

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou
Faculté du génie de construction
Département du génie civil



Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du Diplôme de Master 2 en Génie civil
Option : Construction civile et industrielle

Thème

**Etude d'un Bâtiment (RDC+8) à
usage d'habitation et
commerciale**

Réalisé par :

Mr: ZADOUD Chabane
Mr: SAIDIDJ Rachid
Mr: HADJEBAR Idir

Dirigé par :

Mr: MEGHLAT M.

Année scolaire 2009/2010



Remerciements

Toute notre gratitude, grâce et remerciement dieu le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur, M^r Meghlat, pour toutes ses aides et les nombreux conseils éclairés qu'il n'a cessé de nous prodiguer, pour sa disponibilité et ses encouragements afin de réaliser ce travail

*Nous vifs remerciements les plus sincères s'adressent aux :
Membres de jury pour avoir bien voulu juger ce travail.*

On tient à remercier aussi toutes les personnes qui ont apporté leur aide de près ou de loin.

Dédicaces



J'ai l'immense plaisir de dédier ce modeste travail à :

- ❖ *Aux meilleurs parents de l'univers.*
- ❖ *Mes sœurs*
- ❖ *Ma tendre grand-mère.*
- ❖ *Mes petits neveux Mohamed Amine et Nadia.*
- ❖ *Mes beaux frères Talip et Saïd*
- ❖ *A tous les membres de ma grande famille oncles, tantes, cousins et cousines.*
- ❖ *A Chabane et Douïd*
- ❖ *Mahfoud et Si Amar, Massi, Ali, Lhadj Youyou, Rahmane, Tarik, ezzine, Cheb Hemmou, Sabrina, Bouba, Malika, Hassiba, Lynda Kamelia, Dihia, Yacine, Sousin, Brahim, Si rezki et Mamar, Dada rabi3, Yacine, Ghiles*
- ❖ *Promotion CCI 13/14 en particulier : Djalal l, Allemand, Mouloud le grand, jeddi Ferhat, les stuces.*

Rachid

Dédicaces



*Je dédie ce modeste travail :
A mes très chers parents.*

*A mes frères Hamid et Malik ainsi
que son épouse Fatiha.*

A mes sœurs Assia et Fatima.

*A mes grands parents paternelles et maternelles
auxquels je souhaite une longue vie et que dieu les
protèges.*

*A mes cousins : Samira, Samir et ses sœurs Kenza et
Sonia, Slimane et son frère Amine.*

*A mes amis Lyes, Youcef, Hamou, Tarik, Sofiane,
Yacine, Rabah, Karim, Djamel, Athemane, Kader,
Belaid, Tonton.*

*A mes amies Sabrina, Chafia, Kamilia, Lyna, Lynda,
Malha, Malika, Dalila.*

*A toute la promotion 2013/2014 et plus
particulièrement : Mouloud, Ferhat, Mebarek,
Walid, Youva... et tous les autres.*

Et en fin, Rachid et Idir ainsi leurs familles.

CHABANE

INTRODUCTION GENERALE

De nos jours, il est primordial de prendre en compte et d'étudier les modes de déformation des constructions sous l'effet des secousses et de maîtriser l'importance de ces déformations et contraintes sur l'ensemble de la structure et sur chacun des éléments qui la composent. Ainsi, la résistance des matériaux utilisés, leur mise en œuvre et leurs caractéristiques diverses définies par l'ingénieur, doivent permettre à la construction de répondre aux différentes sollicitations particulièrement celles d'origine sismique.

La conception architecturale est toutefois l'élément qui va conditionner la façon dont les bâtiments se déforment. Plus celle-ci est régulière, plus le bâtiment a des chances de bien se comporter lors d'un séisme majeur.

L'Algérie présente une vulnérabilité élevée aux séismes. L'implantation d'un ouvrage quelconque nécessite de prendre en compte plusieurs paramètres (degré de sismicité, qualité du sol, forme de la structure, le type de contreventement à choisir...)

Le poids d'une construction est aussi d'une très grande influence sur son comportement. En effet, les efforts sismiques sur la structures lors d'un séisme sont proportionnels à son poids : plus la structure est lourde plus les efforts sismiques sur la structure sont importants. C'est la raison pour laquelle le choix des matériaux doit privilégier des matériaux légers mais aussi solides que les matériaux habituels qui sont lourds (hourdis en béton, briques ...).

Il existe aujourd'hui un large choix de matériaux qui répondent à ces critères. Pour notre étude, nous avons opté pour les hourdis en polystyrène et les plaques de plâtre (BA13) étant donné leur disponibilité sur le marché algérien.

Notre étude porte sur un bâtiment en R+8 à usage d'habitation et commercial, dont la structure en béton armé est composée de voiles et de portiques. Nous allons effectuer deux études différentes sur notre structure. La première est une étude classique en utilisant des matériaux usuels tels que les corps creux en bétons et les cloisons en briques représentée par la Structure N°1. La deuxième étude utilise quant à elle les nouveaux matériaux comme le corps creux en polystyrène et les cloisons en BA13, représentée par la Structure N°2.

Notre étude commence par la présentation de la structure ainsi que le pré-dimensionnement des éléments qui la constituent. Dans le chapitre qui suit, nous effectuerons le calcul des éléments non structuraux, ensuite on procède à la modélisation des deux structures tout en vérifiant les exigences du RPA. On extrait, ensuite, les efforts internes nécessaires pour le ferrailage des poteaux, poutres et voiles ainsi que le dimensionnement et le ferrailage des fondations. Une fois les calculs terminés, on procède à l'élaboration de devis quantitatifs et estimatifs des deux structures, ainsi que les plans d'exécutions.

Notre travail se termine par une comparaison du point de vue résistance, coût en fonction des matériaux utilisés.

INTRODUCTION :

L'objectif de ce chapitre est de présenter les éléments constitutifs de l'ouvrage et les principales caractéristiques des matériaux utilisés, puis les modèles adoptés pour effectuer les calculs réglementaires.

I-1 - PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Notre projet consiste à l'étude d'un bâtiment (RDC+08) à usage d'habitation, commercial. Cet ouvrage sera implanté dans la wilaya de TIZI OUZOU qui est classée selon le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).

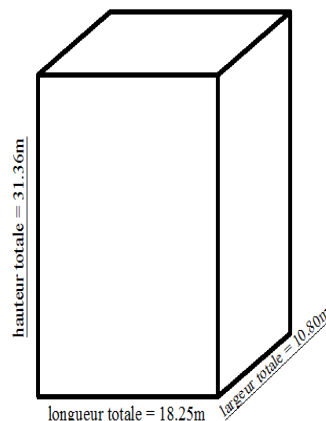
Ce bâtiment est composé :

- d'un RDC à usage commerciale.
- de huit (08) étages à usage d'habitation.
- d'une (01) cage d'escalier.
- d'une (01) cage d'ascenseur.

Afin de garantir la stabilité de notre ouvrage ainsi que la sécurité des usagers, pendant et après la réalisation de l'ouvrage, nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur

à savoir :

- Le RPA 99 / version 2003.
- Le BAEL 91.
- Le DTR .



❖ Présentation des structures

Structure 1 : est une ossature mixte (voile, portique) avec des planchers en corps creux ciment et une maçonnerie rigide en briques creuses

Structure 2 : Ossature mixte (voile, portique) avec des planchers en corps creux polystyrène et une maçonnerie en plaques de plâtre (BA13)

I-1-1- Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- En plan :
 - longueur totale du bâtiment : 18.25 m
 - largeur totale du bâtiment : 10.80 m
- En élévation:
 - hauteur totale du bâtiment : 31.36 m
 - hauteur du RDC : 04.08 m
 - hauteur d'étage courant : 03.06 m

I-1-2- Eléments constitutifs de l'ouvrage :

I-1-2-1- Ossature :

Le contreventement de l'ouvrage est assuré par portiques : C'est une ossature constituée uniquement de portiques (poutres et poteaux), capable de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales et par voiles : composé par des éléments verticaux (voiles) en béton armé, disposés dans les deux sens ; ils assurent la stabilité sous l'action des charges horizontales et reprennent les charges verticales et les transmettent aux fondations.

I-1-2-2- Planchers :

Le plancher est un élément de structure horizontal qui sépare deux niveaux et a pour fonction de :

- Résister : les planchers sont supposés être infiniment rigides dans le plan horizontal, ils doivent supporter leur poids propre et les surcharges du niveau et de transmettre ces charges aux poutres qui les transmettent à leurs tours aux poteaux puis aux fondations.
- Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- Assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité.
- Protéger contre les incendies.
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.

Dans notre bâtiment nous avons un seul type de planchers : Plancher en corps creux qui est porté par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux).

I-1-2-3- Console:

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

I-1-2-4- Escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux, et d'une volée qui ni autre qu'une suite interrompue de marches, elle peut contenir 18 à 20 marches au plus.

I-1-2-5- Cage d'ascenseur :

Notre bâtiment est muni d'un ascenseur .

I-1-2-6- Remplissage :

A-maçonnerie :

- Murs extérieurs : constitués d'une double cloison de 25 cm, en briques creuses de 10 cm, séparées d'une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs : réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

B-plaques de plâtre (BA13) :

Les plaques de plâtre sont un matériau de construction industrialisé couramment utilisé pour la finition des murs et des plafonds intérieurs et extérieurs . Elles sont constituées de plâtre moulé entre deux couches de ,elle est le produit plâtre le plus répandu dans la construction moderne, elle est

abondamment utilisée et s'adapte à tous types de bâtiments. Qu'il s'agisse d'une habitation individuelle, une maison en rénovation ou un établissement recevant du public. La plaque de plâtre BA 13 possède plusieurs atouts lui conférant une place de choix dans l'élaboration des cloisons et du plafond d'une construction.

- Murs extérieurs : constitués d'une double cloison de 20 cm, Les cloisons se composent d'une ossature métallique revêtue sur chaque face d'une ou plusieurs plaques de plâtre d'épaisseur 13mm et d'un isolant (la laine de verre), séparées d'une lame d'air de 5cm d'épaisseur .
- Murs intérieurs : Les cloisons se composent d'une ossature métallique revêtue sur chaque face d'une ou plusieurs plaques de plâtre d'épaisseur 13mm et d'un isolant (la laine de verre) standard ou hydrofugée (verte).

I-1-2-7- Revêtements:

- Enduit de ciment pour murs et façades et salles d'eaux.
- Plâtre pour cloisons et plafonds.
- Céramique pour les salles d'eaux et cuisine.
- Carrelage pour les planchers et escaliers.

I-1-2-8- Acrotère :

La toiture terrasse sera entourée d'un acrotère de 0.6m de hauteur et d'épaisseur de 15 cm.

I-1-2-9- Fondations :

a-Définition :

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

b- Fonctions des fondations :

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

c- Différents types de fondations :

Il existe deux types de fondations :

Les fondations superficielles :

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à faible profondeur : semelles isolées sous poteaux, semelles filantes sous murs, radiers.

Les fondations profondes :

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur : puits, pieux.

d- Facteurs de choix de type de fondation :

La nature de l'ouvrage à fonder : pont, bâtiment d'habitation,...

La nature du terrain : connaissance du terrain par sondages et définition des caractéristiques.

Le site : urbain ; montagne, bord de mer,.....

La mise en oeuvre des fondations : terrain sec, présence de l'eau,...

Le coût des fondations : facteur important mais non décisif.

I-1-2-10- Toiture :

La terrasse du bâtiment est inaccessible.

I-1-3- Etude géotechnique du sol :

Les essais réalisés par le laboratoire géotechnique spécialisé ont évalué :

- Contrainte admissible de sol = 2 bars situé à une profondeur de 2m.
- Site : S2

I-2- CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX :

I-2-1- Béton :

Le béton est un mélange hydraulique (ciment), de granulats (sable, gravier), d'eau de gâchage et adjuvants .Il présente des résistances à la compression assez élevées, mais sa résistance à la traction est faible, de l'ordre 1/10 de sa résistance en compression.de plus, le béton a un comportement fragile.

I-2-1-1- Résistance caractéristique du béton à la compression :

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge noté (f_{c28}).Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge < 28 jours .sa résistance à la compression est calculée comme suit :

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa

$$f_{cj} = [j / (4,76 + 0,83j)] \times f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } j \leq 60 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } j > 60 \text{ jours}$$

(ART A.2.1.11, BAEL 91)

-Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa

$$f_{cj} = [j / (1,40 + 0,95j)] \times f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } j \leq 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

(ART A.2.1.11, BAEL 91)

Avec $f_{c28} = 25$ MPa (Art – BAEL91 modifié99)

I-2-1-2- Résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \dots\dots\dots \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{2/3} \dots\dots\dots \text{Si } f_{c28} > 60 \text{ MPa}$$

(Art A.2.1. 12,BAEL 91)

-Ainsi pour notre cas on aura :

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

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

I-2-1-3- Module de déformation longitudinale du béton :

- Module de déformation longitudinale instantanée du béton :

Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement vertical de durée inférieure à 24 heures.

$$E_{ij} = 11000(\text{MPa}). \quad (\text{ART A.2.1.21, BAEL 91}).$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$. On a : $E_{i28} = 32164.2 \text{ MPa}$.

- Module de déformation longitudinale différé du béton :

Pour des chargements de longue durée (cas courant) .On utilise le module différé qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton .Celles-représentant approximativement deux fois les déformations instantanées.

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} \dots\dots\dots \text{si } f_{c28} \leq 60\text{MPa (Art -2.1, 2, BAEL91)}$$

$$E_{vj} = 4400(f_{cj})^{1/3} \dots\dots\dots \text{si } f_{c28} > 60\text{MPa, sans fumée de silice (Art -2.1. 2, BAEL91)}$$

$$E_{vj} = 6100 f_{cj} \dots\dots\dots \text{si } f_{c28} > 60\text{MPa, avec fumée de silice (Art -2.1.2, BAEL91)}$$

Pour notre cas :

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}$$

$$E_{v28} = 3700(f_{c28})^{1/3}$$

$$E_{v28} = 3700(25)^{1/3}$$

$$E_{v28} = 10818, 86563\text{MPa}.$$

I-2-1-4- Module de déformation transversale :

Le module d'élasticité transversale G caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant.

Il est donné par la relation suivante :

$$G = E / 2(1 + \nu) \text{ (MPa)}$$

Avec :

E : Module de Young (module d'élasticité)

ν :aCoefficientdepoisson $\nu = (\Delta d/d) / (\Delta l/l)$

$\Delta d/d$: Déformation relative transversale

$\Delta l/l$: Déformation relative longitudinale

I-2-1-5- Coefficient de poisson :

C'est le rapport entre la déformation relative transversale $\Delta d/d$ et la déformation relative longitudinale $\Delta l/l$; $\nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l}$

Il est pris égal à :

$\nu=0$: à l'ELU, pour le calcul des sollicitations. (ART-2.1.3, BAEL 91).

$\nu= 0,2$: à l'ELS, pour le calcul des déformations. (ART-2.1.3, BAEL 91).

I-2-1-6- Fluage de béton:

Sous chargement constant, la déformation de béton augmente continuellement avec le temps.

Pour le béton, les déformations de fluage sont loin d'être négligeable puisqu'elles peuvent représenter jusqu'à trois fois les déformations instantanées, $E_v = E_\infty = 3.E_i$

I-2-1-7- Phénomène de retrait :

Après coulage, une pièce de béton conservée à l'air tend à se raccourcir, ceci est dû à l'évaporation de l'eau non liée avec le ciment et peut entraîner des déformations de l'ordre de $1,5 \times 10^{-4}$ à 5×10^{-4} selon l'humidité de l'environnement.

La principale conséquence du retrait est l'apparition de contraintes internes de traction, la contrainte dont la valeur peut facilement dépasser la limite de fissuration.

Pour se protéger des désordres liés au retrait, on adoptera les dispositifs constructifs suivants :

- Utiliser des bétons à faible chaleur d'hydratation
- Maintenir les parements en ambiance humide après coulage
- Disposer les armatures de peaux de faible espacement pour bien répartir les fissures de retraits
- Eviter de raccorder des pièces de tailles très différentes
- Utiliser des adjuvants limitant les effets du retrait.

I-2-1-8- Dilatation thermique :

Le coefficient de dilatation du béton vaut 9×10^{-6} à 12×10^{-6} et on adoptera une valeur forfaitaire de 10^{-5} pour le béton armé.

Une variation de température peut entraîner des contraintes internes de traction qui engendrent ensuite une dilatation.

Pour éviter ces désordres, on placera régulièrement sur les éléments (dalle, voile de façade) ou bâtiment de grandes dimensions des joints de dilatation espacés de 25m à 50m selon la région.

I-2-1-9- Etat limite de contrainte de béton :

Un état limite est un état particulier au-delà duquel une structure cesse de remplir les fonctions pour les quelles elle a été conçue. Ils sont classés en états limites ultimes et états limites de services.

- Les états limites ultimes (E.L.U) :

Ils sont associés à l'effondrement de la structure, ou à d'autres formes de ruine structurale qui peuvent mettre en danger la sécurité des personnes.

Pour les calculs à l'E.L.U, le diagramme réel de déformations donné sur la figure I-4

Avec cette figure :

- $E_{bc1} = 2\%$

$$- E_{bc1} = \begin{cases} 3,5\% & \dots\dots\dots \text{si } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa (BAEL91 modifiée 99.Art. 4.3, 41).} \\ (4,5 - 0,025f_{cj}) & \dots\dots \text{ si } f_{cj} > 40 \text{ MPa (BAEL91 modifiée 99.Art.4.3, 41).} \end{cases}$$

-La valeur de calcul de la résistance à la compression du béton f_{bu} est donnée par :

$$f_{bu} = 0,85f_{cj} / \theta \cdot \gamma_b$$

Avec : $\theta = 1$ pour $t > 24$ h
 $\theta = 0,9$ pour $1 \leq t \leq 24$ h
 $\theta = 0,85$ pour $t < 1$ h

γ_b : Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_b = 1,5$pour les cas courants (situation durable ou situation courante).

$\gamma_b = 1,15$pour les cas accidentels (situation accidentelle).

-La valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{cj} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa. (BAEL91 modifiée 99.Art. A.4.5.2)}$$

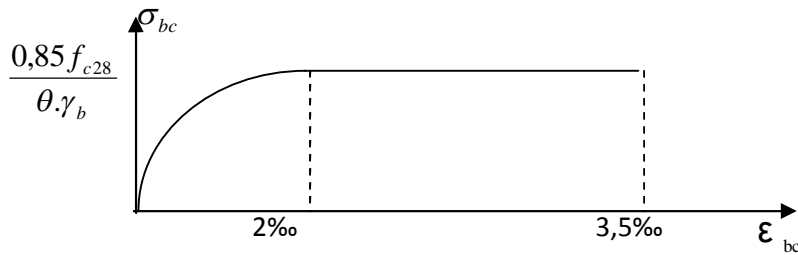


Fig.I-1 : Diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à L'E.L.U.

• Les états limites de service (E.L.S) :

Correspondent aux états au-delà desquels les critères d'exploitation spécifiés ne sont plus satisfaits. (Déformations et flèches ou vibrations...).

Les déformations nécessaires pour atteindre L'E.L.S sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique, on adopte donc la loi de Hooke de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à L'E.L.S avec ; pour des charges de longue durée $E_b = E_{vj}$ et $\nu = 0,2$. La résistance mécanique du béton tendu est négligée (Art -4.5. 1, BAEL 91) de plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égal à 1/15 de celle de l'acier ($E_b = 13333\text{MPa}$).

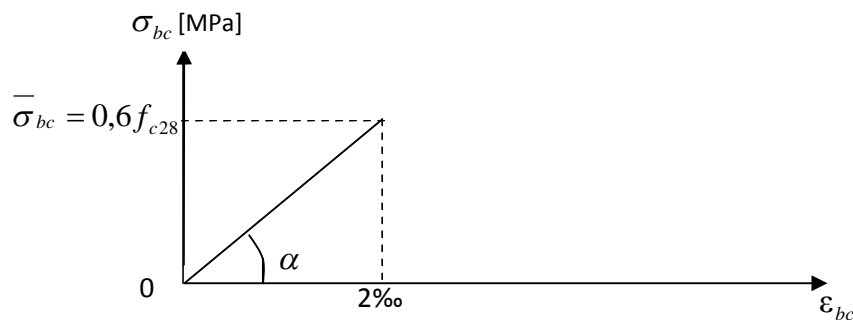


Fig.I-2 : Diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à L'E. L.S.

I-2-1-10- Poids volumique de béton :

Le poids volumique de béton est de l'ordre de :

- 2300 à 2400 daN/m³ s'il n'est pas armé.
- 2500 daN/m³ s'il est armé.

I-2-2- Acier :

Les aciers sont des alliages de fer et de carbone, le pourcentage de carbone variant entre 0.08% et 1.67% .Il présente une très bonne résistance à la traction et aussi à la compression, leur rôle est de reprendre les efforts qui ne peuvent pas être repris par le béton, ils sont caractérisés par leur limite d'élasticité et leur module d'élasticité.

I-2-2-1- Types d'aciers :

On distingue 4 types d'aciers pour armatures, du moins au plus écroui :

- Les aciers doux : Ayant une valeur caractéristique de la limite élastique garantie de 125 ou 235 MPa. Ce sont les ronds lisses.

- Les aciers durs, type I : Ayant une limite d'élasticité garantie de 400MPa et un allongement à la rupture de 14 % Ce sont les aciers à haute adhérence de type I.
- Les aciers durs, type II : Ayant une limite d'élasticité garantie de 500MPa et un allongement à la rupture de 12% Ce sont les aciers à haute adhérence de type II.
- Les aciers fortement écrouis : Ayant une limite d'élasticité garantie de 500MPa et un allongement à la rupture de 8% Ces aciers sont utilisés pour fabriquer les treillis soudés et les fils sur bobines.

Dans le calcul des aciers, les caractéristiques qu'il faut prendre en compte sont :

- f_e : Limite d'élasticité garantie
- η : Coefficient de fissuration
- Ψ_s : Coefficient de scellement
- E_s : Module de déformation longitudinale
- Φ : Diamètre de l'armature.

Tableau. I-1 : Caractéristiques mécaniques garanties des aciers (E.L.S).

Principales caractéristiques des aciers		
Barres lisses	Φ	
Nuance FeE	215	235
Limite d'élasticité f_e (MPa)	215	235
Résistance à la rupture σ_r (MPa)	330	410
Allongement de rupture	22%	25%
Barres à haute adhérence	HA	
Nuance FeE	400	500
Limite d'élasticité f_e (MPa)	400	500
Résistance à la rupture σ_r (MPa)	480	550
Allongement de rupture	14%	12%
Treillis soudés	TS	
Nuance FeE	500	
Limite d'élasticité f_e (MPa)	500	
Résistance à la rupture σ_r (MPa)	550	
Allongement de rupture	8%	

Tableau. I-1 : Caractéristiques d'adhérence des aciers

Barres (tous diamètre)			
	Lisses	HA	
Ψ_s	1	1,5	
η	1	1,6 en général	
Treillis soudés (tous types standard)			
	TSL	TS HA	
		$\phi < 6\text{mm}$	$\phi \geq 6\text{mm}$
Ψ_s	1	1,5	1,5
η	1	1,3	1,6

I-2-2-2- Module d'élasticité :

A L'E.L.S on suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique.
 -On utilise donc la loi de Hooke de l'élasticité, on adopte une valeur de module de Young.
 $E_s = 2.10^5$ MPa (BAEL91 modifiée 99.Art-2.2.1)

I-2-2-3- Contrainte limite des aciers :

- Contrainte limite ultime:
 $\sigma_s = f_{su} = f_e / \gamma_s$ (BAEL91 modifiée 99.Art.4.3, 2)

γ_s : Coefficient de sécurité partiel qui est égal à : $\gamma_s = 1,15 \rightarrow$ Situation courante.
 $\gamma_s = 1,00 \rightarrow$ Situation accidentelle.

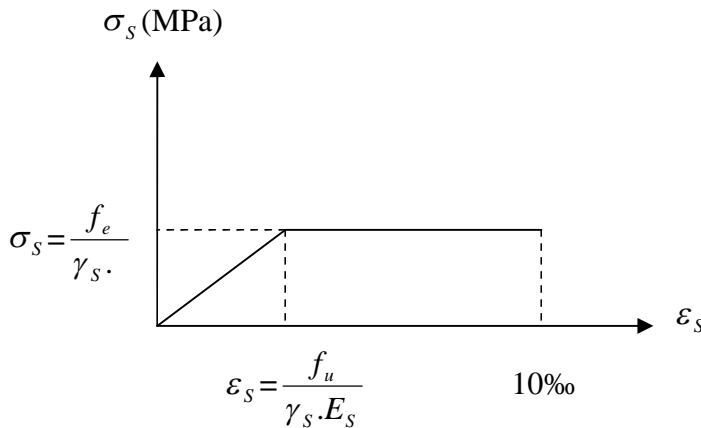


Fig. I-3 : Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à L'E.L.U

- Contrainte limite de service :
 Dans L'E.L.S on suppose que :
 - L'acier reste dans son domaine élastique.
 - On limite la contrainte dans les barres d'aciers afin de réduire le risque d'apparition des fissures dans le béton.
 La contrainte limite de service de l'acier est :

$\bar{\sigma}_s = f_e$Fissuration peu préjudiciable.
 $\bar{\sigma}_s = \min \{ 2/3 f_e ; \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}) \}$Fissuration préjudiciable.
 $\bar{\sigma}_s = \min 0,8 \{ 2/3 f_e ; \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}) \}$ Fissuration très préjudiciable.

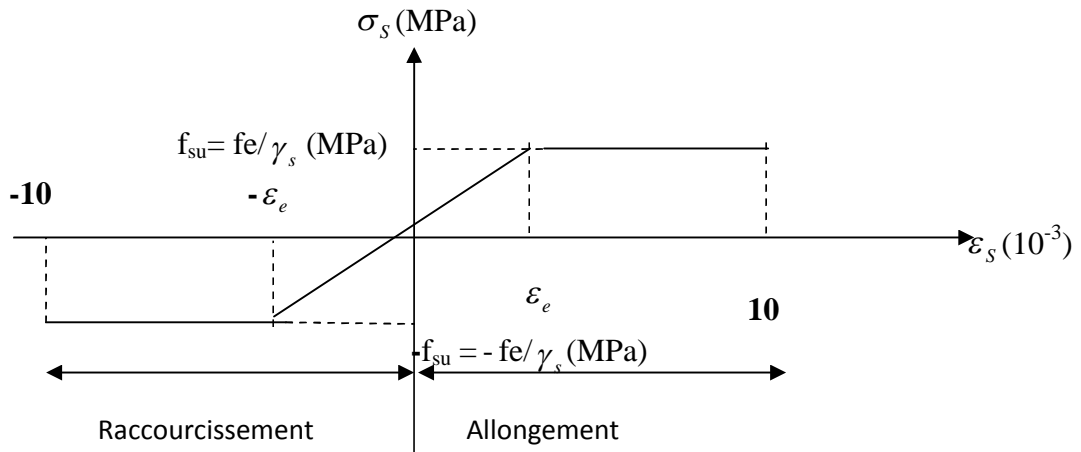


Fig.I-4: Diagramme de calcul contrainte-déformation de l'acier à L'E.L.S

I-2-2-4- Protection des armatures :

Pour éviter les problèmes de corrosion des aciers, il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitation de l'ouvrage.

On adopte les valeurs suivantes (A-7.1) :

- 5cm : → Pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives (industrie chimique).
- 3cm : → Pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.
- 1cm : → Pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.
- En outre l'enrobage de chaque armature est au moins égal à son diamètre si elle est isolée, ou à la largeur de paquet dont elle fait partie (A-7.2, 4) afin de permettre le passage de l'aiguille vibrante, il convient de laisser des espacements d'au moins 5cm (A-7.2,8).

I-2-2-5- Diamètre maximal des aciers :

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

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

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

b_0 : Largeur de l'âme.

I-2-2-6- Système de coffrage :

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

Conclusion :

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

B-Structure 2 :

II-1-1-2-Plancher en corps creux :

Il s'agit de planchers constitués de corps creux posés sur des poutrelles pré fabriquées, le tout complété par une dalle de compression de 4 cm, d'épaisseur ferrillée par un treillis soudé dont les dimensions des mailles ne dépassent pas :

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

Les hourdis en polystyrène moulé d'un poids unitaire de 200g assurent le coffrage de la dalle de compression ainsi que l'isolation du plancher avec un gain de 98% par rapport à l'hourdis en ciment qui pèse 13kg, leur emboîtement male femelle permet d'éviter la coulée du béton

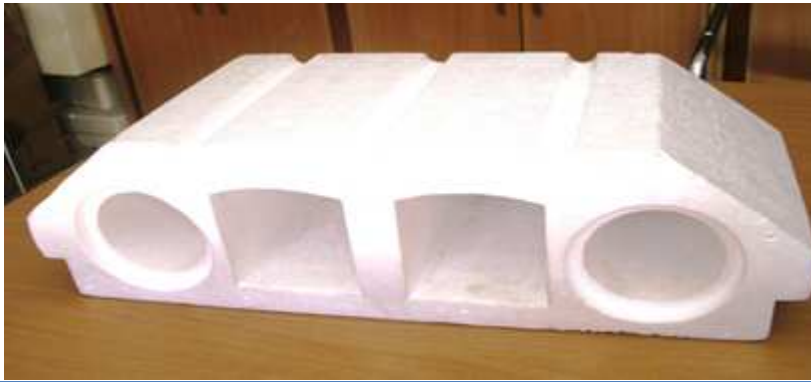


Figure II-2: Corps creux en polystyrène

II-1-2-Dalle pleine :

Le pré dimensionnement d'une dalle pleine dépend des conditions essentielles de résistance et d'utilisation.

II-1-2-1-Condition de résistance à la flexion :

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par la formule :

$$e \geq L_0 / 10$$

L_0 : portée libre.

e : épaisseur de la dalle.

$$L_0 = 1.20\text{m}$$

$$e \geq 1.20/10 = 0.120\text{m} = 12.00 \text{ cm}$$

On adoptera une épaisseur de 15 cm.

II-1-2-2--Résistance au feu :

Pour deux heures de coupe-feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à 11cm.

II-1-2-3-Isolation acoustique :

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse:

$$L = 13,3 \log (10M) \text{ si } M < 200 \text{ kg/m}^2$$

$$L = 15 \log (M) + 9 \text{ si } M > 200 \text{ kg/m}^2$$

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m².

$$h_0 = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14\text{cm}$$

Nous prenons : $h_0 = 15 \text{ cm}$

II-2- Pré dimensionnement des poutres :

Les dimensions transversales de la section rectangulaire de la poutre ; à savoir la hauteur totale ht et la longueur b doivent répondre aux conditions suivantes :

$$L / 15 \leq ht \leq L / 10 \text{ (Art A.4.14 BAEL 91)}$$

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

H : la hauteur de la poutre.

B : largeur de la poutre.

L : étant l'entre axe de la plus grande travée considérée

Par ailleurs l'article 7.5.1 du RPA exige les conditions telles que :

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

II-2-1- Poutres principales (sens longitudinal) :

Sachant que $L_{max} = 485 \text{ cm}$, il vient :

$$485 / 15 \leq ht \leq 485 / 10 \text{ ce qui donne } 32.33 \leq ht \leq 48.5$$

On prend : $ht = 40 \text{ cm}$

Par conséquent, la largeur b sera :

$$0,4 ht = 16 \text{ cm}$$

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

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

II-2-2-Poutres secondaires (sens transversal) :

Sachant que $L_{max} = 370 \text{ cm}$, il vient :

$$L/15 = 24,66 \text{ cm} ; L/10 = 37 \text{ cm}$$

Donc $24,66 \leq ht \leq 37$ on prend $ht = 35 \text{ cm}$

La largeur b sera donc :

$$0,4ht = 14 \text{ cm}$$

$$0,7ht = 24,5 \text{ cm}$$

$$14 \leq ht \leq 24,5$$

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

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	40 cm	35 cm	Vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	30 cm	30 cm	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.33	1.16	Vérifiée

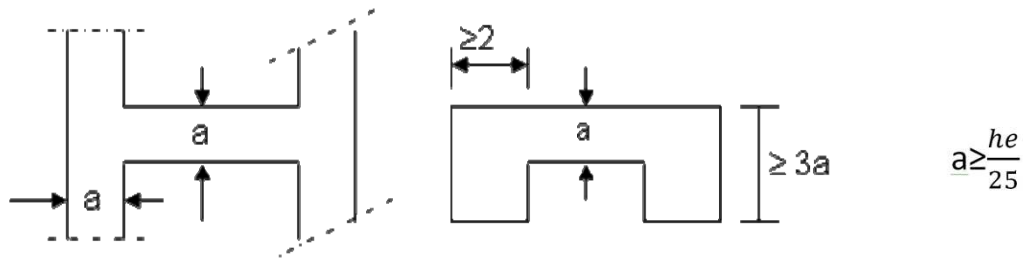
II-3- Pré dimensionnement des voiles :

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à l'Article 7.7.1 du RPA 99.

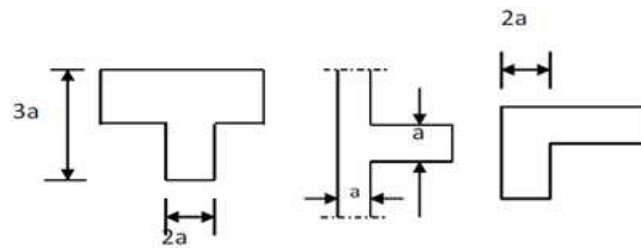
Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition $l \geq 4a$.

L'épaisseur du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (**he**) et de la rigidité aux extrémités. L'épaisseur minimale est de 15 cm.

1^{er} cas :



2^{ème} cas :



3^{ème} cas :

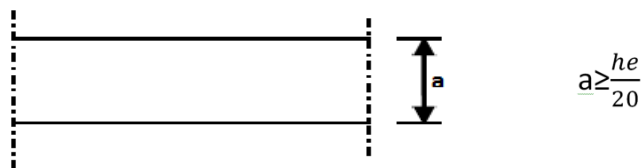


Figure II-3 Coupes de voiles en plan

Dans notre structure en opte pour le 3^{ème} cas:

- Pour l'étage courant : $he = 306 - 20 = 286$ cm, donc $e \geq 286/20 = 14.3$ cm
- Pour le RDC : $he = 408 - 20 = 388$ cm, donc $e \geq 388/20 = 19.40$ cm.

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

Vérification du RPA :

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur L doit être au moins égale à quatre(4) fois son épaisseur. (ART 7.7.1)RPA99 VERSION 2003.

