{ KN /m}^2$

Donc la charge linéaire est : $Q_2=1 \times 1\text{ml}=1\text{KN}$

2-3) Combinaisons des charges :

a) Combinaisons de charge à l'E L U :

Pour la dalle : $q_u = (1,35G_1 + 1,5Q_1) \cdot 1m = 1,35 \times 5,53 + 1,5 \times 3,5$

$$q_u = 12,715 \text{ KN/ml}$$

Pour le garde-corps : $g_u = 1,35G_2 \times 1m; g_u = 1,35 \times 1,56 \times 1 = 2,106 \text{ KN}$

$$q_u = 1,5Q_2 \times 1m \quad ;$$

$$q_u = 1,5 \times 1 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

b) Combinaison de charge à l'ELS :

La dalle : $q_s = G_1 + Q_1; \quad q_s = 9,03 \text{ KN/ml}$

Le garde-corps: $g_s = G_2; \quad g_s = 1,56 \text{ KN}$

$$q_s = Q_2 \quad ; \quad q_s = 1 \text{ KN}$$

2-4) Ferrailage :

Il sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion composée.

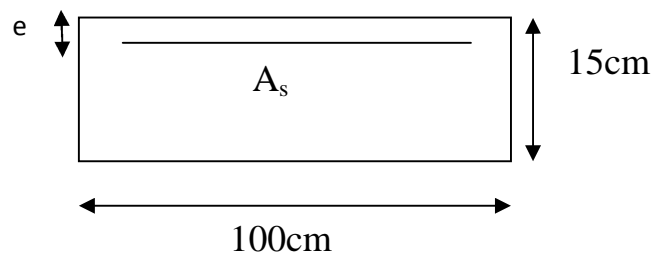


Fig.2.2

2-4-1) Calcul à l'ELU :

▪ **Armatures principales :**

$$M_u = (q_u \cdot L^2)/2 + g_u L + q_u x h = [12,715 \times (1,4)^2]/2 + 2,106 \times 1,4 + 1,5 \times 1,2$$

$$M_u = 17,209 \text{ KNm}$$

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{17,209 \times 10^6}{1000 \times (120)^2 \times 14,2} = 0,084$$

$\mu = 0,084 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$ Section simplement armée

$\mu = 0,084 \Rightarrow \beta = 0,956$

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A = \frac{17,209 \times 10^6}{0,956 \times 120 \times 348} = 431,05 \text{ mm}^2$$

$A = 4,31 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ on opte pour 5HA12=5,65cm² avec $S_t = 20 \text{ cm}$

▪ **Armatures de répartition (secondaires) :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{ Soit : 4 HA10 = 3,14 cm}^2 \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

2-4-2) Vérification à l'ELU:

a) Condition de non fragilité (Art A 4.2.1 BAEL91 modifié 99, CBA93)

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

$A_{\min} < A \Rightarrow$ Condition vérifiée

b) Espacement des barres (Art-5.1.42 B.A.E.L.91 modifié, CBA93) :

• Armatures principales :

$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = 33\text{cm} > S_t = 20\text{cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

• Armatures de répartition :

$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = 45\text{cm} > S_t = 25\text{cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

b) Vérification au cisaillement :(art .A.5, 1.1 /BAEL 91 modifiées 99, CBA93)

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

$$V_u = q_u \times L + g_u + q_u = 12,715 \times 1,40 + 2,106 + 1,5 = 21,407 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{21,407 \cdot 10^3}{1000 \cdot 120} = 0,178 \text{ MPa}$$

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

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

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d) Vérification de l'adhérence des barres (art.A.6,1.3/BAEL91modifiées 99, CBA93)

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{21,407 \times 1000}{0,9 \times 120 \times 188,4} = 1,052 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}; \text{ Avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

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

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

e) Longueur de scellement :

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

La longueur de scellement droit est donnée par la loi suivante :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2,835} = 352,7 \text{ mm} \Rightarrow \text{ soit: } L_s = 36 \text{ cm.}$$

On prévoit des crochets de longueur : $L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 36 = 14,4 \text{ cm.}$

Soit : $L_a = 15 \text{ cm.}$

**f) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis
(Art : A. 5.1.3) /BAEL 91 modifiées 99, CBA93 :**

▪ **Sur le béton :**

$$V_u < \bar{V}_u$$

$$\bar{V}_u = 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 0,9 \cdot d \cdot b$$

$$\bar{V}_u = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 120 \times 1000 = 720000N$$

$$V_u = 21,407KN < \bar{V}_u = 720 KN$$

▪ **Sur l'acier :**

$$A_{appuis} \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u + H) \quad ; \text{ avec } H = \frac{M_{a\max}}{0,9 \cdot d}$$

$$A_{appuis} \geq \frac{1,15}{400} (21,407 \times 10^3 + \frac{-17,209 \times 10^6}{0,9 \times 120}) = -396,56 < 0$$

⇒ Les armatures calculées sont suffisantes.

2-4-3) Vérification à l'ELS :

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est préjudiciable :

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

$$M_s = (q_s \cdot L^2)/2 + g_s L + q_u h = [9,03 \times (1,4)^2]/2 + 1,56 \times 1,4 + 1 \times 1,2 = 12,233 KN.m$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$$

$$\rho_1 = \frac{As}{bd} 100\% = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 12} = 0,470$$

$$\rho_1 = 0,470 \Rightarrow \beta_1 = 0,896$$

$$\sigma_{st} = \frac{12,233 \times 10^6}{0,896 \times 120 \times 565} = 201,37MPa$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

➤ **Vérification des contraintes de compression du béton :**

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$

La contrainte limite dans le béton comprimé :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \quad \text{avec : } K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} \quad \alpha = 0,312$$

On a : $\rho_1 = 0,470$; et d'après le tableau : $\beta_1 = 0,896$

$$K_1 = 33,08, \quad K = 0,03$$

$$\sigma_{bc} = 0,03 \times 201,37 = 6,041 MPa$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

$$f_v = \frac{M_s \times l^2}{4E_v \times I_{f_v}}$$

$$E_v = 10818,86MPa$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} \times 100\% = \frac{5,65}{100 \times 12} \times 100\% = 0,470$$

$$\rho_1 = 0,470 \quad \beta_1 = 0,896$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{12,233 \times 10^6}{0,896 \times 120 \times 565} = 201,37 MPa$$

$$\mu = 1 - \left[\frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0047 \times 201,37 + 2,1} \right] = 0,62$$

$$\lambda_i = 0,05 \cdot \frac{f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)}$$

$$\text{Avec } b_0 = 1584,75cm^3 \Rightarrow \lambda_i = 0,4.$$

$$\lambda_v = 0,4 \cdot \lambda_i = 0,18$$

La position de C.D.G :

La position de **C.D.G** est déterminée, en prenant les moments statique par rapport à l'arrête supérieure.

$$V_1 = \frac{b \frac{h^2}{2}}{b \cdot h + 15 \cdot A_s}$$

$$V_1 = \frac{1000 \times \frac{150^2}{2}}{1000 \times 150 + 15 \times 5,65} = 75 \text{ mm} = 7,5 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 7,5 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = 43855,08 \text{ cm}^4$$

$$I_v = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = 39443,99 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow f_v = \frac{12,233 \times 10^6 \times (1400)^2}{4 \times 10819 \times 298090500} = 1,4 \text{ mm} = 0,14 \text{ cm}$$

$$\bar{f}_v = \frac{l}{250} = 0,56 \text{ cm}$$

$f_v < \bar{f}_v \Rightarrow$ Condition vérifiée

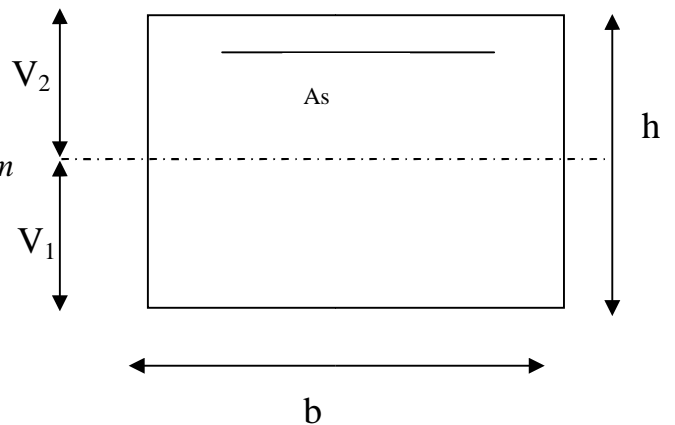
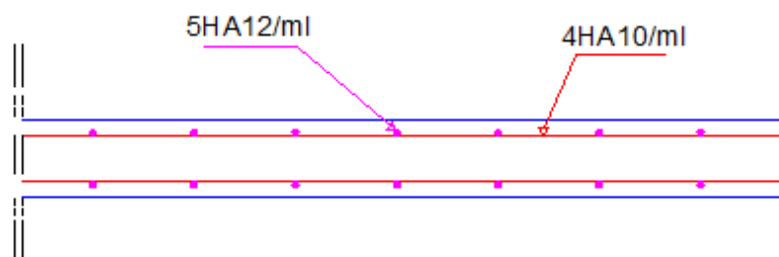
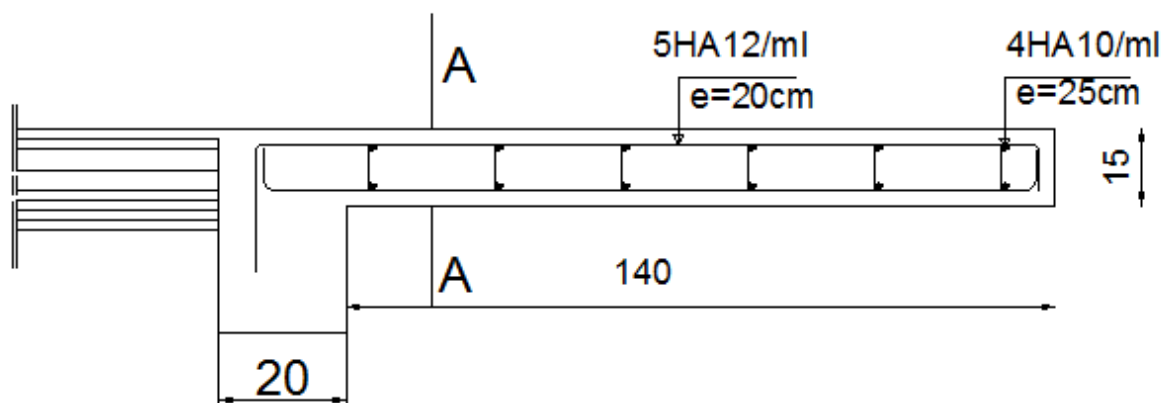


Fig.2.3



COUPE A-A

Figure. 2.4: Coffrage et ferrailage du balcon

3) Etude de la couverture en tuile:

3-1) Introduction:

Notre bâtiment comporte une couverture en tuiles à deux versants qui présente une pente égale à 25° . Son étude revient à la détermination des efforts revenants à chacun des éléments (pannes, chevrons, liteaux) et à la vérification de leurs résistances aux différentes sollicitations.

3-2) Charges et Surcharges:

On a :

$\alpha = 25^\circ \quad \longrightarrow \quad \cos\alpha = 0.90 \text{ et } \sin\alpha = 0.42$

a) Poids propre G:

Poids des chevrons et pannes : $G = 0.88 \text{ KN/m}^2$

Poids des tuiles mécanique et liteaux : $G = 0.44 \text{ KN/m}^2$

$$G_{\text{tot}} = 1,32 \text{ KN/m}^2$$

b) Surcharges d'exploitations :

$Q_1 = 1 \times 1,1 = 1,1 \text{ KN/m}^2$

▪ **Combinaison d'actions :**

ELU :

$P_U = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1.32 + 1.5 \times 1.1 = 3.43 \text{ KN/m}^2.$

ELS:

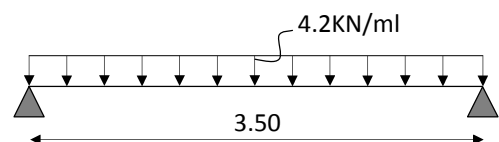
$P_S = G + Q = 1 \times 1.32 + 1 \times 1.1 = 2.42 \text{ KN/m}^2.$

3-3) Calcul des pannes :

Les pannes se calculent en flexion déviée.

L'espace des pannes :

Le nombre de pannes égale à 7.



$$L = \frac{5}{\cos 25} = 5.55 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad e_p = \frac{5.55}{6} = 0.925 \text{ m}$$

On prend: $e_p = 1 \text{ m}$.

La portée des pannes est $L_p = 3.50 \text{ m}$.

$$q_p = 3.43 \times 1 = 3.43 \text{ KN/ml.}$$

La section $q_y = q_p \times \cos \alpha$

$$q_y = 3.43 \times \cos 25 = 3.08 \text{ KN/ml.}$$

$$q_x = q_p \times \sin \alpha$$

$$q_x = 3.43 \times \sin 25 = 1.44 \text{ KN/ml.}$$

✓ Le dimensionnement des pannes :

Le choix de la section des pannes doit vérifier la formule suivant :

$$\frac{h}{b} < 5$$

Dans 1.00 m^2 , nous avons une panne et deux chevrons, dont leurs sections sont respectivement $(10.5 \times 22.5) \text{ cm}^2$ et $(5.50 \times 7.50) \text{ cm}^2$.

$$\text{Donc : } \frac{22.5}{10.5} = 2.14 < 5.$$

✓ Vérification des contraintes admissible de bois :

On doit vérifier que :

$$\sigma = \frac{M_{fx}}{\frac{I_{xx}}{V}} + \frac{M_{fy}}{\frac{I_{yy}}{V}} \leq \overline{\sigma}_f$$

$$\frac{I_{xx}}{V} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^2}{6} = \frac{(10.5) \times (22.5^2)}{6} = 885.937 \text{ cm}^3$$

$$\frac{I_{yy}}{V} = \frac{\frac{hb^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{hb^2}{6} = \frac{(22.5) \times (10.5^2)}{6} = 413.437 \text{ cm}^3$$

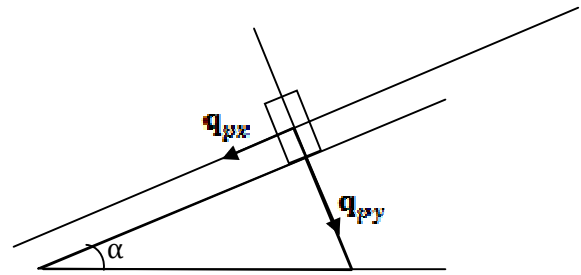


Fig.3 .1 Schéma statique d'une panne

✓ **Moments de flexion :**

$$M_{fx} = q_y \times \frac{l^2}{8} = 3.08 \times \frac{3.5^2}{8} = 4.71 \text{ KN.m}$$

$$M_{fy} = q_x \times \frac{l^2}{8} = 1.44 \times \frac{(3.5)^2}{8} = 2.20 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_f = \frac{4.71 \times 10^4}{885.937} + \frac{2.20 \times 10^4}{413.437} = 106.37 \text{ daN/cm}^2$$

Sachant que le bois utilisé est de catégorie I (**Art 3.12 CB71**)

Avec :

$$\bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f < \bar{\sigma}_f \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de la flèche:**

La valeur de la flèche est fixée par les règles C13. 71.... [3] pour les pannes est donnée par :

$$\bar{f} = \frac{L_p}{300} = \frac{350}{300} = 1.17 \text{ cm} \quad \text{Avec L : portée de la panne.}$$

La valeur réelle de la flèche est donnée par la formule suivante

$$f = \frac{5 \cdot \sigma_f \cdot l^2}{48 \cdot E_f \cdot \frac{h}{2}}$$

E_f : module de déformation instantanée du béton.

$$E_f = 11000 \sqrt{\bar{\sigma}_f}$$

$$E_f = 11000 \sqrt{142} = 131080.13 \text{ daN/cm}^2.$$

$$f = \frac{5 \times 106.37 \times 350^2}{48 \times 131080.13 \times 11.25} = 0.92 \text{ cm}$$

$$f < \bar{f} \text{ Condition vérifiée.}$$

3-4) Calcul des chevrons :

Le calcul se fera en flexion simple sous les charges q_c ; Le chevron est considéré comme une poutre continue appuyée sur plusieurs appuis, la section de chevron est de $(5.5 \times 7.5) \text{ cm}^2$

L'espacement des chevrons est égal à : 0.5 m.

La portée des chevrons dans notre cas est de

$$L_c = 1 \text{ m.}$$

à l'ELU : $q_{uc} = (3.43 - \frac{0.8/2}{\cos 25} \times 1) \times 0.5 = 1.49 \text{ KN/ml}$

à l'ELS : $q_{sc} = (2.42 - \frac{0.8/2}{\cos 25} \times 1) \times 0.5 = 0.98 \text{ KN/ml}$

En tenant compte de la continuité des appuis :

Moment en travée : $M_t = 0.6 M_0$.

Moment aux appuis : $M_a = 0.8 M_0$.

Avec :

$$M_0 = \frac{qLc^2}{8} = \frac{1.49 \times 1^2}{8} = 0.186 \text{ KN. ml}$$

$$M_t = 0.6 \times 0.186 = 0.111 \text{ KN. ml}$$

$$M_a = 0.8 \times 0.186 = 0.148 \text{ KN/ml}$$

Pour le choix des chevrons on doit vérifier la relation suivante :

$$\sigma_f = \frac{M_f}{I} \leq \bar{\sigma}_f$$

▪ **En travée :**

$$\sigma_{ft} = \frac{M_t}{\frac{I}{V}} = \frac{0.111 \times 10^4}{\frac{5.5 \times 7.5^2}{6}} = 21.52 \text{ daN/cm}^2.$$

$$\sigma_{ft} \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Aux appuis :**

$$\sigma_{ft} = \frac{M_a}{\frac{I}{V}} = \frac{0.148 \times 10^4}{\frac{5.5 \times 7.5^2}{6}} = 28.70 \text{ daN/cm}^2.$$

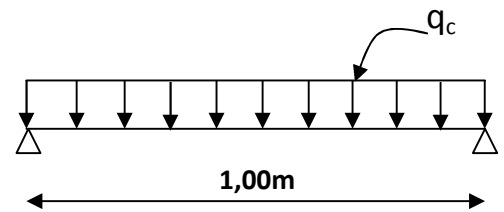


Fig-3-2 Schéma statique d'un chevron

$$\sigma_{ft} \leq \bar{\sigma}_f = \frac{142 \text{ dan}}{\text{cm}^2} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de la flèche (Art 4.011 CB71)**

La valeur de la flèche admissible est donnée par la formule suivante :

$$\bar{f} = \frac{Lc}{200} = \frac{100}{200} = 0.5 \text{ cm.} \quad \text{Avec } L : \text{ portée de chevron}$$

La valeur réelle de la flèche :

$$f = \frac{5 \times \sigma_f \times l^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}}$$

$$E_f = 131080.13 \quad \frac{\text{dan}}{\text{cm}^2}, \quad \text{est déjà calculé.}$$

$$f_t = \frac{5 \times 21.52 \times 100^2}{48 \times 131080.13 \times 3.75} = 0.045 \text{ cm.}$$

$$f_a = \frac{5 \times 28.70 \times 100^2}{48 \times 131080.13 \times 3.75} = 0.060 \text{ cm.}$$

$$f_t < \bar{f}_a \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$f_a < \bar{f}_a \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

3-5) Calcul des liteaux :

Le calcul des liteaux se fait comme celui des pannes

En prend pour la section des liteaux (30x40) mm².