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

$$L_{min} \geq 4(0.20) \text{ condition vérifiée.}$$

- L'ouvrage sera implanté à Tizi Ouzou zone de moyenne sismicité (IIa).
- L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm.
 $e = 20 \text{ cm} \geq e_{min} = 15 \text{ cm}$ condition vérifiée

II-4-1-Détermination des charges et surcharges :

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs ainsi que les surcharges d'exploitation sont donnés par le **DTR B.C.2.2.**

II-4-1-1-Charges permanentes :

A-Structure 1 :

- Plancher terrasse inaccessible (corps creux + dalle de compression)

Désignation	Epaisseur (m)	ρ [KN/m ³]	Charge[KN/m ²]
Couche de Gravillons	0.05	20	1
Etanchéité Multicouche	0.02	6	0.12
Forme de pente de béton	0.07	22	1.54
Isolation thermique (liège)	0.04	4	0.16
Feuille polyane			0.01
Plancher en corps creux + dalle de compression	0.20	14	2.80
Enduit Plâtre	0.02	10	0.2
			Gtotale =5.83

Tableau II-1: Plancher terrasse

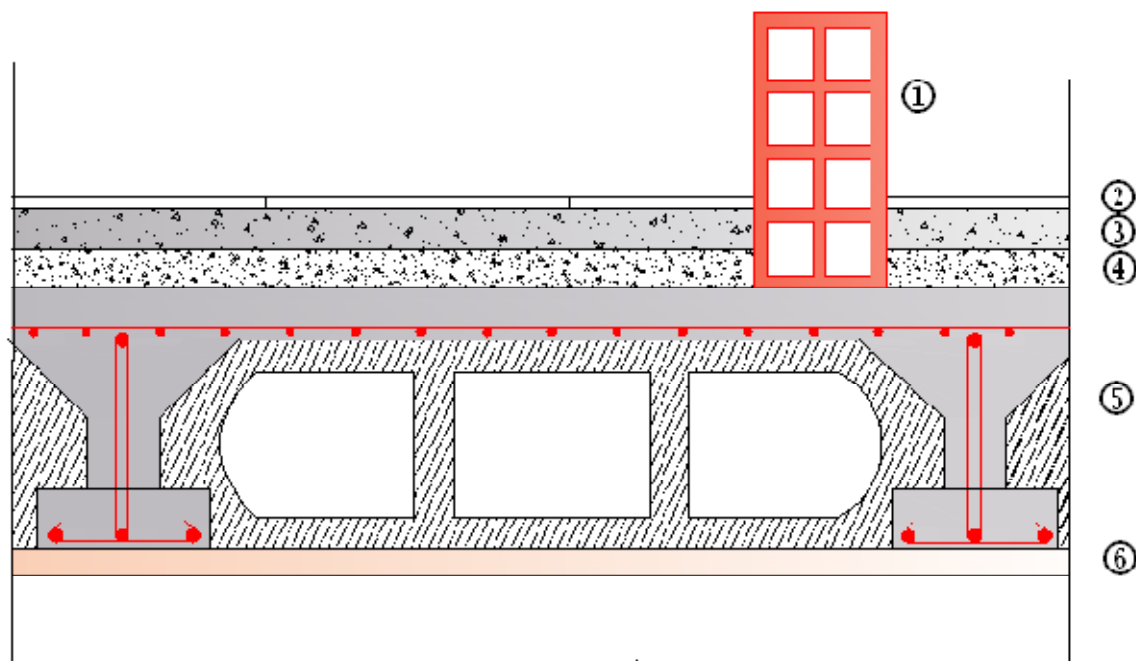


Figure II-4 : Coupe verticale du plancher courant

N°	Composition	Epaisseur (cm)	ρ (KN / m ³)	G (KN / m ²)
1	Cloison en briques creuses 8 trous y compris enduit	10	-	0,90
2	Revêtement carreaux Grés-Cérame	1	20	0,20
3	Mortier de pose	3	22	0,66
4	Couche de sable	3	18	0,54
5	Plancher en corps creux	16+4	14	2,80
6	Enduit plâtre	2	10	0,20
G_{pc} = 5.3 (KN / m²)				

Tableau II-2 : Charges revenant au plancher étage courant

Remarque :

La charge de la cloison intérieure (1 KN) est par mètre carré de surface horizontale

• Mur extérieur

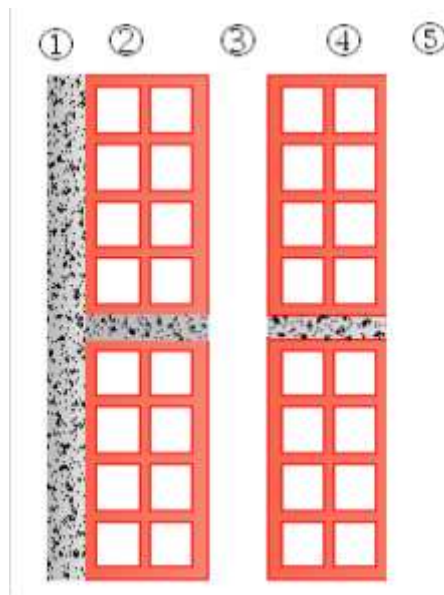


Figure II-4: Coupe verticale d'un mur extérieur

N°	Composition	Epaisseur (cm)	ρ (KN / m ³)	G (KN / m ²)
1	Enduit au mortier de ciment	3	18	0,54
2	Cloison en briques creuses 8 trous	10	-	0,90
3	Cloison en briques creuses 8 trous	10	-	0,90
4	Lame d'air	5	-	-
5	Enduit de plâtre sur la face intérieure	2	10	0,20
				$G = 2,54$ (KN / m ²)

Tableau II-3 : Charges revenant aux murs extérieurs

• Mur intérieur :

Composition	Epaisseur (cm)	ρ (KN / m ³)	G (KN / m ²)
Enduit en plâtre'	2	10	0,2
Brique creuse	10	-	0,9
Enduit en plâtre	2	10	0,2
			Gmi =1.3kn/m ²

Tableau II-4 : Charges revenant aux murs intérieurs

II-4-1-2-Charges permanentes :

B-Structure 2 :

• Plancher terrasse inaccessible (corps creux + dalle de compression)

Désignation	Epaisseur (m)	ρ [KN/m ³]	Charge[KN/m ²]
Couche de Gravillons	0.05	20	1
Etanchéité Multicouche	0.02	6	0.12
Forme de pente de béton	0.07	22	1.54
Isolation thermique (liège)	0.04	4	0.16
Feuille polyane			0.01
Plancher en corps creux + dalle de compression	0.20	9	1.80
Enduit Plâtre	0.02	10	0.2
			Gtotale =4.83

Tableau II-5 : Tableau II. Plancher terrasse

Composition	Epaisseur (cm)	ρ (KN / m ³)	G (KN / m ²)
Cloison en plaque de plâtre (BA13)+ laine de verre	8	3.125	0.25
Revêtement carreaux Grés-Cérame	1	20	0.20
Mortier de pose	3	22	0.66
Couche de sable	3	18	0.54
Plancher en corps creux	16+4	9	1.80
Enduit plâtre	2	10	0.20
G_{pc} = 3.65 (KN / m²)			

Tableau II-6 : Charges revenant au plancher étage courant

Remarque :

La charge de la cloison intérieure (1 KN) est par mètre carré de surface horizontale

- Mur extérieur :

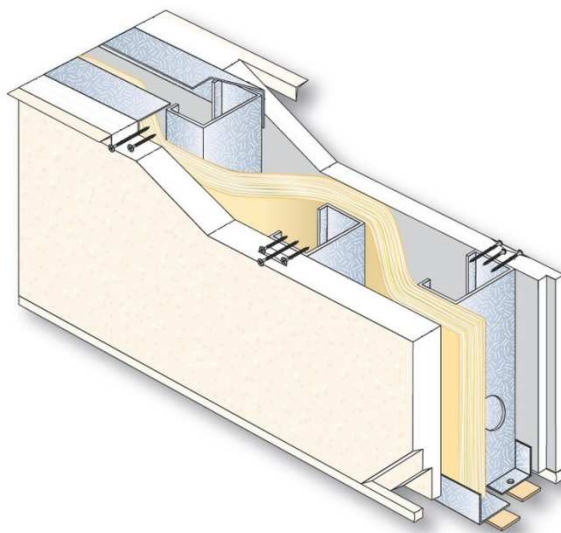
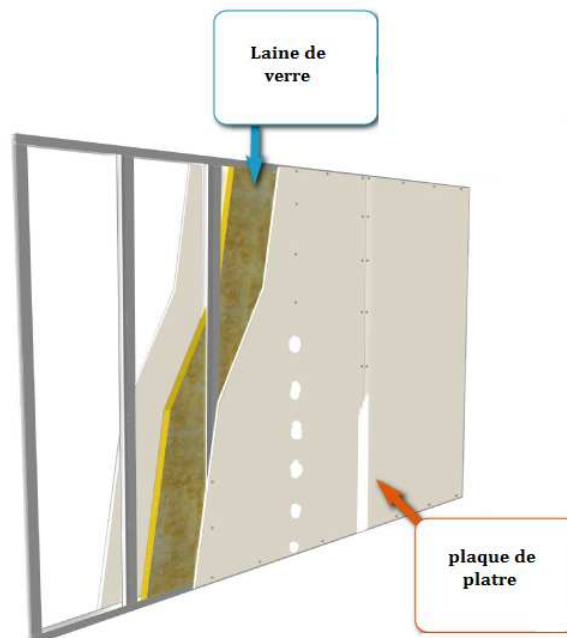


Figure II-6 : Coupe d'un mur extérieur en BA13

Composition	Epaisseur (cm)	ρ (KN / m ³)	G (KN / m ²)
Isolation en plaque de Plâtre(BA13) + la laine de verre	2X10	4.5	2X0.45
Lame d'air	10	–	–
Enduit de plâtre sur la face Intérieur	1	10	0.10
Enduit de plâtre sur la face extérieur	1	10	0.10
			G = 1.10 (KN / m²)

Tableau II-7 : Charges revenant aux murs extérieurs

• Mur intérieur :



Composition	Epaisseur (cm)	ρ (KN / m ³)	G (KN / m ²)
Enduit en plâtre	2	10	0.2
Cloison en plaque de plâtre (BA13)+ laine de verre	8		0.25
Enduit en plâtre	2	10	0.2
			G_{mi} =0.65kn/m²

Tableau II-8 : Charges revenant aux murs intérieur

• Dalle pleine:

N°	Composition	Epaisseur (cm)	ρ (KN / m ³)	G (KN / m ²)
1	Mortier de pose	2	22	0.44
2	Couche de sable	2	18	0.36
3	Enduit de ciment	2	18	0.36
4	Carrelage	2	22	0.44
5	Dalle pleine en béton armé	15	25	3.75
				G_{dp} =5.35KN/m²

Tableau II-9: Charges revenant à la dalle pleine

II-4-1-3-Surcharges d'exploitation :

Eléments	Surcharge (KN/m ²)
Plancher inaccessible	1.0
Plancher d'étage courant	1.5
Plancher RDC (commerciale)	1.5
Balcon	3.5
Escalier	2.5

Tableau II-10 : Surcharges d'exploitation

II-4- 2-Pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement se fait à la compression simple selon l'article (b8.4.1) de CBA93, tous en vérifiant les exigences du RPA.

Pour un poteau rectangulaire de la zone IIa, on a :

- $\min (b1, h1) \geq 25 \text{ cm}$
- $\min (b1, h1) \geq h_e / 20$
- $1/4 \leq b1 / h1 \leq 4$

Avec: (b1, h1) : dimension de la section transversale des poteaux
 h1 : hauteur libre d'étage.

On va opter dans un premier temps à une section minimale de (25×25) cm².

Les poteaux sont pré dimensionnés à l'état limite de service en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal NS.tel que : $N_s = G + Q$ avec :

Ns : effort normal repris par le poteau.

G : charge permanente.

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

L'effort normal Ns sera déterminé à partir de la descente de charge en considérant le poteau le plus sollicité. Dans notre cas le poteau B2 est le plus sollicité.

La section S est donnée par la formule suivante : $S = \frac{N}{0.3fc28}$

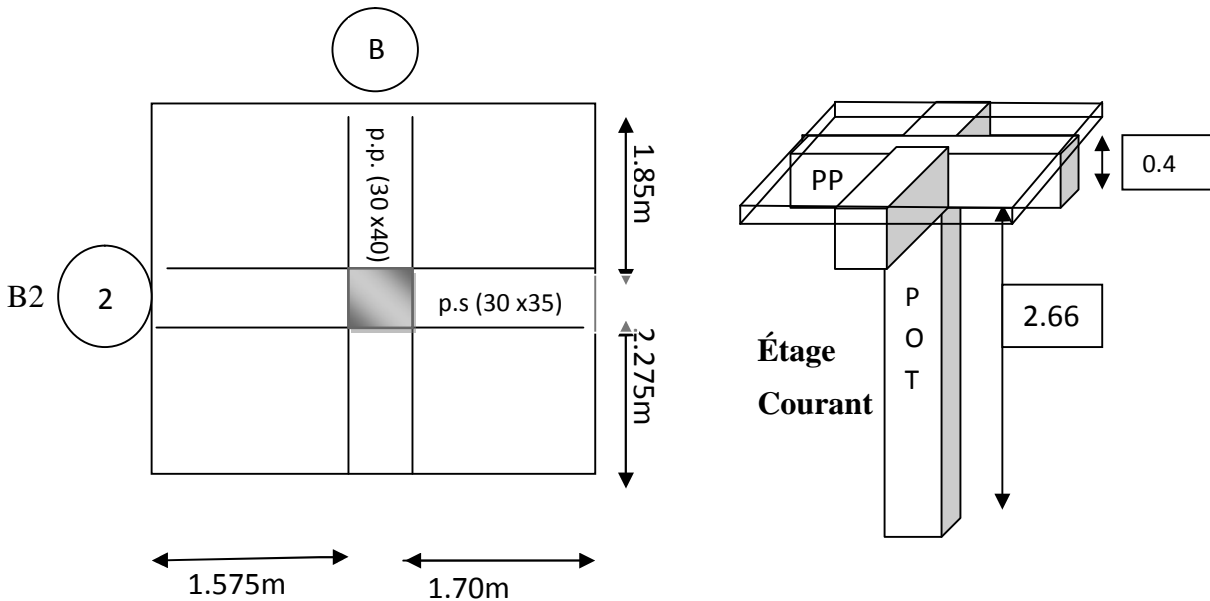


Fig. II-7 : Représentation des éléments considéré dans la descente de charge.

Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité : B4

$S = S1 + S2 + S3 + S4.$

$S1 = 1.70 \times 1.85 = 3.145 \text{ m}^2$

$S2 = 1.70 \times 2.275 = 3.867 \text{ m}^2$

$S3 = 1.575 \times 1.85 = 2.913 \text{ m}^2$

$S4 = 1.575 \times 2.275 = 3.583 \text{ m}^2, \text{ d'où: } S = 13.50 \text{ m}^2$

II-4-3- Dégression verticale des surcharges d'exploitation :

Définition de la descente de charge :

On appelle descente de charges, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments que compose la structure d'un bâtiment.

Ensuite, on détermine les caractéristiques des éléments porteurs : Type de plancher, revêtement de sol (épaisseur et nature), type de toiture (tuile, ardoise, possibilité de neige,...), cloisons, type et épaisseur de murs (briques, parpaing, béton). Ce sont les charges permanentes (en daN/m ou daN/m²)

Puis, on définit le type d'utilisation des pièces (logements, circulation, bureaux,...) pour choisir les surcharges d'exploitation à appliquer au plancher (en daN/m ou daN/m²). Ce sont des charges qui prennent en compte les mobiliers, des personnes et autres objets. On peut y inclure des cloisons qui peuvent être enlevées ou déplacées.

Les règles du BAEL 99 exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation.

Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. La loi de dégression est :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3 + n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \text{ pour } n \geq 5.$$

Q₀: surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i (i = 1 à 08)

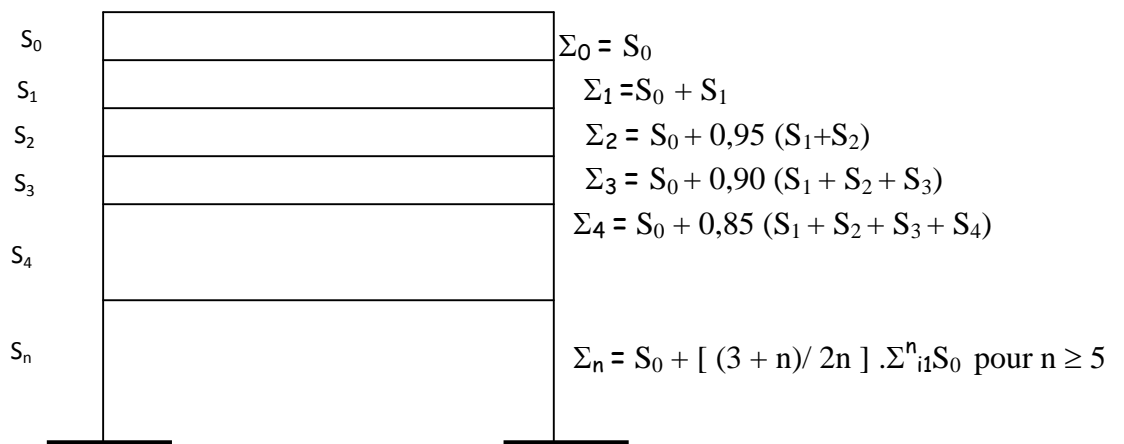
n: numéro de l'étage du haut vers le bas.

Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.

Surcharge d'exploitation :

- plancher terrasse : $Q_0 = 1 \times 13.50 = 13.50 \text{ KN}$
- Plancher étage courant : $Q_1 = \dots\dots\dots = Q_{07} = 1.5 \times 13.50 = 20.25 \text{ KN}$
- Plancher RDC: $Q_{08} = 1.5 \times 13.50 = 20.25 \text{ KN}$

Coefficients de dégression des charges



(Tab II-1) : Coefficients de degression des surcharges

Niveau	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Coefficient	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.74	0.69	0.66

09^{ème} $S_0 = Q_0 = 13.50 \text{ KN}$

08^{ème} $S_1 = Q_0 + Q_1 = 13.50 + 20.25 = 33.75 \text{ KN}$

07^{ème} $S_2 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 51.97 \text{ KN}$

06^{ème} $S_3 = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 68.17 \text{ KN}$

05^{ème} $S_4 = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 82.35 \text{ KN}$

04^{ème} $S_5 = Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 94.50 \text{ KN}$

03^{ème} $S_6 = Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 104.62 \text{ KN}$

02^{ème} $S_7 = Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 114.71 \text{ KN}$

01^{ère} $S_8 = Q_0 + 0,688 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 124.95 \text{ KN}$

II-4-4-Poids propre des éléments :

A-Structure 1 :

- **Plancher terrasse inaccessible:** $PPd = 5.83 \times 13.50 = 78.70 \text{ KN}$
- **Plancher courant :** $PPC = 5.30 \times 13.50 = 71.55 \text{ KN}$
- **Poutres :**
 - **Poutres principales :** $PPpp = (0.30 \times 0.40 \times 4.43) \times 25 = 13.29 \text{ KN}$
 - **Poutres secondaires :** $PPps = (0.30 \times 0.35 \times 3.275) \times 25 = 8.59 \text{ KN}$
- PP poutres = 13.29 + 8.59 = 21.88KN**
- **Poteaux :**
 - **Poteau du RDC :** $PPRDC = (0.25 \times 0.25 \times 4.08) \times 25 = 06.375 \text{ KN}$
 - **Poteaux d'étages :** $PP \text{ étage} = (0.25 \times 0.25 \times 3.06) \times 25 = 04.78 \text{ KN}$

Niveau	G(KN)					Q (KN)		N=	S(cm2)		
	G.plancher	G.pot	G.poutre	G.totale	Gcum	Q	Qcum		G+ Q	Strouvé	Amin
8	78.70	0	21.88	100.58	100.58	13.50	13.50	114.08	152.11	25x25	30x30
7	71.55	04.78	21.88	98.21	198.79	33.75	47.25	246.04	328.05	25x25	30x30
6	71.55	04.78	21.88	98.21	297	51.97	99.22	396.22	528.29	25x25	35x35
5	71.55	04.78	21.88	98.21	395.21	68.17	167.39	562.6	750.13	25x25	35x35
4	71.55	04.78	21.88	98.21	493.42	82.35	249.74	743.16	990.88	25x25	40x40
3	71.55	04.78	21.88	98.21	591.63	94.50	344.24	935.87	1274.82	25x25	40x40
2	71.55	04.78	21.88	98.21	689.84	104.62	448.86	1138.7	1518.26	25x25	45x45
1	71.55	04.78	21.88	98.21	788.05	114.71	563.56	1351.61	1802.14	25x25	45x45
RDC	71.55	06.375	21.88	99.80	887.85	124.95	688.51	1576.36	2101.81	25x25	50x50

Tab.II-11 : Tableau récapitulatif de la descente de charges sur le poteau le plus sollicité

B-Structure 2 :

- **Plancher terrasse inaccessible:** $PPd = 4.83 \times 13.50 = 65.20 \text{ KN}$
- **Plancher courant :** $PPC = 3.65 \times 13.50 = 49.28 \text{ KN}$
- **Poutres :**
 - **Poutres principales :** $PPpp = (0.30 \times 0.40 \times 4.43) \times 25 = 13.29 \text{ KN}$
 - **Poutres secondaires :** $PPps = (0.30 \times 0.35 \times 3.275) \times 25 = 8.59 \text{ KN}$
 - PP poutres = 13.29 + 8.59 = 21.88KN**
- **Poteaux :**
 - **Poteau du RDC :** $PPRDC = (0.25 \times 0.25 \times 4.08) \times 25 = 06.375 \text{ KN}$
 - **Poteaux d'étages :** $PP \text{ étage} = (0.25 \times 0.25 \times 3.06) \times 25 = 04.78 \text{ KN}$

Niveau	G(KN)					Q (KN)		N=	S(cm2)		
	G.plancher	G.pot	G.poutre	G.totale	Gcum	Q	Qcum		G+ Q	Strouvé	Amin
8	65.20	0	21.88	87.71	87.71	13.50	13.50	101.21	134.95	25x25	30x30
7	49.28	04.78	21.88	75.94	163.65	33.75	47.25	210.9	281.2	25x25	30x30
6	49.28	04.78	21.88	75.94	239.59	51.97	99.22	338.81	451.75	25x25	30x30
5	49.28	04.78	21.88	75.94	315.53	68.17	167.39	482.92	643.90	25x25	30x30
4	49.28	04.78	21.88	75.94	391.47	82.35	249.74	641.21	854.95	25x25	35x35
3	49.28	04.78	21.88	75.94	467.41	94.50	344.24	811.65	1082.2	25x25	35x35
2	49.28	04.78	21.88	75.94	543.35	104.62	448.86	992.21	1322.95	25x25	40x40
1	49.28	04.78	21.88	75.94	619.21	114.71	563.56	1182.77	1577.03	25x25	40x40
RDC	49.28	06.375	21.88	77.54	696.83	124.95	688.51	1385.34	1847.12	25x25	45x45

Tab.II.12-Tableau récapitulatif de la descente de charges sur le poteau le plus sollicité

II-4-5 - Vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1) :

A-Structure 1 :

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée	Observation
30x30	$\text{Min}(b, h) \geq 25$	$\text{Min}(b, h) = 30$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 14.3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée
35x35	$\text{Min}(b, h) \geq 25$	$\text{Min}(b, h) = 35$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 14.3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée
40x40	$\text{Min}(b, h) \geq 25$	$\text{Min}(b, h) = 40$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 14.3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée
45x45	$\text{Min}(b, h) \geq 25$	$\text{Min}(b, h) = 45$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 14.3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée
50x50	$\text{Min}(b, h) \geq 25$	$\text{Min}(b, h) = 50$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 19.4$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée

Tableau II-13 : Vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1)

D'où les sections des poteaux adoptées sont :

- RDC: (50 x50) cm²
- 1ère étage et 2ème étage : (45 x 45) cm²
- 3ème étage et 4ème étage : (40 x 40) cm²
- 5ème étage et 6ème étage : (35 x 35) cm²
- 7ème étage et 8ème étage : (30 x 30) cm

B-Structure 2 :

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée	Observation
30x30	Min (b, h) ≥ 25	Min (b, h) =30	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ he/20	he /20 = 14.3	Condition vérifiée
	1/4 ≤ b/h ≤ 4	b/h = 1	Condition vérifiée
35x35	Min (b, h) ≥ 25	Min (b, h) =35	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ he/20	he /20 = 14.3	Condition vérifiée
	1/4 ≤ b/h ≤ 4	b/h = 1	Condition vérifiée
40x40	Min (b, h) ≥ 25	Min (b, h) =40	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ he/20	he /20 = 14.3	Condition vérifiée
	1/4 ≤ b/h ≤ 4	b/h = 1	Condition vérifiée
45x45	Min (b, h) ≥ 25	Min (b, h) =45	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ he/20	he /20 = 19.4	Condition vérifiée
	1/4 ≤ b/h ≤ 4	b/h = 1	Condition vérifiée

Tableau II-14 : Vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1)

• RDC : (45x45)

L₀ = 4.08 m d' où λ = 21.98 < 50 (condition vérifiée).

• 1er étage et 2ème étage : (40x40)

L₀ = 3.06 m d' où λ = 18.55 < 50 (condition vérifiée).

• 3ème et 4ème étage: (35x35)

L₀ = 3.06 m d' où λ = 21.20 < 50 (condition vérifiée).

• 5ème étage au 8ème étage : (30x30)

L₀ = 3.06 m d' où λ = 24.73 < 50 (condition vérifiée).

II-4-6- Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

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

Il faut vérifier l'élancement λ des poteaux

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

Avec : L_f: longueur de flambement (L_f = 0.7 L₀)

i : rayon de giration (i = √(I/S))

L_0 : hauteur libre du poteau ;

S : section transversale du poteau ($b \times h$) ;

I : moment d'inertie du poteau ($I_{yy} = \frac{bh^3}{12}$; $I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$)

$$\lambda = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

A-Structure 1 :

• RDC : **(50x50)**

$L_0 = 4.08$ m d' où $\lambda = 19.78 < 50$ (condition vérifiée).

• 1er étage et 2eme étage : **(45x45)**

$L_0 = 3.06$ m d' où $\lambda = 16.48 < 50$ (condition vérifiée).

• 3eme étage et 4eme étage : **(40x40)**

$L_0 = 3.06$ m d' où $\lambda = 18.55 < 50$ (condition vérifiée).

• 5eme étage et 6eme étage : **(35x35)**

$L_0 = 3.06$ m d' où $\lambda = 21.20 < 50$ (condition vérifiée).

• 7eme étage ou 8eme étage : **(30x30)**

$L_0 = 3.06$ m d' où $\lambda = 24.73 < 50$ (condition vérifiée).

Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

B-Structure 2 :

• RDC : **(45x45)**

$L_0 = 4.08$ m d' où $\lambda = 21.98 < 50$ (condition vérifiée).

• 1er étage et 2eme étage : **(40x40)**

$L_0 = 3.06$ m d' où $\lambda = 18.55 < 50$ (condition vérifiée).

• 3eme et 4eme étage: **(35x35)**

$L_0 = 3.06$ m d' où $\lambda = 21.20 < 50$ (condition vérifiée).

• 5eme étage au 8eme étage : **(30x30)**

$L_0 = 3.06$ m d' où $\lambda = 24.73 < 50$ (condition vérifiée).

✓ **Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement**

Conclusion :

- Pré dimensionnement des planchers : $ht = 20$ cm
- Pré dimensionnement de la dalle pleine : $ht = 15$ cm
- Pré dimensionnement des voiles : $ht = 20$ cm
- Pré dimensionnement des poutres :

	Poutres principales	Poutres secondaires
Section adoptée	(30 x 40) cm ²	(30 x 35) cm ²

- Pré dimensionnement des poteaux :

A-Structure 1 :

Niveau	Section adoptée
RDC	(50 X 50) cm ²
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	(45 X 45) cm ²
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	(40 X 40) cm ²
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	(35 X 35) cm ²
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	(30 X 30) cm ²

B-Structure 2 :

Niveau	Section adoptée
Du RDC	(45 X 45) cm ²
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	(40 X 40) cm ²
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	(35 X 35) cm ²
5 ^{ème} au 8 ^{ème} étage	(30 X 30) cm ²

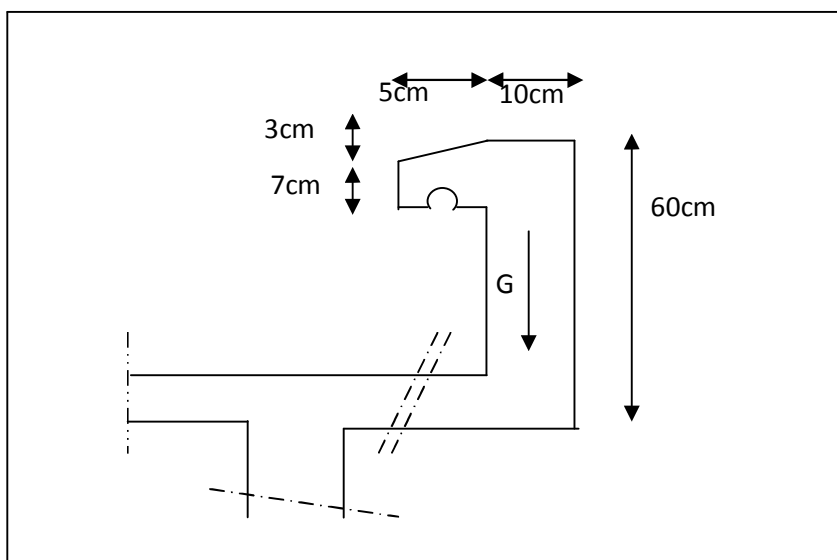
Introduction :

Après avoir pré-dimensionné les éléments de contreventement, on passera au dimensionnement des éléments tels que l'acrotère, les planchers et les dalle pleines, les escaliers, la salle machine.

III-1 L'acrotère :

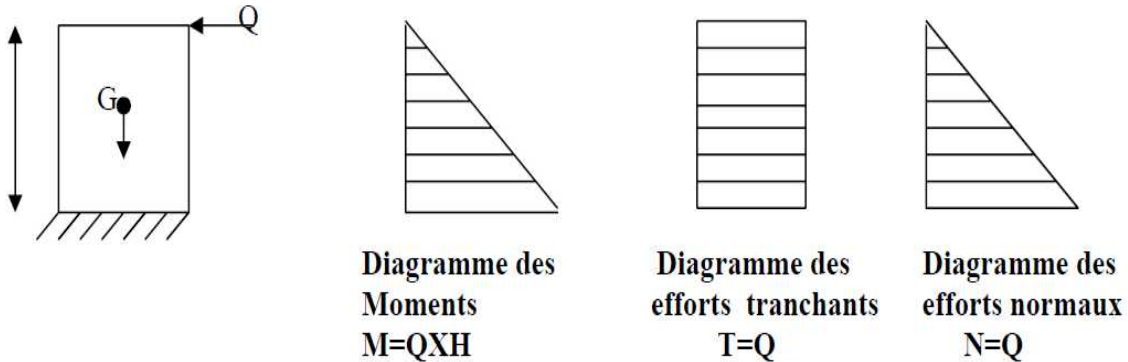
Cet ouvrage comporte un seul type d'acrotère qui sera calculé comme une console en castrée au niveau du plancher, elle est soumise à l'effort(G) dû à son poids propre, et un effort latéral (Q=1KN/ml) dû à la main courante, engendrant un moment de renversement(M) dans la section d'encastrement.

Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de largeur.



FIGIII-1-Coupe transversale de l'acrotère

• Schéma statique :



III-1-1 Calcul des sollicitations :

III-1-1-1 Effort normal dû au poids propre :

$$S = [0.6 \times 0.1 + 0.07 \times 0.05 + (0.03 \times 0.05)] / 2$$

$$\Rightarrow S = 0.06425 \text{ m}^2$$

$$G = S \times 25 \Rightarrow G = 1.60625 \text{ KN/ml}$$

Avec :

ρ : masse volumique du béton.

S: section transversal.

III-1-1-2 Effort horizontal :

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

III-1-1-3 Moment de renversement dû à l'effort horizontal :

$$M = Q \times H \times 1 \text{ m.}$$

$$M = 1 \times 0,6 \times 1 \text{ m} = 0,6 \text{ kn} \times \text{m.}$$

$$\Rightarrow M = 0,6 \text{ kn} \times \text{m}$$

III-1-1-4 Effort tranchant :

$$T = Q \times 1 \text{ m.}$$

• **Combinaison de charge**

➤ **A l'ELU :**

La combinaison de charge est:

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

Effort dû à G :

$$N_u = 1,35G = 1,35 \times 1.60625 \text{ kn /ml.}$$

$$N_u = 2,168 \text{ kn /ml.}$$

Moment de flexion dû à Q :

$$M_u = 1,5 \times M = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ kn.m}$$

➤ **A L'ELS:**

La combinaison de charge est :

Q+G

Effort normal dû à G :

$$N_s = 1.60625 \text{ kn.}$$

Moment de flexion dû Q :

$$M_s = 0,6 \text{ kn.m}$$

III-1-2 Ferrailage de l'acrotère à L'(ELU) :

Le calcul sera déterminé en flexion composée à L'ELU ; on considère une section rectangulaire (BxH), sous un effort normal Nu et un moment de flexion Mu.

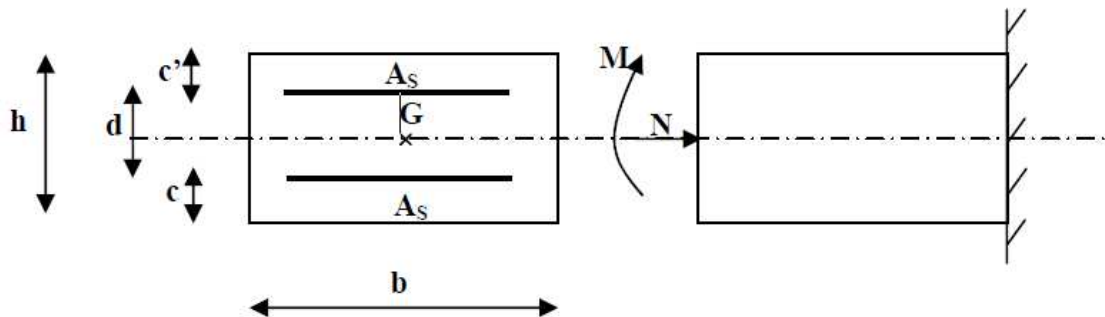


Figure III.2 : Section rectangulaire soumise à la flexion

h : (épaisseur de la section) = 10cm.

b : (largeur de la section) = 100cm.

c et **c'** : (enrobage) = 3cm.

d : (la hauteur utile) : $h - c = 7 \text{ cm.}$

III-1-2-1 Position du centre de pression :

$$e_u = M_u / N_u = 0,9 / 2,168 = 0,415 \text{ m} = 41,5 \text{ cm.}$$

$$(h / 2) - c = 10 / 2 - 3 = 2 \text{ cm.}$$

$e_u > [(h/2) - c]$ d'où le centre de pression (point d'application de l'effort normal) à l'extérieur de la section limitée par les armatures, l'effort normal «Nu» est un effort de compression.

Donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif «Mf».

A - Moment fictif

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0,9 + 2,168(0,02) = 0,944 \text{ kn.m}$$

$(h/2 - c)$: la distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures tendues.

B - Moment réduit

$$\mu_u = M_f / b d^2 f_{bu} \quad \text{avec} \quad f_{bu} = 0,85 f_{c28} / \gamma_s$$

$$f_{bu} = 0,85 \times 25 / 1,5 = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$\mu_u = 0,944 / 1 \times (0,07)^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3 = 0,0136$$

$\mu_u \leq U\ell = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée.

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,0136 \rightarrow B = 0,995$$

C - Les armatures fictives

$$A_f = M_f / \beta \cdot d \cdot \sigma_{st} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_f = 0,389 \text{ cm}^2$$

III-1-2-2 Calcul en flexion composée :**• Armatures réelles**

$$A_s = A_f \cdot N_u / \sigma_s = 0,389 \cdot 2,168 \cdot 10^3 / 348 \cdot 10^2 = 0,33 \text{ cm}^2$$

III-1-3 Vérification à l'ELU :**III-1-3-1 Condition de non fragilité : [Art BAEL 91] :****• Armatures principale**

$A > A_{min}$

$$A_{min} = \frac{0,23 f_{t28} b d (e_s - 0,445 d)}{f_e (e_s - 0,185 d)}$$

$$e_s = M_s / N_s = 0,6 / 1,60625 = 0,373 \text{ m} = 37,30 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 0,06 \cdot (25) + 0,6 = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot 100 \cdot 7,2 \cdot 1 / 400 = [37,30 - 0,455 \cdot 7 / 37,30 - 0,185 \cdot 7] = 0,802 \text{ cm}^2$$

$A_{min} > A_s = 0,330 \Rightarrow$ la section n'est pas vérifiée.

Donc on adopte une section : $A_s = A_{min} = 0,802 \text{ cm}^2$.

Soit : 4HA8 $\Rightarrow A_s = 2,01 \text{ cm}^2$.

Avec un espacement : $St = 100 / 4 = 25 \text{ cm}$.

• Armatures de répartition

$$A_r = A_s / 4 = 2,01 / 4 = 0,50 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit 4Ø8 $\Rightarrow A_r = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

Avec un espacement : $St = 60 / 4 = 15 \text{ cm}$.

III-1-3-2 Vérification de l'écartement dans les barres :

• **Armatures verticales**

$$A=2,01\text{cm}^2.$$

$$St \leq \min \{3h, 33\text{cm}\} = \min \{30,33\text{cm}\} = 30\text{cm}.$$

Soit $St=25\text{cm}$.

• **Armatures de répartition**

$$St \leq \min \{4h, 45\text{cm}\} = \min \{40,45\text{cm}\} = 40\text{cm}.$$

Soit $St=33\text{cm}$.

III-1-3-3 Vérification au cisaillement : [BAEL 91 Art 5.1.1] :

La fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min (0,15 f_{c28}, 4\text{Mpa}).$$

$$\tau_u = V_u / b.d.$$

Avec :

V_u : effort tranchant max à l'ELU.

$$V_u = 1,5Q = 1,5\text{kn}$$

$$\tau_u = 1,5 \cdot 10^3 / 1000 \cdot 70 = 0,021\text{Mpa} < 3,75\text{Mpa}.$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ condition vérifiée (pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

III-1-3-4 Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91 ART 6-13) :

Pour connaître le comportement de l'interface entre le béton et de l'acier de béton armé, on

doit vérifier que : $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$ Avec $\tau_{se} = V_u / 0,9d \Sigma U_i$

($\psi_s = 1,5 \Rightarrow$ haute adhérences)

Avec : $V_u = 1,5 \text{ KN}$

$\Sigma U_i =$ somme des périmètres des barres

$$\Sigma U_i = n \times \emptyset \times \pi = 4 \times 0,8 \times 3,14 = 10,05 \text{ cm} = 100,5 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = 1,5 \cdot 10^3 / 0,9 \times 70 \times 100,5 \Rightarrow \tau_{se} = 0,236\text{Mpa}.$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{Mpa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$ condition vérifiée

Conclusion : il ya pas risque d'entraînement des barres : donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• **Espacement des armatures**

Armatures principales : $St = 25\text{cm}$.

Armatures de répartitions : $St = 25\text{cm}$.

III-1-3-5 Ancrage des armatures :

Pour avoir un bon encrage droit, il faut mettre en œuvre un encrage qui est défini par sa longueur de scellement droit(Ls).

Avec :

$$-L_s = \sigma_{fe} / 4\tau_{su} \text{ et } \tau_{su} = 0,6\psi_s^2 f_{t28}$$

$$-\tau_{su} = 0,6(1,5)^2(2,1) = 2,835 \text{ Mpa.}$$

$$L_s = 0,8(400) / 4(2,835) = 28,22 \text{ cm.}$$

Soit $L_s = 30 \text{ cm.}$

III-1-4 Vérification des contraintes à l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

III-1-4-1 Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}} = \min (2/3 f_{te}, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}).$$

On a des aciers : HA : $\phi \geq 6 \text{ mm}$

FeE400 $\Rightarrow \eta = 1,6$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min (2/3 \cdot 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1})$$

$$= \min (266,66, 201,63).$$

$$\overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ Mpa.}$$

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

β_1 : est fonction de ρ :

$$\rho = 100 A_s / b \cdot d = 100 \cdot 2,01 / 100,7 = 0,287 \Rightarrow \beta_1 = 0,914.$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 0,6 \cdot 10^6 / 2,01 \cdot 0,914 \cdot 70 = 46,656 \text{ Mpa.}$$

$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}} \Rightarrow$ la section est vérifiée vis à vis de l'ouverture des fissures.

III-1-4-2 Vérification des contraintes dans le béton [Art A 4.5.2 du BAEL 91] :

Pour une section rectangulaire (b×h), acier FeE400 en flexion simple, si la relation suivante est satisfaite alors il n'y a pas lieu de vérifier σ_{bc} :

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha, \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

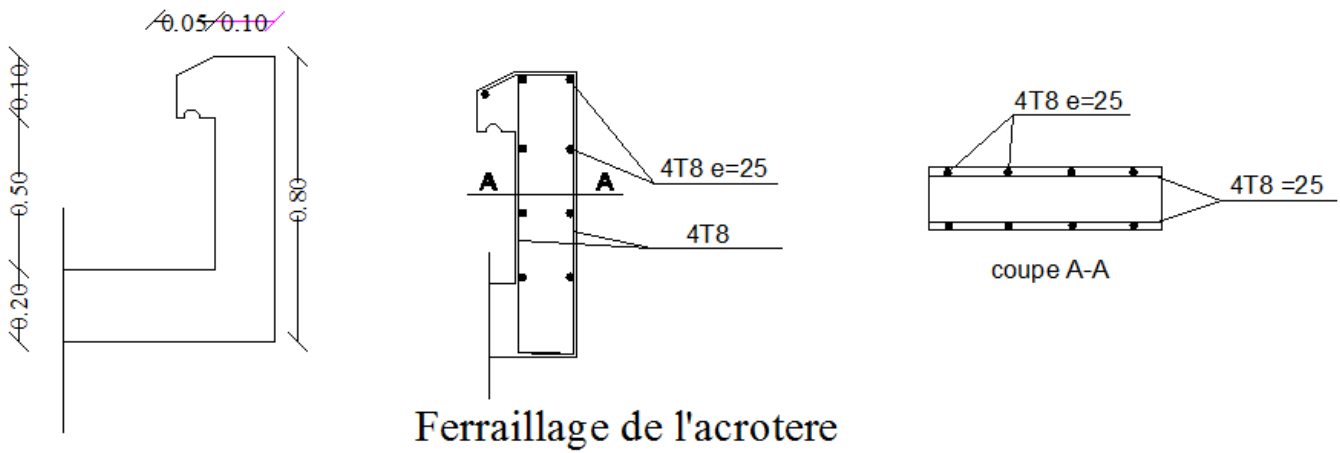
$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{0,9}{0,6} = 1,5$$

$$U_u = 0,0136 \xrightarrow{\text{Tableau}} \alpha_u = 0,0171$$

$$\alpha \leq \frac{1.5-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.25 + 0.25 = 0.50 > 0.0171 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

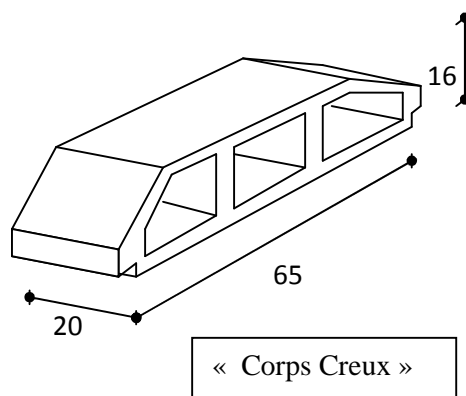
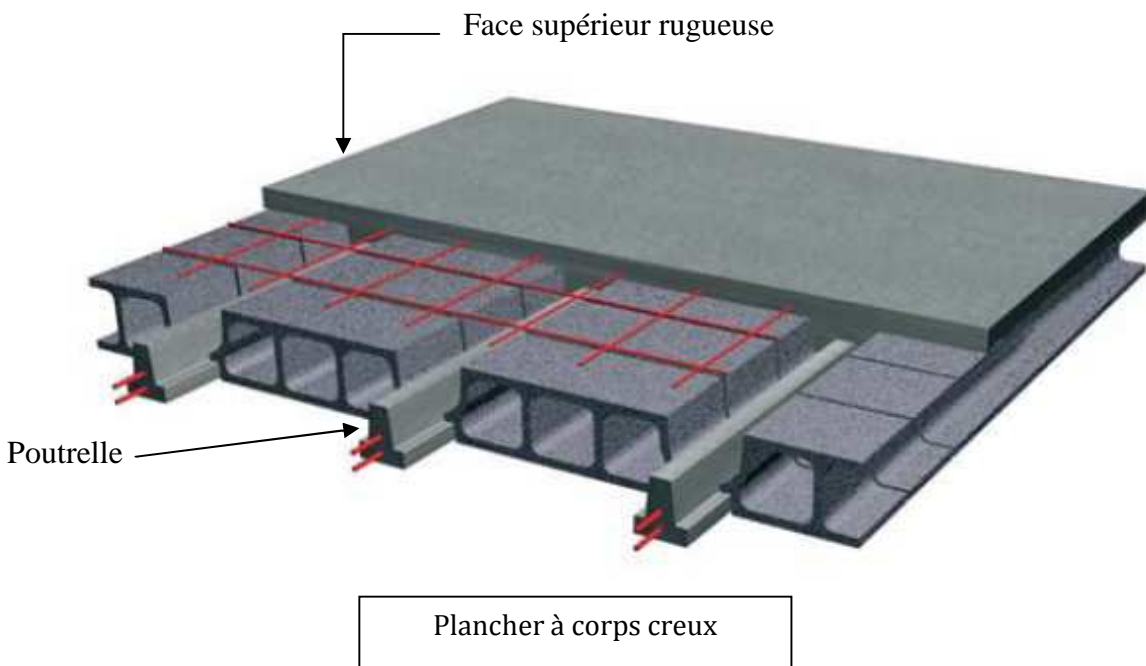
Conclusion : La section est justifiée vis-à-vis de la compression.



III.2. Etudes des planchers :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

La structure étudiée comporte des planchers à **corps creux**. Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) de dimensions $(16 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$, avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.



III.2.1. Dimensionnement des poutrelles :

A-Méthode de calcul :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leur étude s'effectue selon l'une des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

❖ **Présentation théorique de la méthode forfaitaire :**

Il s'agit d'une méthode simplifiée de calcul applicable aux planchers à surcharges modérées, tels que les planchers des constructions courantes comme les bâtiments d'habitation, les bâtiments à usage de bureaux, d'enseignement, d'hôpitaux.....

L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct. Suivant le **BAEL 91** , on peut appliquer « la méthode forfaitaire » pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée, si les conditions suivantes sont remplies :

1^{ère} Condition : $Q \leq \min (2G, 5\text{KN/m}^2)$

- Plancher terrasse :

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \min (11.66, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2 \text{ CV}$$

- Plancher étage courant:

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min (10.90, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2 \text{ CV}$$

2^{ème} Condition: $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

- $0.8 \leq \frac{3.70}{3.35} = 1.11 \leq 1.25$ **CV**

- $0.8 \leq \frac{3.35}{3.70} = 0.91 \leq 1.25$ **CV**

- $0.8 \leq \frac{3.70}{3.45} = 1.07 \leq 1.25$ **CV**

- $0.8 \leq \frac{3.45}{3.70} = 0.93 \leq 1.25$ **CV**

3^{ème} Condition : les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité « I = constante » **CV**

4^{ème} Condition : la fissuration est considérée comme non préjudiciable à terme du béton.

—————> D’après cette vérification, toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul se fera par « la méthode forfaitaire ».

B. Application de la méthode :

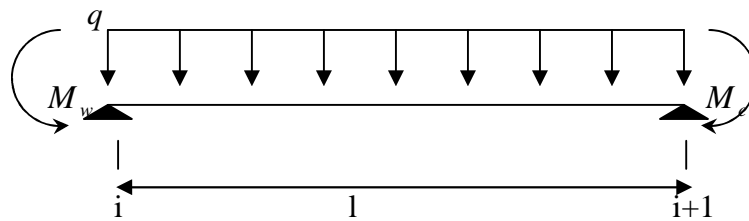
Soit : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ (le rapport des charges d’exploitations à la somme des charges permanentes

en valeur non pondérée).

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

M_w ; M_e : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et droite dans la travée considérée.

M_t : moment maximal dans la travée considérée.



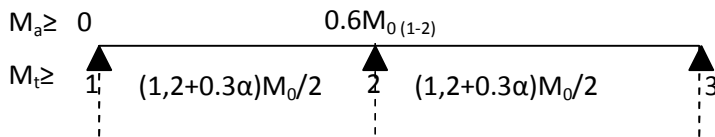
D’après les règles de **BAEL91** les valeurs de M_w , M_e et M_t doivent vérifier les conditions **BAEL91** les valeurs de M_w , M_e et M_t doivent vérifier les conditions :

1 • $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max [(1+0.3 \alpha) M_0 ; 1.05 M_0]$

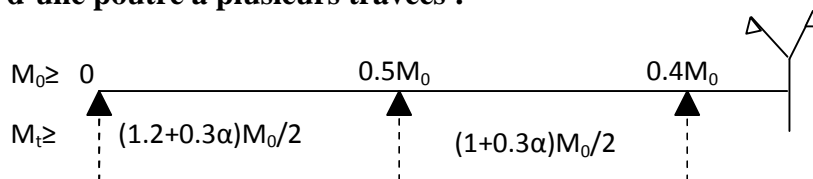
2 • $\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq (1+0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{ Dans une travée intermédiaire} \\ M_t \geq (1.2+0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{ Dans une travée de rive} \end{array} \right.$

Les valeurs minimales des moments :

- cas d’une poutre à deux travées : $M_{0(1-2)} = \max (M_{01} ; M_{02})$



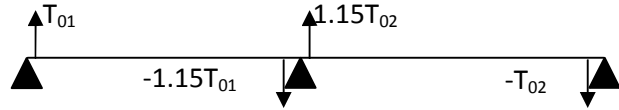
- cas d’une poutre à plusieurs travées :



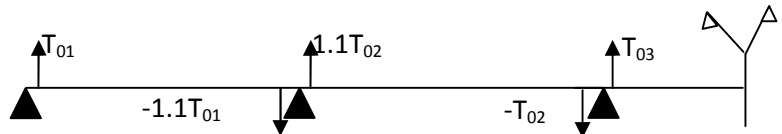
Remarque : dans le cas où l'appui de rive est solidaire d'un poteau ou d'une poutre ; il convient de disposer sur cet appui des aciers supérieurs pour équilibrer un moment au moins égale à : $M_a = -0.15M_0$

Les efforts tranchants :

- cas d'une poutre à deux travées :



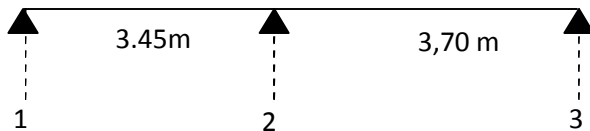
- cas d'une poutre à plusieurs travées :



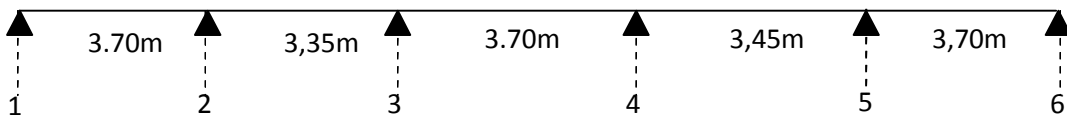
III-3. Plancher terrasse :

Dans ce plancher on a trois types des poutrelles :

Type « 01 »



Type «02 »



Charge permanente : $G = 5.83 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

-Calcul des constantes :

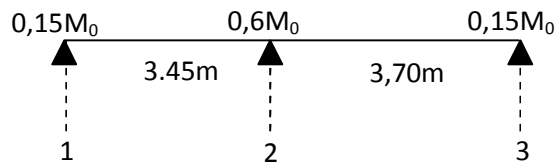
$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1}{1+5.83} = \mathbf{0.146}$$

$$(1+0.3 \alpha) = (1+0.3 \times 0.146) = \mathbf{1.044}$$

$$(1+0.3 \alpha) / 2 = (1+0.3 \times 0.146) / 2 = \mathbf{0.522}$$

$$(1.2+0.3 \alpha) / 2 = (1.2+0.3 \times 0.146) / 2 = \mathbf{0.622}$$

III.3.1.Type «01 » :



A) Calcul à l'E.L.U :

Combinaison de charge : (Le calcul se fait pour une bande de $b=65\text{cm}$)

$$q_u = (1,35.G+1,5.Q).b$$

$$q_u = (1.35 \times 5.83 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = \mathbf{6.090 \text{ KN/ml}}$$

Calcul les moments :

-Moment isostatique : $M_0 = q_u \cdot L^2 / 8$

$$L=3,45\text{m}: M_{0(1-2)} = 6.090 \times (3.45)^2 / 8 = \mathbf{9.06 \text{ KN.m}}$$

$$L=3.70 \text{ m}: M_{0(2-3)} = 6.090 \times (3.70)^2 / 8 = \mathbf{10.42 \text{ KN.m}}$$

-Moments sur appui :

$$M_{a1} = 0,15M_{0(1-2)} = 0.15 \times 9.06 = \mathbf{1.359 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a2} = 0,6M_{0(1-2)} = 0.6 \times 9.06 = \mathbf{5.436 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a3} = 0,15M_{0(2-3)} = 0.15 \times 10.42 = \mathbf{1.563 \text{ KN.m}}$$

-Moments en travée :

Travée (1-2): travée de rive

$$Mt_{(1-2)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.044 \times (9.06) - (1.359 + 5.436) / 2 = 6.061 \text{ KN.m} \\ 0.622 \times 9.06 = 5.635 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\mathbf{Mt_{(1-2)} = 6.061 \text{ KN.m}}$$

Travée (2-3): travée de rive

$$Mt_{(2-3)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.044 (10.42) - (1.359 + 5.436) / 2 = 7.48 \text{ KN.m} \\ 0.622 \times 10.42 = 6.481 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\mathbf{Mt_{(2-3)} = 7.48 \text{ KN.m}}$$

-Calcul des efforts tranchants :

$$T^w_{(1-2)} = q_u L / 2 = 6.090 \times 3.45 / 2 = \mathbf{10.505 \text{ KN}}$$

$$T^e_{(1-2)} = 1.15 T^w_{(1-2)} = 1.15 \times 10.505 = \mathbf{12.080 \text{ KN}}$$

$$T^w_{(2-3)} = 1.15 q_u L / 2 = 1.15 \times 6.090 \times 3.7 / 2 = \mathbf{12.956 \text{ KN}}$$

$$T^e_{(2-3)} = q_u L / 2 = 6.090 \times 3.7 / 2 = \mathbf{11.266 \text{ KN}}$$

B) Calcul à l'E.L.S:

Combinaison à l'E.L.S :

$q_s = (Q+G).b = (5.83+1) \times 0.65 = 4.439 \text{ KN/ml}$ (Pour une bande de 0.65m)

Calcul les moments :

-Moment isostatique : $M_0 = q_s \cdot L^2 / 8$

$L=3.45\text{m}: M_{0(1-2)} = 4.439 \times (3.45)^2 / 8 = 6.599 \text{ KN.m}$

$L=3,7\text{m}: M_{0(2-3)} = 4.439 \times (3.7)^2 / 8 = 7.591 \text{ KN.m}$

-Les moments sur appuis :

$M_{a1} = 0,15M_{0(1-2)} = 0.15 \times 6.599 = 0.989 \text{ KN.m}$

$M_{a2} = 0,60M_{0(1-2)} = 0.6 \times 6.589 = 3.959 \text{ KN.m}$

$M_{a3} = 0,15M_{0(2-3)} = 0.15 \times 7.591 = 1.138 \text{ KN.m}$

-Les moments en travées:

Travée (1-2): travée de rive

$$M_{t(1-2)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.044 (6.599) - (0.989 + 3.959) / 2 = 4.715 \text{ KN.m} \\ 0.622 \times 6.599 = 4.104 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$M_{t(1-2)} = 4.715 \text{ KN.m}$

Travée (2-3): travée de rive

$$M_{t(2-3)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.044 (7.591) - (1.138 + 3.959) / 2 = 5.376 \text{ KN.m} \\ 0.622 \times 7.591 = 4.721 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$M_{t(2-3)} = 5.376 \text{ KN.m}$

C) Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

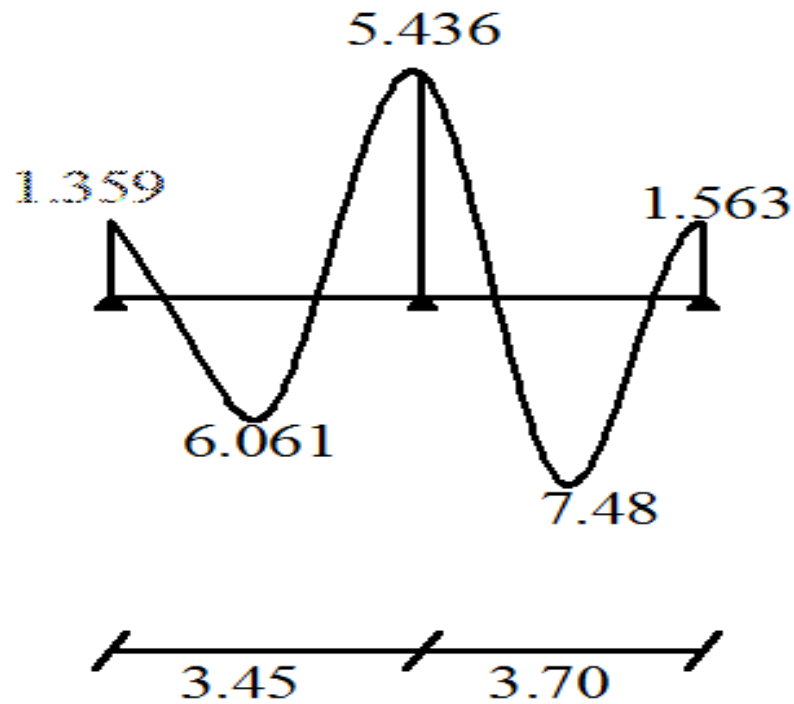


Diagramme des moments à L'.ELU

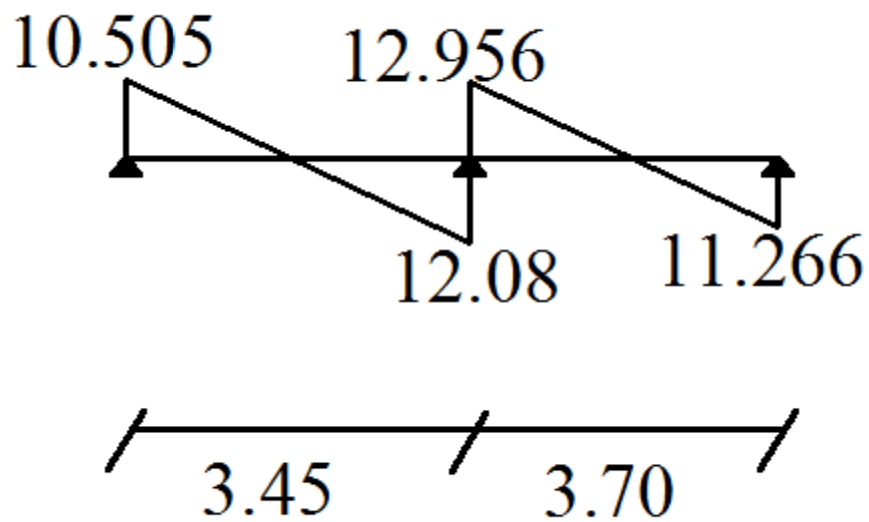


Diagramme des efforts tranchants à L'.ELU

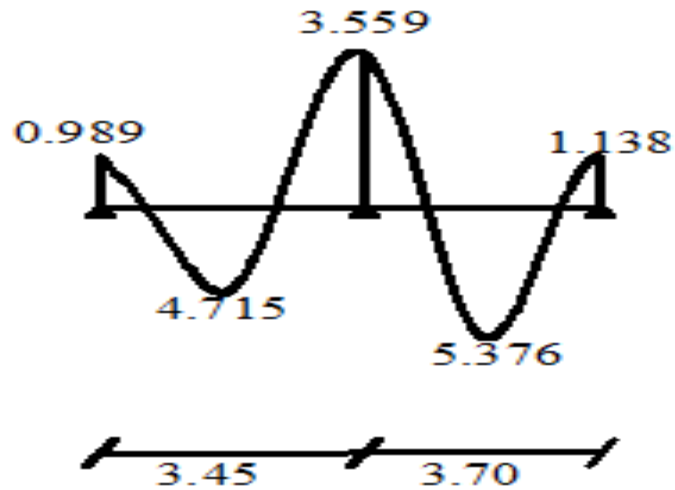


Diagramme des moments à l'E.L.S.

D) Ferrailage de la poutrelle « type01 » :

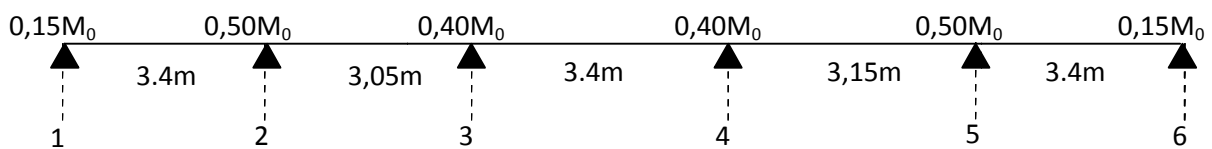
Tableau de calcul :

SECTION	M _U (KN.M)	B (CM)	D (CM)	μ	α	Z (M)	A _S (CM ²)	A _{SMIN}	A _{ADOPTEE}
1	1.359	12	18	0.0246	0.0311	0.1777	0.219	0.260	1T10=0.79
1-2	9.06	65	18	0.0303	0.0269	0.1680	1.549	1.413	3T10=2.36
2	5.436	12	18	0.0987	0.130	0.1706	0.915	0.260	2T10=1.57
2-3	10.42	65	18	0.0349	0.0444	0.1768	1.693	1.413	3T10=2.36
3	1.563	12	18	0.0283	0.0358	0.1774	0.253	0.260	1T10=0.79

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) ; \quad Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} ; \quad A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

III.3.3. Type « 02 » :



A) Calcul à l'E.L.U :

Combinaison de charge : (Le calcul se fait pour une bande de $b=65\text{cm}$)

$$q_u = (1,35.G + 1,5.Q).b$$

$$= (1,35 \times 5,83 + 1,5 \times 1) \times 0,65 = \mathbf{6,090 \text{ KN/ml}}$$

Calcul les moments :

-Moment isostatique : $M_0 = q_u \cdot L^2 / 8$

$L=3,70\text{m}$: $M_{0(1-2)} = 6,090 \times (3,70)^2 / 8 = \mathbf{10,42 \text{ KN.m}}$

$L=3,35\text{m}$: $M_{0(2-3)} = 6,090 \times (3,35)^2 / 8 = \mathbf{8,54 \text{ KN.m}}$

$L=3,70\text{m}$: $M_{0(3-4)} = 6,090 \times (3,4)^2 / 8 = \mathbf{10,42 \text{ KN.m}}$

$L=3,45\text{m}$: $M_{0(4-5)} = 6,090 \times (3,45)^2 / 8 = \mathbf{9,06 \text{ KN.m}}$

$L=3,70 \text{ m}$: $M_{0(5-6)} = 6,090 \times (3,70)^2 / 8 = \mathbf{10,42 \text{ KN.m}}$

Moments sur appui :

$M_{a1} = 0,15 M_{0(1-2)} = 0,15 \times 10,42 = \mathbf{1,563 \text{ KN.m}}$

$M_{a2} = 0,5 M_{0(1-2)} = 0,5 \times 10,42 = \mathbf{5,21 \text{ KN.m}}$

$M_{a3} = 0,4 M_{0(2-3)} = 0,4 \times 8,54 = \mathbf{3,416 \text{ KN.m}}$

$M_{a4} = 0,4 M_{0(4-5)} = 0,4 \times 9,06 = \mathbf{3,624 \text{ KN.m}}$

$M_{a5} = 0,5 M_{0(5-6)} = 0,5 \times 10,42 = \mathbf{5,21 \text{ KN.m}}$

$M_{a6} = 0,15 M_{0(5-6)} = 0,15 \times 10,42 = \mathbf{1,563 \text{ KN.m}}$

-Moments en travée:

Travée (1-2): travée de rive

$$M_{t(1-2)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1,044 (10,42) - (1,563 + 5,21) / 2 = 7,491 \text{ KN.m} \\ 0,622 \times 10,42 = 6,481 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\mathbf{W_{mt(1-2)} = 7,491 \text{ KN.m}}$$

Travée (2-3) : travée intermédiaire :

$$M_{t(2-3)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1,044 (8,54) - (5,21 + 3,416) / 2 = 4,602 \text{ KN.m} \\ 0,522 \times 8,54 = 4,457 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\mathbf{M_{t(2-3)} = 4,602 \text{ KN.m}}$$

Travée (3-4) : travée intermédiaire :

$$M_{t(3-4)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1,044 (10,42) - (3,416 + 3,624) / 2 = 7,358 \text{ KN.m} \\ 0,522 \times 10,42 = 5,439 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\mathbf{M_{t(3-4)} = 7,358 \text{ KN.m}}$$

Travée (4-5): travée intermédiaire :

$$M_{t(4-5)} : \max \begin{cases} 1.044 (9.06) - (5.21+3.416)/2 = 5.145 \text{ KN.m} \\ 0.522 \times 9.06 = 4.729 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{t(4-5)} = 5.145 \text{ KN.m}$$

Travée (5-6): travée de rive :

$$M_{t(5-6)} : \max \begin{cases} 1.044 (10.42) - (5.21+1.563)/2 = 7.491 \text{ KN.m} \\ 0.622 \times 10.42 = 6.481 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{t(5-6)} = 7.491 \text{ KN.m}$$

-Calcul des efforts tranchants : $T = q_u \cdot L/2$

$$T_{(1-2)}^w = q_u \cdot L/2 = 6.090 \times 3.7/2 = 11.266 \text{ KN}$$

$$T_{(1-2)}^e = 1,1 T_{(1-2)}^w = 1.1 \times 11.266 = 12.392 \text{ KN}$$

$$T_{(2-3)}^w = 1,1 q_u \cdot L/2 = 1.1 \times 6.090 \times 3.35/2 = 11.220 \text{ KN}$$

$$T_{(2-3)}^e = q_u \cdot L/2 = 6.090 \times 3.35/2 = 10.200 \text{ KN}$$

$$T_{(3-4)}^w = q_u \cdot L/2 = 6.090 \times 3.7/2 = 11.266 \text{ KN}$$

$$T_{(3-4)}^e = q_u \cdot L/2 = 6.090 \times 3.7/2 = 11.266 \text{ KN}$$

$$T_{(4-5)}^w = q_u \cdot L/2 = 6.090 \times 3.45/2 = 10.505 \text{ KN}$$

$$T_{(4-5)}^e = 1,1 q_u \cdot L/2 = 1.1 \times 6.090 \times 3.45/2 = 11.555 \text{ KN}$$

$$T_{(5-6)}^w = 1,1 q_u \cdot L/2 = 1.1 \times 6.090 \times 3.7/2 = 12.392 \text{ KN}$$

$$T_{(5-6)}^e = q_u \cdot L/2 = 6.090 \times 3.4/2 = 11.266 \text{ KN}$$

B) Calcul à l'E.L.S:

$$q_s = (Q+G) \cdot b = (5.83+1) \times 0.65 = 4.439 \text{ KN/ml}$$

Moment isostatique : $M_0 = q_s \cdot L^2/8$

$$L=3,4\text{m}: M_{0(1-2)} = 4.439 \times (3.7)^2/8 = 7.596 \text{ KN.m}$$

$$L=3,05\text{m}: M_{0(2-3)} = 4.439 \times (3.35)^2/8 = 6.227 \text{ KN.m}$$

$$L=3.4\text{m}: M_{0(3-4)} = 4.439 \times (3.7)^2/8 = 7.596 \text{ KN.m}$$

$$L=3,15\text{m}: M_{0(4-5)} = 4.439 \times (3.45)^2/8 = 6.604 \text{ KN.m}$$

$$L=3.4 \text{ m} : M_{0(5-6)} = 4.439 \times (3.7)^2/8 = 7.596 \text{ KN.m}$$

Moment sur appuis:

$$M_{a1} = 0,15 M_{0(1-2)} = 0.15 \times 7.596 = 1.139 \text{ KN.m}$$

$$M_{a2} = 0,5 M_{0(1-2)} = 0.5 \times 7.596 = 3.798 \text{ KN.m}$$

$$M_{a3} = 0,4 M_{0(2-3)} = 0.4 \times 6.227 = 2.490 \text{ KN.m}$$

$$M_{a4}=0,4 M_0(4-5)=0.4 \times 6.604 = \mathbf{2.641 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a5}=0,5 M_0(5-6)=0.5 \times 7.596 = \mathbf{3.798 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a6}=0,15 M_0(5-6)=0.15 \times 7.596 = \mathbf{1.139 \text{ KN.m}}$$

-Moments en travée:

Travée (1-2): travée de rive :

$$M_{t(1-2)} : \max \begin{cases} 1.044 (7.596) - (1.139 + 3.798)/2 = 5.461 \text{ KN.m} \\ 0.622 \times 7.596 = 4.724 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mathbf{M_{t(1-2)} = 5.461 \text{ KN.m}}$$

Travée (2-3): travée intermédiaire :

$$M_{t(2-3)} : \max \begin{cases} 1.044 (6.227) - (3.798 + 2.490)/2 = 3.356 \text{ KN.m} \\ 0.522 \times 6.227 = 3.250 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mathbf{M_{t(2-3)} = 3.356 \text{ KN.m}}$$

Travée (3-4): travée intermédiaire:

$$M_{t(3-4)} : \max \begin{cases} 1.044 (7.596) - (2.490 + 2.641)/2 = 5.364 \text{ KN.m} \\ 0.522 \times 7.596 = 3.965 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mathbf{M_{t(3-4)} = 5.364 \text{ KN.m}}$$

Travée (4-5): travée intermédiaire

$$M_{t(4-5)} : \max \begin{cases} 1.044 (5.505) - (2.202 + 3.207)/2 = 3.042 \text{ KN.m} \\ 0.522 \times 5.505 = 2.873 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mathbf{M_{t(4-5)} = 3.042 \text{ KN.m}}$$

Travée (5-6): travée de rive :

$$M_{t(5-6)} : \max \begin{cases} 1.044 (6.604) - (2.641 + 3.798)/2 = 3.675 \text{ KN.m} \\ 0.622 \times 6.604 = 4.107 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mathbf{M_{t(5-6)} = 4.107 \text{ KN.m}}$$

C) Digrammes des moments et efforts tranchants :

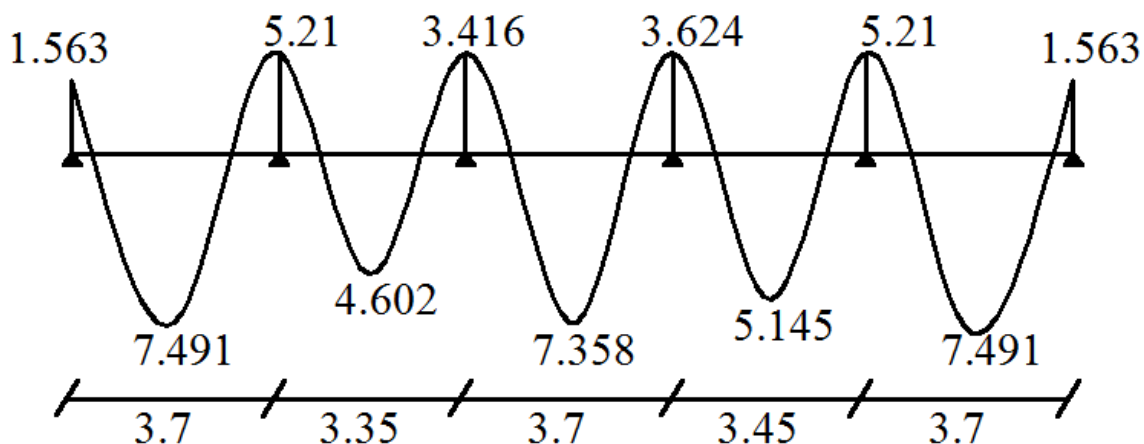


Diagramme des moments à L'.ELU

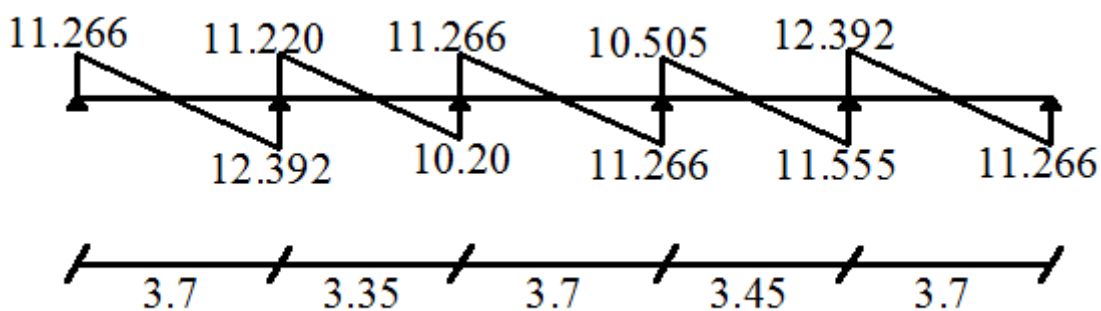


Diagramme des efforts tranchants à L'.ELU

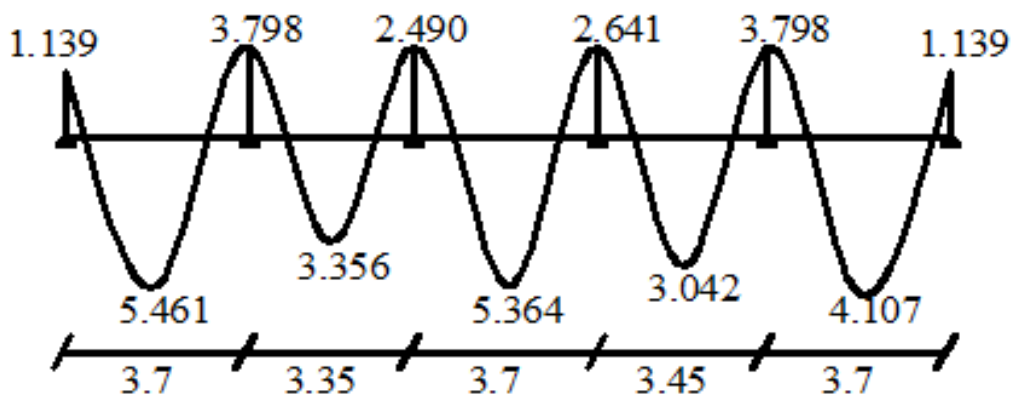


Diagramme des moments à l'E.L.S.