L'espacement des liteaux est égal à : 0.3 m.

La portée des liteaux égale à l'espacement des chevrons :

$$L_l = 0.5 \text{ m}$$

$$\text{à l'ELU : } q_{uL} = (3.43 - \frac{0.8}{\cos 25} \times 1) \times 0.3 = 0.76 \text{ KN/ml}$$

$$\text{à l'ELS: } q_{sL} = (2.42 - \frac{0.8}{\cos 25} \times 1) \times 0.3 = 0.46 \text{ KN/ml}$$

La section : $q_y = q_L \times \cos \alpha$

$$q_y = 0.76 \times \cos 25 = 0.684 \text{ KN/ml.}$$

$$q_x = q_p \times \sin \alpha$$

$$q_x = 0.46 \times \sin 25 = 0.19 \text{ KN/ml.}$$

✓ **Vérification des contraintes admissible de bois :**

On doit vérifier que :

$$\sigma = \frac{M_{fx}}{\frac{I_{xx}}{V}} + \frac{M_{fy}}{\frac{I_{yy}}{V}} \leq \bar{\sigma}_f$$

$$\frac{I_{xx}}{V} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^2}{6} = \frac{(3) \times (4^2)}{6} = 8 \text{ cm}^3$$

$$\frac{I_{yy}}{V} = \frac{\frac{hb^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{hb^2}{6} = \frac{(4) \times (3^2)}{6} = 6 \text{ cm}^3$$

✓ **Moments de flexion :**

$$M_{fx} = q_y \times \frac{l^2}{8} = 0.684 \times \frac{0.5^2}{8} = 0.021 \text{ KN. m}$$

$$M_{fy} = q_x \times \frac{l^2}{8} = 0.19 \times \frac{(0.5)^2}{8} = 0.005 \text{ KN. m}$$

$$\sigma_f = \frac{0.021 \times 10^4}{8} + \frac{0.005 \times 10^4}{6} = 34.58 \text{ daN/cm}^2$$

Sachant que le bois utilisé est de catégorie I avec :

$$\bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f < \bar{\sigma}_f \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Vérification de la flèche :**

La valeur de la flèche est fixée par les règles CB. 71 ...[3] pour les pannes est donnée par :

$$\bar{f} = \frac{L_l}{300} = \frac{50}{300} = 0.17 \text{ cm.}$$

La valeur réelle de la flèche est donnée par la formule suivante :

$$f = \frac{5 \cdot \sigma_f \cdot l^2}{48 \cdot E_f \cdot \frac{h}{2}}$$

E_f : module de déformation instantanée du béton.

$$E_f = 11000 \sqrt{\bar{\sigma}_f}$$

$$E_f = 11000 \sqrt{142} = 131080.13 \text{ daN/cm}^2$$

$$f = \frac{5 \times 34.58 \times 50^2}{48 \times 131080.13 \times 1.5} = 0.045 \text{ cm}$$

$$f < \bar{f} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées.

Résumé :

$$\text{Pannes} = 10.5 \times 22.5 \text{ cm}^2 \longrightarrow [e_p = 1\text{m}]$$

$$\text{Chevrons} = 5.5 \times 7.5 \text{ cm}^2 \longrightarrow [e_c = 0.5\text{m}]$$

$$\text{Liteaux} = 3.0 \times 4.0 \text{ cm}^2 \longrightarrow [e_L = 0.3\text{m}]$$

4) Les escaliers

4-1) Définition :

Les escaliers constituant le bâtiment sont en bois ou en béton armé coulé sur place, permettant la circulation verticale entre les différents niveaux, ils sont constitués de paillasses et de paliers assimilés à des poutres isostatiques.

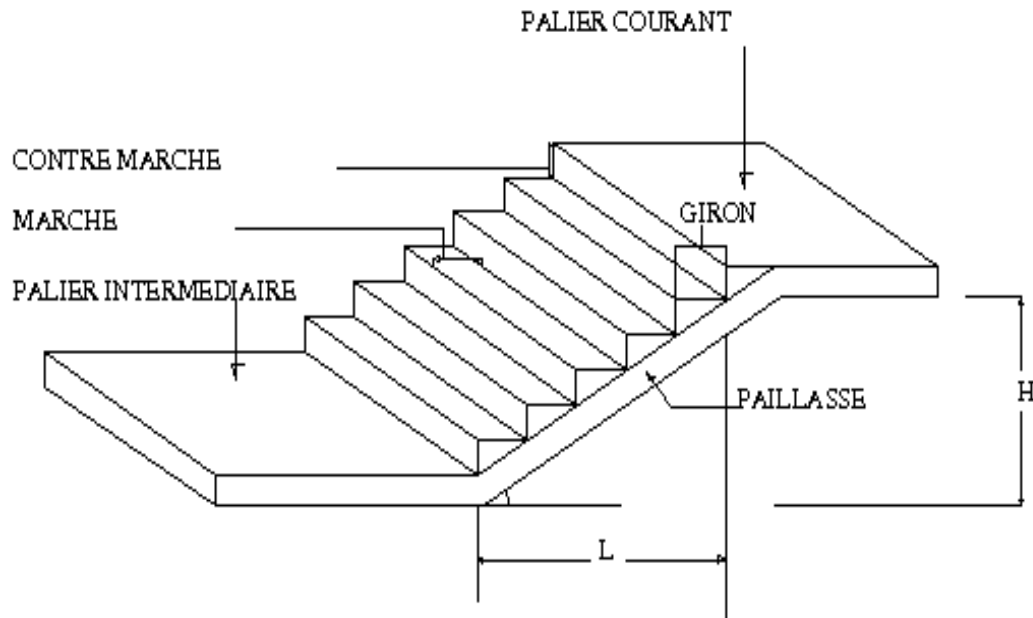


Fig.4.1

Notations utilisées :

G : giron,

h : hauteur de la contre marche,

e_p : épaisseur de la paillasse,

H : hauteur de la volée,

L : longueur de la volée projetée

4-2) Escalier de RDC et ETAGE COURANT:

a) Pré dimensionnement :

➤ **Détermination du nombre de marches et contre marches :**

L'escalier de l'étage courant comporte 02 volées identiques et 01 palier intermédiaire.

Calcul du nombre de marches pour chaque volée :

$$n \cdot h = H$$

$$(n - 1) G = L$$

Avec $(n-1)$: Nombre des marches

n : Nombre des contre marches

$$H = H_{RDC} / 2 = 306 / 2 = 153 \text{ cm}$$

$$\text{On a: } 16,5 \text{ cm} < h < 17,5 \text{ cm}$$

$$25 \text{ cm} < G < 31 \text{ cm}$$

$$\text{On opte pour : } h = 17 \text{ cm}$$

$$G = 27 \text{ cm}$$

$$n = 153 / 17 = 9 \implies \text{nombre de contre marches } n = 9$$

Nombre de marche : $n-1 = 9-1 = 8$ marches par volée

-Vérification de la relation de BLONDEL

$$60 \text{ cm} \leq G + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} \leq G + 2h = 61 \leq 66 \text{ cm}$$

\Rightarrow La relation est vérifiée.

➤ Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

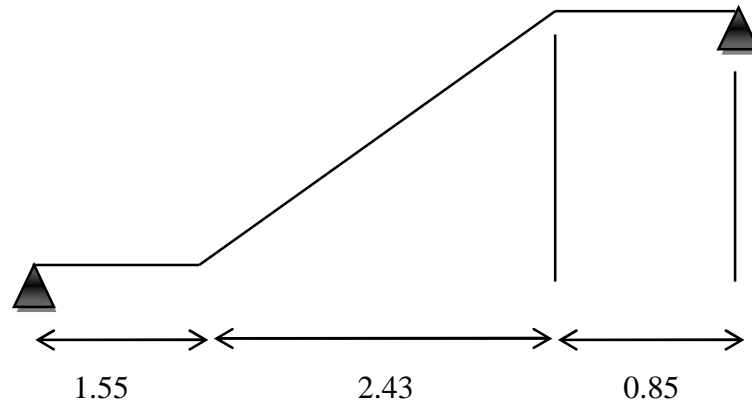


Fig.4.2

L'épaisseur du palier et de la paillasse (e_p) est donnée par :

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

L_0 : Longueur de palier et de la paillasse

$$\operatorname{tg} \alpha = H / 2 = 153 / 243 = 0.629$$

$$\Rightarrow \alpha = 32, 19^\circ, \cos \alpha = L_{vp} / L_v$$

L_v : longueur de la volée

L_{vp} : Longueur de volée projetée

$$L_v = \frac{L_{vp}}{\cos \alpha} = \frac{2,43}{0,85} = 2,86 \text{ m}$$

$$L_0 = 2,86 + 1,55 + 0,85 = 5,26 \text{ m}$$

$$\frac{526}{30} \leq e_p \leq \frac{526}{20}$$

$$\Rightarrow 17,53 \text{ cm} \leq e_p \leq 26,3 \text{ cm}$$

Nous prenons: $e_p = 25 \text{ cm}$

b) Détermination des sollicitations de calcul :

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

b-1) Charges et surcharges

▪ **La volée :**

Poids des marches..... $25 \times 0,17 / 2 = 2,125 \text{ KN/m}^2$

Poids de la volée..... $25 \times 0,25 / \cos 32,19 = 7,35 \text{ KN/m}^2$

Poids des revêtements..... $= 1,54 \text{ KN/m}^2$

Poids des gardes corps..... $= 0,20 \text{ KN/m}^2$

$$G = 11,21 \text{ KN/m}^2$$

▪ **Le palier :**

Poids de la dalle..... $0,25 \times 25 = 6,25 \text{ KN/m}^2$

Poids des revêtements..... $= 1,54 \text{ KN/m}^2$

$$G = 7,74 \text{ KN/m}^2$$

Surcharges d'exploitation..... $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

• **Combinaison de charges**

▪ **ELU :**

$$q_u = (1,35G + 1,5 Q) \cdot 1$$

La volée : $q_{u2} = (1,35 \times 11,21 + 1,5 \times 2,5) \cdot 1 = 18,88 \text{ KN/ml}$

Le palier : $q_{u1} = (1,35 \times 7,74 + 1,5 \times 2,5) \cdot 1 = 14,2 \text{ KN/ml}$

b-2) Détermination des efforts internes à l'ELU :

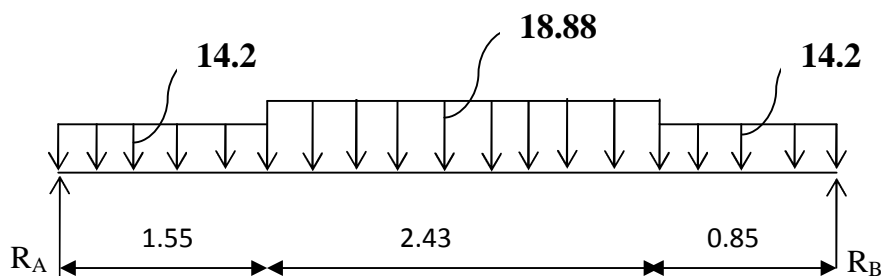


Fig.4.3

D'après les formules de la RDM :

$$R_A + R_B = 79.96 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow \frac{14,2 \cdot 1,55^2}{2} + 18,88 \cdot 2,43 + 14,2 \cdot 0,85 + 40 = 4,83 R_B$$

Donc: $R_A = 39.21 \text{ KN}$

$$R_B = 40,75 \text{ KN}$$

- **Efforts tranchants**

1^{er} tronçon : $0 \leq X \leq 1,55 \text{ m}$

$$T(x) = R_A - q_{u1} \cdot x$$

Pour $x = 0 \text{ m} \rightarrow T(0) = 39,21 \text{ KN}$

Pour $x = 1,55 \text{ m} \rightarrow T(1,55) = 17,2 \text{ KN}$

➤ **2^{eme} tronçon : $1,55 \text{ m} \leq X \leq 3,98 \text{ m}$**

$$T(x) = R_A - q_{u1} \cdot 1,55 - q_{u2} \cdot (x - 1,55)$$

Pour $x = 1,55 \text{ m} \rightarrow T(1,55) = 17,2 \text{ KN}$

Pour $x = 3,98 \text{ m} \rightarrow T(3,98) = -28,68 \text{ KN}$

$$T(x) = 46,46 - 18,88 x$$

$$T(x) = 0 \rightarrow x = 2,46 \text{ m}$$

➤ **3^{eme} tronçon : $3,98 \leq X \leq 4,83 \text{ m}$**

$$T(x) = R_A - q_{u1} \cdot 1,55 - q_{u2} \cdot 2,43 - q_{u1} \cdot (x - 3,98)$$

Pour $x = 3,98 \text{ m} \rightarrow T(3,98) = -28,68 \text{ KN}$

Pour $x = 4,83 \text{ m} \rightarrow T(4,83) = -40,75 \text{ KN}$

• **Calcul de moment fléchissant :**

➤ **1^{er} tronçon :** $0 \leq x \leq 1,55m$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{u1} \cdot x^2 / 2$$

$$\left[\begin{array}{l} x = 0 \text{ m} \longrightarrow M(x=0) = 0 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ x = 1,55 \text{ m} \longrightarrow M(x=1,55) = 43,72 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{array} \right.$$

➤ **2^{eme} tronçon :** $1,55 \leq x \leq 3,98m$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{u1} \cdot 1,55 (x-1,55/2) - q_{u2} \cdot ((x-1,55)^2 / 2)$$

$$\left[\begin{array}{l} x = 1,55 \text{ m} \longrightarrow M(x=1,55) = 43,72 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ x = 3,98 \text{ m} \longrightarrow M(x=3,98) = 29,77 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ x = 2,46 \text{ m} \longrightarrow M(x=2,46) = 51,55 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{array} \right.$$

➤ **3^{eme} tronçon:** $3,98 \leq x \leq 4,83m$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{u1} \cdot 1,55(x-1,55/2) - q_{u2} \cdot 2,43(x-2,43/2-1,55) - q_{u1} \cdot (x-3,98)^2 / 2$$

$$\left[\begin{array}{l} x = 3,98 \text{ m} \longrightarrow M(x=3,98) = 29,77 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ x = 4,83 \text{ m} \longrightarrow M(x=4,83) = 0,26 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{array} \right.$$

En tenant compte des semis-encastremets aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{\max} au niveau des appuis et en travées.

Le moment aux appuis :

$$M_u^{\max} = 51,55 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{u \text{ app}} = (-0,3) M_u^{\max} = (-0,3) \cdot 51,55 = -15,46 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Le moment en travée :

$$M_{ut} = (0,85) M_u^{\max} = (0,85) \cdot 51,55 = 43,82 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

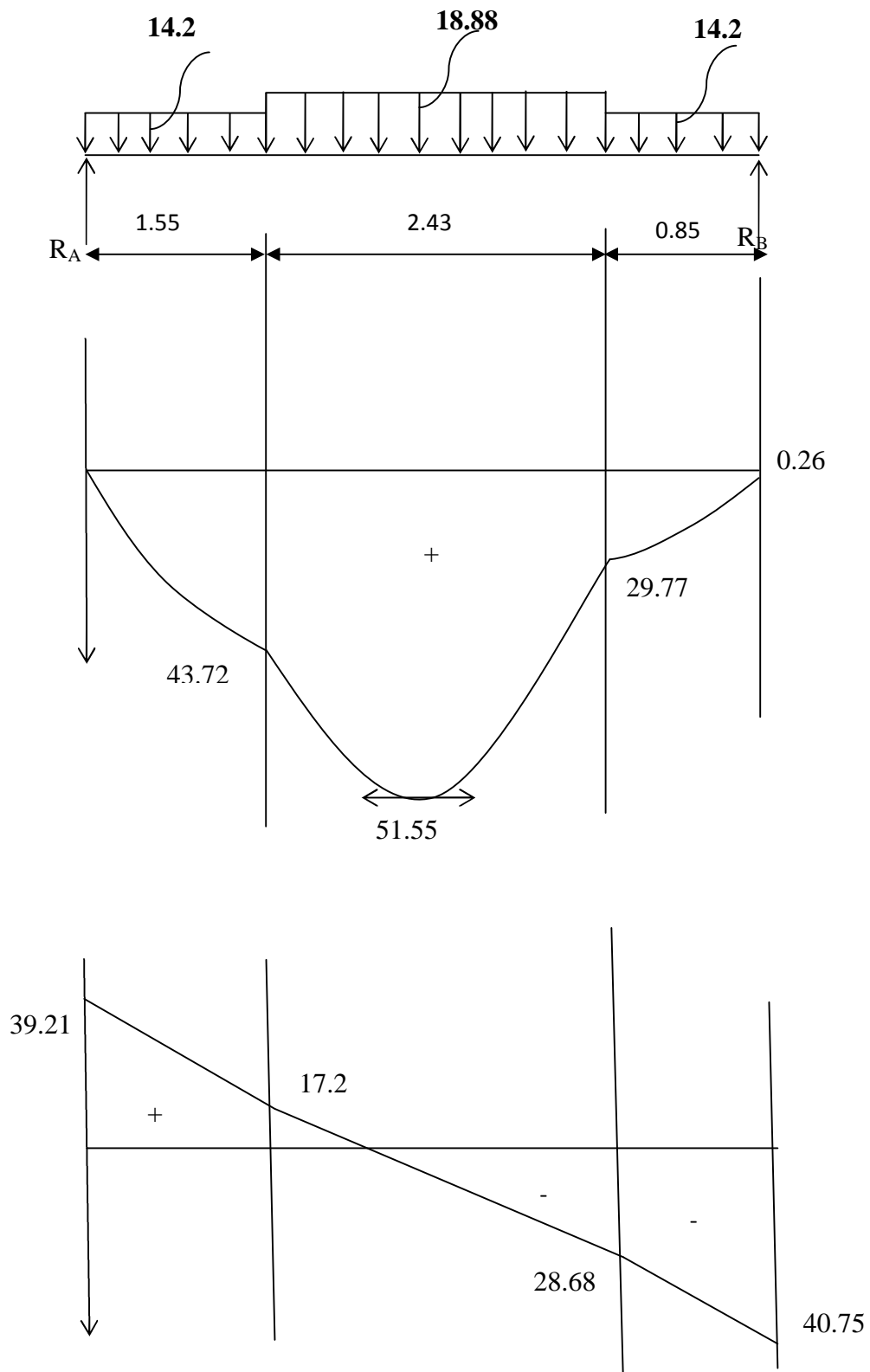


Fig.4.4 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant pour l'étage courant à L'ELU