D) Ferrailage de la poutrelle« type3» :

-le moment de la table de compression :

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot (d - h_0/2) \dots \dots \dots \text{BAEL91}$$

$$M_t = 0,65 \cdot 0,04 \cdot 14,17 \cdot (0,18 - 0,02) \cdot 10^{-3} = \mathbf{58,947 \text{ KN.m}}$$

$M_t \geq M_{\max} \rightarrow$ Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression ; et la section sera calculée comme une section rectangulaire : $b \times h = (65 \times 20) \text{ cm}^2$

pour le calcul on utilise les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) \quad ; \quad Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Les résultats dans le tableau :

Appuis et travées	M _u (KN.m)	b (cm)	d (cm)	μ	α	Z (m)	A _s (cm ²)	A _{min}	A _{dopté} (cm ²)
1	1.563	12	18	0.0283	0.0358	0.1774	0.253	0.260	1T10=0,79
1-2	10.42	65	18	0.0349	0.0444	0.1768	1.693	1.413	3T10=2,36
2	5.21	12	18	0.0946	0.124	0.1710	0.875	0.260	2T10=1,57
2-3	8.54	65	18	0.0286	0.0362	0.1773	1.384	1.413	2T10=1,57
3	3.416	12	18	0.0620	0.080	0.1742	0.563	0.260	1T10=0,79
3-4	10.42	65	18	0.0349	0.0444	0.1768	1.693	1.413	3T10=2,36
4	3.624	12	18	0.0658	0.0851	0.1738	0.599	0.260	1T10=0,79
4-5	9.06	65	18	0.0303	0.0384	0.1772	1.469	1.413	2T10=1,57
5	5.21	12	18	0.0946	0.124	0.1710	0.875	0.260	2T10=1,57
5-6	10.42	65	18	0.0349	0.0444	0.1768	1.693	1.413	3T10=2,36
6	1.563	12	18	0.0283	0.0358	0.1778	0.213	0.260	1T10=0,79

III.3.4Vérification à l'E.L.U :

-condition de non fragilité :

- en travée :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1 / 400 = \mathbf{1,413 \text{ cm}^2}$$

$$1,57 \text{ cm}^2 \geq 1,413 \text{ cm}^2 \quad \dots \dots \dots \text{CV}$$

-sur appui :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \times 10 \times 18 \times 2,1 / 400 = \mathbf{0,260 \text{ cm}^2}$$

$$0.79\text{cm}^2 \geq 0.260\text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

-Vérification contrainte tangentielle du béton :

$$T_{u_{\max}} = 12.956 \text{ KN}$$

***fissuration non préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2 \cdot f_{c28} / \gamma_b; 4\text{MPa}) = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{12,956 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,18} = 0,599\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,599\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

-Calcul des Armatures transversale :

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(200 / 35; 100 / 10; 10)\text{mm} = 5,71\text{mm}$$

On adopte un cadre $\phi 6 \longrightarrow$ **1 cadre T8**

$$\Rightarrow A_t = 2 \text{ T8} = 1,01 \text{ cm}^2$$

-Espacement des armatures transversales:

$$S_t \leq \min(0,9 \cdot d; 40\text{cm}) = \min(0,9 \cdot 18; 40\text{cm}) = \mathbf{16,2\text{cm}}$$

On adopte: **S_t=15cm**

Vérification de la compression du béton vis avis de l'effort tranchant:

-sur appui de rive :

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \cdot T_u}{b_0 \cdot 0,9d} = 2 \cdot \frac{12,956}{0,12 \cdot 0,9 \cdot 0,18 \cdot 10^3} = 1,332\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \cdot 25}{1,5} = 13,33\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1,332\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 13,33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

-Appui intermédiaire :

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \cdot T_u}{b_0 \cdot 0,9d} = \frac{2 \cdot 12,392}{0,12 \cdot 0,9 \cdot 0,18 \cdot 10^3} = 1,274\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,274\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 13,3\text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

III.3.5.Vérification à l'E.L.S :

-Vérification des contraintes :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} ; \quad \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

En travée (5-6) : $\alpha = 0,0444$

$$\gamma = 6.327 / 4.612 = 1.372$$

$$(\gamma - 1) / 2 + f_{c28} / 100 = (1.372 - 1) / 2 + 25 / 100 = 0.413$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.0444 \leq 0.413 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Appui de rive : $\alpha = 0.0358$

$$\gamma = 1.320 / 0.962 = 1.372$$

$$(\gamma - 1) / 2 + f_{c28} / 100 \Rightarrow (1.372 - 1) / 2 + 25 / 100 = 0.413$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.0358 \leq 0.413 \dots\dots\dots \text{CV}$$

-Appui intermédiaire : $\alpha = 0.1038$

$$\gamma = 4.4 / 3.207 = 1.372$$

$$(\gamma - 1) / 2 + f_{c28} / 100 = (1.372 - 1) / 2 + 25 / 100 = 0.413$$

$$\alpha = 0.1038 < 0.413 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Condition de la flèche :

$$h / L \geq 1 / 22.5 \Rightarrow 0.2 / 3.4 = 0.0588 \geq 1 / 22.5 = 0.044 \dots\dots\dots \text{CV}$$

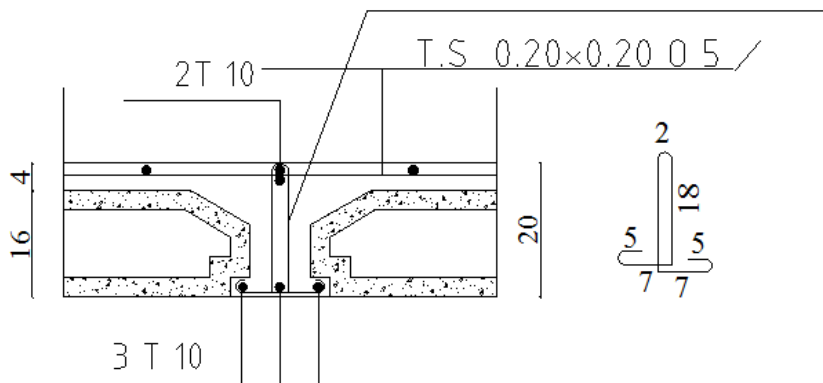
$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15.M_0} \Rightarrow 0.20 / 3.4 = 0.0588 \geq 4.612 / 15 \times 6.414 = 0.0479 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow 1.57 / 12 \times 18 = 0.0072 \leq 3.6 / 400 = 0.009 \dots\dots\dots \text{CV}$$

\Rightarrow Donc le calcul de la flèche est inutile

Ferrailage des planchers :

Cod T8 esp 20 cm l=62 cm



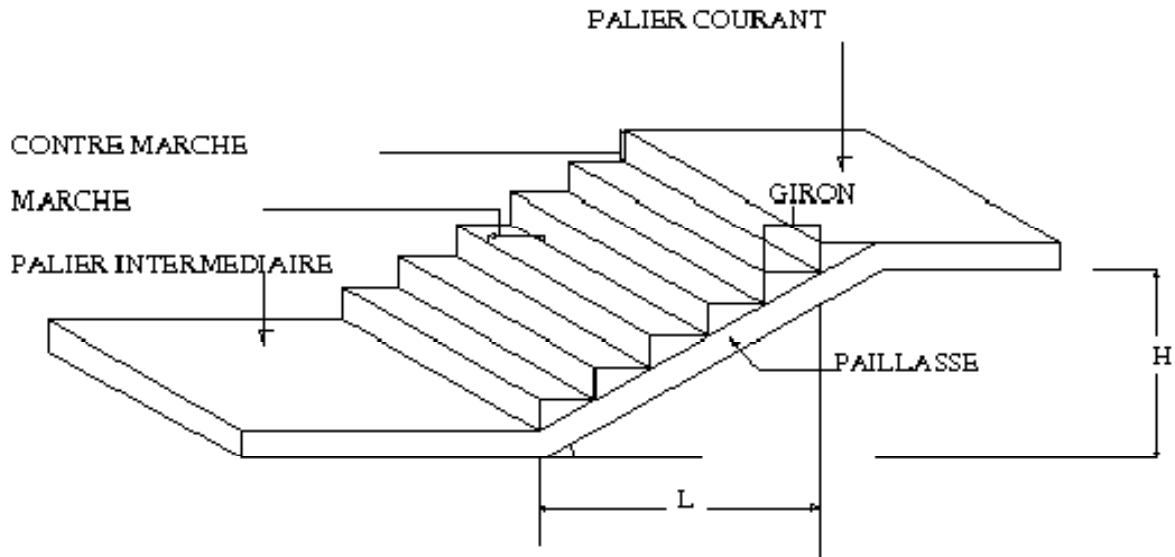
Conclusion :

Vu que les cas les plus défavorables sont dans la structure 1 et que le ferrailage est calculé avec les sections minimales, on optera pour le même ferrailage pour la deuxième structure.

III-4) Les escaliers :

III-4-1) Définition :

Les escaliers constituant le bâtiment sont en béton armé coulé sur place, permettant la circulation verticale entre les différents niveaux ; ils sont constitués de paliers et paillasse assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques.



Notations utilisées

G : giron,

h : hauteur de la contre marche,

ep : épaisseur de la paillasse,

H : hauteur de la volée,

L : longueur de la volée projetée

III-4-2) dimensionnement d'escalier :

Le choix de dimension en fonction du condition d'utilisateur et de destination de l'ouvrage ; pratiquement on doit remplir les conditions suivantes :

- Pour passer d'un étage à l'autre facilement, on prend « h » entre 14 et 20cm :

$$14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$$

Et « g » entre le 22 cm et 33cm : $22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$

- Pour vérifier que la condition convient, on utilise la

Formule empirique de « BLONDEL » : $g+2h=m$

Avec : $59\text{cm} \leq m \leq 66\text{cm}$

Dans notre cas nous avons :

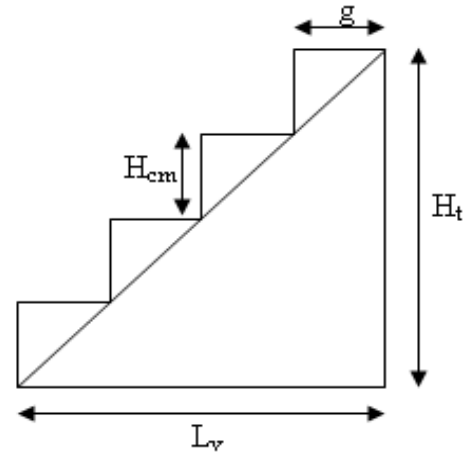
$$14 \text{ cm} \leq h = 17 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}$$

$$22 \text{ cm} \leq g = 30 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm}$$

Donc on adopte : **h = 17 cm**

g = 30 cm



. Nombre de contre marche et de marche :

$$N_{c.m} = H/2h \quad /H : \text{ hauteur libre d'étage}$$

$$N_{c.m} = 3.06/2 \times 17 = 9 \text{ contre marches}$$

$$N_m = N_{c.m} - 1 = 8 \text{ marches.}$$

. La longueur de la volée :

$$L_v = N_m \times g = 8 \times 30 = 240 \text{ cm}$$

. L'angle d'inclinaison :

$$\text{tg} \alpha = H/L = 153/240 = 0.637$$

$$\alpha = \text{cotg} (0,637) = 32,51^\circ$$

. L'épaisseur de la pailasse : est calculée suivant la condition

$$L/30 \leq e \leq L/20$$

$$L = (l^2 + H^2)^{1/2} = (240^2 + 153^2)^{1/2} = 284,62 \text{ cm}$$

$$284,62 + 210/30 \leq e \leq 284,62 + 210/20$$

$$16.48 \text{ cm} \leq e \leq 24.73 \text{ cm}$$

On adopte: **e=17cm**..... ((Pour les raisons de la vérification de la flèche))

III-4-3) Evaluation des charges :

On à un escalier à double palier

A).Le palier :

MATERIAUX	EPAISSEUR (CM)	POIDS VOLUMIQUE KN/M ³	POIDS (KN/M ²)
Carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0.40
Couche de sable	2	19	0.38
Poids propre de palier	20	25	5.00
Enduit ciment	2	18	0.36

G =	6.54	(KN/M²)
Q =	2.5	(KN/m²)

N.B : on à deux paliers de longueur ($L_1=1.20$ et $L_2=2.10$) m

Donc : $G=G_1=G_2= 5.79KN/m^2$

$Q= Q_1 =Q_2= 2.5KN/m^2$

B). La volée (paillasse) :

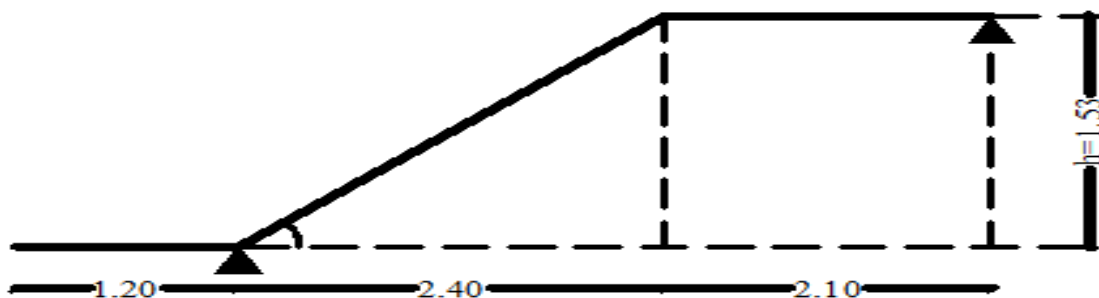
MATERIAUX	EPAISSEUR (M)	POIDS VOLUMIQUE KN/M ³	POIDS (KN/M ²)
Carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0.40
Couche de sable	2	19	0.38
Poids propre des marches	8.5	25	2.125
Poids propre de la paillasse	20	$25 \times 20 / \cos 32.51$	5.93
Enduit ciment	2	18	0.36

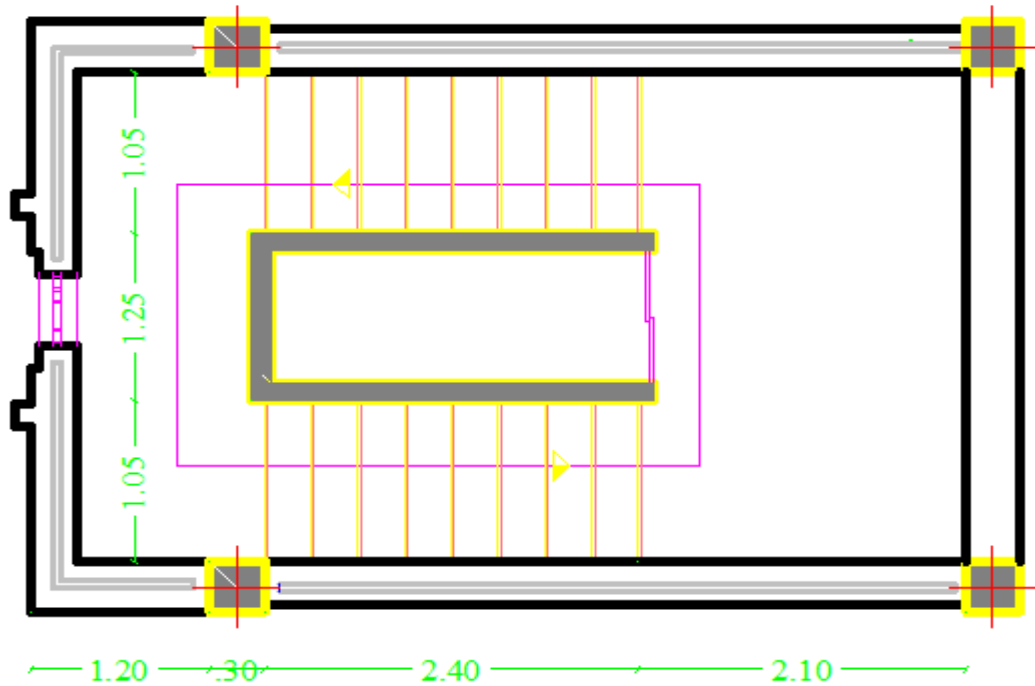
G =	9.60	(KN/M²)
Q =	2.5	(KN/m²)

III-4-4) Ferrailage d'escalier :

L'escalier est un élément qui n'est pas exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme peu nuisibles ; La section est soumise à la flexion simple.

L'enrobage : $C \geq 1$ cm soit $c = 2$ cm.





III.4.1-Combinaisons des charges :

ELU : $q_u = (1,35G + 1,5 Q) \times 1$

La volée : $q_u = (1,35 \times 9,60 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 16,71 \text{ KN/ml}$

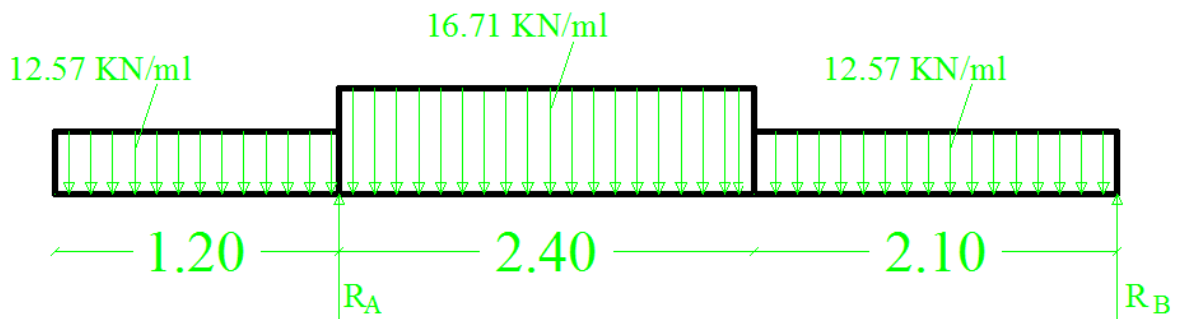
Le palier : $q_u = (1,35 \times 6,54 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 12,57 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = (G + Q) \times 1\text{m}$

La volée : $q_s = (9,60 + 2,5) \times 1 = 12,10 \text{ KN/ ml}$

Le palier : $q_s = (6,54 + 2,5) \times 1 = 9,04 \text{ KN/ m}$

III.4.2.Détermination des efforts internes à l'ELU :



D'après les formules de RDM

$R_A = 52,66 \text{ KN}$

$R_B = 28,92 \text{ KN}$

Efforts tranchants:

➤ 1er tronçon : $0 \leq X \leq 1.20\text{m}$

Pour $x = 0$ $T(0) = 0 \text{ KN}$

Pour $x = 1.20\text{m}$ $T(1.20) = -15.084 \text{ KN}$

➤ 2eme tronçon : $2.10\text{m} \leq X \leq 4.50\text{m}$

Pour $x = 2.10\text{m}$ $T(2.10) = -2.145\text{KN}$

Pour $x = 4.50\text{m}$ $T(4.50) = 37.96\text{KN}$

➤ 3eme tronçon : $0\text{m} \leq X \leq 2.10\text{m}$

Pour $x = 0\text{m}$ $T(0) = -28.92 \text{ KN}$

Pour $x = 2.10\text{m}$ $T(2.10) = -2.145 \text{ KN}$

Calcul de moment fléchissant :

➤ 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.20\text{m}$

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

$x = 1,20\text{m}$ $M(x=1, 20) = -09.05 \text{ KN m}$

➤ 2^{ème} tronçon : $2.10 \leq x \leq 4.50\text{m}$

$x = 2.10$, $M(x=2.10) = 27,72 \text{ KN m}$

$x = 4, 50$ $M(x=4,50) = -09.05 \text{ KN m}$

➤ 3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 2.10 \text{ m}$

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

$x = 2.10$ $M(x=2.10) = 27,72 \text{ KN m}$

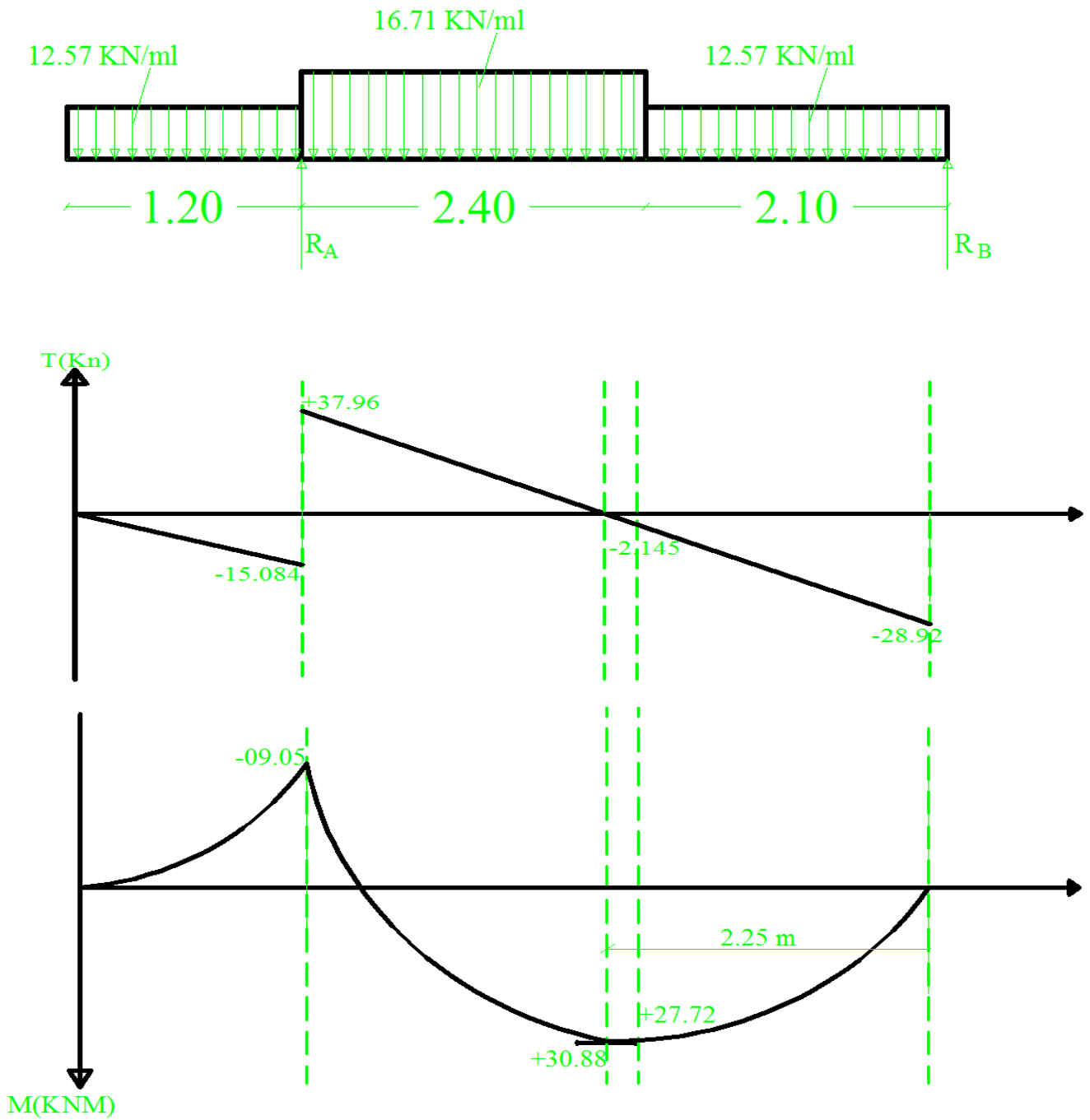


Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant pour l'étage courant à L'ELU

Afin de tenir compte des semis encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M max au niveau des appuis et en travées.

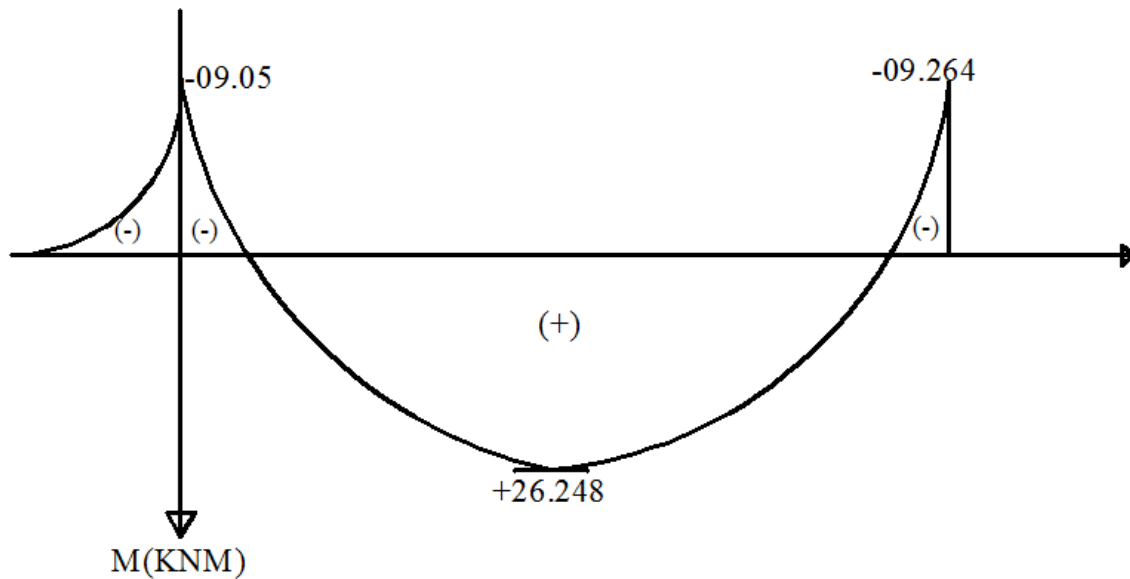
Le moment aux appuis :

$$M_{u \text{ app } A} = -09.05 \text{ KN.m}$$

$$M_{u \text{ app } B} = (-0, 3) M_{u \text{ max}} = (-0, 3) \times 30.88 = -9.264 \text{ KN.m}$$

Le moment en travée :

$$M_{ut} = (0,85) M_{u \max} = (0,85) \times 30,88 = 26,248 \text{ KN.m}$$



**Diagramme des moments fléchissant en tenant
Compte des semis encastrement**

III.4.3 Calcul des armatures :

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de (1m), en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment.

1- Aux appuis:

$$M_u^a = -9,264 \text{ KN.m} , d = 18 \text{ cm} , c = 2 \text{ cm} , b = 100 \text{ cm}$$

a- Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9,264 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,020 \leq 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu_b = 0,020 \Rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{Bd\sigma_s} = \frac{9,264 \times 10^2}{0,990 \times 18 \times 34,8} = 1,49 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA12 = 5,65 cm² avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

b- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = 0,38$$

Soit 4 HA 10 = 3,14 cm² , avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

2 -En travée :

$$M_u^t = 26.248 \text{ KN m}$$

a -Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{26.248 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.058 < 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0.058 \Rightarrow \beta = 0.970$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{26.248 \times 10^3}{0.970 \times 18 \times 348} = 4.32 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA12= 5.65cm² avec un espacement S_t = 20cm

b- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4.32}{4} = 1.08 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10= 3.14cm² avec un espacement S_t = 25cm

➤ **Vérification a l'ELU :**

A- Espacement des armatures :

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

Armatures principales ⇒ S_t < min{3h; 33cm}

$$S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Armatures de répartition ⇒ S_t < min{4h; 45cm}

$$S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

B- Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91) :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} > A_{min} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{400} = 2.17\text{cm}^2$$

- ❖ Aux appuis : A_{ad} = 5HA12 = 5.65cm² > 2.17cm² ... condition vérifiée.
- ❖ En travée : A_{ad} = 5HA12 = 5.65cm² > 2.17cm² ... condition vérifiée.

C- Vérification au cisaillement (Art A.5.1, 1/ BAE91) :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 d} \leq \overline{\tau_u}$$

Calcul de $\overline{\tau_u}$:

Pour les fissurations non préjudiciables : $\overline{\tau_u} = 3.33 \text{ Mpa}$

❖ Calcul de V_{max} :

$$V_{max} = 37.96 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 d} = \frac{37.96 \times 10^3}{1000 \times 180} \quad ; \text{Donc : } \tau_u = 0.21 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \overline{\tau_u}$Les armatures transversales ne sont pas nécessaires, condition vérifiée.

D- Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (Art. A.6.1, 3 /BAEL91) :

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \overline{\tau_{se}}$$

Calcul de $\overline{\tau_{se}}$:

$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \cdot f_{t28}$; Avec : $\Psi_s = 1.5$ (pour les aciers H.A).

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

Calcul de τ_{se} :

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times 3.14 \times 1.2 = 18.84 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{37.96 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 188.4} \quad , \quad \text{D onc: } \tau_{se} = 1.24 \text{ Mpa}$$

$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}}$ Pas de risque d'entraînement des barres, condition vérifiée.

E- Longueur du scellement droit (Art A.6.1, 22 / BAEL91) :

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Calcul de τ_{su} :

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{\varphi \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \varphi \text{ cm}$$

Pour $\varphi = 1.0 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35.27 \times 1.0 = 35.27 \text{ cm}$

Pour $\varphi = 1.2 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35.27 \times 1.2 = 42.32 \text{ cm}$

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

$$L_a = 0.4 \times 35.27 = 14.11 \text{ cm}$$

$$L_t = 0.4 \times 42.32 = 16.93 \text{ cm}$$

F- Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.5.1, 313 / BAEL91) :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0.9d} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0.9d} = \frac{2 \times 37.96 \times 10^3}{1000 \times 0.9 \times 180} = 0.47 \text{ Mpa}$$

$$\frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0.9d} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

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

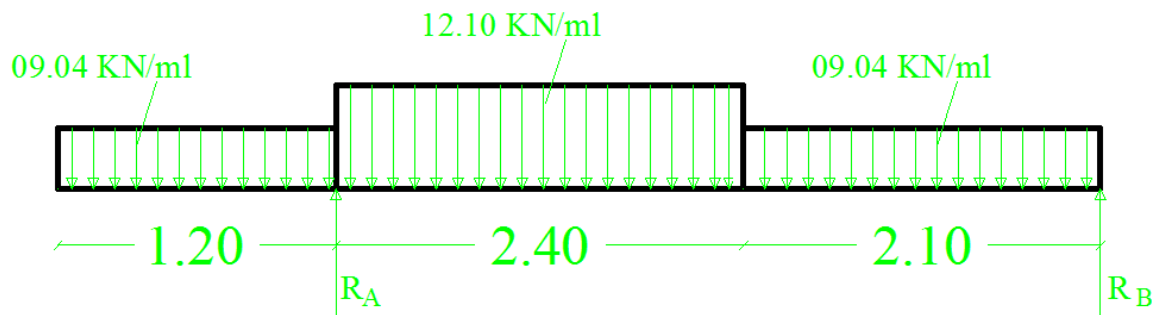
Influence sur le béton : $T_{umax} = 37.96 \text{ KN} < V_u$

$$V_u = \frac{0.4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} \text{ Avec: } a = 0.9d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$$

$$V_u = \frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.9 \times 0.18 \times 1}{1.5} = 1080 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

III.4.4. Détermination des efforts internes à l'ELS :



D'après

les formules de RDM

$$R_A = 38.02 \text{ KN}$$

$$R_B = 20.85 \text{ KN}$$

Efforts tranchants :

➤ **1er tronçon : $0 \leq X \leq 1.20$ m**

Pour $x = 0$ $T(0) = 0$ KN

Pour $x = 1.20$ m $T(1.20) = -10.84$ KN

➤ **2eme tronçon : $2.10 \text{ m} \leq X \leq 4.50$ m**

Pour $x = 2.10$ m $T(2.10) = -1.86$ KN

Pour $x = 4.50$ m $T(4.50) = 27.18$ KN

➤ **3eme tronçon : $0 \text{ m} \leq X \leq 2.10$ m**

Pour $x = 0$ m $T(0) = -20.85$ KN

Pour $x = 2.10$ m $T(2.10) = -1.86$ KN

Calcul de moment fléchissant :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.20$ m

$x = 0$ m $M(x=0) = 0$ KN m

$x = 1,20$ m $M(x=1, 20) = -06.50$ KN m

2^{ème} tronçon : $2.10 \leq x \leq 4.50$ m

$x = 2.10$, $M(x=2.10) = 19.93$ KN m

$x = 4, 50$ $M(x=4,50) = -06.52$ KN m

3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 2.10$ m

$x = 0$, $M(x=0) = 0$ KN m

$x = 2.10$ $M(x=2.10) = 19.93$ KN m

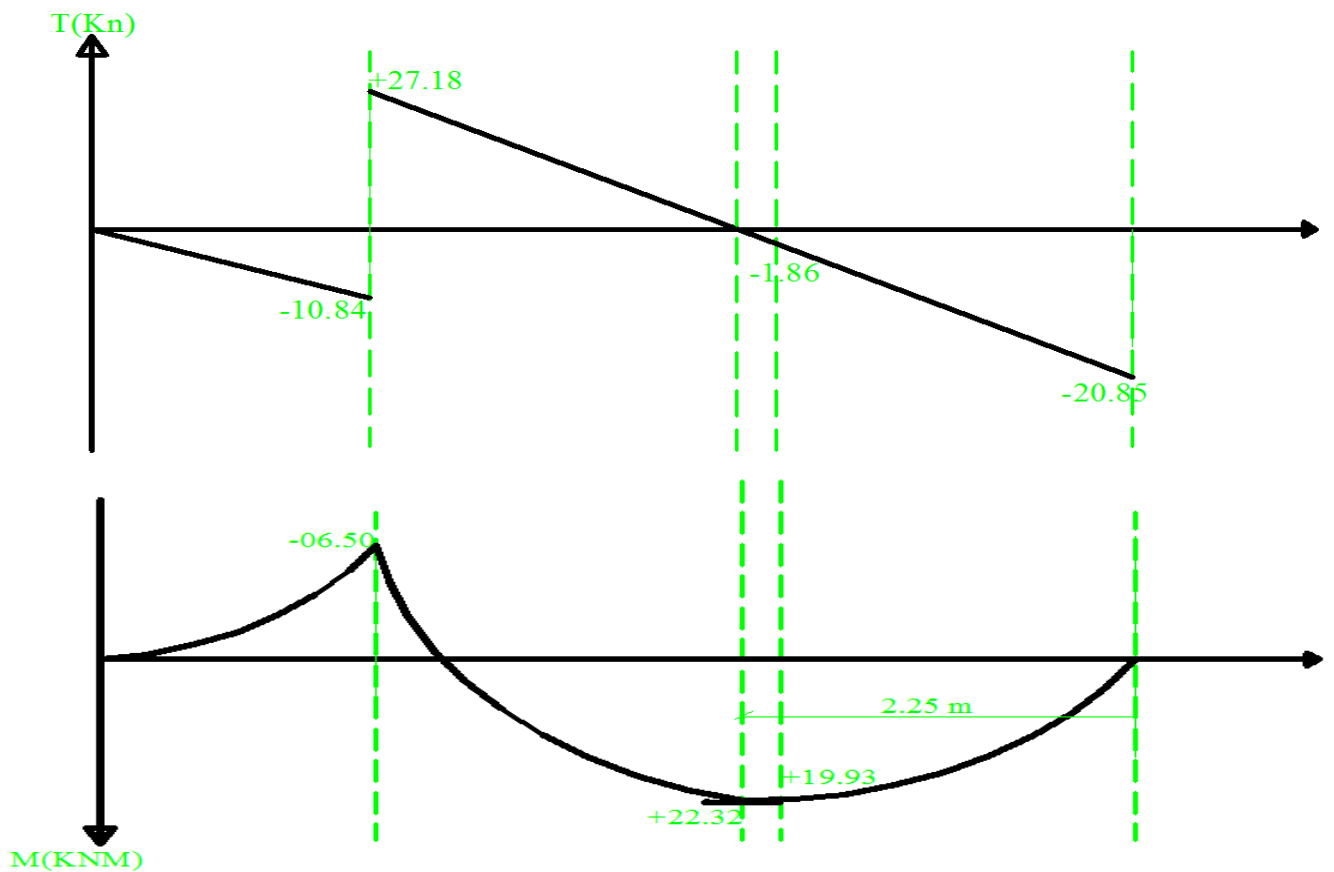
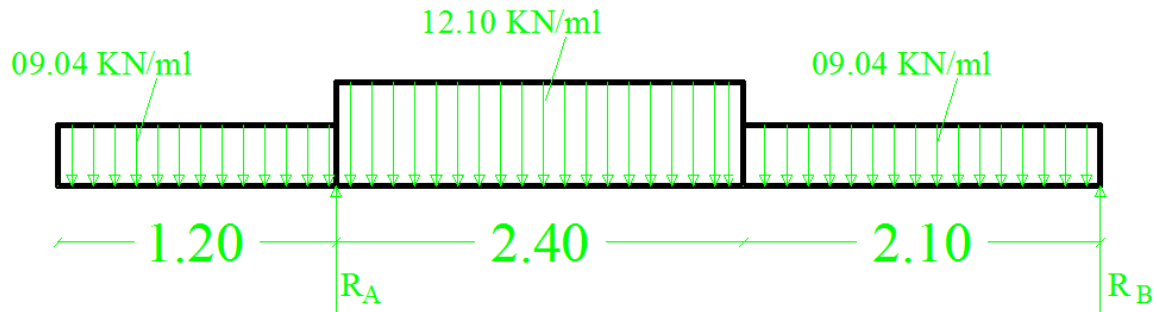


Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant pour l'étage courant à L'ELS.

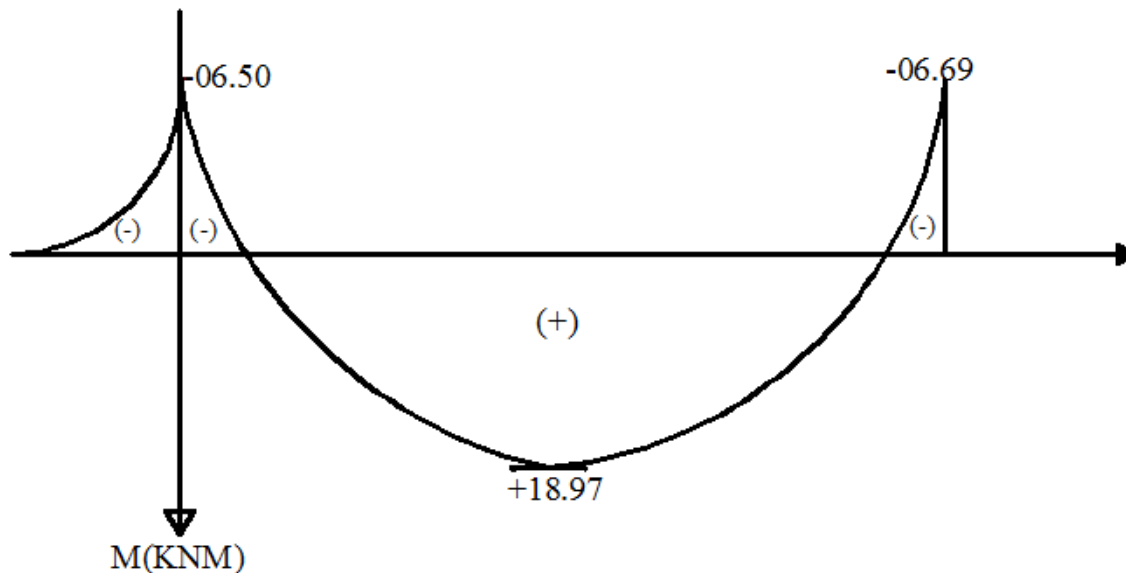
On tenant compte des semis encastrement :

M app A= -06.50 KN.m

M app B= (-0, 3) Mu max = (-0, 3) x 22.32= -6,69KN.m

Le moment en travée :

Mt= (0,85) Mu max = (0,85) x22.32= 18.97KN.m



➤ **Vérification à l'ELS :**

A- Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3, 2 /BAEL91) :

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu nuisible, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

B- Etat limite de compression de béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91):

La contrainte de compression est limitée à :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15Mpa$$

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 18} = 0.313 \Rightarrow \text{Après interpolation on trouve } K1 = 42.250 \text{ et } \beta_1 = 0.9126$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{18.97 \times 10^3}{0.9126 \times 18 \times 5.65} = 204.39Mpa \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s 348Mpa \text{ Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{204.39}{42.25} = 4.83 < \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa \Rightarrow$ condition vérifiée

Appuis B

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 18} = 0.313 \Rightarrow \text{Après interpolation on trouve } K1 = 42.250 \text{ et } \beta1 = 0.9126$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_{1d}A_a} = \frac{6.69 \times 10^3}{0.9126 \times 18 \times 5.65} = 72.08 \Rightarrow \sigma_s < \overline{\sigma}_s = 348Mpa \text{ Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{72.08}{42.25} = 1.70MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa \Rightarrow$ condition vérifiée.

Appuis A

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 18} = 0.313 \Rightarrow \text{Après interpolation on trouve } K1 = 42.250 \text{ et } \beta1 = 0.9126$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_{1d}A_a} = \frac{6.50 \times 10^3}{0.9126 \times 18 \times 5.65} = 70.03 \Rightarrow \sigma_s < \overline{\sigma}_s = 348Mpa \text{ Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{70.03}{42.25} = 1.65MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa \Rightarrow$ condition vérifiée.

C- Etat limite de déformation :(BAEL91/ARTB.6.5.2):

Les règles (Art.B.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

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

$$\frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{450} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

La condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche s'impose.

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\bar{f} = \frac{450}{500} = 0.9cm$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s^{max} \times L^4}{E_v I} \leq \bar{f}$$

$$q^{max} = \max(12.10, 09.04) = 12.10kn/ml$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{12.10 \times 450^4}{E_v I} \leq \bar{f}$$

\bar{f} : La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différée.

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt{25} = 10818.865 \text{ MPa}$$

I : moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section.

V_1 : position de l'axe neutre.

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

B_0 : aire de la section homogène.

S_{xx} : moment statique par rapport à l'axe XX passant par la fibre extrême supérieur.

A_t : section d'armatures tendues

$$B_0 = b \cdot h + 15A_t = 100 \times 20 + 15 \times 5.65 = 2084.75 \text{ cm}^2$$

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t \times d$$

$$S_{xx} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 18 = 21525.5 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{21525.5}{2084.75} = 10.32cm$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.32 = 9.68 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_A)^2 =$$

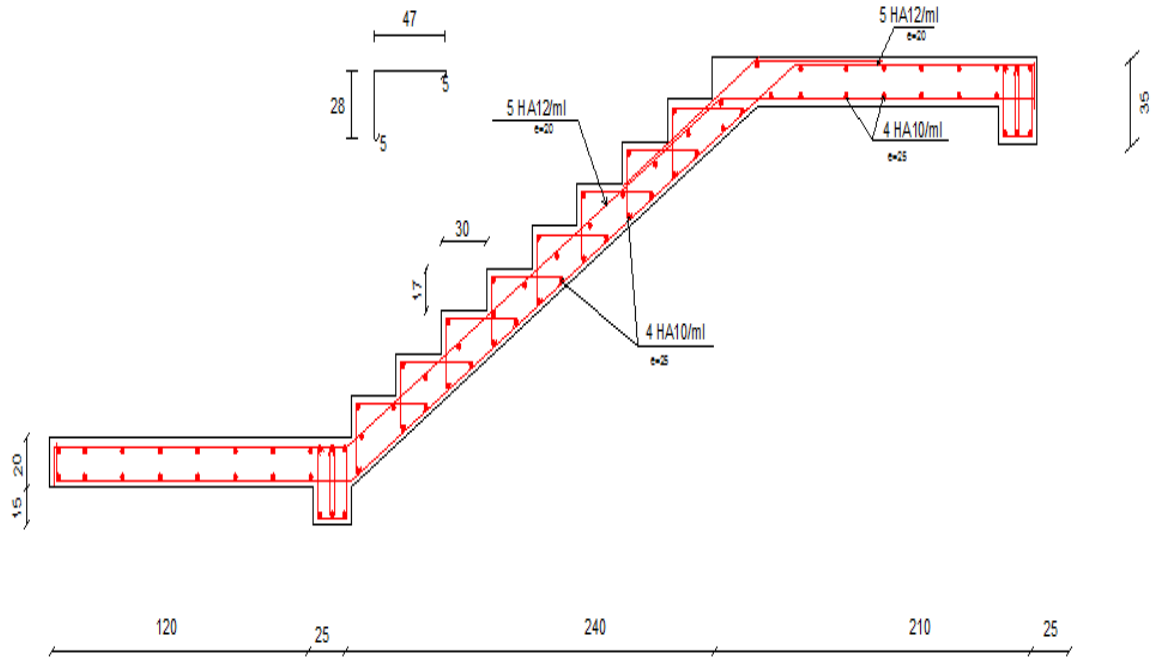
$$\frac{100}{3} (10.32^3 + 9.68^3) + 15 \times 5.65 (9.68 - 2)^2 = 71870.22 \text{ cm}^4$$

Avec : $V_A = V_2 - C$

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée calculé par rapport au centre de gravité

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s^{max} \times L^4}{E_v I} = \frac{5}{384} \times \frac{12.03 \times (4)^4 \times 10^3}{10818.865 \times 71870.22 \times 10^{-2}} = 0.005$$

$f = 0.005 < \bar{f} = 0.90$condition vérifiée.



III-5-CALCUL DES CONSOLES :

III-5-1. Introduction :

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, qui est comprise entre 8 et 12 cm. Cette plaque repose sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut porter dans une ou deux directions.

Dans notre cas les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 12 cm. Selon les dimensions et les surcharges, nos balcons sont partiellement encastrés et se reposent sur trois appuis.

III-5-2 .Calcul de la console :

- Cette console est constituée d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher.
- La console travaille comme une console encastree au niveau de la poutre de rive.
- L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion

$$p \geq \frac{L}{10}$$

L : largeur de la console
 h : hauteur de garde-corps
 L=1,20m
 h= 1,20m

$$Ep \geq \frac{L120}{10} = 12\text{cm}$$

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

III-5-2-1. Schéma statique :

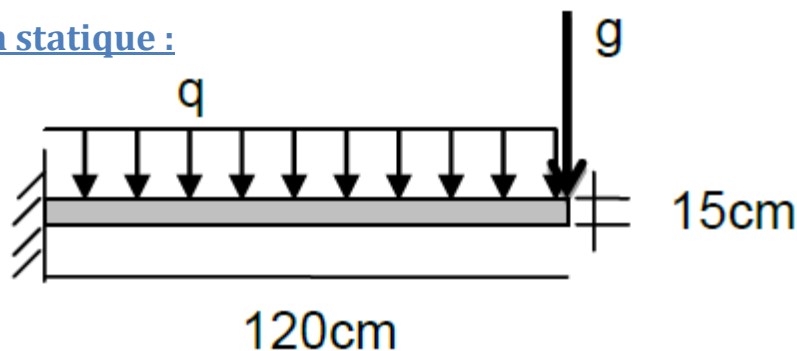


Fig.III-2-1 : Schéma statique de la console

III-5-2-2 Calcul des efforts :

Charges et surcharges revenant à la dalle : $G = 5,60 \text{ KN/m}^2$

$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

Charge de concentration due au poids du garde-corps :

Charge du mur en brique creuse + deux couches d'enduit ciment : $g=0,72+1=1.72 \text{ KN/m}^2$
 Donc la charge linéaire est : $g= 1,72 \times 1,2=2,064 \text{ KN/ml}$

III-5-2-3 Combinaisons des charges :

a) **Combinaisons de charge à l'E L U :**

Pour la dalle : $q_u = (1,35G + 1,5Q) \cdot 1\text{m}$

$q_u = 12,81 \text{ KN/ml}$

pour le garde corps $g_u = 1,35 \times 2,064 \times 1 = 2,786 \text{ KN}$

b) **Combinaison de charge à l'ELS :**

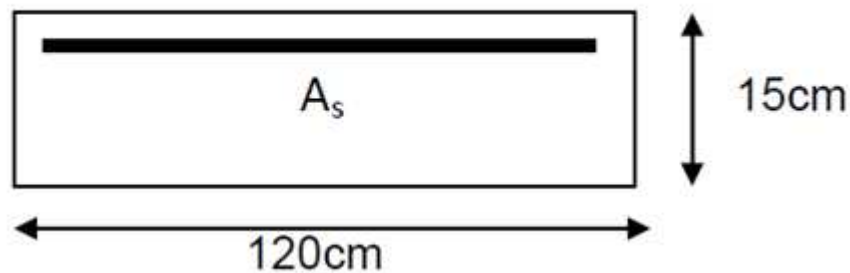
La dalle : $q_s = Q + G$

$q_s = 9,1 \text{ KN/m}$

Pour le garde-corps : $g_s=2,064 \text{ KN}$

III-5-2-4 Ferrailage :

Il sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple



III-5-3 Calcul à l'ELU :

Armatures principales :

$M_u = (q_u \cdot L^2)/2 + g_u l = (12,81 \times 1,2^2)/2 + 2,064 \times 1,2 = 11,7 \text{ KNm}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11,7 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,16} = 0,048 < \mu_1 = 0,392$$

⇒ Section simplement armée

$$\mu = 0,048 \Rightarrow \beta = 0,975$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11,7 \times 10^3}{0,975 \times 13 \times 348} = 2,65 \text{ cm}^2$$

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

- **Les armatures de répartition**

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

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

Soit : $4HA8 = 2,01\text{cm}^2$ Avec : $S_t = 100/4 = 25\text{ cm}$

III-5-3-1 Vérifications à L'ELU :

A) Vérification de la condition de non fragilité : (Art 4.21/BAEL 91) :

$$A_{min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.57\text{cm}^2$$

$$A_{min} = 1.57\text{cm}^2 < A_{adoptée} = 5,65\text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

B) Vérification de la condition de l'adhérence des barres : (Art 6.13/BAEL 91) :

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec} \quad \begin{aligned} \bar{\tau}_{se} &= \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa} \\ \sum u_i &= 5 \times 3.14 \times 1.2 = 18,84\text{cm}^2 \end{aligned}$$

Calcul de l'effort tranchant

$$V_u = q_{u1} l + q_{u2} = 12.81 \times 1,2 + 2.064 = 16.436\text{ KN}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{16.436 \times 10}{0.9 \times 13 \times 18.84} = 0,74\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

C) Vérification au cisaillement :

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

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

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

$$\tau_u = \frac{16.436 \times 10}{100 \times 13} = 0.13\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Armatures principales :

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

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

III-5-3-2 Calcul à L'ELS :

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

A) Vérification des contraintes dans le béton :

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

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

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

- ✓ La section est rectangulaire.
- ✓ La nuance des aciers est FeE400.

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

$$M_s = (q_s \cdot L^2)/2 + g_s l = (9,1 \times 1,2^2)/2 + 2,786 \times 1,2 = 9,895 \text{ KNm}$$

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

$$\gamma = \frac{11,7}{9,895} = 1,18$$

$$\mu = 0,048 \Rightarrow \alpha = 0,0615 < \frac{1,18-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,34 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

B) Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

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

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

Valeur de β_1 :

$$\text{On a } \rho = \frac{100 \cdot A_s}{h \cdot d} \Rightarrow \rho = \frac{100 \cdot 5,65}{100 \cdot 13} = 0,434 \Rightarrow \beta_1 = 0,899$$

Alors :

$$\sigma_{st} = 9,895 \times 10^6 / 0,899 \times 130 \times 5,65 \times 10^2 = 149,85 \text{ MPa}$$

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

C) Vérification de la flèche :

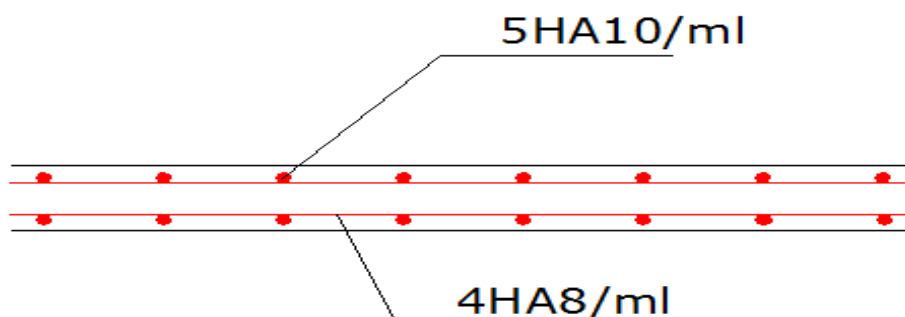
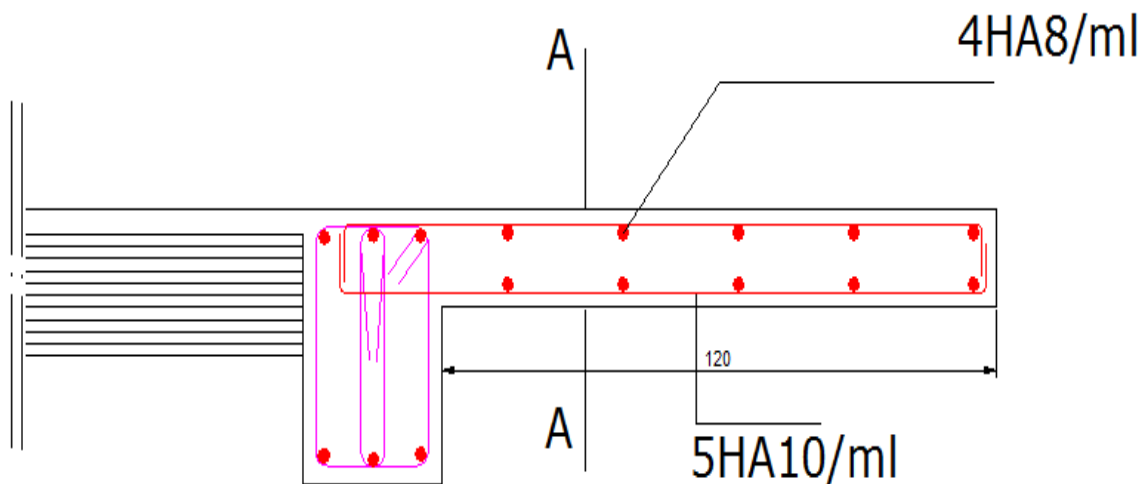
D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

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

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0} \Rightarrow \frac{15}{120} = 0,125 > \frac{9,895}{10 \times 9,895} = 0,1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{5,65}{100 \times 13} = 0,0043 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

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



coupe A-A

Ferrailage du balcon reposant sur deux appuis

III-6- Salle machine :

Introduction :

Le bâtiment comprend une cage d'ascenseur, de vitesse d'entraînement ($v = 1\text{m/s}$), de surface égale à ($1,25 \times 2,50 = 3,125 \text{ m}^2$) pouvant charger cinq personnes .La charge totale transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 9 tonnes.

La dalle est soumise aux charges suivantes :

- Charges localisées sur un rectangle concentrique de la dalle.
- Charges uniformément réparties sur toute la surface de la dalle.

III-6-1 Calcul de la dalle pleine du local :

L'étude des dalles reposants librement sur leurs pourtours et soumises à des charges localisées s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

Pour ce qui suivra on étudiera le cas d'une charge localisée concentrique.la dalle reposant sur ses 4 cotés avec $L_x = 3,20\text{met}$ $L_y = 4,35 \text{ m}$

Calcul de M_x et M_y :

$$M_x = q(M_1 + v.M_2) .$$

$$M_y = q(M_2 + v.M_1).$$

v : coefficient de poisson

Avec : M_1, M_2 valeurs données par les abaques de PIGEAUD en fonction des rapports suivants:

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}, \frac{U}{L_x}, \frac{V}{L_y}$$

q : charge totale appliquée sur un rectangle centré.

U, V : dimensions du rectangle sur lequel s'applique la charge q contenue de la diffusion à 45° dans le revêtement et la dalle de béton.

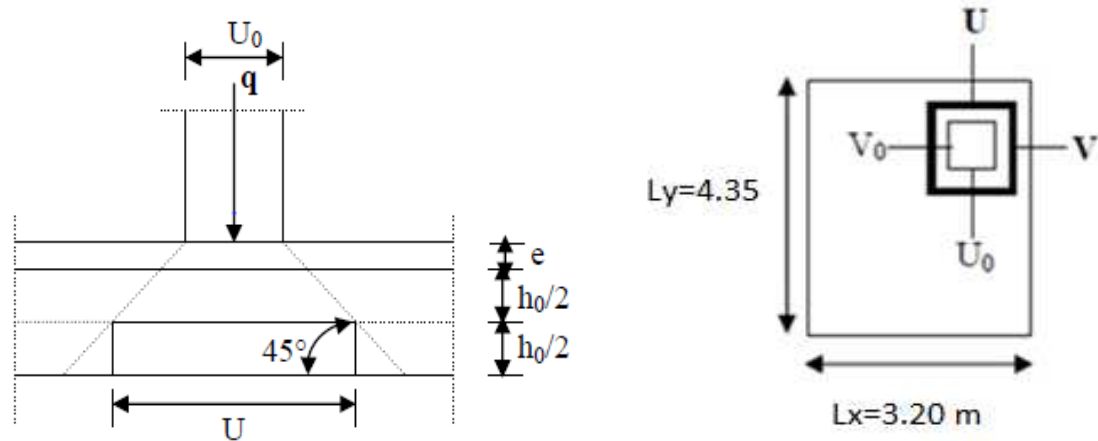


Figure III-9 : schéma de la salle machine

III-6-1-1-Dimensionnement :

Nous avons la limite de RPA minimale qui est de 12 cm .

On opte pour $e_p = 15$ cm

$$u = u_0 + k \cdot e + h_0$$

$$v = v_0 + k \cdot e + h_0$$

Avec:

h_0 : épaisseur de la dalle ($h_0 = 15$ cm).

e : épaisseur du revêtement ($e = 5$ cm).

k : coefficient pris égal à 2, car le revêtement est aussi solide que le béton.

u_0, V_0 : coté du rectangle dans le quel la charge est centrée ($u_0 = v_0 = 80$ cm)

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

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

III-6-1-2 Calcul des efforts :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{320}{435} = 0.50$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{105}{125} = 0.84$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{105}{250} = 0.40$$

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

A partir des abaques de PIGEAUD, nous aurons :

$$M1=0,092$$

$$M2=0,035$$

A- Calcul des moments M_{x1} , M_{y1} du système de levage :

A L'ELU : $v = 0$

$$q_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN m}$$

$$M_{x1} = q \times M_1 = 121.5 \times 0.092 = 11.18 \text{ KN m}$$

$$M_{x2} = q \times M_2 = 121.5 \times 0.035 = 4.25 \text{ KN m}$$

B- Evaluation des moments M_x et M_y dus au poids propre de la dalle :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.50 \Rightarrow 0.4 \leq 1 \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.50 \Rightarrow \begin{cases} U_x = 0.0946 \\ U_y = 0.250 \end{cases} \quad \text{Avec } \mu_x, \mu_y : \text{coefficients donnés en fonction de } \rho .$$

$$\begin{cases} M_{x2} = U_x \times q \times L_x^2 \\ M_{y2} = U_y \times M_{x2} \end{cases}$$

Poids de la dalle : $q_u = 1,35 \times G + 1,5 Q$. Avec : $Q = 1 \text{ kn}$

$$G = 25 \times 0,15 + 22 \times 0,05 = 4,85 \text{ KN /m}^2$$

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

$$M_{x2} = u_x \times q \times L_x^2 = 0.0946 \times 8.048 \times (1.5)^2 = 1.19 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = U_y \times M_{x2} = 1 \times 6.66 = 0.30 \text{ KN.m}$$

C- superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11.18 + 1.19 = 12.37 \text{ KN m}$$

$$M_y = M_{x2} + M_{y2} = 4.25 + 0.30 = 4.55 \text{ KN m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront munis en leurs effectuant le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

- **Moment en travée : $M_t = 0,85 M$.**

$$M_{xt} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 12.37 = 10.52 \text{ KN m}$$

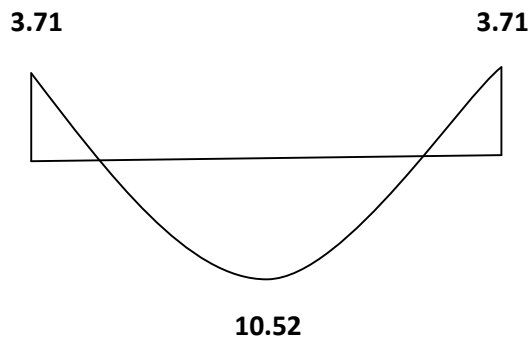
$$M_{yt} = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 4.55 = 3.86 \text{ KN m}$$

- **Moment aux appuis : $M_a = -0,3 M$.**

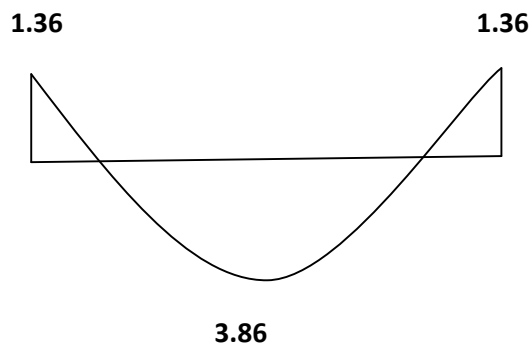
$$M_{xa} = -0.3 M_x = -3.71 \text{ KN m}$$

$$M_{ya} = -0.3 M_y = -1.36 \text{ KN m}$$

Sens xx



Sens yy



III-6-2- Calcul de la section d'armature :

Puisque les deux sens sont identiques on va calculer pour un seul sens :

Sens x-x :

$$C = 3 \text{ cm}$$

$$d = 12 \text{ cm}$$

A- En travée :

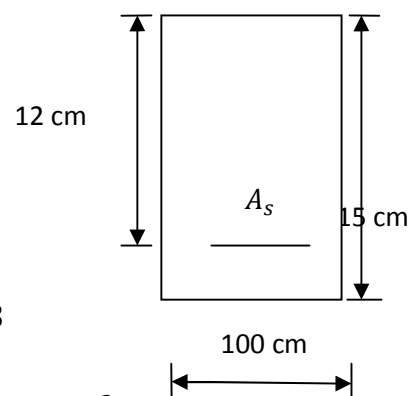
-Calcul des moments réduits:

$$\mu_b = \frac{M_{xt}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10.52 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.052$$

On a : $\mu_b = 0.052 < \mu_1 = 0.392$

$$\mu_b = 0.052 \rightarrow B = 0.973$$

$$A_t = \frac{M_{xt}}{B \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{10.52 \times 10^3}{0.973 \cdot 12 \cdot 348} = 2.59 \text{ cm}^2$$



On opte pour:

$$A_t = 4HA10/ml = 3.14cm^2$$

Avec $S_t = 25 cm$

B) Aux Appuis:

Calcul des moments réduits:

$$\mu_b = \frac{M_{xa}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.71 \times 10^3}{100 \cdot 12^2 \cdot 14,2} = 0.018$$

On a : $\mu_b = 0.018 < \mu_1 = 0.392$

$$\mu_b = 0.018 \rightarrow B = 0.991$$

$$C = 3 cm$$

$$d = 12 cm$$

$$A_a = \frac{M_{xa}}{B \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3.71 \times 10^3}{0.991 \cdot 12 \cdot 348} = 0.89 cm^2$$

On opte pour : $A_a = 4HA8/ml = 2.01 cm^2$

Avec $S_t = 25 cm$

Sens y-y :

A) En travée :

-Calcul des moments réduits:

$$\mu_b = \frac{M_{yt}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.86 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.018$$

On a : $\mu_b = 0.018 < \mu_1 = 0.392$

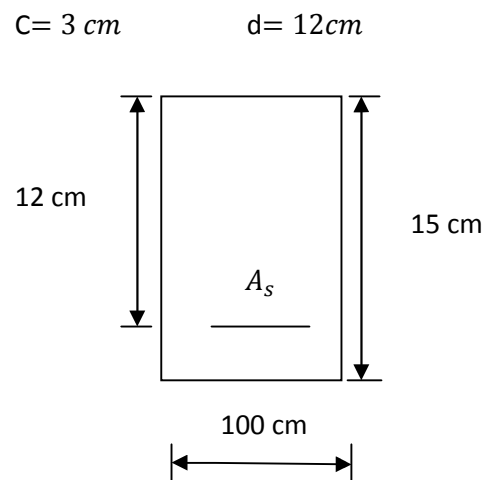
$$\mu_b = 0.018 \rightarrow B = 0.991$$

$$A_t = \frac{M_{yt}}{B \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3.86 \times 10^3}{0.991 \cdot 12 \cdot 348} = 0.93 cm^2$$

On opte pour:

$$A_t = 4HA10/ml = 3.14 cm^2$$

Avec $S_t = 25 cm$



B) Aux Appuis:

Calcul des moments réduits:

$$\mu_b = \frac{M_{xa}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.36 \times 10^3}{100 \cdot 12^2 \cdot 14,2} = 0.006$$

On a : $\mu_b = 0.006 < \mu_1 = 0.392$

$$\mu_b = 0.006 \rightarrow B = 0.997$$

$$A_a = \frac{M_{xa}}{B \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{1.36 \times 10^3}{0.997 \cdot 12 \cdot 348} = 0.326 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_a = 4HA8/ml = 2.01 \text{ cm}^2$

Avec $S_t = 25 \text{ cm}$

III-6-3 Vérification à L'ELU :

A- Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91) :

$$A > A_{min} = \rho \times S = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \frac{Lx}{Ly}}{2} \right) \times b \times h$$

A_{min} : Section minimale d'armatures.