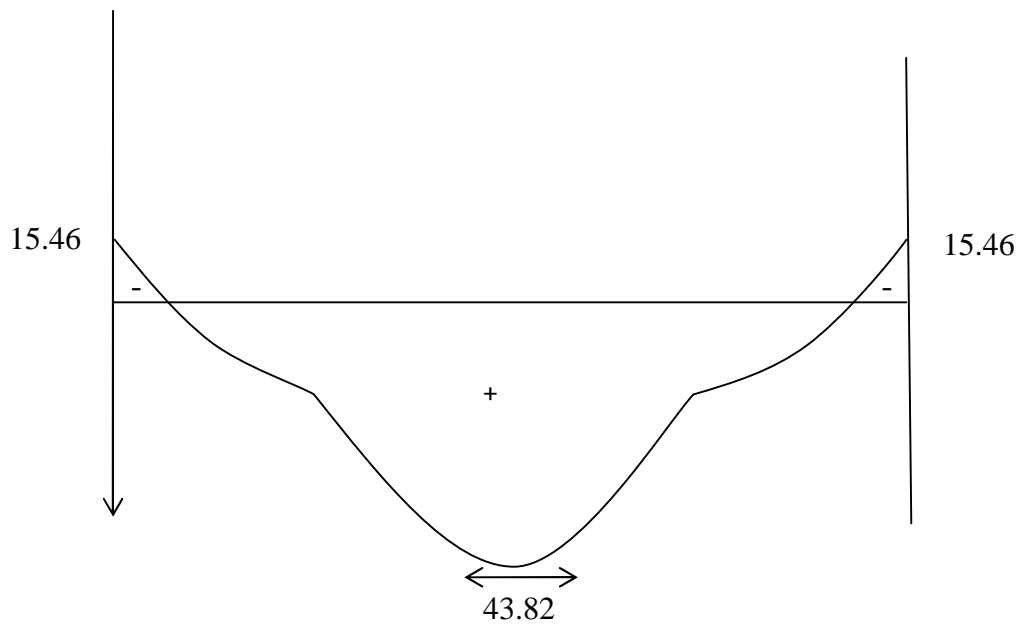


Fig.4.5 : Diagramme des moments fléchissant en tenant compte des semisencastrement

E L S: $q_s = (G + Q) \times 1m$

La volée : $q_{s2} = (11,21 + 2,5) \times 1 = 13,71 \text{ KN/ml}$

Le palier : $q_{s1} = (7,74 + 2,5) \times 1 = 10,24 \text{ KN/m}$

b-3) Détermination des efforts internes à l'ELS :

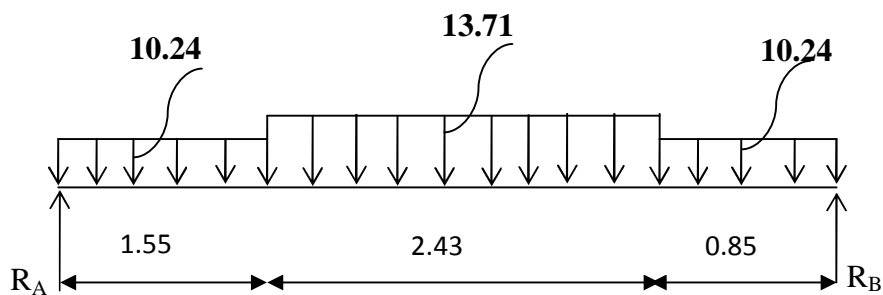


Fig.4.6

D'après les formules de la RDM :

$$R_A + R_B = 57.89 \text{ KN.}$$

$$\sum M /_A = 0 \rightarrow \frac{10,24 \cdot 1,55^2}{2} + 13,71 \cdot 2,43 \cdot 2,76 + 10,24 \cdot 0,85 \cdot 4,40 = 4,83 R_B$$

Donc: $R_A = 28.39 \text{ KN}$

$$R_B = 29,5 \text{ KN}$$

- **Efforts tranchants**

1^{er} tronçon : $0 \leq X \leq 1,55 \text{ m}$

$$T(x) = R_A - q_{s1} \cdot x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \longrightarrow T(0) = 28,39 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 1,55 \text{ m} \longrightarrow T(1,55) = 12,52 \text{ KN} \end{array} \right.$$

➤ **2^{ème} tronçon : $1,55 \text{ m} \leq X \leq 3,98 \text{ m}$**

$$T(x) = R_A - q_{s1} \cdot 1,55 - q_{s2} \cdot (x - 1,55)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 1,55 \text{ m} \longrightarrow T(1,55) = 12,52 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 3,98 \longrightarrow T(3,98) = -20,79 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$T(x) = 33,69 - 13,71 x$$

$$T(x) = 0 \longrightarrow x = 2,46 \text{ m}$$

➤ **3^{ème} tronçon : $3,98 \leq X \leq 4,83 \text{ m}$**

$$T(x) = R_A - q_{s1} \cdot 1,55 - q_{s2} \cdot 2,43 - q_{s1} \cdot (x - 3,98)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 3,98 \text{ m} \longrightarrow T(3,98) = -20,79 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 4,83 \text{ m} \longrightarrow T(4,83) = -24,49 \text{ KN} \end{array} \right.$$

• **Calcul de moment fléchissant :**

➤ **1^{er} tronçon :** $0 \leq x \leq 1,55 \text{ m}$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{s1} \cdot x^2 / 2$$

$$\left[\begin{array}{l} x = 0 \text{ m} \longrightarrow M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1,55 \text{ m} \longrightarrow M(x=1,55) = 31,7 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➤ **2^{ème} tronçon :** $1,55 \text{ m} \leq x \leq 3,98 \text{ m}$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{s1} \cdot 1,55(x-1,55/2) - q_{s2} \cdot ((x-1,55)^2 / 2)$$

$$\left[\begin{array}{l} x = 1,55 \text{ m} \longrightarrow M(x=1,55) = 31,7 \text{ KN.m} \\ x = 3,98 \text{ m} \longrightarrow M(x=3,98) = 21,64 \text{ KN.m} \\ x = 2,46 \longrightarrow M(x=2,46) = 37,42 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➤ **3^{ème} tronçon :** $3,98 \leq x \leq 4,83 \text{ m}$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{s1} \cdot 1,55(x-1,55/2) - q_{s2} \cdot 2,43(x-2,43/2-1,55) - q_{s1} \cdot (x-3,98)^2 / 2$$

$$\left[\begin{array}{l} x = 3,98 \text{ m} \longrightarrow M(x=3,98) = 21,64 \text{ KN.m} \\ x = 4,83 \text{ m} \longrightarrow M(x=4,83) = 0,26 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

En tenant compte des semis-encastres aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{\max} au niveau des appuis et en travées.

Le moment aux appuis :

$$M_s^{\max} = 37,42 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{sapp}} = (-0,3) M_s^{\max} = (-0,3) \cdot 37,42 = -11,22 \text{ KN.m}$$

Le moment en travée :

$$M_{\text{st}} = (0,85) M_s^{\max} = (0,85) \cdot 37,42 = 31,81 \text{ KN.m}$$

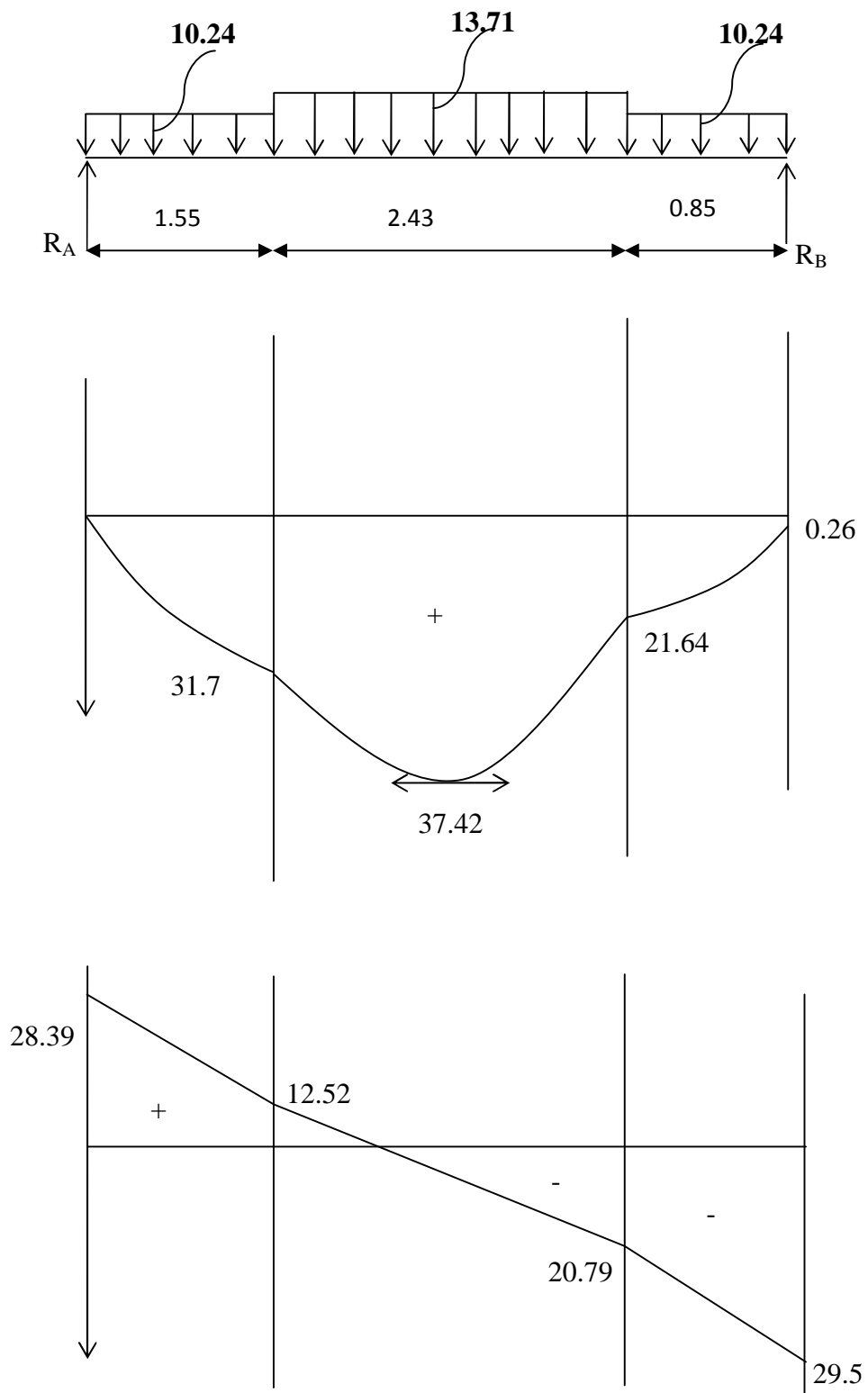


Fig.4.7: Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant pour étage courant à L'ELS

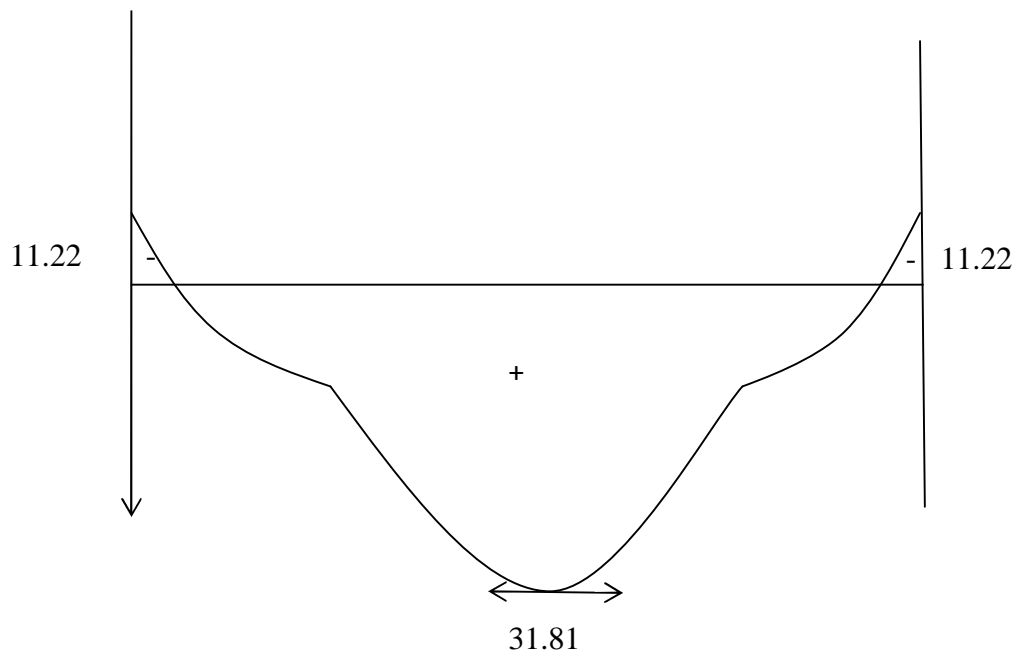


Fig.4.8 : Diagramme des moments fléchissant en tenant compte des semis encastrement

4-3) Ferrailage à L'ELU :

Il sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple.

- **En travée:** $M_t = 43,82 \text{ KN.m}$

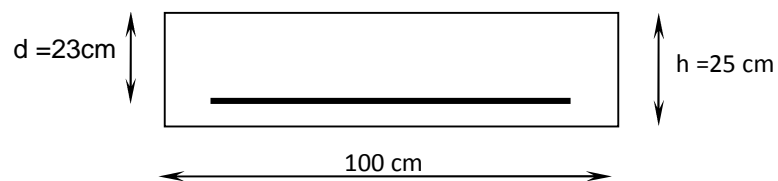


Fig.4.9

➤ **Armatures principales**

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

$$\mu = \frac{43,82 \times 10^6}{1000 \times (230)^2 \times 14,2} = 0,058$$

$\mu = 0,058 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$ Section simplement armée

$$\mu = 0,058 \Rightarrow \beta = 0,970$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_t = \frac{43,82 \times 10^6}{0,970 \times 230 \times 348} = 564,4 \text{ mm}^2$$

$A_t = 5,64 \text{ cm}^2$ Soit : 6HA12 = 6,78 cm² avec $S_t = 16 \text{ cm}$

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,695 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit : 4 HA10} = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

• **Sur appuis : $M_{ua} = -15,46 \text{ KN}$.**

✓ **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{15,46 \times 10^6}{1000 \times (230)^2 \times 14,2} = 0,02$$

$\mu = 0,02 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$ Section simplement armée

$$\mu = 0,02 \Rightarrow \beta = 0,99$$

$$A_s = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_s = \frac{15,46 \times 10^6}{0,99 \times 230 \times 348} = 195,10 \text{ mm}^2$$

$A_s = 1,95 \text{ cm}^2$ Soit : 5HA10 = 3,92 cm² avec $S_t = 20 \text{ cm}$

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,92}{4} = 0,98 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit : 4 HA10} = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 25\text{cm}$$

4-4) Vérifications :

A L'ELU :

➤ **Condition de non fragilité (BAEL91modifié99/ Art A 4.2.1, CBA93) :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 23 \times \frac{2,1}{400} = 2,77 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < (A_s, A_t) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Espacement des barres :**

• **En travée :**

-Armatures principales : $S_{t,\max} = 16 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

-Armatures de répartition : $S_{t,\max} = 25 \text{ cm} \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

• **Sur appuis :**

-Armatures principales : $S_{t,\max} = 20 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

-Armatures de répartition : $S_{t,\max} = 25 \text{ cm} \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement de barre aux appuis (BAEL 91 modifié 99 Art A 6,13, CBA93) :**

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

$$\sum u_i = \sum n \times \pi \phi = 5 \times 3,14 \times 1 = 15,70 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i}$$

$$\tau_{se} = \frac{40,75 \times 1000}{0,9 \times 230 \times 157} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 modifié 99 Art 5-1.2, CBA93) :**

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b \times d} = \frac{40750}{1000 \times 230} = 0,18 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable donc :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Ancrage des barres (BAEL 91 modifié 99 Art A6-1.2.1, CBA93) :**

$$\tau_s = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit :

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

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

Vu que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91/99 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4.L_s$ pour les aciers H.A, soit : $L_c = 14 \text{ cm}$.

➤ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (BAEL 91 modifié 99 Art A 5-1.3, CBA93) :**

- **Sur le béton :**

$$V_u \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times bd}{\gamma_s}$$

$$V_u \leq \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 230 \times 1000}{1,5} = 1380 \text{ KN}$$

$$V_{u(\max)} = 40,75 \text{ KN} < \bar{V}_u = 1380 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Sur l'acier :**

$$A_{\text{appui}} \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u + H) \quad ; \text{ avec } H = \frac{M_{a \max}}{0,9.d}$$

$$A_{\text{appui}} \geq \frac{1,15}{400} (40,75 \times 10^3 + \frac{-15,46 \times 10^6}{0,9 \times 230}) = -97,56 < 0$$

⇒ Les armatures calculées sont suffisantes.

➤ **L'état limite d'ouverture des fissurations :**

Tant que la fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire.