S : section totale du béton.

ρ_0 : taux d'acier minimal = 0,0008 (acier HA FeE400)

$$A_{min} = 0.0008 \times \left(\frac{3 - 0.5}{2} \right) \times (100 \times 15) = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$A = 3.14 \text{ cm}^2 > 1.5 \text{ cm}^2$$

$$A = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.5 \text{ cm}^2$$

Alors la condition est vérifiée.

B- Diamètre minimal des barres : (art A-7.21 BAEL91) :

On doit vérifier que :

$$\phi_{max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$$\phi = 8 \text{ mm} < \phi_{max} = 15 \text{ mm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

C- Ecartement des barres :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

- Armature // à L_x : $A_x // L_x : S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \Rightarrow$ condition vérifier
- Armature // à L_y : $A_x // L_y : S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \Rightarrow$ condition vérifier

D- Condition de non poinçonnement :

On n'admet aucune armature transversale si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0.045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{BAEL 91 Art 5.2.42}).$$

Avec:

U_c : périmètre du contour de l'aire sur lequel agit la charge dans le plan du feuillet moyen.

$$\mu_c = 2(U+V) = 2(105 + 105) = 420 \text{ cm} = 4.20\text{m}$$

N_u : Charge de calcul à l'état limite ultime.

$$N_u = 1.35 G = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN}$$

$$N_u = 121.5 < 0.045 \times 4.20 \times 0.15 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 = 472.5 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

E- Contrainte tangentielle :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au milieu de } U \Rightarrow T_{max} = \frac{N_u}{3 \times V} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57 \text{ KN}$$

$$\text{Au milieu de } V \Rightarrow T_{max} = \frac{N_u}{2(U+v)} = \frac{121.5}{2 \times 3 \times 1.05} = 38.57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} = \frac{38.57}{1 \times 0.12} = 321.42 \text{ KN/m}^2 = 0.321 \text{ Mpa} < 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167 \text{ Mpa}.$$

III-6-4 Calcul à l'ELS :

A- Les moments engendrés par le système de levage :

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

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

$$q_s = 90 \text{ KN}.$$

à ELS : $\nu = 0,2$

$$M_{x1} = 90(0.092 + 0.2 \times 0.035) \Rightarrow M_{x1} = 8.91 \text{ KN m}$$

$$M_{y1} = 90(0.035 + 0.2 \times 0.092) \Rightarrow M_{y1} = 4.80 \text{ KN m}$$

B- Les moments engendrés par le poids propre de la dalle :

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

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l^2 = 0.0946 \times 5.85 \times (1.25)^2 = 0.86 \text{ KN m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.250 \times 0.86 = 0.215 \text{ KN m}$$

C- Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.91 + 0.86 = 10.67 \text{ KN m}$$

$$M_y = M_{y2} + M_{y1} = 4.80 + 0.215 = 5.015 \text{ KN m}$$

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

- **Moment en travée : $M_t = 0,85 M$.**

$$M_{xt} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 10.67 = 10.08 \text{ KN m}$$

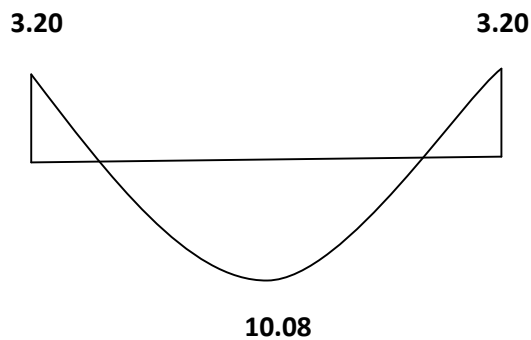
$$M_{yt} = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 5.015 = 4.26 \text{ KN m}$$

- **Moment aux appuis : $M_a = -0,3 M$.**

$$M_{xa} = -0.3 M_x = -3.20 \text{ KN m}$$

$$M_{ya} = -0.3 M_y = -1.50 \text{ KN m}$$

Sens xx



Sens yy

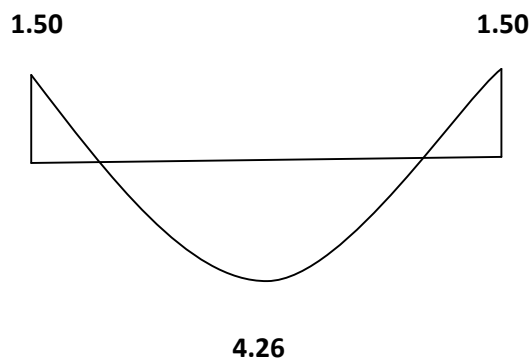


Figure III-11 : Les moments à l'ELS.

III-6-5 Vérification à L'ELS :

1. Vérification de la contrainte tangentielle :

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge

on a $u = v$

donc :

Au milieu de u :

$$V_u = \frac{P}{2U + V}$$

$$V_u = \frac{90}{(2 \times 1.05) + 1.05} = 28.57 \text{ KN}$$

Au milieu de v on a :

$$V_u = \frac{P}{3U} = \frac{90}{3 \times 1.05} = 28.57 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{28.57 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.238 \text{ MPa}$$

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

$\tau_u = 0.238 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \rightarrow$ Condition vérifié

2. Vérification des contraintes dans le béton :

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

Sens x-x

Aux appuis $M_a = 3.71 \text{ KN.m}$

On doit vérifier

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.167 \quad \Rightarrow k = 0.018 \text{ et } \beta_1 = 0.930$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_{1d} A_a} = \frac{3.71 \times 10^6}{0.930 \times 130 \times 2.01 \times 10^2} = 153.12 \text{ MPa}$$

$\sigma_b = k\sigma_s = 0.018 \times 153.12 = 2.756 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

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

En travée $M_a = 10.52 \text{ KN.m}$

On doit vérifier

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12} = 0.24 \quad \Rightarrow k = 0.021 \text{ et } \beta_1 = 0.921$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{10.52 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 279.82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k\sigma_s = 0.021 \times 279.82 = 5.87 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

3- Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

Remarque :

Il en est de même pour le sens (Y-Y), donc on peut se passer de la vérification des contraintes.

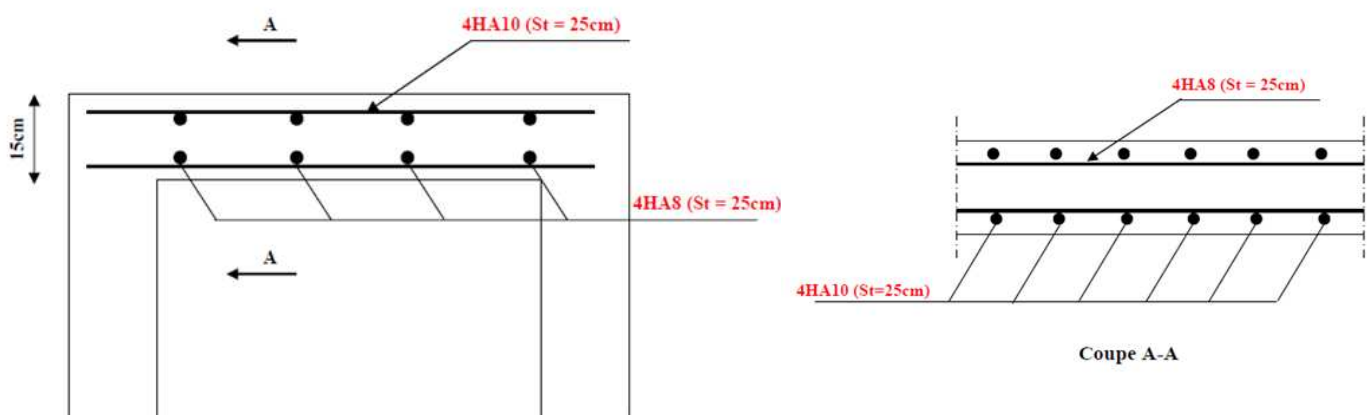
4- Vérification au poinçonnement :

$$q_u = \frac{0.045 \cdot U_c \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$U_c = 2 \cdot (u + v) = 2 \times 2.1 = 4.2 \text{ m}$$

$$q_u = 8.048 \leq \frac{0.045 \times 4.2 \times 25 \cdot 10^3}{1.5} = 3150 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$



Ferraillage de la dalle de la salle machine

IV-1-Modélisation :

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adapté aux bâtiments et aux ouvrages génie civil, dans sans calcul se base sur la méthode des éléments finis. Grace au logiciel ETABS, nous pouvons déterminer les efforts internes dans la structure sous l'effet des charges verticales représentées par G et Q ;et sous l'effet des charges horizontales représentées par le séisme (E).Ceci nous conduit a l'étude dynamique de la structure, avec des compléments de conception et de vérification des structures, il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration....etc.

IV-2- Vérification des conditions du RPA:

IV-2-1- Introduction :

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier certaines conditions tels que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{mse} , pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_{analytique} < 0.8 V_{MSE}$ alors il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8V_{MSE}/V_{analytique}$, et pour cela on multiplie le facteur $g=9,81m/s^2$ (gravité) de la réponse spectrale par $0.8V_{MSE}/V_{analytique}$.

- On doit aussi vérifier
- Pourcentage de la masse.
 - Les déplacements inter étages.
 - Les déplacements totaux.
 - L'effet P- Δ .Z
 - L'excentricité accidentelle.
 - Les efforts normaux aux niveaux des poteaux.

IV-2-2- Les différentes méthodes de calcul :

Le règlement parasismique algérien "RPA99 version 2003" propose trois méthodes de calcul des forces sismique dont les conditions d'application différent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV-2-3-Choix de la méthode de calcul :

1-Méthode statique équivalente : Pour pouvoir utiliser cette méthode on doit d'abord vérifier :

A-Régularité en plan :

-La tour doit présenter une forme symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

Suivant x \Rightarrow condition vérifiée

Suivant y \Rightarrow condition vérifiée

- La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

Sens x-x : ⇒Condition vérifiée.

Sens y-y : ⇒Condition vérifiée

La régularité en plan est vérifiée suivant x donc $P_{1x} = 0$

La régularité en plan est vérifiée suivant y donc $P_{1y} = 0$

B-Régularité en élévation :

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'éléments porteurs verticaux discontinus, dont la charge ne peut pas se transmettre directement à la fondation ⇒**Condition vérifiée.**

-Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.

$$\begin{cases} W_{\text{etage9}} = 159.57 \text{ KN} \\ W_{\text{etage8}} = 166.43 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow \text{La variation de la masse est brusque} \Rightarrow \mathbf{\text{Condition vérifié.}}$$

-Décrochement en élévation : La structure ne comporte pas de décrochements en élévation.

-Conditions minimales sur les files de contreventement : Chaque file de portique doit comporter a tous les niveaux au moins trois (03) travées dont le rapport de portées n'excède pas 1.5 =>**Condition non vérifiée**

La régularité en élévation n'est pas vérifiée $P_{3x} = 0$ $P_{3y} = 0.05$

- ❖ La structure ne répond pas aux conditions exigées par RPA99 version2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente, alors le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale (peut être utilisée dans tous les cas et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise).

Spectre de réponse de calcul :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Coefficient de correction d'amortissement.

Q : Facteur de qualité.

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

R : Coefficient de comportement.

$$\eta = \sqrt{2 + \zeta} \geq 0.7$$

ζ : Pourcentage d’amortissement critique donnée par le tableau 4.2 (RPA99/version2003)

Dans notre cas $\zeta = 8.5 \%$.

$\Rightarrow \eta = 0.81$

$A = 0.15$ (tableau 4.1 RPA99/version2003).

$R = 5$ coefficient de comportement global de la structure.

La structure à étudier est implantée dans un site de catégorie S2 (site ferme).

$T1=0.97$ seconde et $T2 = 0.4$ seconde (tableau 4.7 RPA99/version 2003)

IV-2-4-Résultat de calcul de la structure 1:

A-périodes et facteurs de participations massique modales :

Les valeurs des périodes et facteurs de participations massique modales calculés par le logiciel ETABS sont donnés dans le tableau suivant :

Mode	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	0.972922	74.2449	0	0.0185	74.2449	0	0.0185
2	0.790376	0	72.1448	0.0028	74.2449	72.1448	0.0213
3	0.678363	0.0264	0.0027	72.1804	74.2713	72.1475	72.2017
4	0.306717	13.5553	0	0.005	87.8266	72.1475	72.2067
5	0.232526	0	14.4143	0.0003	87.8266	86.5619	72.207
6	0.195259	0.0312	0.0002	14.4345	87.8577	86.5621	86.6415
7	0.16964	1.631	0	0.394	89.4887	86.5621	87.0355
8	0.156058	0	1.0713	0	89.4887	87.6334	87.0356
9	0.152945	0.0408	0.0001	0.4711	89.5295	87.6335	87.5067
10	0.140095	4.2285	0	0.049	93.758	87.6335	87.5557
11	0.099559	0	5.7917	0.0003	93.758	93.4253	87.556
12	0.084771	0	0.0003	6.0803	93.758	93.4255	93.6363

Tableau IV-1 valeurs périodes et facteurs de participations massique modale

- Remarque :

Ce modèle présente une période fondamentale $T=0,97$ sec.

Le 1er et 2ème mode sont des modes de translation.

Le 3ème mode est un mode de torsion.

Les 11 premiers modes sont suffisants pour que la masse modale atteigne les 90% (selon l’article 4.34.a du RPA 99 version 2003).

B- L'excentricité accidentelle :

Dans l’analyse tridimensionnelle le logiciel prend en compte en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$.

L : étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l’action sismique

Elle doit être appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

Les valeurs de l'excentricité calculée par l'ETABS sont données par les tableaux suivants :

Suivant le sens x-x :

On doit vérifier que :

$$|CM - CR| \leq 5\%LX$$

Story	Diaphragme	XCM	XCR	XCM-XCR	5% LX	CONDITION
STORY1	DL1	8.944	8.928	0.016	0.91	Vérifiée
STORY2	DL2	8.944	8.929	0.015	0.91	Vérifiée
STORY3	DL3	8.945	8.929	0.016	0.91	Vérifiée
STORY4	DL4	8.946	8.93	0.016	0.91	Vérifiée
STORY5	DL5	8.947	8.93	0.017	0.91	Vérifiée
STORY6	DL6	8.947	8.93	0.017	0.91	Vérifiée
STORY7	DL7	8.947	8.931	0.016	0.91	Vérifiée
STORY8	DL8	8.947	8.931	0.016	0.91	Vérifiée
STORY9	DL9	8.948	8.931	0.017	0.91	Vérifiée

Tableau IV-2 Excentricité dans le sens x-x

Suivant Y-Y :

On doit vérifier que :

$$|CM - CR| \leq 5\%Ly$$

Story	Diaphragme	YCM	YCR	YCM-YCR	5% LY	CONDITION
STORY1	DL1	4.848	4.551	0.297	0.54	Vérifiée
STORY2	DL2	4.875	4.622	0.253	0.54	Vérifiée
STORY3	DL3	4.879	4.66	0.219	0.54	Vérifiée
STORY4	DL4	4.8	4.655	0.145	0.54	Vérifiée
STORY5	DL5	4.803	4.623	0.18	0.54	Vérifiée
STORY6	DL6	4.807	4.584	0.223	0.54	Vérifiée
STORY7	DL7	4.81	4.548	0.262	0.54	Vérifiée
STORY8	DL8	4.825	4.519	0.306	0.54	Vérifiée
STORY9	DL9	4.717	4.504	0.213	0.54	Vérifiée

Tableau IV-3 Excentricité dans le sens y-y

C- Vérification de l'effort tranchant à la base :

La vérification de la condition de l'effort tranchant à la base nous permet de faire un dimensionnement parasismique par la méthode spectrale.

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique maximum est donnée sous la forme d'effort tranchant avec la méthode statique équivalente à la base de la structure :

$$V = \frac{A.D.Q}{R}.W \quad (\text{Art 4.2.3 RPA99/version 2003})$$

$$A = 0.15$$

$$R = 5$$

W = 9322.934 KN (poids total de la structure déterminé de l'ETABS).

D (facteur d'amplification dynamique)

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

La régularité en plan est vérifiée $\Rightarrow P=0$

La régularité en élévation est **non vérifiée**

Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

Suivant x-x : on a 6 files de portiques

$$l_i/l_{i+1} = 3.70/3.35 = 1.05 < 1.5$$

$$l_i/l_{i+1} = 3.35/3.70 = 0.90 < 1.5$$

$$l_i/l_{i+1} = 3.70/3.45 = 1.07 < 1.5$$

$$l_i/l_{i+1} = 3.45 / 3.70 = 0.93 < 1.5$$

\Rightarrow **Condition vérifiée**

Suivant y-y : on a 3 files de portiques \Rightarrow **Condition non vérifiée**

$$l_i/l_{i+1} = 4.85/4.00 = 1.21 < 1.5 \Rightarrow$$
 Condition vérifiée

La redondance n'est pas vérifiée $\Rightarrow p=0.05$

Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier:

Ces deux critères sont observés en zone II et III.

$$P_{5x} = P_{5y} = P_{6x} = P_{6y} = 0$$

Alors : **Q=1,1** .

On doit calculer le facteur d'amplification dynamique (D), et pour cela il faut d'abord calculer la période fondamentale qui correspond à la plus petite des valeurs obtenue par les formules 4-6 et 4-7 (article 4.24 du RPA99version2003).

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\} = \min \{0.62; 2.28\} = 0.62 \text{ seconde}$$

L'article 4.24 du RPA99version2003 postule que :

« Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% ».

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur D est déterminé suivant le tableau suivant :

Condition sur T	Période choisie
$T_{analytique} < T_{empirique}$	$T = T_{empirique}$
$T_{empirique} < T_{analytique} < 1,3T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$1,3T_{empirique} < T_{analytique}$	$T = 1,3T_{empirique}$

$1.3T_{empirique}=0.80 \text{ seconde} < T_{analytique}= 0.97 \text{ seconde} \Rightarrow T=1.3T_{empirique}= 0.80 \text{ seconde}$

$T_2=0.4 \text{ s} < T=0.80 \text{ s} < 3 \text{ s} \Rightarrow D = 1.12$

$A = 0.15$

$R = 5$

$W = 9322.934 \text{ KN}$ (poids total de la structure déterminé du ETABS).

$D = 1.12$

$Q = 1.1$

$$V = \frac{A.D.Q}{R}.W$$

On trouve: $V=344.57 \text{ KN}$

- **L'effort tranchant à la base** :(déterminé de l'ETABS)

$V_{x \text{ anal}}= 604.25 \text{ KN}$

$V_{y \text{ anal}}=667.34\text{KN}$

$V_{x \text{ anal}} = 604.25 > 80\% V_x = 275.65 \text{ KN} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

$V_{y \text{ anal}} = 667.34 > 80\% V_y = 275.65 \text{ KN} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

- **Conclusion :**

$V_{analytique} > 0.8 V_{MSE} \Rightarrow$ **l'article 4.3.6 du RPA99 version 2003 est vérifié.**

D- Déplacements relatifs :

D'après le RPA 99 (art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le RPA 99 (art 4-43) :

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$\delta_k = R \delta_{ek}$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement

le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Suivant Ex :

Story	Diaphragm	Load	UX	$\delta_k - \delta_{k-1}$	1% h_e	Condition
STORY9	DL9	EX	0.0152	0.0013	0.0306	Vérifiée
STORY8	DL8	EX	0.0139	0.0016	0.0306	Vérifiée
STORY7	DL7	EX	0.0123	0.0018	0.0306	Vérifiée
STORY6	DL6	EX	0.0105	0.0019	0.0306	Vérifiée
STORY5	DL5	EX	0.0086	0.002	0.0306	Vérifiée
STORY4	DL4	EX	0.0066	0.002	0.0306	Vérifiée
STORY3	DL3	EX	0.0046	0.0019	0.0306	Vérifiée
STORY2	DL2	EX	0.0027	0.0017	0.0306	Vérifiée
STORY1	DL1	EX	0.001	0.001	0.0408	Vérifiée

Tableau IV-3 déplacements relatifs selon sens x-x

Suivant Ey :

Story	Diaphragm	Load	UY	$\delta_k - \delta_{k-1}$	1% h_e	Condition
STORY9	DL9	EY	0.0115	0.0012	0.0306	Vérifiée
STORY8	DL8	EY	0.0103	0.0013	0.0306	Vérifiée
STORY7	DL7	EY	0.009	0.0014	0.0306	Vérifiée
STORY6	DL6	EY	0.0076	0.0015	0.0306	Vérifiée
STORY5	DL5	EY	0.0061	0.0015	0.0306	Vérifiée
STORY4	DL4	EY	0.0046	0.0015	0.0306	Vérifiée
STORY3	DL3	EY	0.0031	0.0014	0.0306	Vérifiée
STORY2	DL2	EY	0.0017	0.0011	0.0306	Vérifiée
STORY1	DL1	EY	0.0006	0.0006	0.0408	Vérifiée

Tableau IV-4 déplacements relatifs selon sens y-y

E-Déplacement maximal :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{max} \leq f = \frac{H_t}{500}$$

f : la flèche admissible.

H_t : la hauteur totale du bâtiment.

Suivant Ex :

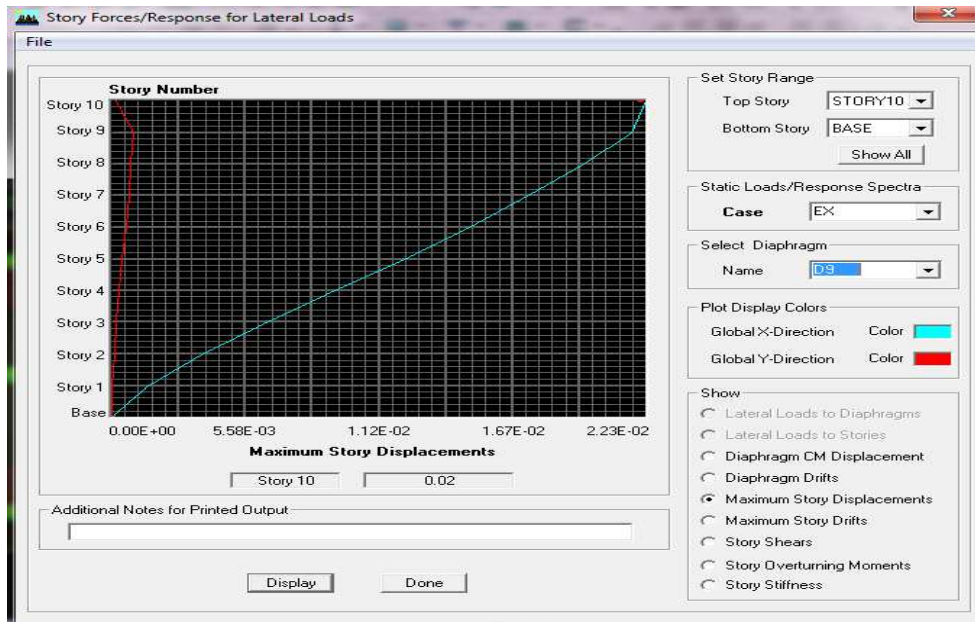


Figure IV-1- Déplacement maximal dans le sens x-x

Déplacement maximal dans le sens x-x :

$$\delta_{max} = 0,02m < f = \frac{H_t}{500} = \frac{28.56}{500} = 0,057m \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Suivant Ey :

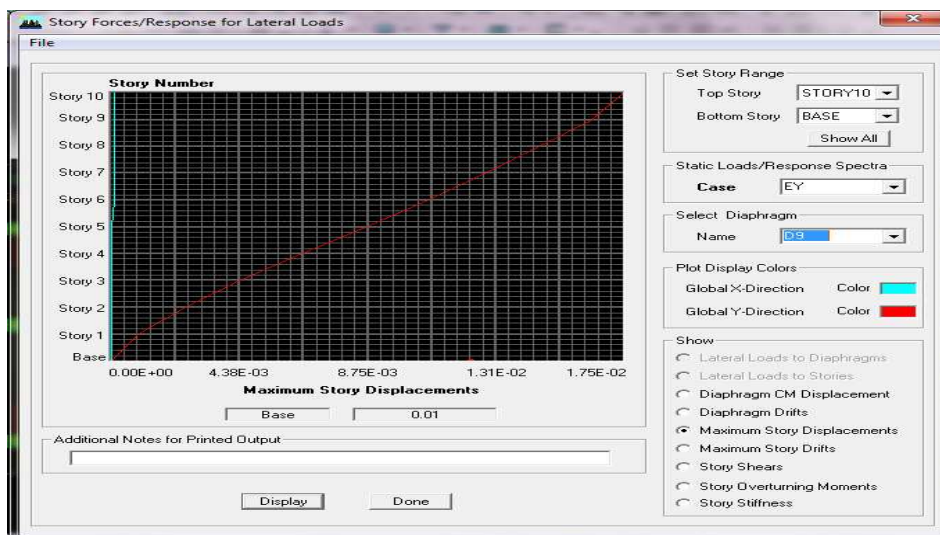


Figure IV-2- Déplacement maximal dans le sens y-y

$$\delta_{max} = 0,01m < f = \frac{H_t}{500} = \frac{28.56}{500} = 0,057m \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

F- Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux:

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec

Nd : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Nd= 1561.84 KN

Bc : l'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} = la résistance caractéristique du béton.

$$\frac{1561.84}{0.50 \times 0.50 \times 25000} = 0.24 \leq 0.30 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

G-Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : (Art 5.9. RPA 99/ version 2003)

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

$$\theta = P_k \Delta k / V_k h_k \leq 0.10$$

P_k: Poids total de la structure et des charges exploitation associées au-dessus du niveau K.

Δ k: le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1".

h_k: la hauteur de l'étage k.

SENS X-X :						
Niveau	P _k (KN)	δ _k - δ _{k-1}	V _k (KN)	V _k h _k	θ _k	Condition
9	167.1103	0.0013	151.64	46401.84	4.68E-06	vérifiée
8	508.6517	0.0016	557.58	170619.48	4.77E-06	vérifiée
7	860.2683	0.0018	1143.77	349993.62	4.42E-06	vérifiée
6	1211.8849	0.0019	1873.49	573287.94	4.02E-06	vérifiée
5	1573.0049	0.002	2727.37	834575.22	3.77E-06	vérifiée
4	1938.943	0.002	3690.4	1129262.4	3.43E-06	vérifiée
3	2311.1071	0.0019	4749.41	1453319.46	3.02E-06	vérifiée
2	2689.8483	0.0017	5888.78	1801966.68	2.54E-06	vérifiée
1	3085.4372	0.001	7081.49	2166935.94	1.42E-06	vérifiée

Tableau IV-5 l'effet P-Δ selon sens x-x

SENS Y-Y :						
Niveau	Pk (KN)	$\delta_k - \delta_{k-1}$	Vk (KN)	Vk hk	θ_K	Condition
9	167.1103	0.0013	173.76	53170.56	4.09E-06	vérifiée
8	508.6517	0.0016	458.47	140291.82	5.80E-06	vérifiée
7	860.2683	0.0018	827.98	253361.88	6.11E-06	vérifiée
6	1211.8849	0.0019	1274.67	390049.02	5.90E-06	vérifiée
5	1573.0049	0.002	1788.56	547299.36	5.75E-06	vérifiée
4	1938.943	0.002	2355.84	720887.04	5.38E-06	vérifiée
3	2311.1071	0.0019	2968.53	908370.18	4.83E-06	vérifiée
2	2689.8483	0.0017	3618.52	1107267.12	4.13E-06	vérifiée
1	3085.4372	0.001	4288.39	1312247.34	2.35E-06	vérifiée

Tableau IV-6 l'effet P- Δ selon sens y-y

IV-3- Résultat de calcul structure 2:

A-périodes et facteurs de participations massique modales :

Les valeurs des périodes et facteurs de participations massique modales calculés par le logiciel ETABS sont donnés dans le tableau suivant :

Mode	Période	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,953245	73,8437	0	0,022	0	99,3276	0,022
2	0,77582	0	71,8395	0,0022	99,0437	99,3277	0,0242
3	0,662586	0,0365	0,002	71,7111	99,0466	99,3944	71,7352
4	0,293972	14,035	0	0,0082	99,0466	99,5799	71,7434
5	0,222627	0	14,7619	0,0002	99,5075	99,5799	71,7436
6	0,185501	0,0292	0,0001	14,8974	99,5075	99,5862	86,6411
7	0,160445	1,6124	0	0,3667	99,5075	99,7295	87,0078
8	0,147556	0	1,0216	0	99,5945	99,7295	87,0078
9	0,14455	0,0389	0,0001	0,4466	99,5945	99,7318	87,4544
10	0,132913	4,2136	0	0,0472	99,5945	99,9115	87,5016
11	0,094477	0	5,8115	0,0002	99,8896	99,9115	87,5018
12	0,079759	0,0124	0,0002	6,0802	99,8896	99,9116	93,582

Tableau IV-7 valeurs périodes et facteurs de participations massique modale

- Remarque :

Ce modèle présente une période fondamentale $T=0,95$ sec.

Le 1er et 2ème mode sont des modes de translation.

Le 3ème mode est un mode de torsion.

Les 11 premiers modes sont suffisants pour que la masse modale atteigne les 90% (selon l'article 4.34.a du RPA 99 version 2003).

B- L'excentricité accidentelle :

Dans l'analyse tridimensionnelle le logiciel prend en compte en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$.

L : étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique

Elle doit être appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

Les valeurs de l'excentricité calculée par l'ETABS sont données par les tableaux suivants :

Suivant le sens x-x :

On doit vérifier que :

$$|CM - CR| \leq 5\%LX$$

Story	Diaphragm	XCM	XCR	XCM-XCR	5% LX	CONDITION
STORY1	D1	8,942	8,928	0,014	0.91	Vérifiée
STORY2	D2	8,943	8,929	0,014	0.91	Vérifiée
STORY3	D3	8,943	8,929	0,014	0.91	Vérifiée
STORY4	D4	8,945	8,93	0,015	0.91	Vérifiée
STORY5	D5	8,945	8,93	0,015	0.91	Vérifiée
STORY6	D6	8,945	8,93	0,015	0.91	Vérifiée
STORY7	D7	8,945	8,931	0,014	0.91	Vérifiée
STORY8	D8	8,945	8,931	0,014	0.91	Vérifiée
STORY9	D9	8,947	8,931	0,016	0.91	Vérifiée

Tableau IV-8 Excentricité dans le sens x-x

Suivant Y-Y :

On doit vérifier que :

$$|CM - CR| \leq 5\%Ly$$

Story	Diaphragm	YCM	YCR	YCM-YCR	5% LY	CONDITION
STORY1	D1	4,847	4,536	0,311	0.54	Vérifiée
STORY2	D2	4,876	4,598	0,278	0.54	Vérifiée
STORY3	D3	4,881	4,628	0,253	0.54	Vérifiée
STORY4	D4	4,732	4,616	0,116	0.54	Vérifiée
STORY5	D5	4,735	4,578	0,157	0.54	Vérifiée
STORY6	D6	4,738	4,534	0,204	0.54	Vérifiée
STORY7	D7	4,738	4,494	0,244	0.54	Vérifiée
STORY8	D8	4,751	4,465	0,286	0.54	Vérifiée
STORY9	D9	4,68	4,452	0,228	0.54	Vérifiée

Tableau IV-9 Excentricité dans le sens y-y

C- Vérification de l'effort tranchant à la base :

La vérification de la condition de l'effort tranchant à la base nous permet de faire un dimensionnement parasismique par la méthode spectrale.

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique maximum est donnée sous la forme d'effort tranchant avec la méthode statique équivalente à la base de la structure :

$$V = \frac{A.D.Q}{R}.W \quad (\text{Art 4.2.3 RPA99/version 2003})$$

$$A = 0.15$$

$$R = 5 \quad (\text{mixte portiques/voiles avec interaction - tableau 4.3 RPA99/version2003}).$$

$$W = 8956.161 \text{ KN (poids total de la structure déterminé de l'ETABS).}$$

D (facteur d'amplification dynamique)

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Régularité en plan est vérifiée $\Rightarrow P = 0$

Régularité en élévation est non vérifiée $\Rightarrow P = 0.05$

Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

Suivant x-x : on a 6 files de portiques $\Rightarrow CV$

$$l_i/l_{i+1} = 3.70/3.35 = 1.05 < 1.5$$

$$l_i/l_{i+1} = 3.35/3.70 = 0.90 < 1.5$$

$$l_i/l_{i+1} = 3.70/3.45 = 1.07 < 1.5$$

$$l_i/l_{i+1} = 3.45 / 3.70 = 0.93 < 1.5$$

\Rightarrow **Condition vérifiée**

Suivant y-y : on a 3 files de portiques $\Rightarrow CNV$

$$l_i/l_{i+1} = 4.85/4.00 = 1.21 < 1.5 \Rightarrow CV$$

La redondance n'est pas vérifiée $P_{2x} = P_{2y} = 0.05$

Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier:

Ces deux critères sont observés en zone II et III.

$$P_{5x} = P_{5y} = P_{6x} = P_{6y} = 0$$

Alors : $Q = 1.1$; on prend la valeur la plus pénalisante : $Q = 1.1$

On doit calculer le facteur d'amplification dynamique (D), et pour cela il faut d'abord calculer la période fondamentale qui correspond à la plus petite des valeurs obtenue par les formules 4-6 et 4-7 (article 4.24 du RPA99version2003).

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\} = \min \{0.62; 2.5\} = 0.62 \text{ seconde}$$

L'article 4.24 du RPA99 version 2003 postule que :

« Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% ».