➤ **L'état limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

• **En travée :** $M_t = 31,81 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 678}{1000 \times 230} = 0,295$$

$$\rho_1 = 0,295 \Rightarrow \beta_1 = 0,914, K_1 = 43,14 \Rightarrow K = 0,023$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{A_{st} \beta_1 d} = \frac{31,81 \times 10^6}{678 \times 0,914 \times 230} = 223,18 \text{ MPa} .$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 5,13 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

• **Aux appuis :** $M_A = 11,22 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{b.d} = \frac{100 \times 392}{1000 \times 180} = 0,218$$

$$\beta_1 = 0,925 \quad K = 0,019$$

$$\sigma_s = \frac{11,22 \times 10^6}{392 \times 0,925 \times 180} = 171,9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 3,26 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

➤ **Etat limite de déformation (vérification de la flèche) :**

$$f = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{E_v I_0} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{483}{500} = 0,966 \text{ cm}$$

$$q_{\max} = (q_{1s}, q_{2s}) = 13,71 \text{ KN/ml}$$

➤ **Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = B + n \cdot A = b \times h + 15A$$

$$B_0 = 100 \times 25 + 15 \times 6,78$$

$$B_0 = 2601,7 \text{ cm}^2$$

➤ **Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :**

$$S /_{xx} = \frac{b h^2}{2} + 15A \cdot d$$

$$S /_{xx} = \frac{100 \times 25^2}{2} + 15 \times 6,78 \times 23 = 33589,1 \text{ cm}^3$$

$$S /_{xx} = 33589,1 \text{ cm}^3$$

➤ **Position du centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{33589,1}{2601,7} = 12,91 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Donc : } V_1 = 12,91 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 25 - 12,91 = 12,09 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Donc : } V_2 = 12,09 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie de la section homogénéisée/G :**

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15A_{sr} (V_2 - c)^2 = (12,91^3 + 12,09^3) \frac{100}{3} + 15 \times 6,78 (12,09 - 2)^2$$

$$I_0 = 140982,47 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul de flèche :**

$$f = \frac{5 \times 13,71 \times 4,83^4 \times 1000}{384 \times 10819 \times 140982,47 \times 0,01} = 0,0064 \text{ m} = 0,64 \text{ cm}$$

$$f = 0,64 \text{ cm} < \bar{f} = 0,966 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

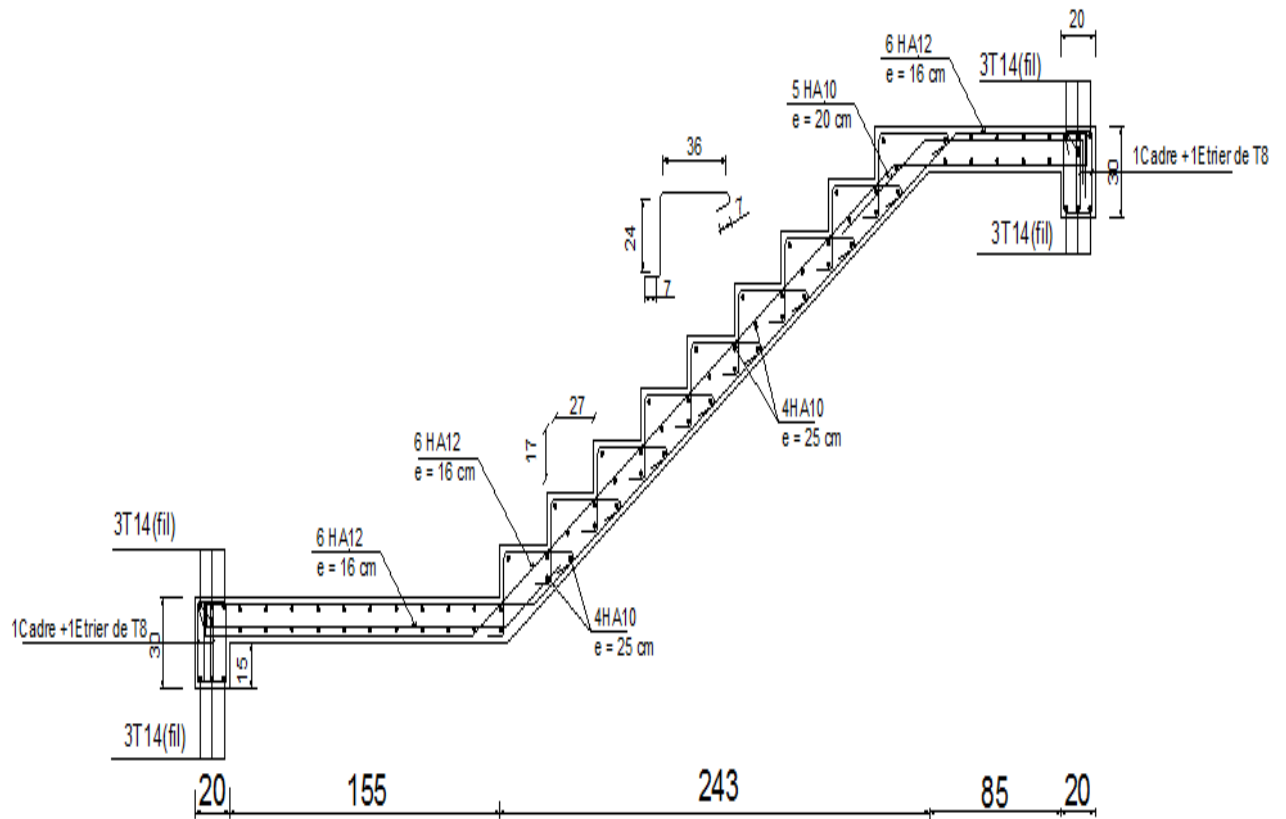


Fig.4.10 : Coffrage et ferrailage de l'escalier

5) Calcul de la poutre palière

La poutre palière se situe au niveau du palier intermédiaire à mi-hauteur du RDC et de l'étage courant. On choisit la poutre palière de l'étage courant.

5-1) Pré dimensionnement

Hauteur :

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

h_t : la hauteur de la poutre

L : longueur entre nu d'appuis $L = 2,25 \text{ m}$

$$15 \leq h_t \leq 22,5$$

On opte pour $h_t = 30\text{cm}$ condition minimale du RPA

Largeur : On a $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$

D'où $12 \leq b \leq 21$

On opte pour $b = 20\text{cm}$

Recommandation de RPA 99 Version 2003 :

$$h \geq 30 \quad , \quad b \geq 20$$

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

\Rightarrow Condition vérifiée

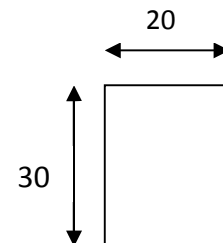


Fig.5.1

5-2) Détermination des charges et surcharges :

-Poids propre :..... $G = 0,30 \times 0,20 \times 25 = 1,5 \text{ KN/m}$

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

- Réaction du palier :

ELU : $R_u = T_R = 40,75 \text{ KN}$

ELS: $R_s = T_s = 29,5 \text{ KN}$

5-3) Combinaison de charges et surcharges :

- à **E.L.U** : $q_u = 1.35 G + 2T_u / L = (1,35 \times 1,5) + 2.40,75 / 2,25$

$$q_u = 38,25 \text{ KN/ml}$$

- à **E.L.S** : $q_s = G + 2 T_s / L = 1,5 + 2.29,5 / 2,25$

$$q_s = 27,72 \text{ KN/ml}$$

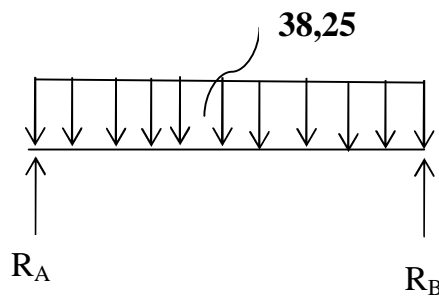


Schéma statique à L'ELU

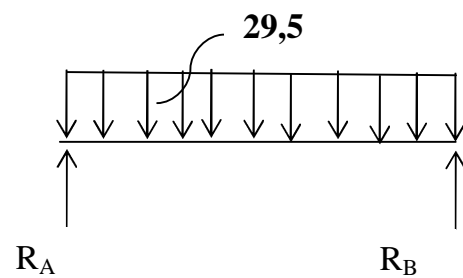


Schéma statique à L'ELS

Fig .5.2

➤ **Calcul des efforts :**

a) à L'ELU:

Réaction d'appuis : $R_A = R_B = q_u l / 2 = 43,03 \text{ KN}$.

Moment isostatique : $M_o = q_u l^2 / 8 = 24,20 \text{ KN.m}$.

Moment corrigés :

- En travée : $M_t = 20,57 \text{ KN.m}$.
- Aux appuis : $M_a = -7,26 \text{ KN.m}$.
- Effort tranchant : $V_u^{\max} = 43,03 \text{ KN}$.

b) à l'ELS :

- Réaction d'appuis : $R_A = R_B = q_u l / 2 = 33,18 \text{ KN}$.

- Moment isostatique : $M_o = q_u l^2 / 8 = 18,67 \text{ KN.m}$.

Moment corrigés :

- En travée : $M_t = 15,87 \text{ KN.m}$.
- Aux appuis : $M_a = -5,6 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant : $V_s^{\max} = 33,18 \text{ KN}$

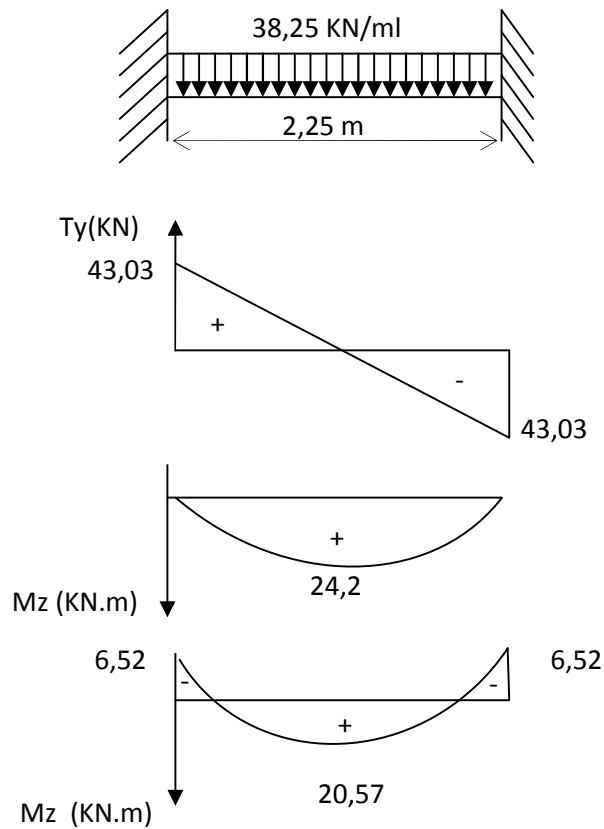


Fig .5.3 : Diagrammes des efforts à l'ELU

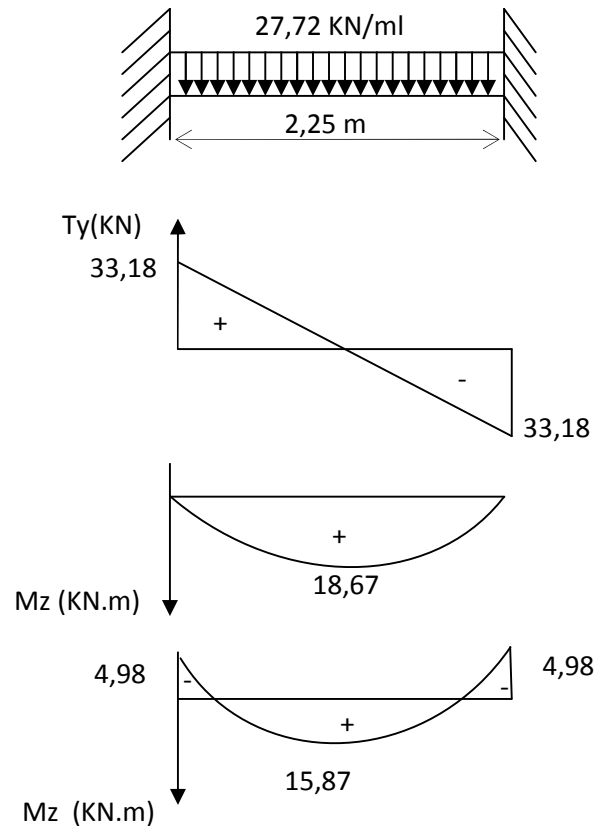


Fig .5.4 : Diagrammes des efforts à l'ELS

5-4) Calcul des armatures :

Armatures longitudinales :

➤ **En travée :** $M_{tu} = 20,57 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{20,57 \times 10^6}{200 \times 280^2 \times 14,2} = 0,092$$

$$\Rightarrow \mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu = 0,092 \Rightarrow \beta = 0,957$$

$$A_{tu} = \frac{M_{tu}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{20,57 \times 10^6}{0,953 \times 280 \times 348} = 221,51 \text{ mm}^2 = 2,21 \text{ cm}^2$$

Soit : 3 HA12 = 3,39 cm²

➤ Aux appuis :

$$M_{au} = 7,26 \text{ KN.m} \quad ;$$

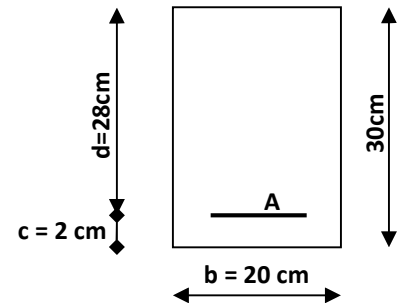
$$\mu = \frac{M_{au}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7,26 \times 10^6}{200 \times 280^2 \times 14,2} = 0,032$$

$$\Rightarrow \mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu = 0,032 \Rightarrow \beta = 0,984$$

$$A_{au} = \frac{M_{au}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{7,26 \times 10^6}{0,984 \times 280 \times 348} = 75,72 \text{ mm}^2 = 0,76 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 3 \text{ HA10} = 2,35 \text{ cm}^2.$$



5-5) Vérification à l'ELU:

a) Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91 modifié 99/ Art A 4.2.1, CBA93) :

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 0,23 \times 20 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,676 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,676 \text{ cm}^2 < (A_t = 3,39 \text{ cm}^2, A_a = 2,35 \text{ cm}^2)$$

⇒ Condition vérifiée

b) Vérification de l'effort tranchant (art .A.5, 1.1 /BAEL 91 modifiées 99, CBA93) :

Nous avons des fissurations peu nuisibles.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{43,03 \cdot 1000}{200 \cdot 280} = 0,768 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,768 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement.

Puisque $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis

(Art : A. 5 .1 .3 /BAEL 91 modifiées 99, CBA93) :

▪ **Sur le béton :**

$$V_u < \bar{V}_u; \quad \bar{V}_u = 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 0,9 \cdot d \cdot b$$

$$\bar{V}_u = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 280 \times 200 = 336000 N$$

$$V_u = 43,03 \text{ KN} < \bar{V}_u = 336 \text{ KN} .$$

▪ **Sur l'acier :** $A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u + H)$; avec $H = \frac{M_{a \text{ max}}}{0,9 \cdot d}$

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{400} (43,03 \cdot 10^3 + \frac{-7,26 \cdot 10^6}{0,9 \times 280}) \longrightarrow A_{\text{appuis}} = 2,35 \text{ cm}^2 \geq 0,41 \text{ cm}^2$$

⇒ Les armatures calculées sont suffisantes.

d) Calcul l'ancrage des barre (Art : A. 6 .1 .2 /BAEL 91 modifiées 99, CBA93):

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi_s f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4\tau_{su}} \Phi = 35,27 \Phi$$

$$L_s = 35,27 \text{ cm}$$

On prend $L_s = 35 \text{ cm}$

e) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement aux appuis

(art .A.6, 1.3 /BAEL 91 modifiées 99, CBA93)

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

$$\tau_{se} = V_u / 0,9 d \sum u_i$$

$\sum u_i$ somme des périmètres utiles des armatures

$$\sum u_i = 3 \cdot \pi \cdot \Phi$$

$$\sum u_i = 3 \cdot 3,14 \cdot 10 = 94,2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{43,03 \cdot 1000}{0,9 \cdot 280 \cdot 94,2} = 1,81 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,81 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres.

f) Armatures transversales (art.A.7.2.2 / BAEL91 modifiées 99, CBA93) :

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

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{300}{35}, \frac{200}{10}, 12 \right\} = 8,57 \text{ mm}$$

On opte pour : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ (1 cadre + 1 étrier) soit : $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui, la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante : (Art. A.5.1, 232 / BAEL91):

$$S_t \leq \frac{A_{ad} \cdot 0,9 \cdot f_e}{(\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28}) \cdot b \cdot \gamma_s}$$

$$S_t = \frac{2,01 \times 0,9 \times 400}{(0,768 - 0,3 \times 2,1) \cdot 1,15 \times 30} = 15,20 \text{ cm}$$

➤ **Espacement:** (Art. A .5 .1, 22, BAEL 91 modifiées 99, CBA93) :

$$S_{t_{\max}} \leq \min \{ 0,9 \cdot d, 40 \text{ cm}, 15,20 \} = 25,2 \text{ cm}$$

$$S_{t_{\max}} = 15 \text{ cm}$$

➤ **Selon le RPA 99 version 2003** (Art 7.5-2) :

L'espacement doit vérifier :

▪ **Aux appuis :**

$$s_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi \right) = \min(7,5; 12).$$

$$S_t = 5 \text{ cm.}$$

- **En travée :**

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

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

5-6) Vérification à l'ELS :

- a) **Vérification des contraintes du béton et de l'acier :**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$$

- **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad M_s = 15,87 \text{ KN.m} \quad A_s = 3,39 \text{ cm}^2$$

- **Sur appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad M_s = 5,6 \text{ KN.m} \quad A_s = 2,35 \text{ cm}^2$$

Zone	M _s (KN.m)	A _s (cm ²)	ρ ₁	β ₁	K	σ _s	σ _{bc}	σ̄ _{bc}
Travée	15,87	3,39	0,606	0,885	0,035	188,92	6,61	15
Appuis	5,6	2,35	0,419	0,901	0,028	96,16	2,69	15

Les contraintes sont vérifiées à l'ELS

- b) **État limite de déformation : (vérification de la flèche)**

Pour se dispenser du calcul de la flèche il faut vérifier que :

$$-\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{225} = 0,133 > 0,0625 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$-\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0,133 > 0,085 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$-\frac{A_s}{b.d} = \frac{3,39}{20 \times 28} = 0,006 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées, d'où le calcul de la flèche est inutile.

Conclusion : les armatures calculées à L' ELU son suffisantes à L'ELS.

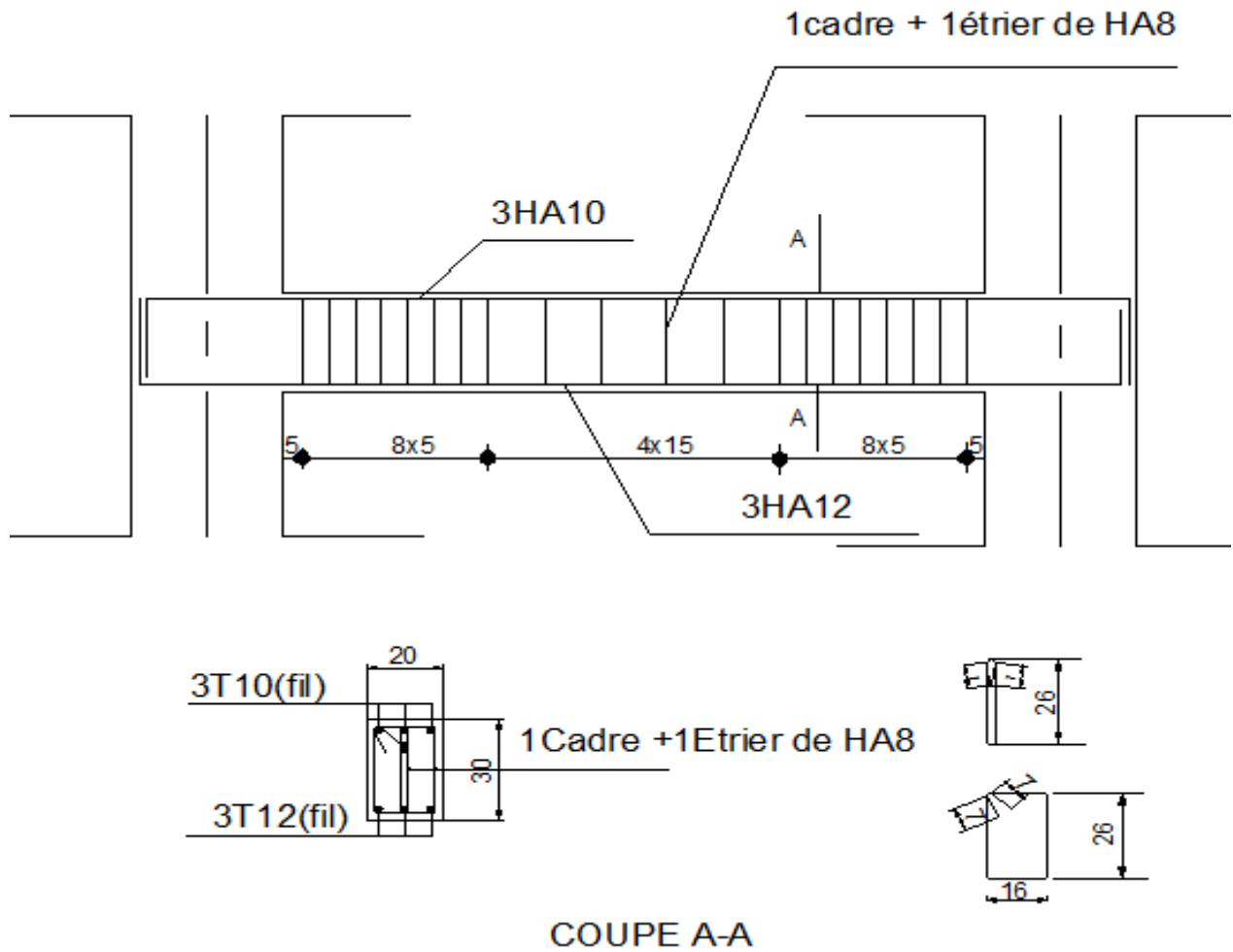


Figure5.5: Coffrage et ferrailage de la poutre palière

6) Calcul du plancher

6-1) Introduction :

Les planchers sont constitués de corps creux qui sont utilisés comme coffrage perdu et qui servent aussi à l'isolation thermique et phonique, d'une dalle de compression de (16+4)cm reposant sur des poutrelles préfabriquées qui sont disposées dans le sens de la petite portée elle assurent une fonction de portance, ces dernières possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.

6-2) Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 04cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520)

L'espaceur ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

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

6-2-1) Calcul des armatures :

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = 4.L / f_e = 4 \times 65 / 520 = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

L: Distance entre axes des poutrelles (L = 65cm)

Nous adoptons :

$$\text{Soit : } \quad 6\Phi 6 / \text{ml} \quad A = 1.7 \text{ cm}^2 \\ S_t = 15 \text{ cm}$$

b) Armatures parallèles aux poutrelles:

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

$$\text{Soit: } \quad 6\Phi 6 / \text{ml} \quad A = 1.7 \text{ cm}^2 \\ S_t = 15 \text{ cm}$$

Conclusion :

Nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de diamètre $\Phi 6$ et de mailles (150×150) mm².

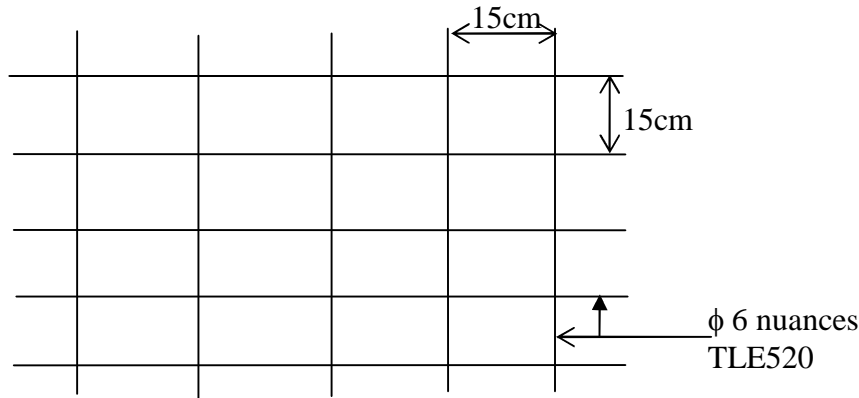


Fig .6.1 : Treillis soudé de 15x15 cm²

6-2-2) Calcul de la poutrelle :

a) Dimensionnement de la poutrelle : $h_t = 16 + 4$ cm

La poutrelle est calculée comme une poutre en T donc, il est nécessaire de définir la largeur efficace de la table de compression.

Cette largeur définit la dimension b de la zone comprimée qui participe effectivement à la capacité de résistance en flexion.

La largeur b_1 de la table de compression qu'il y a lieu d'admettre d'un côté de la nervure de la poutre fléchie est fixée par la plus restrictive des conditions suivantes :

$$b_1 \leq \min (L / 2, L_1 / 10, 8h_0)$$

Avec :

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles ($65 - 12$), ($L = 53$ cm)

L_1 : longueur de la plus grande travée. ($L_1 = 325$ cm)

b_0 : largeur de la nervure. ($b_0 = 12$ cm)

h_0 : épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm).

b) Application

$$b_1 \leq \min (26,5 ; 32,5 ; 32)$$

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

$$b = 2.b_1 + b_0 = 65 \text{ cm}$$

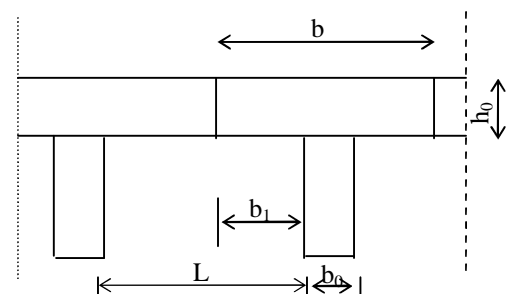


Fig. 6.2

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

1^{ère} étape : Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle sera considérée comme simplement appuyée à ses (02) extrémités. Elle doit supporter au plus de son poids propre, la charge due à la main d'œuvre et le poids des corps creux.

1) Chargements

Poids propre $G = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12$ KN/ml

Poids des corps creux..... $G' = 0,95 \times 0,65 = 0,62$ KN/ml

Poids de la main d'œuvre..... $Q = 0,65$ KN/ml

La hauteur de la poutrelle est de..... $h = 20$ cm

La hauteur de la dalle de compression..... $h_o = 4$ cm

La largeur de la nervure $b_o = 12$ cm

Enrobage $c = 2$ cm

La hauteur utile $d = 18$ cm

La largeur de la dalle de compression $b = 65$ cm

2) Ferrailage à L'ELU :

La combinaison de charges à considérer :

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

$$q = 1,35 \times (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 0,65 = 1,974 \text{ KN/ml}$$

Le moment en travée : $M_t = q L^2 / 8 = 1,974 \times (3,25)^2 / 8 = 2,61$ KN.m

L'effort tranchant : $T = q \cdot L / 2 = 1,974 \times 3,25 / 2 = 3,21$ KN

3) Calcul des armatures :

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2,61 \times 10^6}{120 \times 400 \times 14,2}$$

$$\mu_b = 3,83 > \mu_R = 0,392 \quad (\text{SDA})$$

$$d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$$

Conclusion :

Vue la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir un étiage pour soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

2^{ème} étape : après coulage de la dalle de compression

a) Plancher de RDC et étage courant:

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière, elle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis soumise aux charges suivantes :

Poids propre du plancher : $G = 5,28 \times 0,65 = 3,432 \text{ KN/ ml.}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ ml.}$

1) Choix de la méthode de calcul :

➤ **Méthode forfaitaire :**

▪ **Conditions d'application :**

- La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois de la charge permanente ou à 5 KN/m^2

$$Q \leq \max \{2G ; 5\text{kN/m}^2\}$$

$$Q = 1,5\text{kN/m}^2 < 2G = 10,56 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées. \Rightarrow Condition vérifiée

- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$\left. \begin{array}{l} \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,00}{3,50} = 0,86 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,50}{2,50} = 1,40 \end{array} \right\}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{2,50}{3,50} = 0,71 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,50}{3,00} = 1,16 \end{array} \right\}$$

\Rightarrow Conditions non vérifiées

Conclusion :

La méthode forfaitaire n'est pas applicable le calcul se fera par la méthode des trois moments.

➤ **Méthode des trois moments :**

La poutre est décomposée au droit des appuis, on obtiendra ainsi **n** poutres isostatiques simplement appuyées, les encastrements aux extrémités seront transformés en des travées isostatiques de longueur $L=0$.

Cette méthode nous permettra de déterminer les moments sur appuis.

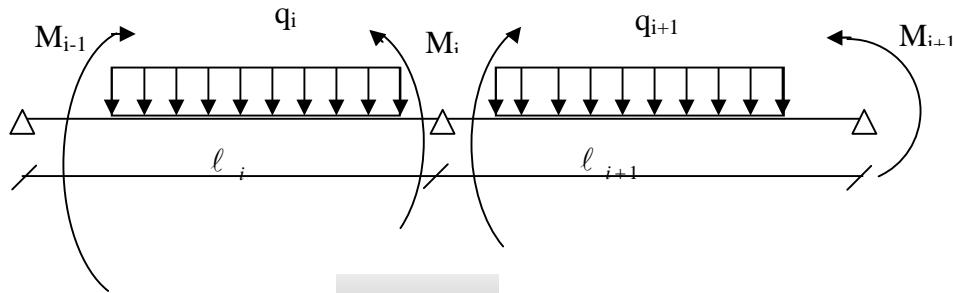


Fig .6.3

1-1) Moments aux appuis :

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

1-2) Moments en travée :

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i} \right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

La position du point qui nous donne le moment maximum en travée est :

$$x = \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l_i}$$

1-3) Calcul des efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont donnés par la formule suivante :

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

2) Combinaison de charge à l'ELU:

$$q_u = (1.35G + 1.5 Q) \times 0.65 = (1.35 \times 5.28 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = \mathbf{6.10 \text{ KN/ml}}$$

2-1) Moments aux appuis:

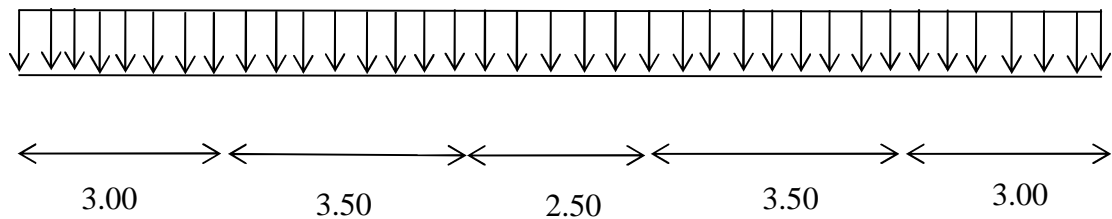


Fig .6.4 : Schéma statique de la poutrelle

Appuis 1 :

$$3.0M_0 + 2M_1 (3.0 + 3.5) + 3.5M_2 = -\left(\frac{3.0^3 + 3.5^3}{4}\right)$$

$$13 M_1 + 3.5M_2 = -17.47q_u$$

Appuis 2 :

$$3.5M_1 + 2M_2 (3.5 + 2.5) + 2.5M_3 = -\left(\frac{3.5^3 + 2.5^3}{4}\right)$$

$$3.5 M_1 + 12M_2 + 2.5 M_3 = -14.62q_u$$

Appuis 3 :

$$2.5M_2 + 2M_3 (2.5 + 3.5) + 3.5M_4 = -\frac{2.5^3 + 3.5^3}{4}$$

$$2.5M_2 + 12M_3 + 3.5 M_4 = -14.62q_u$$

Appuis 4 :

$$3.5 M_3 + 13M_4 = -17.47q_u$$

➤ Sous forme matricielle :

$$\begin{bmatrix} 13 & 3.5 & 0 & 0 \\ 3.5 & 12 & 2.5 & 0 \\ 0 & 2.5 & 12 & 3.5 \\ 0 & 0 & 3.5 & 13 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ M_4 \end{bmatrix} = -q_u \begin{bmatrix} 17.47 \\ 14.62 \\ 14.62 \\ 17.47 \end{bmatrix}$$

Après la résolution du système, on aura :

$$M_1 = -1.34q_u - 0.2$$

$$M_2 = -0.73q_u$$

$$M_3 = -0.73q_u$$

$$M_4 = -1.34q_u - 0.2$$

$q_u = 6.10$ [KN/ml]

Par symétrie nous avons : $M_1 = M_4$ et $M_2 = M_3$

$$M_0 = 0.3 \frac{qu l^2}{8} = -2.06 \text{ [KN.m]}$$

$$M_1 = -8.37 \text{ [KN.m]}$$

$$M_2 = -4.45 \text{ [KN.m]}$$

$$M_3 = -4.45 \text{ [KN.m]}$$

$$M_4 = -8.37 \text{ [KN.m]}$$

$M_5 = 0.3 \frac{qu l^2}{8} = -2.06$ [KN.m], M_0 et $M_5 = \frac{qu l^2}{8}$ sont des moments isostatiques de la travée considérée.

2.2) Moments en travées :

Travée	Longueur (m)	Abscisse M_{max} (m)	Valeur de M_{max} (KN.m)	T_i [KN]	T_{i+1} [KN]
0-1	3.00	1.155	2.01	7.05	-11.25
1-2	3.50	1.556	3.15	11.79	-9.55
2-3	2.50	1.250	4.78	7.62	-7.62
3-4	3.50	1.566	3.15	9.55	-11.79
4-5	3.00	1.844	2.01	11.25	-7.05

2.3) Exemple de calcul :

- **Moment fléchissant :**

Travée (0-1) : $L_{0-1} = 3.0$ [m]

$$x = \frac{3.0}{2} + \frac{-8.37 + 2.06}{6.1 \times 3.0} = 1.155 \text{ [m]}$$

$$M_{max} = 6.1 \frac{1.155}{2} (3 - 1.155) + (-2.06) (1 - \frac{1.155}{3}) + (-8.37) \frac{1.155}{3} = 2.01 \text{ [KN.m]}$$

- **Effort tranchant :**

Pour x=0 : $T_1^e = 6.1 \frac{3.0}{2} + \frac{-8.37+2.06}{3} = 7.05 \text{ [KN]}$

Pour x=1 : $T_1^w = -6.1 \frac{3.0}{2} + \frac{-8.37+2.06}{3} = -11.25 \text{ [KN]}$

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 :**

$$M_{(0-1)} = 2.01 + 0.33 (2.01) = 2.67 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{(1-2)} = 3.15 + 0.33 (3.15) = 4.09 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{(2-3)} = 4.78 + 0.33 (4.78) = 6.36 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{(3-4)} = 3.15 + 0.33 (3.15) = 4.09 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{(4-5)} = 2.01 + 0.33 (2.01) = 2.67 \text{ [KN.m]}$$