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur D est déterminé suivant le tableau suivant :

Condition sur T	Période choisie
$T_{\text{analytique}} < T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{empirique}}$
$T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1,3T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{analytique}}$
$1,3T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}}$	$T = 1,3T_{\text{empirique}}$

$$1.3T_{\text{empirique}} = 0.80 \text{ seconde} < T_{\text{analytique}} = 0.95 \text{ seconde} \Rightarrow T = 1.3T_{\text{empirique}} = 0.80 \text{ seconde}$$

$$T_2 = 0.4 \text{ s} < T = 0.80 \text{ s} < 3 \text{ s} \Rightarrow D = 1.13$$

$$A = 0.15$$

$$R = 5$$

$$W = 8956.161 \text{ KN (poids total de la structure déterminé du ETABS).}$$

$$D = 1.13$$

$$Q = 1.1$$

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

On trouve: $V = 333.97 \text{ KN}$

- L'effort tranchant à la base :(déterminé à partir de l'ETABS)

$$V_{x \text{ anal}} = 512.52 \text{ KN}$$

$$V_{y \text{ anal}} = 573.24 \text{ KN}$$

$$V_{x \text{ anal}} = 512.52 > 80\% V_x = 333.97 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{y \text{ anal}} = 573.24 > 80\% V_y = 333.97 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Conclusion :**

$$V_{\text{analytique}} > 0.8 V_{\text{MSE}} \Rightarrow \text{l'article 4.3.6 du RPA99 version 2003 est vérifié.}$$

D-Déplacements relatifs :

D'après le RPA 99 (art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le RPA 99 (art 4-43) :

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement

le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Suivant Ex :

Story	Diaphragm	Load	UX	$\delta_k - \delta_{k-1}$	1% h_e	Condition
STORY9	D9	EX	0,0146	0,0013	0.0306	Vérifiée
STORY8	D8	EX	0,0133	0,0015	0.0306	Vérifiée
STORY7	D7	EX	0,0118	0,0017	0.0306	Vérifiée
STORY6	D6	EX	0,0101	0,0019	0.0306	Vérifiée
STORY5	D5	EX	0,0082	0,002	0.0306	Vérifiée
STORY4	D4	EX	0,0062	0,0019	0.0306	Vérifiée
STORY3	D3	EX	0,0043	0,0018	0.0306	Vérifiée
STORY2	D2	EX	0,0025	0,0015	0.0306	Vérifiée
STORY1	D1	EX	0,001	0,001	0.0408	Vérifiée

Tableau IV-10 déplacements relatifs selon sens x-x

Suivant Ey :

Story	Diaphragm	Load	UY	$\delta_k - \delta_{k-1}$	1% h_e	Condition
STORY9	D9	EY	0,0112	0,0011	0.0306	Vérifiée
STORY8	D8	EY	0,0101	0,0013	0.0306	Vérifiée
STORY7	D7	EY	0,0088	0,0014	0.0306	Vérifiée
STORY6	D6	EY	0,0074	0,0015	0.0306	Vérifiée
STORY5	D5	EY	0,0059	0,0015	0.0306	Vérifiée
STORY4	D4	EY	0,0044	0,0014	0.0306	Vérifiée
STORY3	D3	EY	0,003	0,0013	0.0306	Vérifiée
STORY2	D2	EY	0,0017	0,0011	0.0306	Vérifiée
STORY1	D1	EY	0,0006	0,0006	0.0408	Vérifiée

Tableau IV-11 déplacements relatifs selon sens x-x

E-Déplacement maximal :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{max} \leq f = \frac{H_t}{500}$$

f : la flèche admissible.

Ht : la hauteur totale du bâtiment.

Suivant Ex :

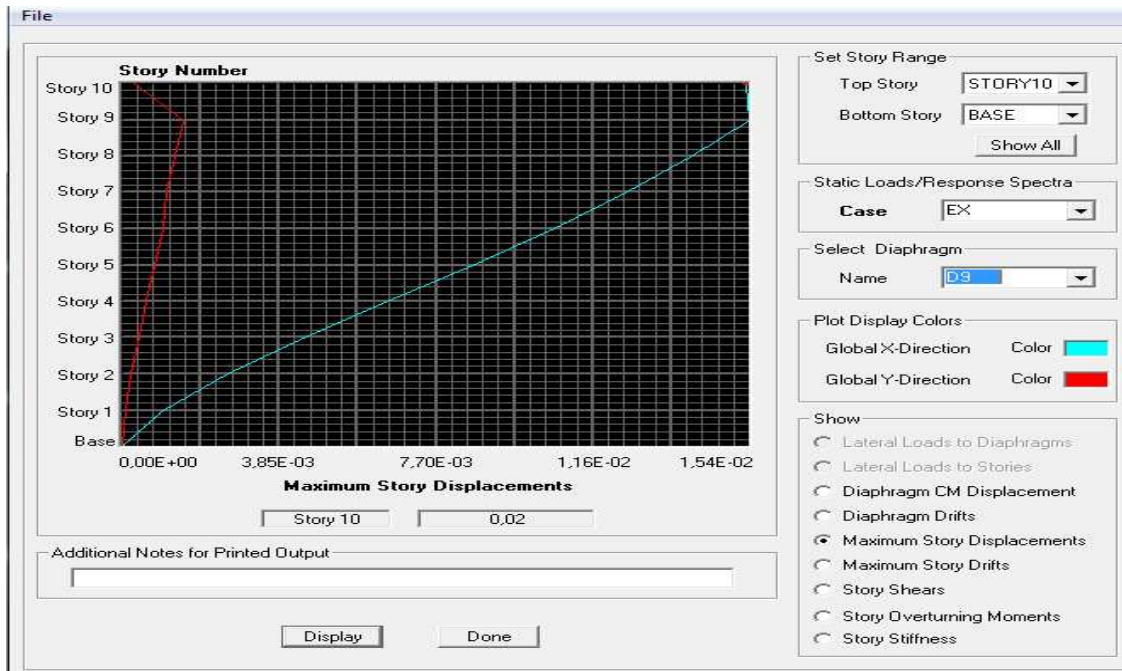


Figure IV-3- Déplacement maximal dans le sens x-x

Déplacement maximal dans le sens x-x :

$$\delta_{max} = 0,02m < f = \frac{H_t}{500} = \frac{28.56}{500} = 0,057m \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Suivant Ey :

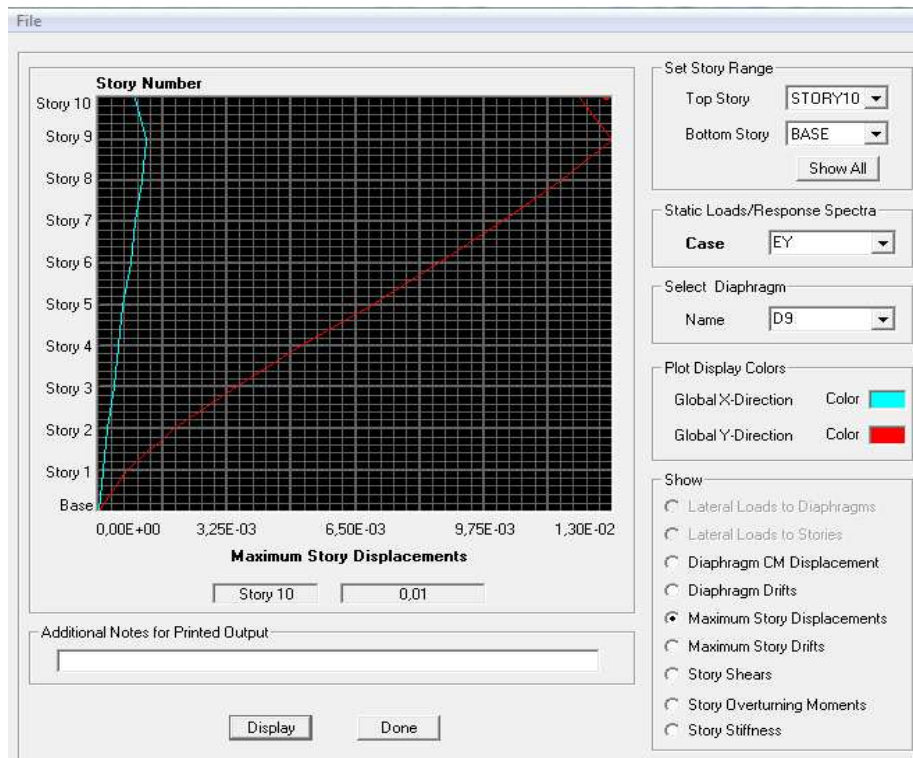


Figure IV-4- Déplacement maximal dans le sens y-y

Déplacement maximal dans le sens y-y :

$$\delta_{max} = 0,01m < f = \frac{H_t}{500} = \frac{28.56}{500} = 0,057m \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

F-Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux:

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.3$$

Nd : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Nd= 1226.55 KN

Bc : l'aire (section brute) de la section de béton.

fc28 = la résistance caractéristique du béton.

$$\frac{1226.55}{0.45 \times 0.45 \times 25000} = 0.242 \leq 0.30 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

G-Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : (Art 5.9. RPA 99/ version 2003) :

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

$$\theta = Pk \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

Pk: Poids total de la structure et des charges exploitation associées au-dessus du niveau K.

Δk: le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1".

hk: la hauteur de l'étage k.

SENS X-X :						
Niveau	Pk(KN)	δk- δk-1	Vk (KN)	Vk x hk	θ _K	Condition
9	151,6063	0,0013	135,7	41524,2	4,746E-06	vérifiée
8	299,5819	0,0015	357,71	109459,26	4,105E-06	vérifiée
7	447,9702	0,0017	644,18	197119,08	3,863E-06	vérifiée
6	596,3585	0,0019	984,69	301315,14	3,760E-06	vérifiée
5	746,5811	0,002	1372,91	420110,46	3,554E-06	vérifiée
4	899,0854	0,0019	1802,78	551650,68	3,096E-06	vérifiée
3	1056,09	0,0018	2270,08	694644,48	2,736E-06	vérifiée
2	1215,7274	0,0015	2767,19	846760,14	2,153E-06	vérifiée
1	1387,3855	0,001	3279,71	1338121,68	1,036E-06	vérifiée

Tableau IV-12 l'effet P-Δ selon sens x-x

SENS Y-Y :						
Niveau	Pk (KN)	$\delta_k - \delta_{k-1}$	Vk (KN)	Vk x hk	θ_k	Condition
9	151,6063	0,0011	156,54	47901,24	3,481E-06	vérifiée
8	299,5819	0,0013	407,38	124658,28	3,124E-06	vérifiée
7	447,9702	0,0014	729,8	223318,8	2,808E-06	vérifiée
6	596,3585	0,0015	1116,69	341707,14	2,617E-06	vérifiée
5	746,5811	0,0015	1559,59	477234,54	2,346E-06	vérifiée
4	899,0854	0,0014	2046,66	626277,96	2,009E-06	vérifiée
3	1056,09	0,0013	2571,63	786918,78	1,744E-06	vérifiée
2	1215,7274	0,0011	3128,03	957177,18	1,397E-06	vérifiée
1	1387,3855	0,0006	3701,27	1510118,16	5,512E-07	vérifiée

Tableau IV-13 l'effet P- Δ selon sens y-y

Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus pour les 2 structures on peut conclure que :

- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- L'excentricité accidentelle est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Les efforts normaux aux niveaux des poteaux sont vérifiés.
- l'effet P- Δ est vérifié.

✓ *Nous pouvons passer à la détermination des efforts internes et le ferrailage de la structure.*

V-Ferrailage des poteaux :

Introduction :

Les poteaux sont calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables pour les cas suivants :

	γ_s	fC28 (Mpa)	f _{bu} (Mpa)	Fe(Mpa)	σ_s (Mpa)
Situation durable	1,15	25	14,2	400	348
Situation accidentelle	1	25	18,48	400	400

Le contreventement de la structure est assuré par voile porteur donc les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- $1,35G+1,5Q \rightarrow$ à l'ELU.
- $G+Q \rightarrow$ à l'ELS.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier deux cas :

- Section partiellement comprimée (**SPC**).
- Section entièrement comprimée (**SEC**).

Diagrammes des efforts internes :

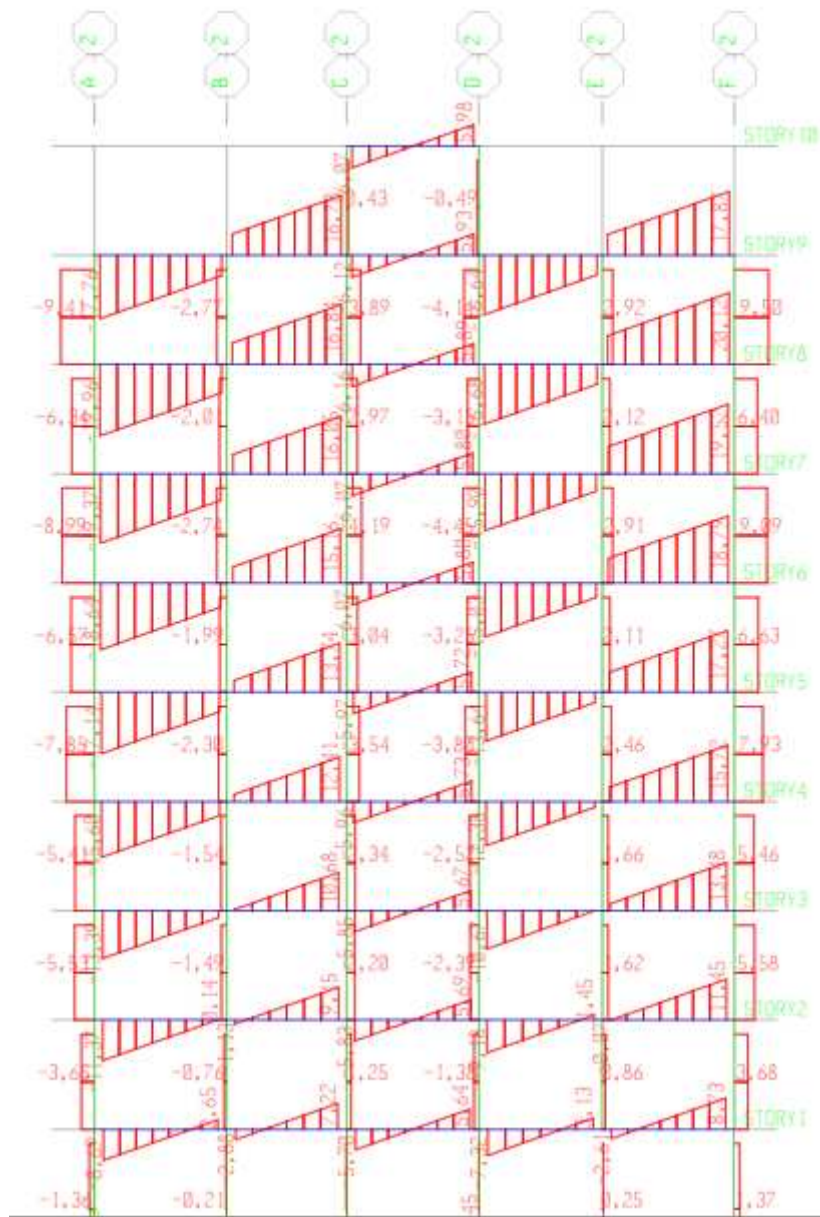


Figure V-1 : Diagramme des efforts normaux du portique 2(sens transversal)

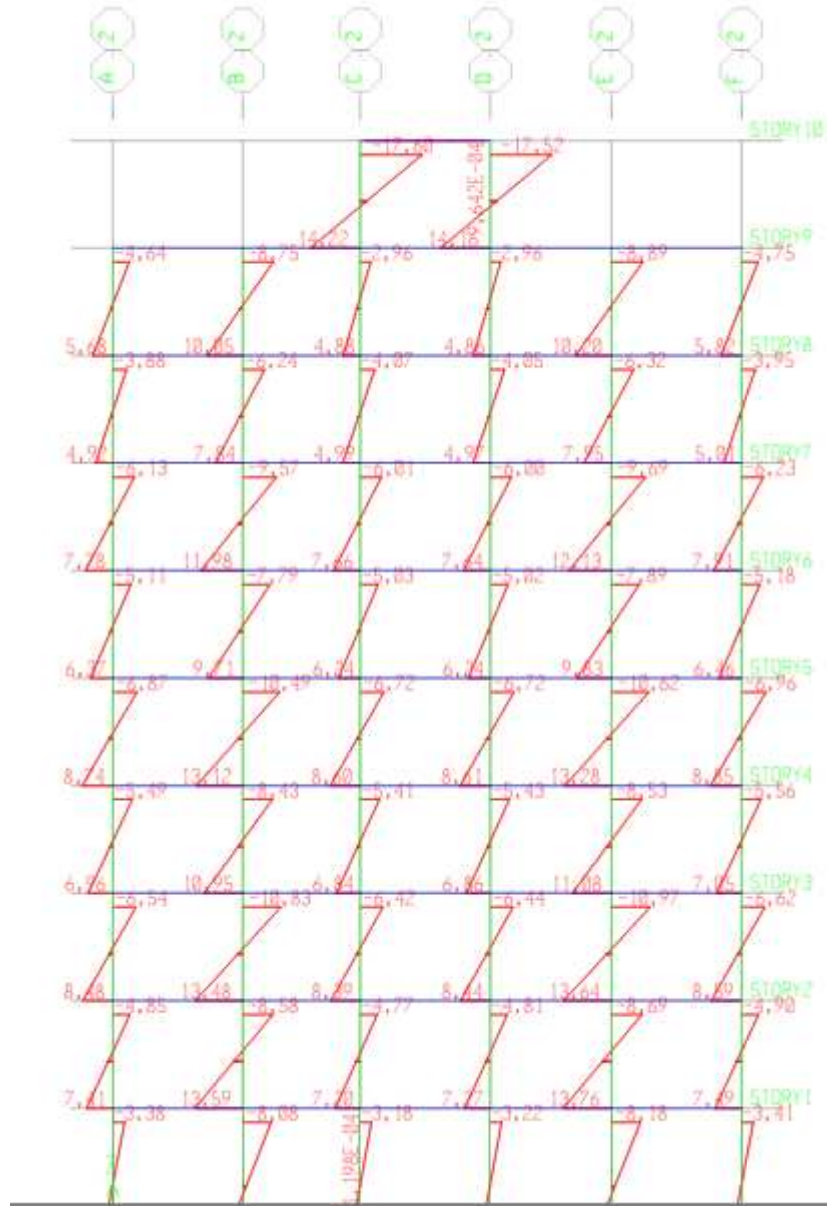


Figure V-2 : Diagramme des moments fléchissant (2-2) du portique 2 (sens transversal)

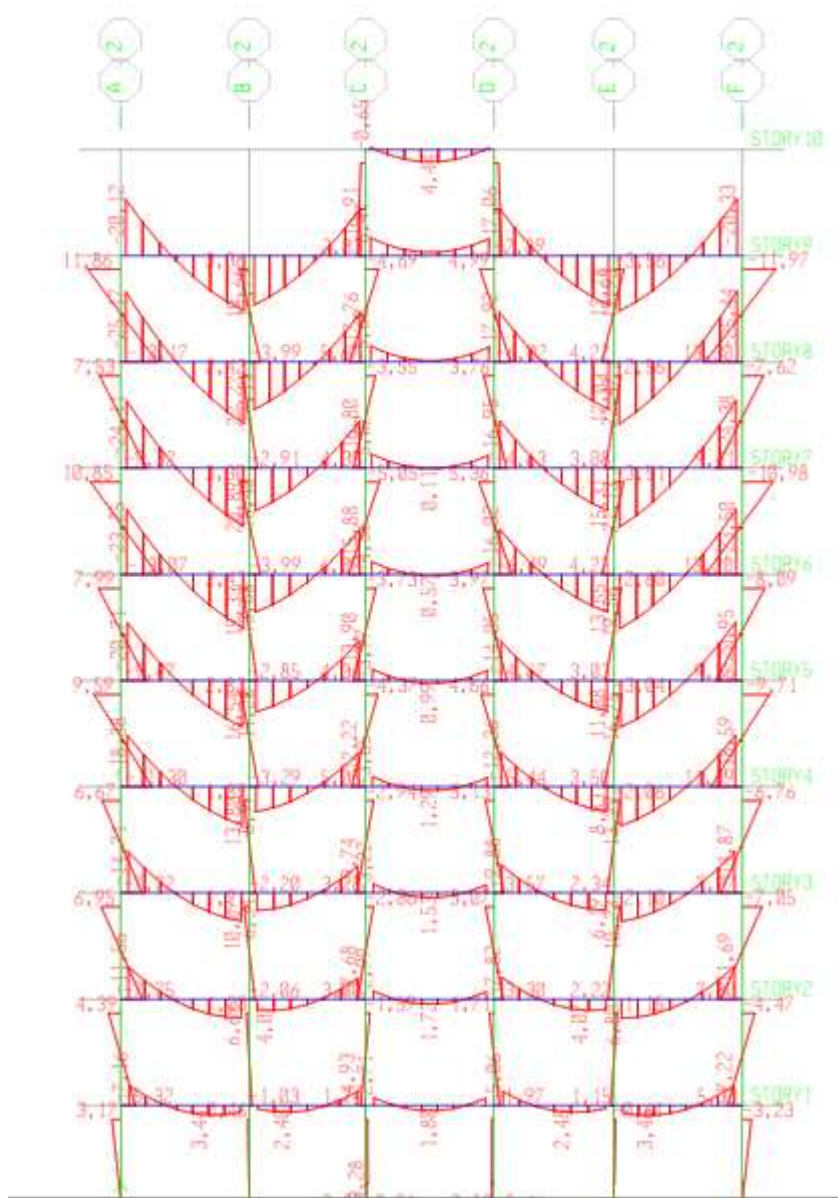


Figure V-3 : Diagramme des moments fléchissant (3-3) du portique 2 (sens transversal)

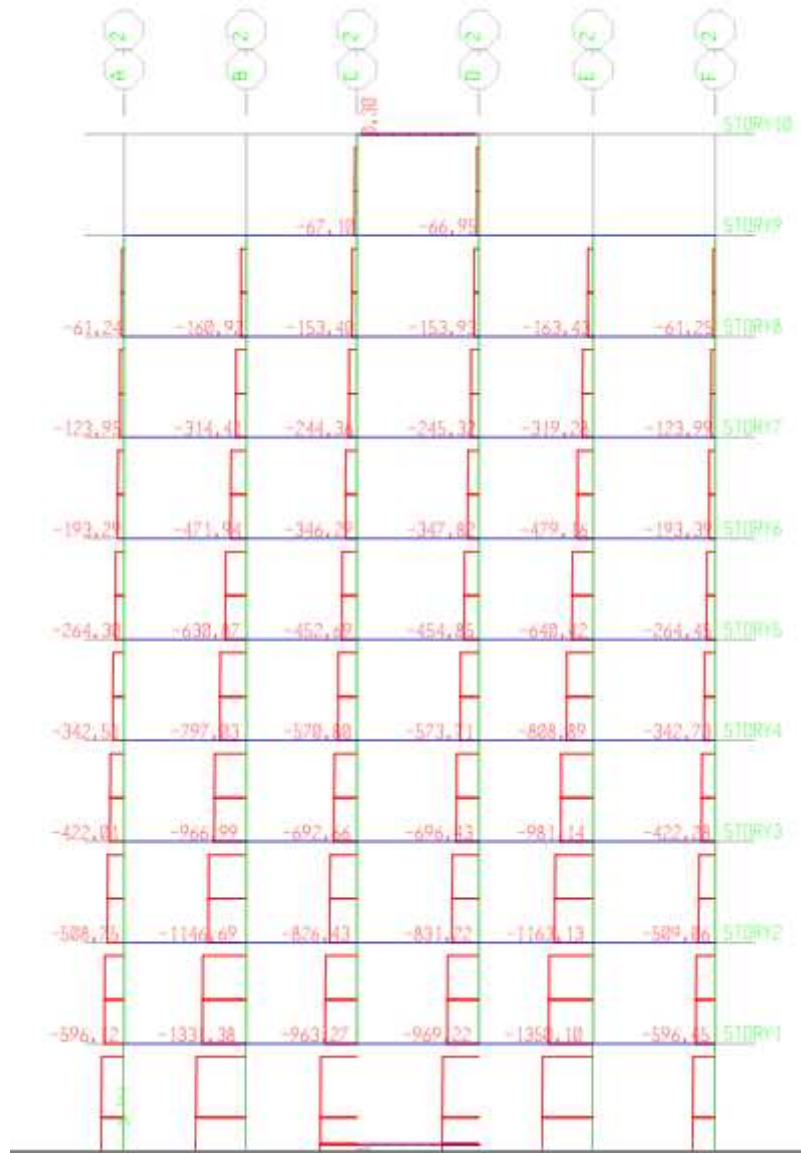


Figure V-4 : Diagramme des efforts normaux du portique 2 (sens transversal)

V-1 Structure 1 :

V-1-1-Recommandations et exigences du RPA99 révisée 2003 :

V-1-1-1-Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à la haute adhérence, droites et sans crochets.
- Les pourcentages d'armatures recommandées par rapport à la section du béton sont :
- Le pourcentage minimal d'armatures sera $0,8\% \times b \times h$ (en zone II)

Zone 1 : Poteaux (50×50) : $A_{\min} = 0,008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$

Zone 2 : Poteaux (45×45) : $A_{\min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$

Zone 3 : Poteaux (40×40) : $A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12.80 \text{ cm}^2$

Zone 4 : Poteaux (35×35) : $A_{\min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 09.80 \text{ cm}^2$

Zone 5 : Poteaux (30×30) : $A_{\min} = 0,008 \times 30 \times 30 = 07.20 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de $6\% \times b \times h$ (en zone II)

Zone 1 : Poteaux (50×50) : $A_{\max} = 0,06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$

Zone 2 : Poteaux (45×45) : $A_{\max} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$

Zone 3 : Poteaux (40×40) : $A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$

Zone 4 : Poteaux (35×35) : $A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$

Zone 5 : Poteaux (30×30) : $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximal en zone courante sera $4\% \times b \times h$ (en zone II)

Zone 1 : Poteaux (50×50) : $A_{\max} = 0,04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$

Zone 2 : Poteaux (45×45) : $A_{\max} = 0,04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$

Zone 3 : Poteaux (40×40) : $A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$

Zone 4 : Poteaux (35×35) : $A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$

Zone 5 : Poteaux (30×30) : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$

- Le diamètre minimal est de **12[cm]**
- longueur maximale de recouvrement $L_R = \Phi_L^{\min}$ zone II
- La distance entre les barres longitudinales, dont une face ne doit pas dépasser **25cm** en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être, si possibles, à l'extérieur des zones nodales.

V-1-1-2-Armatures transversales :

Les armatures transversales ont principalement un rôle de maintien des armatures longitudinales, elles évitent ainsi leur flambement.

Ces armatures sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho.V_u}{H_1.f_e} \quad (\text{article 7.4.2.2/RPA99 version 2003})$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

H_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier de l'armature transversale

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à 2.5 si λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et 3.75 dans le cas contraire.

λ_g : L'élanement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l}{i}, \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}, \quad l = 0.7h_e$$

S_t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente ; par ailleurs la valeur de cet espacement est fixée dans la zone II comme suit :

-Dans la zone nodale :

$$S_t \leq (10\Phi_L^{min}, 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1.2, 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}.$$

-Dans la zone courante:

$$S_t \leq \min(15\Phi_L^{min}) = 18 \text{ cm}.$$

L'écartement (S_t) des armatures transversales sera égal à :

En zone nodale $S_t = 10 \text{ cm}$.

En zone courante $S_t = 15 \text{ cm}$.

❖ **Poteaux (50x50) :**

Pour le 1^{er} sous-sol et le RDC :

$$l = 0.7 \times 4.08 = 2.856 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_g = \frac{l}{b} = \frac{2.856}{0.50} = 5.712$$

$$\Rightarrow \lambda_g > 5 \quad \text{d'où} \quad \rho = 2.5$$

-Dans la zone nodale :

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left(\frac{2.5 \times 10.68 \times 1000}{500 \times 400} \right) \times 10 = 1.33 \text{ cm}^2$$

-Dans la zone courante :

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left(\frac{2.5 \times 10.68 \times 1000}{500 \times 400} \right) \times 15 = 2.00 \text{ cm}^2$$

❖ **Poteaux (45x45) :**

$$l = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_g = \frac{l}{b} = \frac{2.142}{0.45} = 4.76$$

$$\Rightarrow \lambda_g < 5 \quad \text{d'où} \quad \rho = 3.75$$

-Dans la zone nodale :

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left(\frac{3.75 \times 24.23 \times 1000}{450 \times 400} \right) \times 10 = 5.05 \text{ cm}^2$$

-Dans la zone courante :

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left(\frac{3.75 \times 24.23 \times 1000}{450 \times 400} \right) \times 15 = 7.57 \text{ cm}^2$$

❖ Poteaux (40x40) :

$$l = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.142}{0.40} = 5.355$$

$$\Rightarrow \lambda_g > 5 \quad \text{d'où} \quad \rho = 2.5$$

-Dans la zone nodale :

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left(\frac{2.5 \times 22.30 \times 1000}{400 \times 400} \right) \times 10 = 3.48 \text{ cm}^2$$

-Dans la zone courante :

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left(\frac{2.5 \times 22.30 \times 1000}{400 \times 400} \right) \times 15 = 5.22 \text{ cm}^2$$

❖ Poteaux (35x35) :

$$l = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.142}{0.35} = 6.12$$

$$\Rightarrow \lambda_g > 5 \quad \text{d'où} \quad \rho = 2.5$$

-Dans la zone nodale :

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left(\frac{2.5 \times 21.38 \times 1000}{350 \times 400} \right) \times 10 = 3.82 \text{ cm}^2$$

-Dans la zone courante :

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left(\frac{2.5 \times 16.91 \times 1000}{350 \times 400} \right) \times 15 = 5.73 \text{ cm}^2$$

❖ Poteaux (30x30) :

$$l = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.142}{0.30} = 7.14$$

$$\Rightarrow \lambda_g > 5 \quad \text{d'où} \quad \rho = 2.5$$

-Dans la zone nodale :

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left(\frac{2.5 \times 20.51 \times 1000}{300 \times 400} \right) \times 10 = 4.27 \text{ cm}^2$$

-Dans la zone courante :

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left(\frac{2.5 \times 20.51 \times 1000}{300 \times 400} \right) \times 15 = 6.40 \text{ cm}^2$$

➤ Longueurs de recouvrement :

$$L_r = 40\Phi_t = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$$

Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale :

D'après l'article (7-4-2-2) /RPA 99 version 2003, la quantité d'armatures transversales minimale $A_t/t \cdot b_1$ en pourcentage est donnée comme suit :

Si $\lambda_g \geq 5$ 0.3%

Avec :

λ_g : L'élançement géométrique du poteau

b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

D 'où :

$$A_t^{min} = 0.3\% t b_1$$

En zone nodale (St = 10cm) :

- Poteau de (50×50) cm² $A_t = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2$.
- Poteau de (45×45) cm² $A_t = 0.0067 \times 10 \times 45 = 3.02 \text{ cm}^2$. (après interpolation)
- Poteau de (40×40) cm² $A_t = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.20 \text{ cm}^2$.
- Poteau de (35×35) cm² $A_t = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2$.
- Poteau de (30×30) cm² $A_t = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.90 \text{ cm}^2$

En zone courante (St = 15cm):

- Poteau de (50×50) cm² $A_t = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2$.
- Poteau de (45×45) cm² $A_t = 0.0067 \times 15 \times 45 = 4.52 \text{ cm}^2$. (après interpolation)
- Poteau de (40×40) cm² $A_t = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2$.
- Poteau de (35×35) cm² $A_t = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2$.
- Poteau de (30×30) cm² $A_t = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$

V-1-2-Calcul du ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « Socotec». Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Poteaux (50x50) cm² :

Niveau	Section	Etat limite ultime		Combinaisons accidentelles	
RDC	50X50	$N_c^{max} = 1561.84 KN$		$N_c^{max} = 1136.91 KN$	
		$M_2^{corr} = 6.478KN.m$	$M_3^{corr} = 0.362KN.m$	$M_2^{corr} = 4.694KN.m$	$M_3^{corr} = 0.259KN.m$
		$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$	$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$
		$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$	$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$
		$N_c^{min} = -667.96 KN$		$N_c^{min} = 340.79 KN$	
		$M_2^{corr} = -3.44 KN.m$	$M_3^{corr} = 3.171 KN.m$	$M_2^{corr} = -1.615 KN.m$	$M_3^{corr} = 1.662KN.m$
		$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$	$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$
		$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$	$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s2} = 0 cm^2$
		$M_3^{max} = -3.474 KN.m$	$N^{Corr} = 946.83KN.m$	$M_3^{max} = -2.513 KN.m$	$N^{Corr} = 689.45KN.m$
		$A_{s3} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$
		$M_2^{max} = 26.177KN.m$	$N^{Corr} = 946.83 KN.m$	$M_2^{max} = 18.982KN.m$	$N^{Corr} = 689.45 KN.m$
		$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s2} = 0 cm^2$

Tableau V-1: Ferrailage des poteaux de (50x50 cm²)

Poteaux (45x45) cm^2 :

Niveau	Section	Etat limite ultime		Combinaisons accidentelles	
1 ^{er} , 2 ^{eme} étage	45X45	$N_c^{max} = 1353.55 KN$		$N_c^{max} = 985.18 KN$	
		$M_2^{corr} = 13.896KN.m$	$M_3^{corr} = 1.324KN.m$	$M_2^{corr} = 10.07 KN.m$	$M_3^{corr} = 0.95 KN.m$
		$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$	$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$
		$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$	$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$
		$N_c^{mim} = 490.17 KN$		$N_c^{mim} = 249.43 KN$	
		$M_2^{corr} = -6.716 KN.m$	$M_3^{corr} = 6.971 KN.m$	$M_2^{corr} = -3.18 KN.m$	$M_3^{corr} = 3.474 KN.m$
		$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$	$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$
		$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$	$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s2} = 0 cm^2$
		$M_3^{max} = 9.67 KN.m$	$N^{Corr} = 848.3KN.m$	$M_3^{max} = 7.035KN.m$	$N^{Corr} = 618.34 KN.m$
		$A_{s3} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$
		$M_2^{max} = -35.152KN.m$	$N^{Corr} = 730.64 KN.m$	$M_2^{max} = -25.49KN.m$	$N^{Corr} = 532.06 KN.m$
		$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s2} = 0 cm^2$

Tableau : V-2- Ferrailage des poteaux de (45x45 cm^2)

Poteaux (40x40) cm²

Niveau	Section	Etat limite ultime		Combinaisons accidentelles	
3 ^{eme} , 4 ^{eme} étage	40X40	$N_c^{max} = 984.03 \text{ KN}$		$N_c^{max} = 166.63 \text{ KN}$	
		$M_2^{corr} = 11.213 \text{ KN.m}$	$M_3^{corr} = 2.647 \text{ KN.m}$	$M_2^{corr} = -3.453 \text{ KN.m}$	$M_3^{corr} = 4.723 \text{ KN.m}$
		$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$
		$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$
		$N_c^{mim} = 327.85 \text{ KN}$		$N_c^{mim} = 716.29 \text{ KN}$	
		$M_2^{corr} = -7.052 \text{ KN.m}$	$M_3^{corr} = 9.615 \text{ KN.m}$	$M_2^{corr} = 8.131 \text{ KN.m}$	$M_3^{corr} = 1.907 \text{ KN.m}$
		$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$
		$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$
		$M_3^{max} = 11.42 \text{ KN.m}$	$N^{Corr} = 342.44 \text{ KN.m}$	$M_3^{max} = 8.315 \text{ KN.m}$	$N^{Corr} = 250.2 \text{ KN.m}$
		$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$
		$M_2^{max} = -32.547 \text{ KN.m}$	$N^{Corr} = 503.12 \text{ KN.m}$	$M_2^{max} = -23.621 \text{ KN.m}$	$N^{Corr} = 366.33 \text{ KN.m}$
		$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$

Tableau V-3 : Ferrailage des poteaux de (40x40 cm²)

Poteaux (35x35) cm² :