- **Moments aux appuis :**

$$M_0 = -2.06 + 0.33 (2.06) = -1.38 \text{ [KN.m]}$$

$$M_1 = -8.37 + 0.33 (8.37) = -5.61 \text{ [KN.m]}$$

$$M_2 = -4.45 + 0.33 (4.45) = -2.98 \text{ [KN.m]}$$

$$M_3 = -4.45 + 0.33 (4.45) = -2.98 \text{ [KN.m]}$$

$$M_4 = -8.37 + 0.33 (8.37) = -5.61 \text{ [KN.m]}$$

$$M_5 = -2.06 + 0.33 (2.06) = -1.38 \text{ [KN.m]}$$

➤ Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

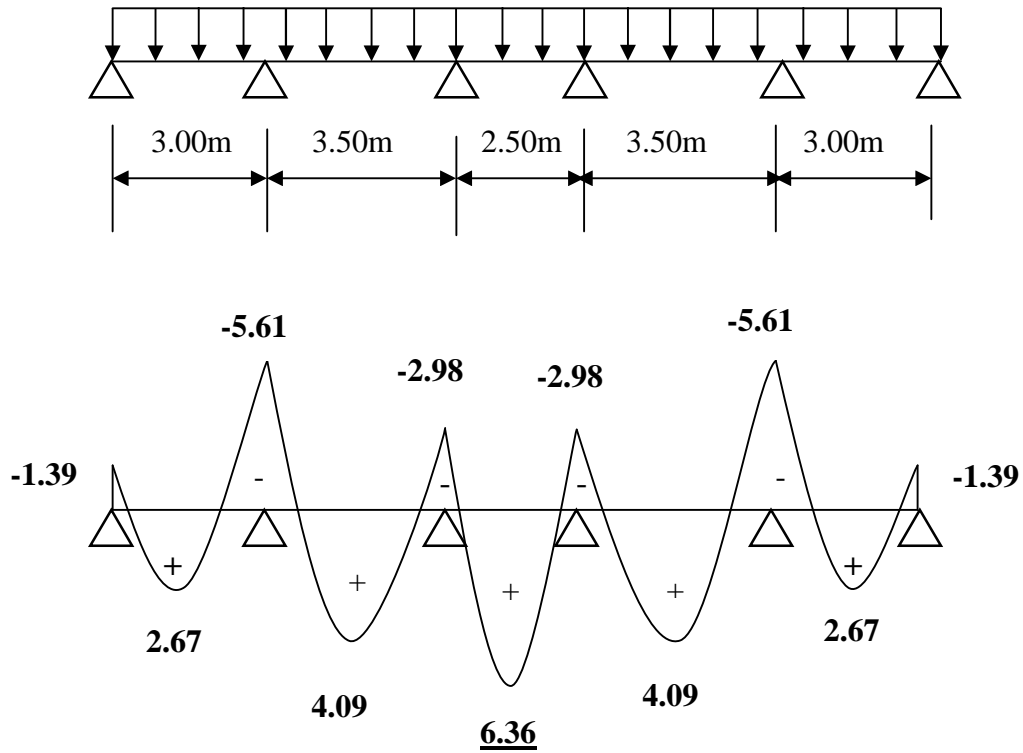


Fig .6.5 : Diagramme des moments fléchissant(ELU)

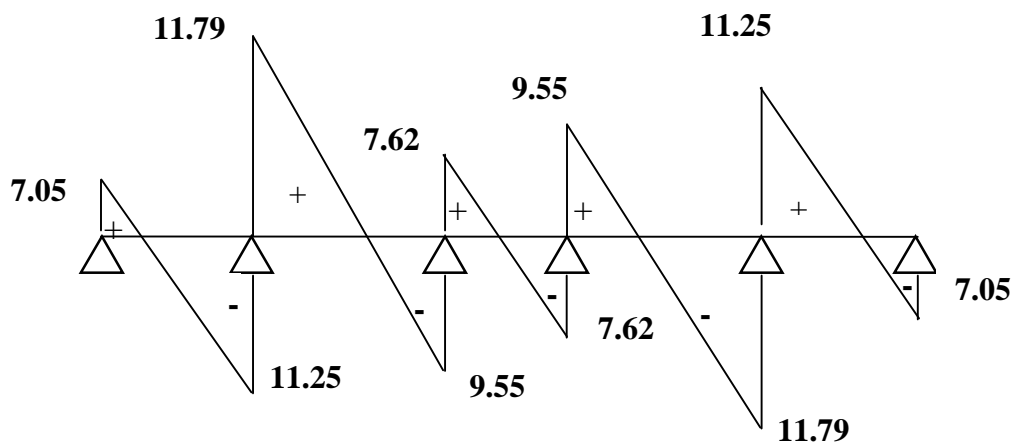


Fig .6.6 : Diagramme des efforts tranchants(ELU)

3) Calcul des armatures à l'ELU :

3-1) Armatures longitudinales :

- **Armatures en travées :**

$$M_{tmax} = 6.36 \text{ [KN.m]}$$

Le moment équilibré par la dalle de compression :

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

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

$M_t^{max} = 6.36 \text{ [KN.m]} < M_o = 59.072 \text{ [KN.m]} \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression \Rightarrow La section en T sera calculée comme une section rectangulaire

($b \times h = 65 \times 20$).

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{6.36 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.022 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{section simplement armée.}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.989$$

$$A_t = \frac{M_t^{max}}{bd\sigma_{st}} = \frac{6.36 \times 10^5}{0.989 \times 18 \times 34800} = 1.027 \text{ [cm}^2\text{]}.$$

Soit : $A_{adp} = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ [cm}^2\text{]}.$

- **Aux appuis:**

$$M_a^{max} = 5.61 \text{ [KN.m]}$$

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

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{5.61 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.102 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{section simplement armée.}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.946.$$

$$A_t = \frac{M_a^{max}}{bd\sigma_{st}} = \frac{5.61 \times 10^5}{0.946 \times 18 \times 348 \times 100} = 0.95 \text{ [cm}^2\text{]}.$$

Soit $A_{adp} = 1\text{HA}12 = 1.13 \text{ [cm}^2\text{]}.$

3-2) Vérification à l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité (BAEL 91 A 4.21, CBA93) :**

• **En travée :**

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

$$A = 2.35 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Sur appuis :**

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

$$A = 1.13 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant : (Art 51.211 / BAEL91 modifié 99, CBA93)**

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2f_{28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min (3.25, 5) = 3.25 \text{ [MPa]}.$$

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

$$V_u^{max} = 11.79 \text{ [KN]}$$

$$\tau_u = \frac{11.79 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.546 \text{ [MPa]}. \quad \tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Puisque $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3-3) Armatures transversales:

• **Diamètre des barres (Art 7.2.2/ BAEL91 modifié 99, CBA93) :**

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_o}{10}, \phi_1^{max} \right)$$

Avec ϕ_1^{max} : diamètre max des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{650}{35}, 12, \frac{650}{10} \right) \right\} \Rightarrow \text{soit : } \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

Nous adopterons 1 cadre et un étrier en $\phi 8$; Donc : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$.

Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante : **(Art.A.5.1,232/BAEL91, CBA93):**

$$S_t \leq \frac{A_{ad} \cdot 0,9 \cdot f_e}{(\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28}) \cdot b \cdot \gamma_s}$$

$$S_t = \frac{2,01 \times 0,9 \times 400}{(0,546 - 0,3 \times 2,1) \cdot 1,15 \times 650} < 0$$

Le béton seul parvient à reprendre les efforts de traction dû au cisaillement cependant nous allons adopter des armatures transversales avec un espacement déterminé à partir des règlements.

➤ **Espacement des armatures :**

$$S_{tmin} \leq \min (0,9d, 40 \text{ [cm]}).$$

$$S_{tmin} \leq \min (16,2, 40 \text{ [cm]}).$$

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

➤ **Pourcentage minimum des armatures transversales: :(Art 5.1,22 /BAEL91,CBA93):**

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

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

$$A_{min} = \frac{0,4 \times 65 \times 15}{4} = 0,97 \text{ cm}^2$$

$A_{adopté} > A_{min}$ du BAEL.....Condition vérifiée.

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

a. Sur le béton :

$$\frac{0,4f_{28}}{\gamma_b} \times 0,9db_o = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 180 \times 120 = 129,6 \text{ [KN]}$$

On a : $V_u^{max} = 11,79 \text{ [KN]} < 129,6 \text{ [KN]} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

b. Sur l'acier :

On doit vérifier que : $A \frac{\gamma}{f_e} \geq (V_u^{max} - \frac{|M_{max}|}{0.9 d})$
 $A = 1.13 \text{ [cm}^2\text{]}$

$$\frac{\gamma}{f_e} (V_u^{max} - \frac{|M_{max}|}{0.9 d}) = \frac{1.15}{400} (11.79 \times 10^3 - \frac{5.61 \times 10^6}{0.9 \times 180}) = -0.66 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$A = 1.13 \text{ [cm}^2\text{]} > -0.66 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

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

Il faut vérifier que :

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

$$\sum U_i = n \Phi = 1 \times 3.14 \times 12 = 37.68 \text{ [mm]}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i} = \frac{11.79 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 37.68} = 1.93 \text{ [MPa]}$$

$\tau_{se} = 1.93 \leq \bar{\tau}_{se} \rightarrow$ Condition vérifiée

➤ **Ancrage des barres aux appuis (A6.1.22.1 BAEL91 modifié 99, CBA93):**

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ [MPa]}$$

$$L_s = \frac{\Psi f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} = \frac{1.5 \times 400}{4 \times 2.835} = 52.9 \text{ [cm]}$$

On prend : $L_s = 52.9 \text{ [cm]}$

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 $l_a = 0.4 l_s = 0.4 \times 52.9 = 21.16 \text{ [cm]}$

3-4) Calcul à l'ELS :

$$q_s = 4.41 \text{ [KN/ml]}$$

Sous forme matricielle :

$$\begin{bmatrix} 13 & 3.5 & 0 & 0 \\ 3.5 & 12 & 2.5 & 0 \\ 0 & 2.5 & 12 & 3.5 \\ 0 & 0 & 3.5 & 13 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ M_4 \end{bmatrix} = -q_s \begin{bmatrix} 17.47 \\ 14.62 \\ 14.62 \\ 17.47 \end{bmatrix}$$

Après la résolution du système, on aura :

$$M_0 = 0.3 \frac{q_s l^2}{8} = -1.49 \text{ [KN.m]}$$

$$M_1 = -6.11 \text{ [KN.m]}$$

$$M_2 = -3.22 \text{ [KN.m]}$$

$$M_3 = -3.22 \text{ [KN.m]}$$

$$M_4 = -6.11 \text{ [KN.m]}$$

$$M_5 = 0.3 \frac{q_s l^2}{8} = -1.49 \text{ [KN.m]}$$

3-5) Moments en travées :

Travée	Longueur (m)	Abscisse M_{\max} (m)	Valeur de M_{\max} (kn.m)	T_i [KN]	T_{i+1} [KN]
0-1	3.00	1.155	1.43	5.07	-8.15
1-2	3.50	1.556	1.85	8.53	-6.88
2-3	2.50	1.250	2.52	5.51	-5.51
3-4	3.50	1.566	1.85	6.88	-8.53
4-5	3.00	1.844	1.43	8.15	-5.07

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

Dans ce cas :

• **Moments en travées :**

$$M_{(0-1)} = 1.43 + 0.33 (1.43) = 1.90 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{(1-2)} = 1.85 + 0.33 (1.85) = 2.46 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{(2-3)} = 2.52 + 0.33 (2.52) = 3.35 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{(3-4)} = 1.85 + 0.33 (1.85) = 2.46 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{(4-5)} = 1.43 + 0.33 (1.43) = 1.90 \text{ [KN.m]}$$

• **Moments aux appuis :**

$$M_0 = -1.49 + 0.33 (1.49) = -1.00 \text{ [KN.m]}$$

$$M_1 = -6.11 + 0.33 (6.11) = -4.09 \text{ [KN.m]}$$

$$M_2 = -3.22 + 0.33 (3.22) = -2.51 \text{ [KN.m]}$$

$$M_3 = -3.22 + 0.33 (3.22) = -2.51 \text{ [KN.m]}$$

$$M_4 = -6.11 + 0.33 (6.11) = -4.09 \text{ [KN.m]}$$

$$M_5 = -1.49 + 0.33 (1.49) = -1.00 \text{ [KN.m]}$$

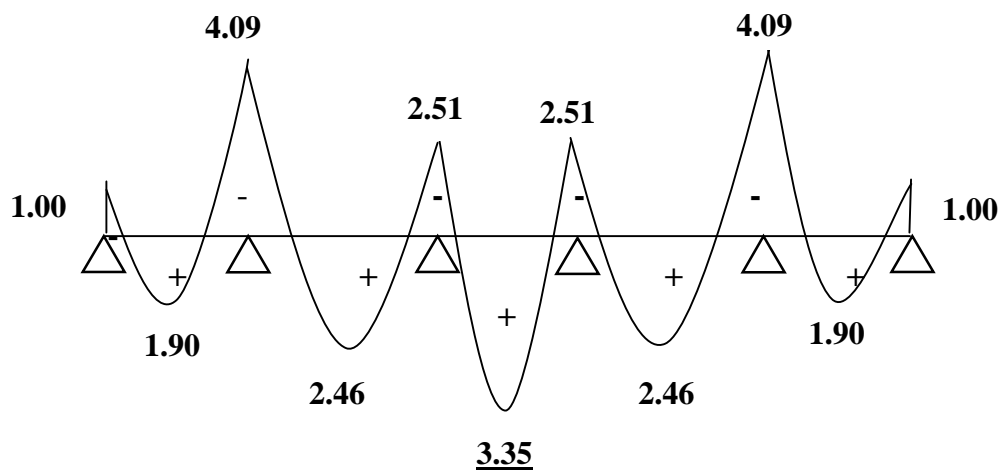


Fig.6.7 : Diagramme des moments fléchissant à(ELS)

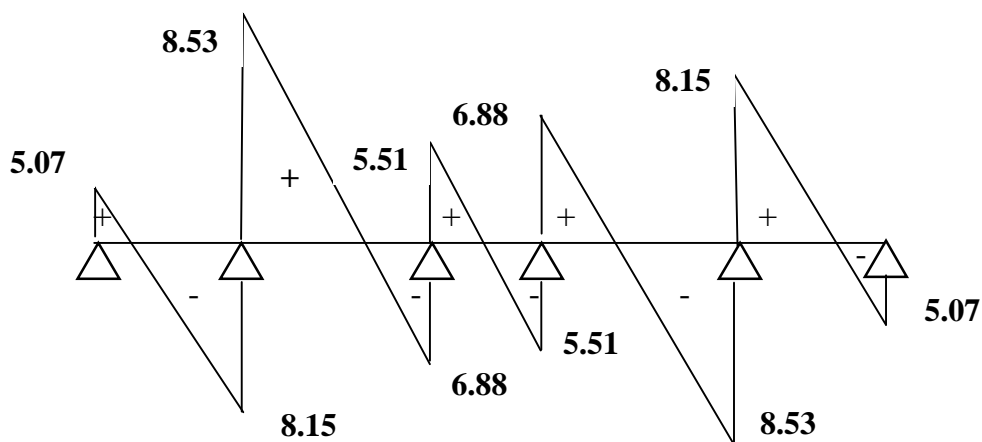


Fig .6.8 : Diagramme des efforts tranchants(ELS)

3-6) Vérifications à l'ELS :

- **Etat limite d'ouverture des fissures : (Art A.4.5, 3 BAEL91 modifié 99) (Art B 6.5.2/ BAEL91 modifié 99, CBA93)**

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

- **Etat limite de résistance du béton à la compression : (Art A 4.5, 2/BAEL 91 modifié 99, CBA93)**

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

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

- **Aux appuis :**

$$\rho = \frac{100 A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 1.13}{12 \times 18} = 0.523 \Rightarrow \beta_1 = 0.891 \Rightarrow \alpha = 0.327 \Rightarrow K_1 = 0.03087$$

$$M_a = 4.09 \text{ [KN.m]} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{4.09 \times 10^6}{0.891 \times 180 \times 1.13 \times 10^2} = 225.68 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = K_1 \cdot \sigma_{st} = 225.68 \times 0.03087 = 6.96 \text{ [MPa]} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ [MPa]} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$\rho = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.09 \Rightarrow \beta_1 = 0.856 \Rightarrow \alpha = 0.432 \Rightarrow K = 0.01972$$

$$M = 3.35 \text{ [KN.m]} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{3.35 \times 10^6}{0.856 \times 180 \times 2.35 \times 10^2} = 92.52 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = 92.52 \times 0.01972 = 1.82 \text{ [MPa]} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ [MPa]} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la flèche :**

Soit à vérifier les conditions suivantes :

$$1) \frac{h}{L} > \frac{1}{22.5}$$

$$2) \frac{h}{L} > \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$$

$$3) \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

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.

b_0 : largeur de la nervure.

d : hauteur utile de la section droite.

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche est dispensable.

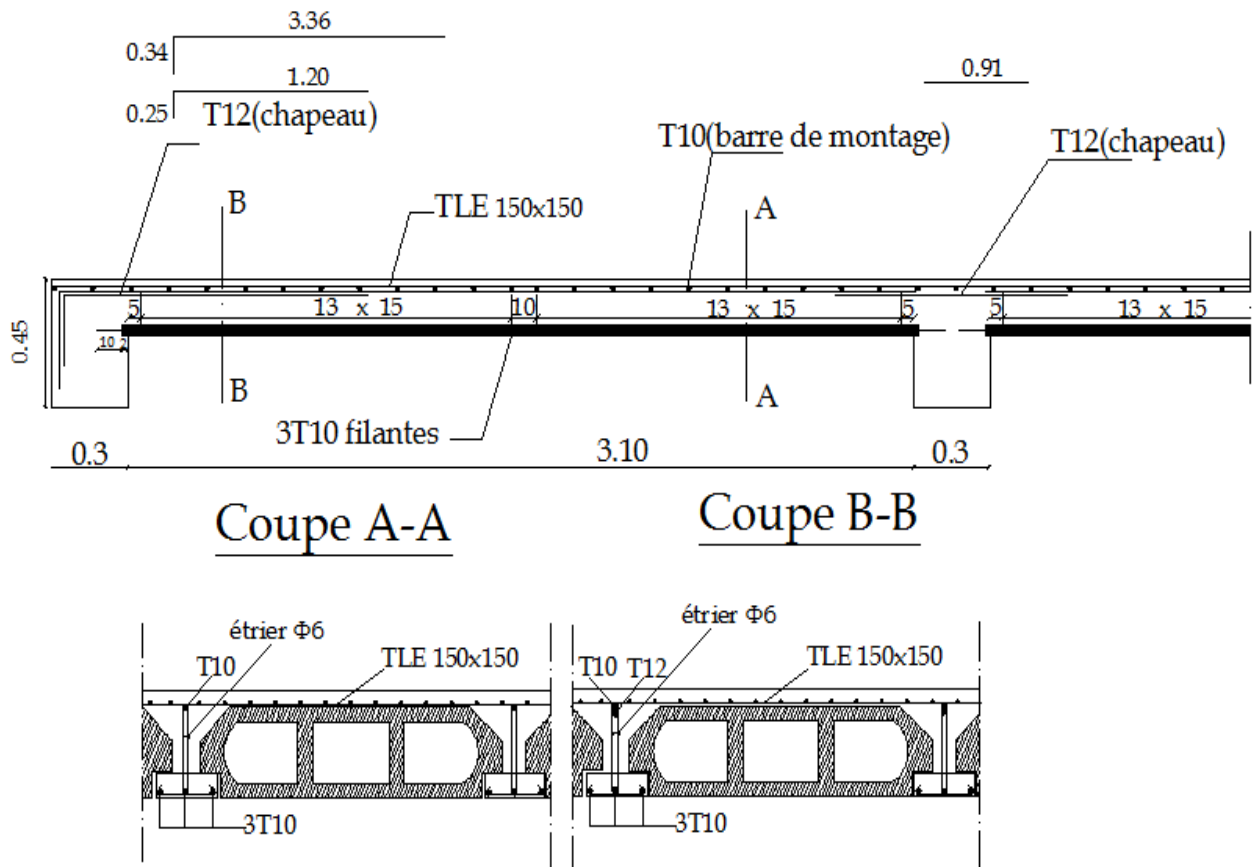


Fig -6-9 : Disposition des armatures dans la poutrelle

7) Calcul du porte à faux : (chambre)

Il sera assimilé à une console encastrée et réalisée en dalle pleine.

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur sous les sollicitations suivantes :

Q : Surcharges verticales revenant au porte à faux.

G₁ : charge concentrée verticale due à l'effet du poids propre du mur double cloison.

7-1) Dimensionnement du porte à faux :

Notre structure munie de deux types du porte à faux, assimilés à une console encastrée à une extrémité réalisée en dalle pleine .Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes :

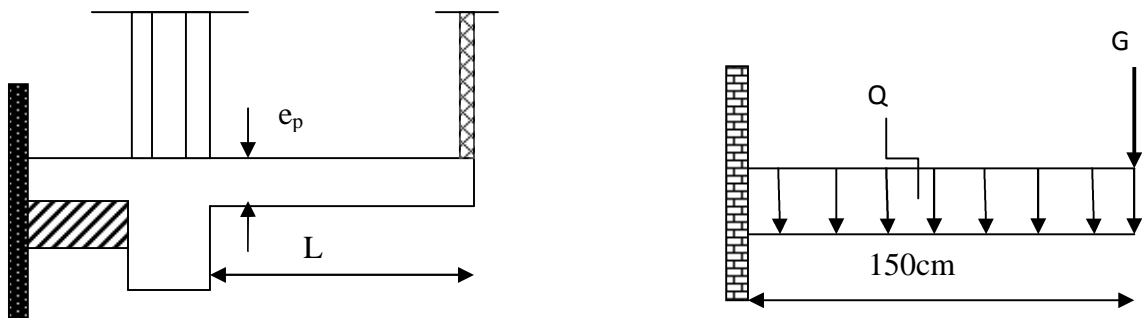


Fig .7.1 : Schéma statique du porte à faux

Q : Surcharges verticales revenant au porte à faux.

G : Charge concentrée verticales due à l'effet du poids propre du mur double cloison.

L'épaisseur du porte à faux est déterminée comme suit :

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

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

Pour la dalle pleine :

La charge permanente : $G = 5.53 \text{ KN/ml}$

La charge d'exploitation : $Q = 1.50 \text{ KN/ml}$

La charge concentrée pour le mur extérieur (double cloison) :

$$G = 2,4. (3.06-0.4) = 6.38 \text{ KN/ml}$$

7-2) Ferrailage :

- à l'ELU :

La combinaison de charge :

- Dalle : $q_{u1} = 1.35G + 1.5 Q = 1.35 \times 5.53 + 1.5 \times 1.5 = 9.71 \text{ KN/ml}$
- Double cloison : $q_{u2} = 1.35G = 1.35 \times 6.38 = 8.61 \text{ KN /ml}$

❖ **Les sollicitations :**

L'effort tranchant :

$$V_u = q_{u1} \times L + q_{u2} = 9.71 \times 1.5 + 8.61 = 23.17 \text{ KN}$$

$$V_u = 23,17 \text{ KN.}$$

Le moment fléchissant :

$$M_u = M_{u1} + M_{u2}$$

$$M_{u1} = \frac{q_{u1} \times l^2}{2} = 10.92 \text{ KN.m}$$

$$M_{u2} = q_{u2} \times l = 12.91 \text{ KN.m}$$

$$M_u = M_{u1} + M_{u2} = 23.83 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 23.83 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times F_{bu}} = \frac{23.83 \times 10^6}{1000 \times 14.2 \times 120^2} = 0.116$$

$$\mu = 0.116 < \mu = 0.392 \rightarrow SSA$$

$$\beta = 0.938$$

➤ **Calcul des armatures principales :**

$$A_p = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{23.83 \times 10^6}{0.938 \times 120 \times 348} = 608.36 \text{ mm}^2 \quad \longrightarrow \quad A_p = 6.08 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA14 = 7.69 cm² avec : s_t = 20 cm

➤ Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_p}{4} = \frac{7.69}{4} = 1.92 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3.14 cm²

Avec : s_r = 25cm

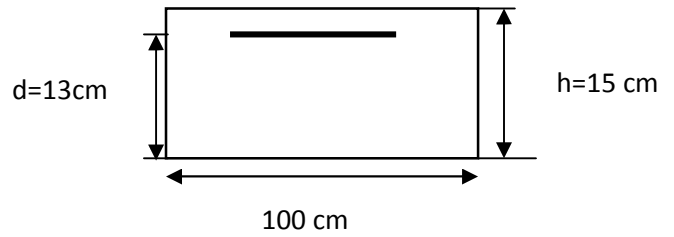


Fig.7 .2

7-3) Vérification à l'ELU :

a) Vérification d'écartement des barres (répartition des barres) :

- Armature principales :

$$st = 20 \text{ cm}$$

$$st < \min [3h(\text{cm}) ; 33(\text{cm})]$$

$$st < \min [45(\text{cm}) ; 33(\text{cm})] = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- Armature de répartition :

$$st = 25 \text{ cm}$$

$$st < \min [4h(\text{cm}) ; 33(\text{cm})]$$

$$st < \min [60(\text{cm}) ; 33(\text{cm})] = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Condition de non fragilité : [BAEL 91.Art .A.4.2.1, CBA93]

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

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 12 \times 2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$A_p = 7.69 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.45 \text{ cm}^2$$

c) Vérification au cisaillement [Art A. 5.1.211/ BAEL 91, CBA93]:

L'effort tranchant V_u = 23.17 KN.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Calcul de $\bar{\tau}_u$:

- Pour les fissurations préjudiciables

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\left[0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right], 4MPa \right) = 2.5 MPa$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 MPa .$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{23.17 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.193MPa \leq \bar{\tau}_u = 2.5 MPa$$

Condition vérifiée donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

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

(Art A. 6.1.3/ BAEL 91, CBA93):

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} \quad , \quad \text{Avec: } \Psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers a HA}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 3.15 MPa.$$

Calcul de :

$\sum u_i$: somme des périmètres utiles

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi$$

On a: $A_p = 5HA14$

$$\sum u_i = 5 \times 3.14 \times 14 = 219.8 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} = \frac{23.17 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 219.8} = 0.976 MPa$$

$$\tau_{se} = 0.976 MPa \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

e) Ancrage des barres aux appuis : [BAEL 99 :Art.A.6.1.23, CBA93]

La longueur de scellement droit est donnée par la relation suivante :

$$l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s}$$

Avec :

$\Psi_s = 1.5$ pour les barres en HA

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2.84 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.84} = 49.25 \text{ cm}$$

On prend : **$l_s = 50 \text{ cm}$**

Soit des crochets de longueur : $l_a = 0.4 l_s$

$l_a = 20 \text{ cm}$.

7-4) Vérification à l'ELS :

- **Le moment fléchissant :**

$$q_{s1} = G + Q = 5.53 + 1.5 = 07.03 \text{ KN/ml}$$

Double cloison : $q_{s2} = 6.38 \text{ KN /ml}$

$$M_{s1} = \frac{q_{s1} \times l^2}{2} = 7.9 \text{ KN.m}$$

$$M_{s2} = q_{s2} \times l = 9.57 \text{ KN.m}$$

$$M_s = M_{s1} + M_{s2} = 17.47 \text{ KN.m}$$

a) Vérification des contraintes :

On doit vérifier que la contrainte dans le béton est inférieure à la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} < \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 76.9}{1000 \times 120} = 0.064$$

$$\beta_1 = 0.957$$

$$k_1 = 98.6$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d}$$

$$\sigma_s = \frac{17.47 \times 10^3}{0.957 \times 7.69 \times 12} = 197.82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{197.82}{101.3} = 1.95 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1.95 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

b) Calcul de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

Avec :

l : largeur du porte à faux.

A : section d'acier en travée.

M_t : moment fléchissant max en travée.

M_0 : moment max isostatique.

▪ **Vérification**

$$h/l = 1.5/1.5 = 1 \geq 1/22.5 = 0.044 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A/bd = 7.69/100 \times 12 = 0.006 \leq 3.6/400 = 0.009 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$h/l = 1.5/1.5 = 1 \geq M_t/15 M_0 = 17.47/15 \times 17.47 = 0.066 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Conclusion :**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

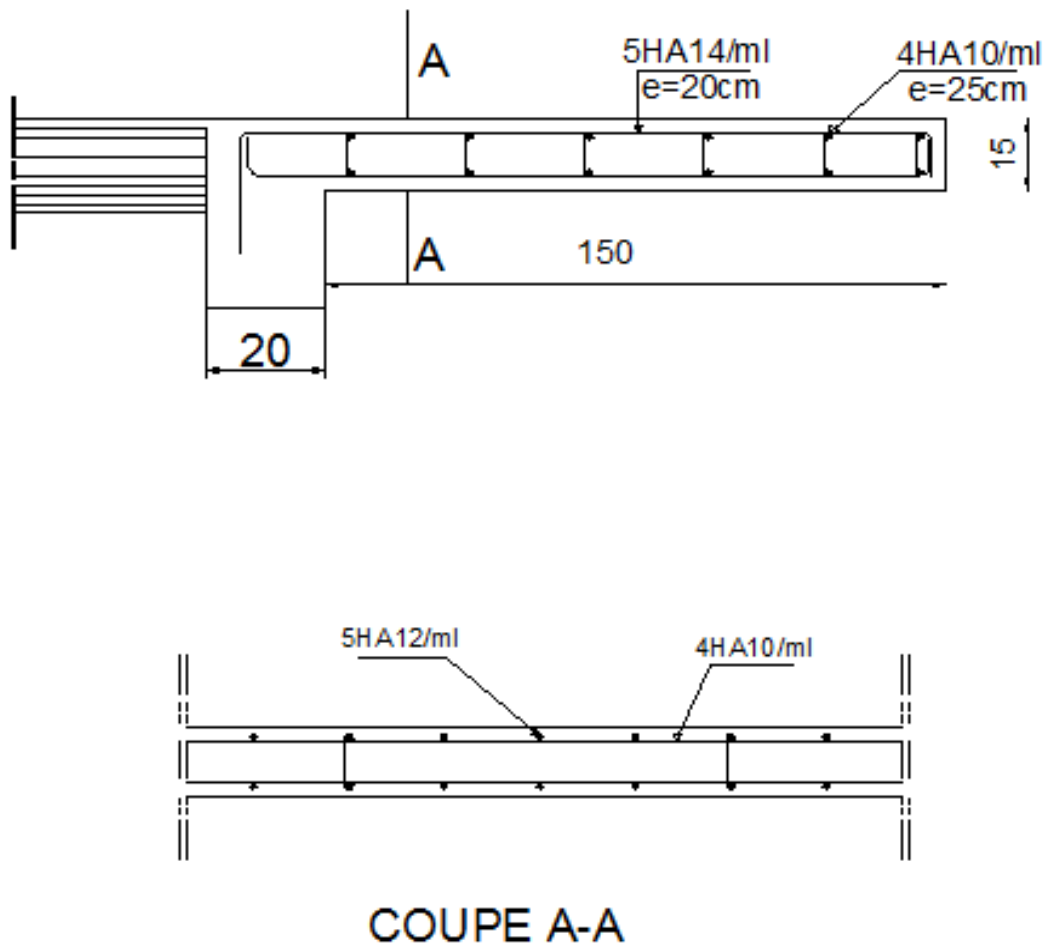
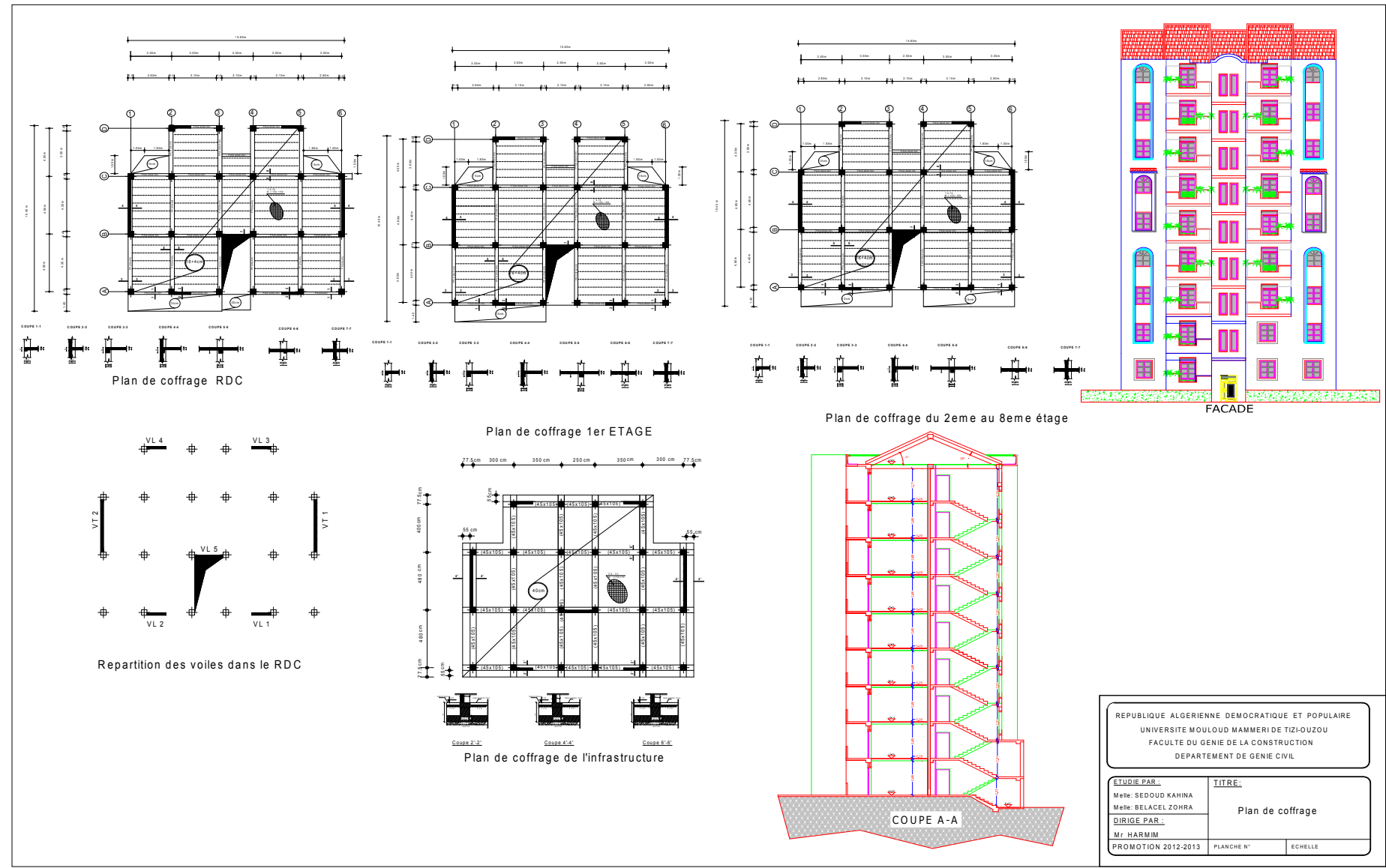


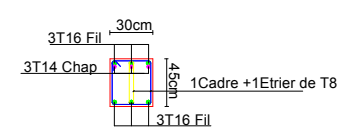
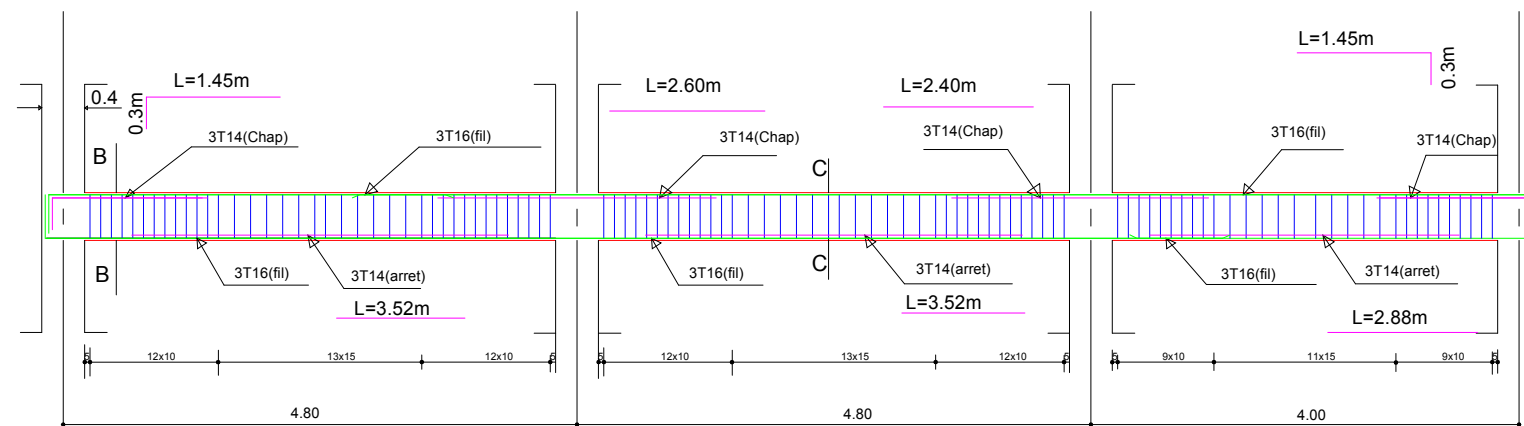
Fig .7.3 : coffrage et ferrailage du porte à faux



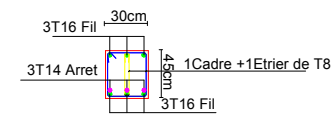
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR: Melle: SEDOUK KAHNA Melle: BELACEL ZOHRA DIRIGE PAR: Mr. HARMIM PROMOTION 2012-2013	TITRE: Plan de coffrage PLANCHE N°: ECHELLE:
---	--

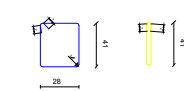
FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES DU RDC



COUPE B-B



COUPE C-C



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

TITRE:
COFFRAGE ET FERRAILLAGE
DES POUTRES PRINCIPALES

ETUDIE PAR:
Melle . BELAGEL ZOHRA
Melle . SEDOUH KAHINA

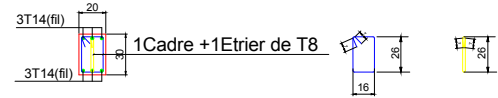
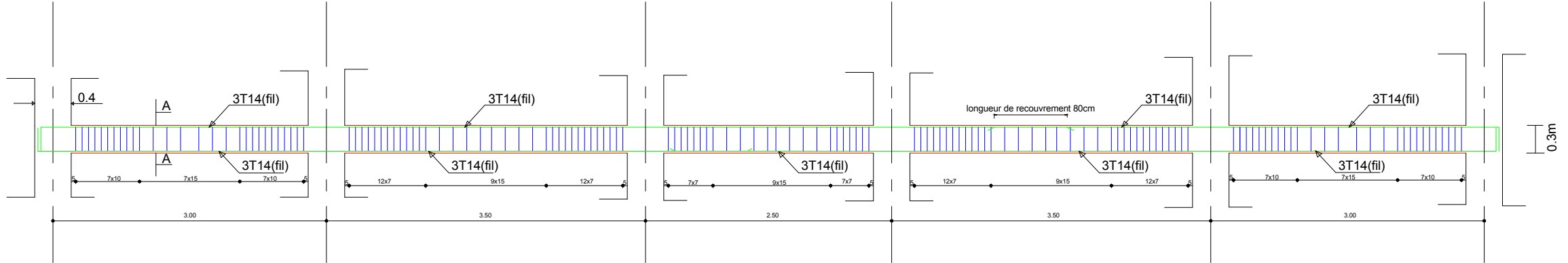
DERIGE PAR
Mr. HARMIM

ECHELLE

PLANCHER N°:

PROMOTION: 2012/2013

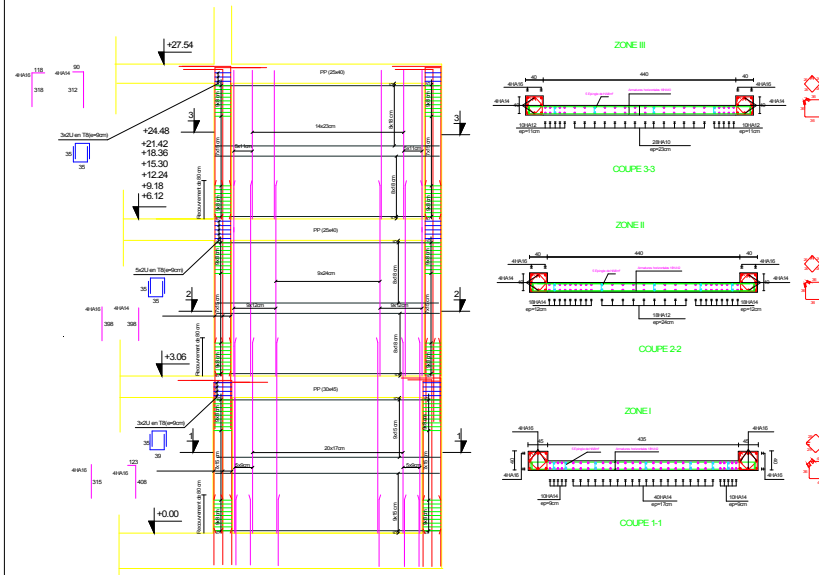
FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES



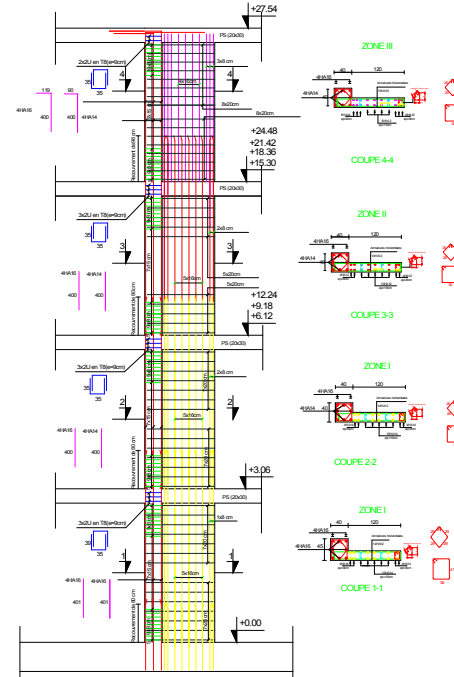
COUPE A-A

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE DE MOULOUZ MAMMERI TIZI-OUZOU FACULTE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
TITRE: COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES		ETUDIE PAR: Melle . BELACEL ZOHRA Melle . SEDOUD KAHINA
		DERIGE PAR Mr. HARMIM
ECHELLE	PLANCHER N°:	PROMOTION: 2012/2013

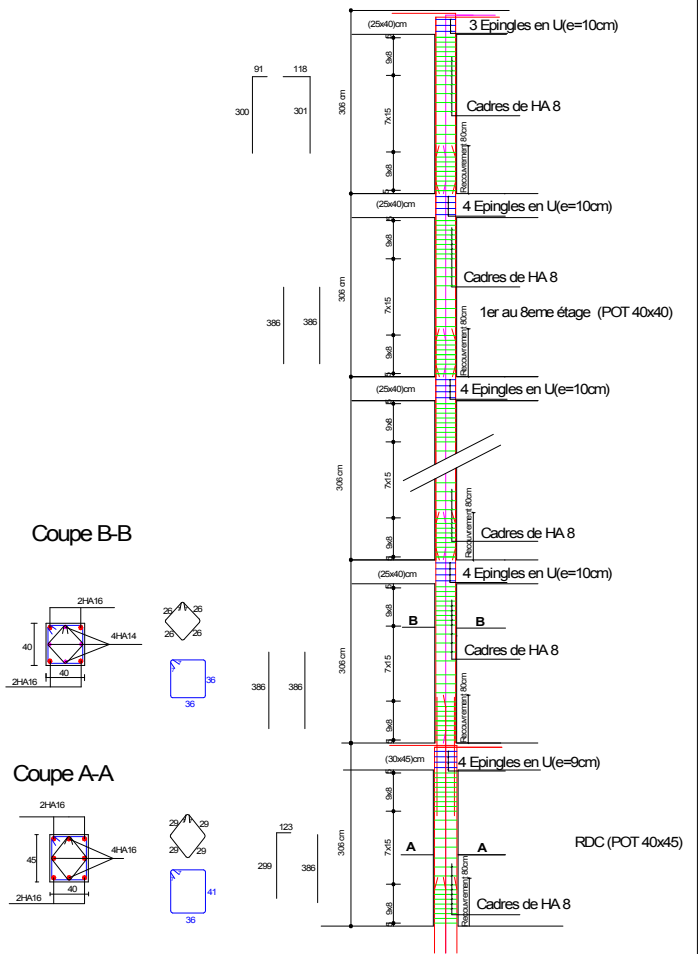
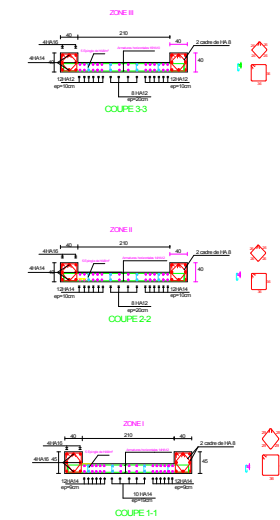
FERRAILLAGE ET COFFRAGE DES VOILES TRANSVERSALS (VT1,VT2)



FERRAILLAGE ET COFFRAGE DES BOUT DE VOILES (VL1,VL2,VL3,VL4)



FERRAILLAGE ET COFFRAGE DU VOILE LONGITUDINAL (VL5)

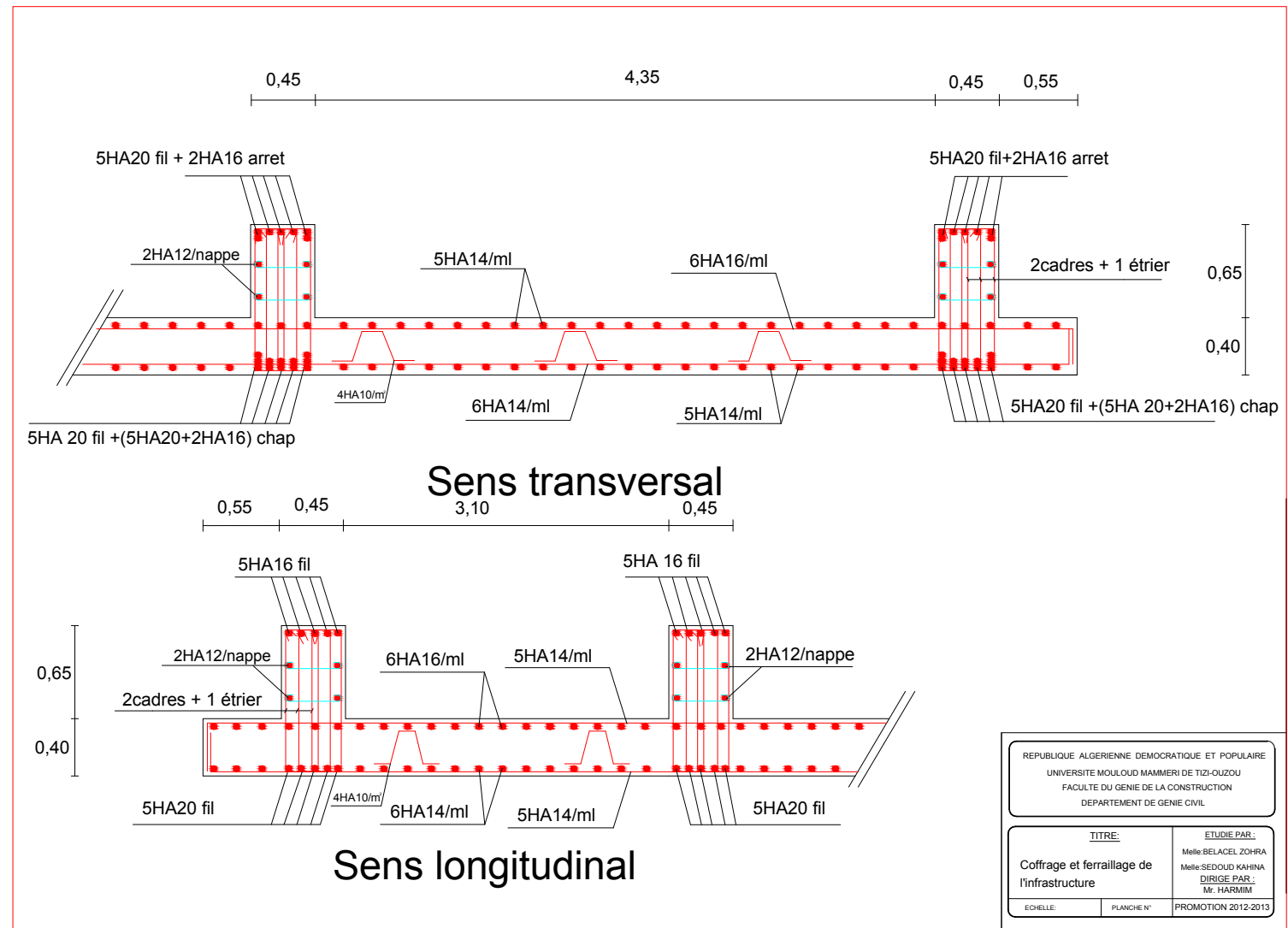


Coupe B-B

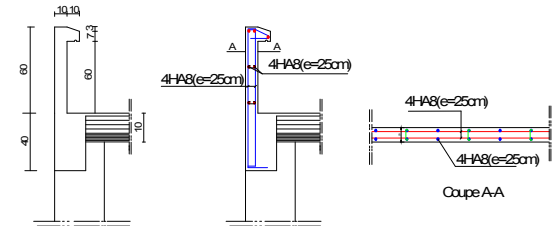
Coupe A-A

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

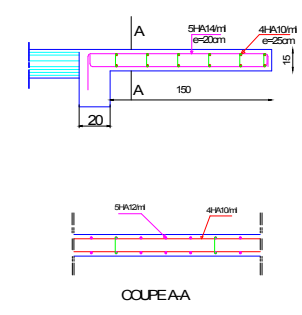
Coffrage et ferrailage des poteaux et les voiles	TITRE:	ETUDE PAR:
		Mlle BELACEL ZOHRA Mlle SEDOUK KAHNA
	DIRIGE PAR:	
	M. HARMM	
ECHELLE	PLANCHIEN	PROMOTION 2012-2013



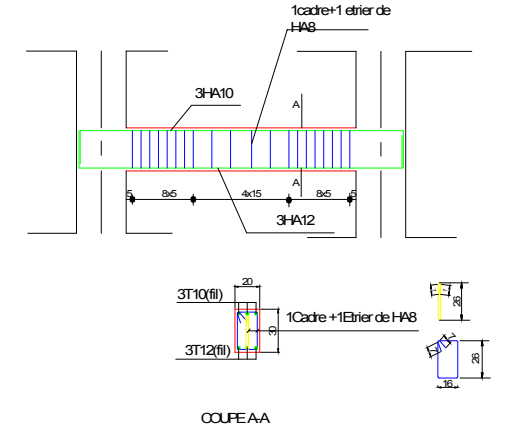
coffrage et ferrailage de l'acrotère



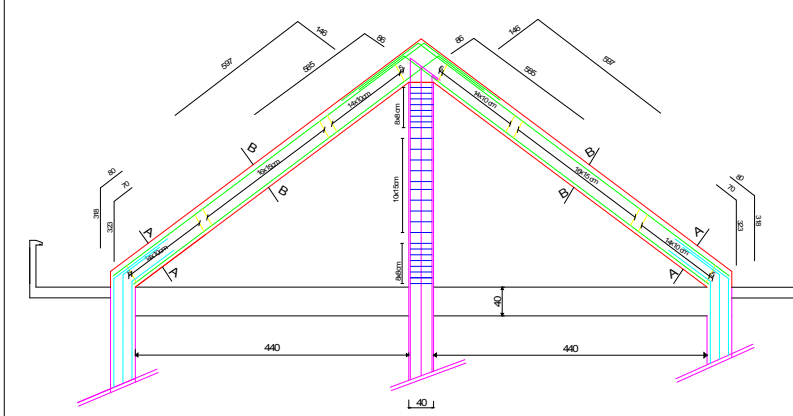
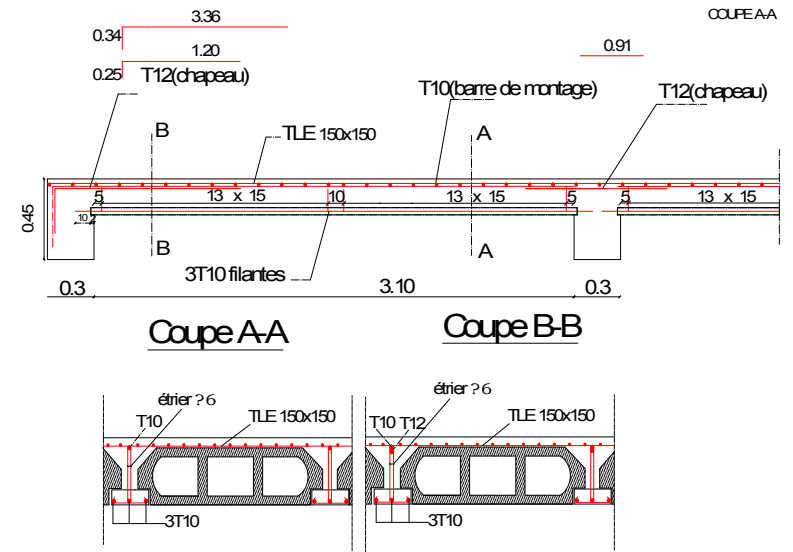
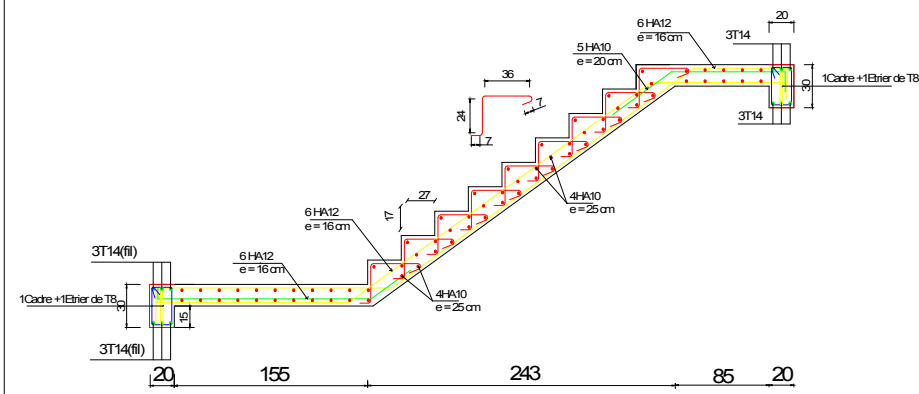
coffrage et ferrailage du porte à faux



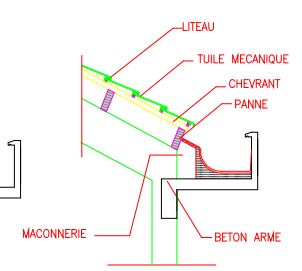
coffrage et ferrailage de la poutre palière



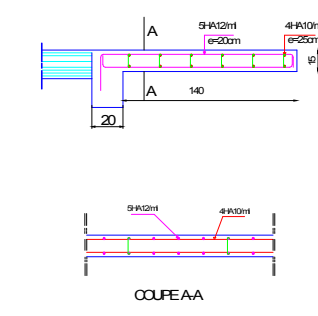
coffrage et ferrailage de l'escalier



DETAIL ACROTERE



coffrage et ferrailage du balcon



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU		
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION		
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
TITRE:		ETUDE PAR:
Coffrage et ferrailage des éléments		Mlle: BELACEL ZOIRA Mlle: SEDOUK KAHINA
ECHELLE:		DIRIGE PAR:
PLANCHEN:		M: HARMIM
		PROMOTION 2012-2013