Niveau	Section	Etat limite ultime		Combinaisons accidente	
5 ^{eme} , 6 ^{eme} étage	35X35	$N_c^{max} = 642.47 \text{ KN}$		$N_c^{max} = 467.87 \text{ KN}$	
		$M_2^{corr} = 9.96 \text{ KN.m}$	$M_3^{corr} = 3.388 \text{ KN.m}$	$M_2^{corr} = 7.228 \text{ KN.m}$	$M_3^{corr} = 2.445 \text{ KN.m}$
		$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$
		$\hat{A}_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$\hat{A}_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$\hat{A}_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$\hat{A}_{s3} = 0 \text{ cm}^2$
		$N_c^{mim} = 182.09 \text{ KN}$		$N_c^{mim} = 92.89 \text{ KN}$	
		$M_2^{corr} = -6.299 \text{ KN.m}$	$M_3^{corr} = 10.87 \text{ KN.m}$	$M_2^{corr} = -3.127 \text{ KN.m}$	$M_3^{corr} = 5.32 \text{ KN.m}$
		$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$
		$\hat{A}_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$\hat{A}_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$\hat{A}_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$\hat{A}_{s2} = 0 \text{ cm}^2$
		$M_3^{max} = 13.221 \text{ KN.m}$	$N^{Corr} = 193.19 \text{ KN.m}$	$M_3^{max} = 9.622 \text{ KN.m}$	$N^{Corr} = 141.23 \text{ KN.m}$
		$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$\hat{A}_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$\hat{A}_{s3} = 0 \text{ cm}^2$
		$M_2^{max} = 25.446 \text{ KN.m}$	$N^{Corr} = 274.23 \text{ KN.m}$	$M_2^{max} = -22.819 \text{ KN.m}$	$N^{Corr} = 207.81 \text{ KN.m}$
		$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$\hat{A}_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$\hat{A}_{s2} = 0 \text{ cm}^2$

Tableau V-4 : Ferrailage des poteaux de (35x35 cm²)

Poteaux (30x30) cm² :

Niveau	Section	Etat limite ultime		Combinaisons accidentelles	
7 ^{eme} , 8 ^{eme} étage	30X30	$N_c^{max} = 320.34 \text{ KN}$		$N_c^{max} = 233.69 \text{ KN}$	
		$M_2^{corr} = 8.068 \text{ KN.m}$	$M_3^{corr} = 3.411 \text{ KN.m}$	$M_2^{corr} = 5.853 \text{ KN.m}$	$M_3^{corr} = 2.464 \text{ KN.m}$
		$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$
		$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$
		$N_c^{mim} = 53.08 \text{ KN}$		$N_c^{mim} = 28.25 \text{ KN}$	
		$M_2^{corr} = -4.796 \text{ KN.m}$	$M_3^{corr} = 11.85 \text{ KN.m}$	$M_2^{corr} = -2.506 \text{ KN.m}$	$M_3^{corr} = -5.881 \text{ KN.m}$
		$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0.16 \text{ cm}^2$
		$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0.48 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$
		$M_3^{max} = 13.307 \text{ KN.m}$	$N^{Corr} = 61.16 \text{ KN.m}$	$M_3^{max} = 9.687 \text{ KN.m}$	$N^{Corr} = 44.91 \text{ KN.m}$
		$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0.52 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0.30 \text{ cm}^2$
		$M_2^{max} = -28.953 \text{ KN.m}$	$N^{Corr} = 90.89 \text{ KN.m}$	$M_2^{max} = -21.06 \text{ KN.m}$	$N^{Corr} = 66.49 \text{ KN.m}$
		$A_{s2} = 1.96 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 1.12 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$

Tableau V-5 : Ferrailage des poteaux de (30x30 cm²)

V-1-3-Vérfications à l'ELU :

➤ **Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91 Article :A.6.1.221)**

$$l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$\Psi_s = 1.5$ pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{Pour les HA 12 : } l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 42.32 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour les HA 14 : } l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 49.38 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour les HA 16 : } l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.6 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 56.44 \text{ cm}^2$$

Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement est : $L = 40 \times \varphi$

Pour les **HA12 :**

$$L = 40 \times \varphi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

Pour les **HA14 :**

$$L = 40 \times \varphi = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

Pour les **HA16 :**

$$L = 40 \times \varphi = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

Vérification de l'effort tranchant (RPA99/Art7.4.32) :

$$\tau_b \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

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

$$\text{Zone : 1,3 et 4 : } \tau_b \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa.}$$

$$\text{Zone : 2 : } \tau_b \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ MPa.}$$

➤ **Délimitation de la zone nodale :**

$$L = 2 \times h$$

$$h = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\}.$$

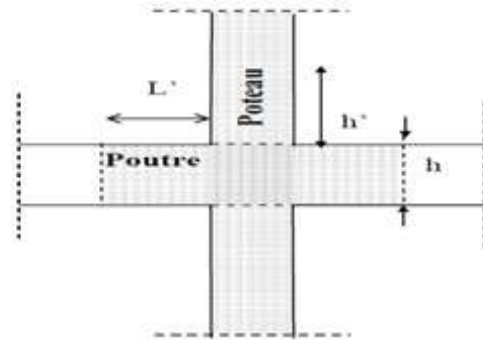
h: hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

$$h = \max\{68, 50, 50, 60\text{cm}\}$$

On aura : $h = 68\text{ cm}$



FigureV- 5- Délimitation de la zone nodale

V-1-4-Vérifications à l'ELS :

❖ Vérification d'une Section partiellement comprimée :

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$Y_1 = Y_2 + l_c$$

Y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

Y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

l_c : La distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

Y_2 : est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $Y_2^3 + P \times Y_2 + q = 0$

Avec : $l_c = \frac{d}{2} - e_s$

$$p = -3 \times l_c^2 - 6 \times n \cdot \bar{A}_u \cdot \frac{d-l_c}{b} + 6 \times n \cdot A_u \frac{d-l_c}{b}$$

$$q = -3 \times l_c^3 - 6 \times n \cdot \bar{A}_u \cdot \frac{(l_c-l_c)^2}{b} - 6 \times n \cdot A_u \frac{(d-l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si $\Delta \geq 0$: $t = 0.5 \times (\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $Y_2 = u - \frac{p}{3 \times u}$

Si $\Delta < 0 \rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$y_1^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) \quad ; \quad y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) \quad ; \quad y_3^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec : $\alpha = \arccos\left(\frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right)$; $a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + 1 < h$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times \left[A_s \cdot (d - y_1)^2 + \hat{A}_s (y_1 - d)^2 \right]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{l} \times y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Section	Sollicitations	Ns	Ms(KN.m)	e(m)	h/2 -c	Nature	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	σ (MPa)	Observation
50x50	Nmax- Mcor	1137.68	4.608	0.00405035	0.22	SEC	3.8	3.5	15	condition vérifiée
	Nmin- Mcor	336.04	-1.615	-0.00480598	0.22	SEC	1	1.1	15	condition vérifiée
	Mmax-Ncor	693.12	18.948	0.02733726	0.22	SEC	2.8	1.6	15	condition vérifiée
45x45	Nmax- Mcor	985.87	9.949	0.01009159	0.195	SEC	4.3	3.5	15	condition vérifiée
	Nmin- Mcor	229.43	0.753	0.00328205	0.195	SEC	4.3	3.5	15	condition vérifiée
	Mmax-Ncor	535.23	-25.569	-0.04777199	0.195	SEC	4.3	3.5	15	condition vérifiée
40x40	Nmax- Mcor	716.86	7.998	0.01115699	0.17	SEC	4.1	3.1	15	condition vérifiée
	Nmin- Mcor	137.54	0.409	0.00297368	0.17	SEC	0.7	0.7	15	condition vérifiée
	Mmax-Ncor	368.68	-23.689	-0.06425355	0.17	SEC	0.4	3.3	15	condition vérifiée
35x35	Nmax- Mcor	468.26	7.1	0.01516252	0.145	SEC	3.5	2.3	15	condition vérifiée
	Nmin- Mcor	63.45	0.253	0.00398739	0.145	SEC	3.5	2.3	15	condition vérifiée
	Mmax-Ncor	209.11	-22.873	-0.10938262	0.145	SEC	3.5	2.3	15	condition vérifiée
30x30	Nmax- Mcor	233.88	5.763	0.02464084	0.12	SEC	2.1	1	15	condition vérifiée
	Nmin- Mcor	6.96	0.268	0.03850575	0.12	SEC	2.1	1	15	condition vérifiée
	Mmax-Ncor	66.76	-21.06	-0.31545836	0.12	SEC	2.1	1	15	condition vérifiée

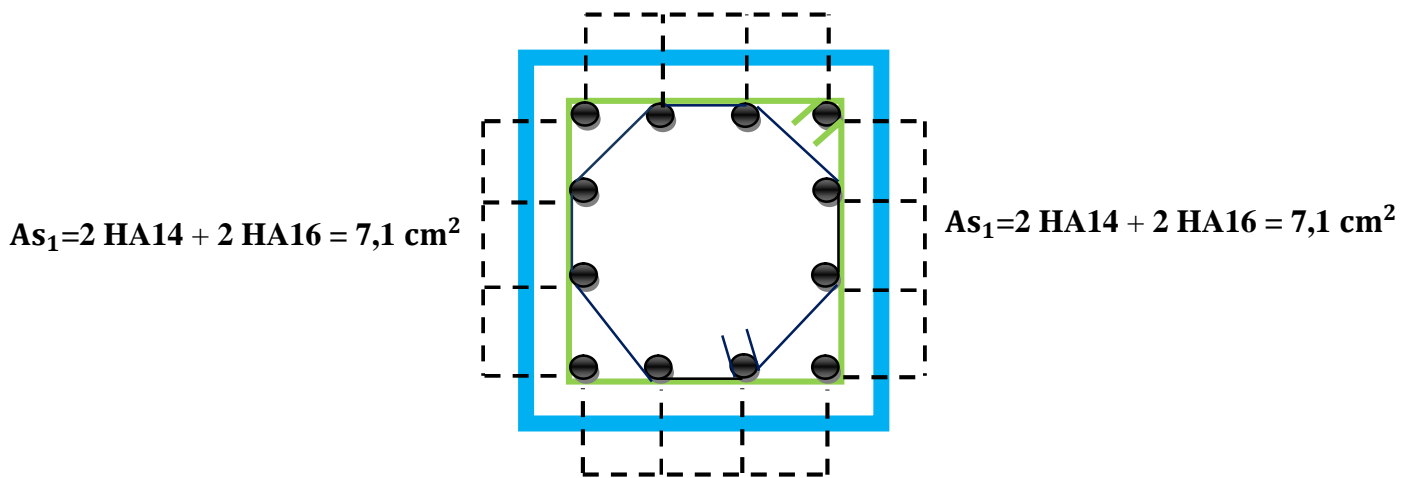
Tableau V-6 : Vérification des contraintes à l'ELS (sens 2-2)

Conclusion :

Poteaux (50X50) cm² :

La section totale est de **8 HA14 + 4HA16 = 20,36 cm²** > $A_{s \text{ min}} = 20 \text{ cm}^2$.

$$A_{s1} = 2 \text{ HA14} + 2 \text{ HA16} = 7,1 \text{ cm}^2$$

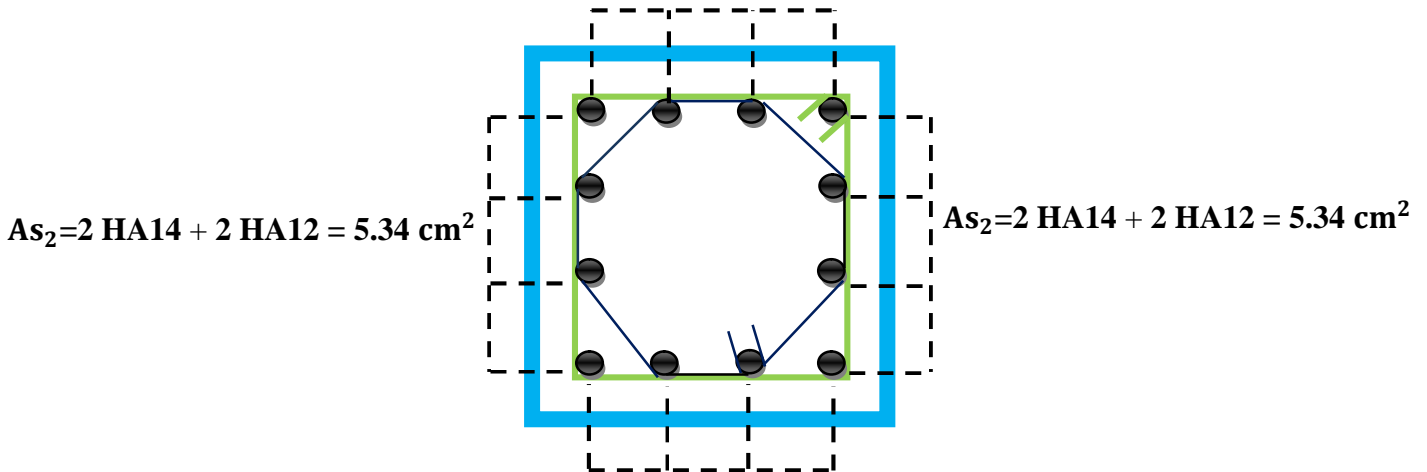


$$A_{s1} = 2 \text{ HA14} + 2 \text{ HA16} = 7,1 \text{ cm}^2$$

Poteaux (45X45) cm² :

La section totale est de $4\text{HA14} + 8\text{HA12} = 16.84 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 16.2 \text{ cm}^2$.

$$A_{s_2} = 2 \text{ HA14} + 2 \text{ HA12} = 5.34 \text{ cm}^2$$

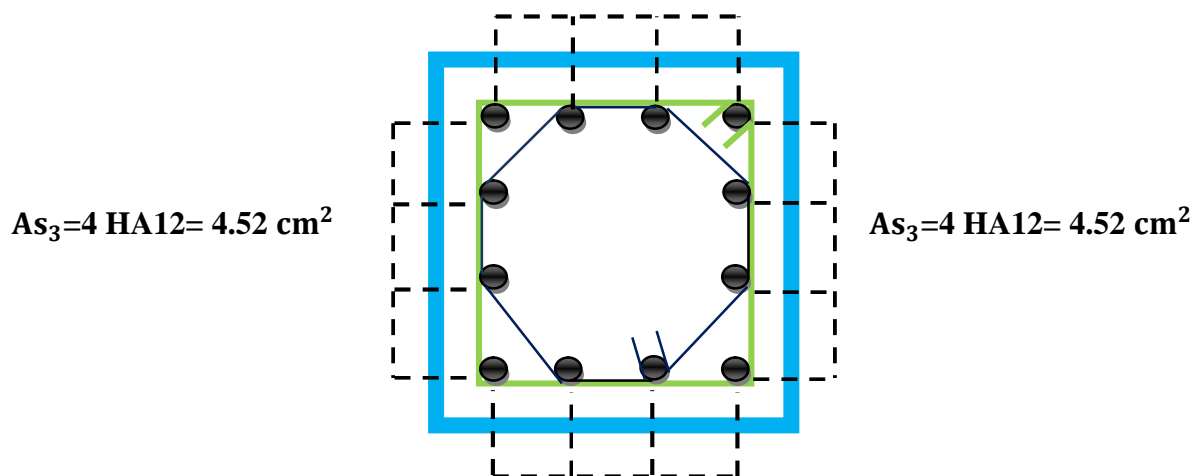


$$A_{s_2} = 2 \text{ HA14} + 2 \text{ HA12} = 5.34 \text{ cm}^2$$

Poteaux (40X40) cm² :

La section totale est de $12\text{HA12} = 13.57 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 12.80 \text{ cm}^2$.

$$A_{s_3} = 4 \text{ HA12} = 4.52 \text{ cm}^2$$



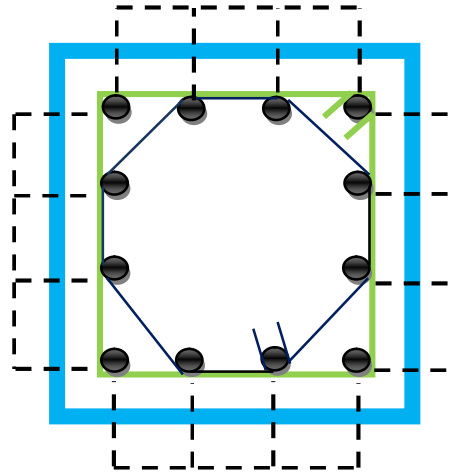
$$A_{s_4} = 3 \text{ HA12} = 3.39 \text{ cm}^2$$

Poteaux (35X35) cm² :

La section totale est de $4\text{HA12}+8\text{HA10} = 10.81 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}}= 09.80 \text{ cm}^2$.

$$A_{s_2}=2 \text{ HA12} + 2 \text{ HA10} = 3.83\text{cm}^2$$

$$A_{s_2}=2 \text{ HA12} + 2 \text{ HA10} = 3.83\text{cm}^2$$



$$A_{s_2}=2 \text{ HA12} + 2 \text{ HA10} = 3.83\text{cm}^2$$

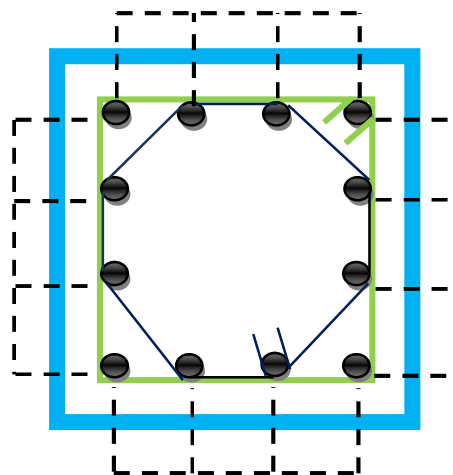
$$A_{s_2}=2 \text{ HA12} + 2 \text{ HA10} = 3.83\text{cm}^2$$

Poteaux (30X30) cm² :

La section totale est de $12\text{HA10} = 09.42 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}}= 07.20 \text{ cm}^2$

$$4 \text{ HA10} = 3.14\text{cm}^2$$

$$4\text{HA10}= 3.14\text{cm}^2$$



$$4 \text{ HA10} = 3.14\text{cm}^2$$

$$4 \text{ HA10} = 3.14\text{cm}^2$$

V-2 Structure 2 :

V-2-1-Recommandations et exigences du RPA99 révisée 2003 :

V-2-1-1-Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à la haute adhérence, droites et sans crochets.
- Les pourcentages d'armatures recommandées par rapport à la section du béton sont :
- Le pourcentage minimal d'armatures sera $0,8\% \times b \times h$ (en zone II)

Zone 2 : Poteaux (45×45) : $A_{min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$

Zone 3 : Poteaux (40×40) : $A_{min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12.80 \text{ cm}^2$

Zone 4 : Poteaux (35×35) : $A_{min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 09.80 \text{ cm}^2$

Zone 5 : Poteaux (30×30) : $A_{min} = 0,008 \times 30 \times 30 = 07.20 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de $6\% \times b \times h$ (en zone II)

Zone 2 : Poteaux (45×45) : $A_{max} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$

Zone 3 : Poteaux (40×40) : $A_{max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$

Zone 4 : Poteaux (35×35) : $A_{max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$

Zone 5 : Poteaux (30×30) : $A_{max} = 0,06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximal en zone courante sera $4\% \times b \times h$ (en zone II)

Zone 2 : Poteaux (45×45) : $A_{max} = 0,04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$

Zone 3 : Poteaux (40×40) : $A_{max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$

Zone 4 : Poteaux (35×35) : $A_{max} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$

Zone 5 : Poteaux (30×30) : $A_{max} = 0,04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$

- Le diamètre minimal est de **12[cm]**
- Longueur maximale de recouvrement $L_R = \Phi_L^{min} \text{ zone II}$
- La distance entre les barres longitudinales, dont une face ne doit pas dépasser **25cm** en **zone IIa**.
- Les jonctions par recouvrement doivent être, si possibles, à l'extérieur des zones nodales.

V-2-1-2-Armatures transversales :

Les armatures transversales ont principalement un rôle de maintien des armatures longitudinales, elles évitent ainsi leur flambement.

Ces armatures sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \quad (\text{Article 7.4.2.2/RPA99 version 2003})$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

H_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier de l'armature transversale

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à 2.5 si λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et 3.75 dans le cas contraire.

λ_g : L'élanement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l}{i}, \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}, \quad l = 0.7h_e$$

S_t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule Précédent ; par ailleurs la valeur de cet espacement est fixée dans la zone II comme suit :

-Dans la zone nodale :

$$S_t \leq (10\phi_L^{min}, 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1.2, 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}.$$

-Dans la zone courante:

$$S_t \leq \min(15\phi_L^{min}) = 18 \text{ cm}.$$

L'écartement (S_t) des armatures transversales sera égal à :

En zone nodale $S_t = 10 \text{ cm}$.

En zone courante $S_t = 15 \text{ cm}$.

❖ **Poteaux (45x45) :**

Pour le RDC :

$$l = 0.7 \times 4.08 = 2.856 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_g = \frac{l}{b} = \frac{2.856}{0.45} = 6.34$$

$$\Rightarrow \lambda_g > 5 \quad \text{d'où} \quad \rho = 2.5$$

-Dans la zone nodale :

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left(\frac{2.5 \times 24.58 \times 1000}{450 \times 400} \right) \times 10 = 3.42 \text{ cm}^2$$

-Dans la zone courante :

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left(\frac{2.5 \times 24.58 \times 1000}{450 \times 400} \right) \times 15 = 5.12 \text{ cm}^2$$

❖ **Poteaux (40x40) :**

$$l = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_g = \frac{l}{b} = \frac{2.142}{0.40} = 5.355$$

$$\Rightarrow \lambda_g > 5 \quad \text{d'où} \quad \rho = 2.5$$

-Dans la zone nodale :

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left(\frac{2.5 \times 22.30 \times 1000}{400 \times 400} \right) \times 10 = 3.48 \text{ cm}^2$$

-Dans la zone courante :

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left(\frac{2.5 \times 22.30 \times 1000}{400 \times 400} \right) \times 15 = 5.22 \text{ cm}^2$$

❖ Poteaux (35x35) :

$$l = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.142}{0.35} = 6.12$$

$$\Rightarrow \lambda_g > 5 \quad \text{d'où} \quad \rho = 2.5$$

-Dans la zone nodale :

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left(\frac{2.5 \times 21.38 \times 1000}{350 \times 400} \right) \times 10 = 3.82 \text{ cm}^2$$

-Dans la zone courante :

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left(\frac{2.5 \times 21.38 \times 1000}{350 \times 400} \right) \times 15 = 5.73 \text{ cm}^2$$

❖ Poteaux (30x30) :

$$l = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.142}{0.30} = 7.14$$

$$\Rightarrow \lambda_g > 5 \quad \text{d'où} \quad \rho = 2.5$$

-Dans la zone nodale :

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left(\frac{2.5 \times 20.51 \times 1000}{300 \times 400} \right) \times 10 = 4.27 \text{ cm}^2$$

-Dans la zone courante :

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left(\frac{2.5 \times 20.51 \times 1000}{300 \times 400} \right) \times 15 = 6.40 \text{ cm}^2$$

Longueurs de recouvrement :

$$L_r = 40 \Phi_t = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale :**

D'après l'article (7-4-2-2) /RPA 99 version 2003, la quantité d'armatures transversales minimale $A_t / t \cdot b_1$ en pourcentage est donnée comme suit :

Si $\lambda_g \geq 5$ 0.3%

Avec :

λ_g : L'élançement géométrique du poteau

b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

D'où : $A_t^{min} = 0.3\% t b_1$

En zone nodale (St = 10cm) :

- Poteau de (45×45) cm^2 $A_t=0.0067 \times 10 \times 45 = 3.02 \text{ cm}^2$.(après interpolation)
- Poteau de (40×40) cm^2 $A_t=0.003 \times 10 \times 40 = 1.20 \text{ cm}^2$.
- Poteau de (35×35) cm^2 $A_t= 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2$.
- Poteau de (30×30) cm^2 $A_t= 0.003 \times 10 \times 30 = 0.90 \text{ cm}^2$

En zone courante (St = 15cm):

- Poteau de (45×45) cm^2 $A_t=0.0067 \times 15 \times 45 = 4.52 \text{ cm}^2$.(après interpolation)
- Poteau de (40×40) cm^2 $A_t=0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2$.
- Poteau de (35×35) cm^2 $A_t= 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2$.
- Poteau de (30×30) cm^2 $A_t= 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$.

V-2-2-Calcul du ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « Socotec». Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Poteaux (45x45)cm² :

Niveau	Section	Etat limite ultime		Combinaisons accidentelles	
	45X45	$N_c^{max} = 1237,17 \text{ KN}$		$N_c^{max} = 897.04 \text{ KN}$	
		$M_2^{corr} = 5.028 \text{ KN.m}$	$M_3^{corr} = 0.381 \text{ KN.m}$	$M_2^{corr} = 3.627 \text{ KN.m}$	$M_3^{corr} = 0.272 \text{ KN.m}$
		$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$
		$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$
		$N_c^{mim} = 358,86 \text{ KN}$		$N_c^{mim} = 186.47 \text{ KN}$	
		$M_2^{corr} = 1.239 \text{ KN.m}$	$M_3^{corr} = 0.27 \text{ KN.m}$	$M_2^{corr} = 0.581 \text{ KN.m}$	$M_3^{corr} = -0.153 \text{ KN.m}$
		$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$
		$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$
		$M_3^{max} = 5.177 \text{ KN.m}$	$N^{Corr} = 630.25 \text{ KN.m}$	$M_3^{max} = 3.75 \text{ KN.m}$	$N^{Corr} = 458.59 \text{ KN.m}$
		$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$
		$M_2^{max} = 19.603 \text{ KN.m}$	$N^{Corr} = 754.56 \text{ KN.m}$	$M_2^{max} = 14.132 \text{ KN.m}$	$N^{Corr} = 547.75 \text{ KN.m}$
		$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$

Tableau V-7: Ferrailage des poteaux de (45x45cm²)

Poteaux (40x40) :

Niveau	Section	Etat limite ultime		Combinaisons accidentelles	
1 ^{ère} , 2 ^{ème} Étage	40X40	$N_c^{max} = 1069.99 \text{ KN}$		$N_c^{max} = 775,75 \text{ KN}$	
		$M_2^{corr} = 10.6 \text{ KN.m}$	$M_3^{corr} = 1.317 \text{ KN.m}$	$M_2^{corr} = 7,644 \text{ KN.m}$	$M_3^{corr} = 0,944 \text{ KN.m}$
		$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$
		$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$
		$N_c^{min} = 241.12 \text{ KN}$		$N_c^{min} = 123.87 \text{ KN}$	
		$M_2^{corr} = 0.56 \text{ KN.m}$	$M_3^{corr} = 0.289 \text{ KN.m}$	$M_2^{corr} = 0.272 \text{ KN.m}$	$M_3^{corr} = -0,154 \text{ KN.m}$
		$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$
		$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$
		$M_3^{max} = 8.542 \text{ KN.m}$	$N^{Corr} = 660.68 \text{ KN.m}$	$M_3^{max} = 6.191 \text{ KN.m}$	$N^{Corr} = 480.08 \text{ KN.m}$
		$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$
		$M_2^{max} = -26.679 \text{ KN.m}$	$N^{Corr} = 581.4 \text{ KN.m}$	$M_2^{max} = -19.23 \text{ KN.m}$	$N^{Corr} = 422.17 \text{ KN.m}$
		$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$

Tableau V-8: Ferraillage des poteaux de (40x40cm²)

Poteaux (35x35) :

Niveau	Section	Etat limite ultime		Combinaisons accidentelles	
3 ^{eme} , 4 ^{eme} Étage	35X35	$N_c^{max} = 777.15 \text{ KN}$		$N_c^{max} = 563.58 \text{ KN}$	
		$M_2^{corr} = 8.342 \text{ KN.m}$	$M_3^{corr} = 2.466 \text{ KN.m}$	$M_2^{corr} = 6.02 \text{ KN.m}$	$M_3^{corr} = 1.774 \text{ KN.m}$
		$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$
		$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$
		$N_c^{mim} = 141.57 \text{ KN}$		$N_c^{mim} = 72.17 \text{ KN}$	
		$M_2^{corr} = 0.264 \text{ KN.m}$	$M_3^{corr} = -0.231 \text{ KN.m}$	$M_2^{corr} = 0.126 \text{ KN.m}$	$M_3^{corr} = -0.111 \text{ KN.m}$
		$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$
		$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$
		$M_3^{max} = 10.143 \text{ KN.m}$	$N^{Corr} = 266.82 \text{ KN.m}$	$M_3^{max} = 7.356 \text{ KN.m}$	$N^{Corr} = 194.31 \text{ KN.m}$
		$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$
		$M_2^{max} = -23.147 \text{ KN.m}$	$N^{Corr} = 400.55 \text{ KN.m}$	$M_2^{max} = -19.69 \text{ KN.m}$	$N^{Corr} = 290.89 \text{ KN.m}$
		$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$

Tableau V-9: Ferrailage des poteaux de (35x35cm²)

Poteaux (30x30) :

Niveau	Section	Etat limite ultime		Combinaisons accidentelles	
5 ^{eme} , 6 ^{eme} , 7 ^{eme} et 8 ^{eme} Étage	30X30	$N_c^{max} = 508.97 \text{ KN}$		$N_c^{max} = 369.42 \text{ KN}$	
		$M_2^{corr} = 6.768 \text{ KN.m}$	$M_3^{corr} = 2.857 \text{ KN.m}$	$M_2^{corr} = 4.888 \text{ KN.m}$	$M_3^{corr} = 2.057 \text{ KN.m}$
		$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$
		$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$
		$N_c^{mim} = 9.19 \text{ KN}$		$N_c^{mim} = 4.57 \text{ KN}$	
		$M_2^{corr} = 0.336 \text{ KN.m}$	$M_3^{corr} = -0.331 \text{ KN.m}$	$M_2^{corr} = 0.168 \text{ KN.m}$	$M_3^{corr} = -0.154 \text{ KN.m}$
		$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$
		$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$
		$M_3^{max} = 13.185 \text{ KN.m}$	$N^{Corr} = 52.75 \text{ KN.m}$	$M_3^{max} = 9.56 \text{ KN.m}$	$N^{Corr} = 38.78 \text{ KN.m}$
		$A_{s3} = 0.63 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$
		$M_2^{max} = -24.206 \text{ KN.m}$	$N^{Corr} = 79.03 \text{ KN.m}$	$M_2^{max} = -17.53 \text{ KN.m}$	$N^{Corr} = 57.81 \text{ KN.m}$
		$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 1,54 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$

Tableau V-10: Ferraillage des poteaux de (30x30cm²)

V-2-3-Vérifications à l'ELU :

➤ Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91 Article :A.6.1.221)

$$l_s = \frac{\varphi f e}{4 \tau_{su}}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$\Psi_s = 1.5$ Pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{Pour les HA 12 : } l_s = \frac{\varphi f e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 42.32 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour les HA 14 : } l_s = \frac{\varphi f e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 49.38 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour les HA 16 : } l_s = \frac{\varphi f e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.6 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 56.44 \text{ cm}^2$$

Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement est : $L = 40 \times \varphi$

Pour les **HA12 :**

$$L = 40 \times \varphi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

Pour les **HA14 :**

$$L = 40 \times \varphi = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

Pour les **HA16 :**

$$L = 40 \times \varphi = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

Vérification de l'effort tranchant (RPA99/Art7.4.32) :

$$\tau_b \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

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

$$\text{Zone : 1,3 et 4 : } \tau_b \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa.}$$

$$\text{Zone : 2 : } \tau_b \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ MPa.}$$

➤ **Délimitation de la zone nodale :**

$$L = 2 \times$$

$$L = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\}.$$

h: Hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : Hauteur entre nus des poutres.

$$h' = \max\{68,50,50,60\text{cm}\}$$

On aura : $h' = 68 \text{ cm}$

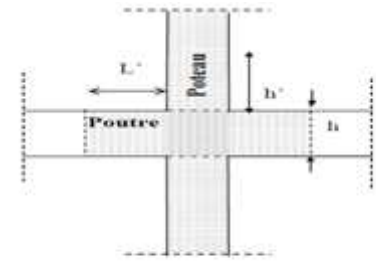


Figure V-6 Délimitation de la zone nodale

V-2-4-Vérifications à l'ELS

❖ Vérification d'une Section partiellement comprimée :

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$Y_1 = Y_2 + l_c$$

Y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

Y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

l_c : La distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

Y_2 : est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $Y_2^3 + P \times Y_2 + q = 0$

Avec : $l_c = \frac{d}{2} - e_s$

$$p = -3 \times l_c^2 - 6 \times n \cdot \bar{A}_u \cdot \frac{d-l_c}{b} + 6 \times n \cdot A_u \cdot \frac{d-l_c}{b}$$

$$q = -3 \times l_c^2 - 6 \times n \cdot \bar{A}_u \cdot \frac{(l_c-l_c)^2}{b} - 6 \times n \cdot A_u \cdot \frac{(d-l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si $\Delta \geq 0$: $t = 0.5 \times (\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $Y_2 = u - \frac{p}{3 \times u}$

Si $\Delta < 0 \rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) ; \quad y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right); \quad y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec : $\alpha = \arccos\left(\frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right)$; $a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + l_c < h$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times \left[A_s \cdot (d - y_1)^2 + \hat{A}_s (y_1 - d)^2 \right]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \times y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Section	sollicitations	Ns	Ms (KN.m)	e(m)	(h/2)- C	nature	Σ_{sup} MPA	Σ_{inf} MPA	Σ MPA	Observation
45x45	Nmax- Mcr	897.87	3.554	0.00395	0.195	SEC	3.7	3.4	15	condition vérifiée
	Nmin- Mcr	263.9	0.863	0.00327	0.195	SEC	1.1	1	15	condition vérifiée
	Mmax-Ncr	551.58	14.111	0.0255	0.195	SEC	2.8	1.6	15	condition vérifiée
40x40	Nmax- Mcr	776.49	7.534	0.0097	0.17	SEC	4.3	3.4	15	condition vérifiée
	Nmin- Mcr	177.12	0.391	0.00220	0.17	SEC	0.9	0.9	15	condition vérifiée
	Mmax-Ncr	425.43	-19.303	-0.0454	0.17	SEC	1	3.3	15	condition vérifiée
35x35	Nmax- Mcr	564.19	5.898	0.0104	0.145	SEC	3.1	2.1	15	condition vérifiée
	Nmin- Mcr	103.92	0.186	0.00179	0.145	SEC	2.6	2.6	15	condition vérifiée
	Mmax-Ncr	293.24	-16.751	-0.0572	0.145	SPC	0.4	3.2	15	condition vérifiée
30x30	Nmax- Mcr	369.84	4.78	0.01293	0.12	SEC	3.8	2.5	15	condition vérifiée
	Nmin- Mcr	6.61	0.247	0.0374	0.12	SEC	0.1	0	15	condition vérifiée
	Mmax-Ncr	58.04	-17.565	0.1669	0.12	SPC	0	3.5	15	condition vérifiée

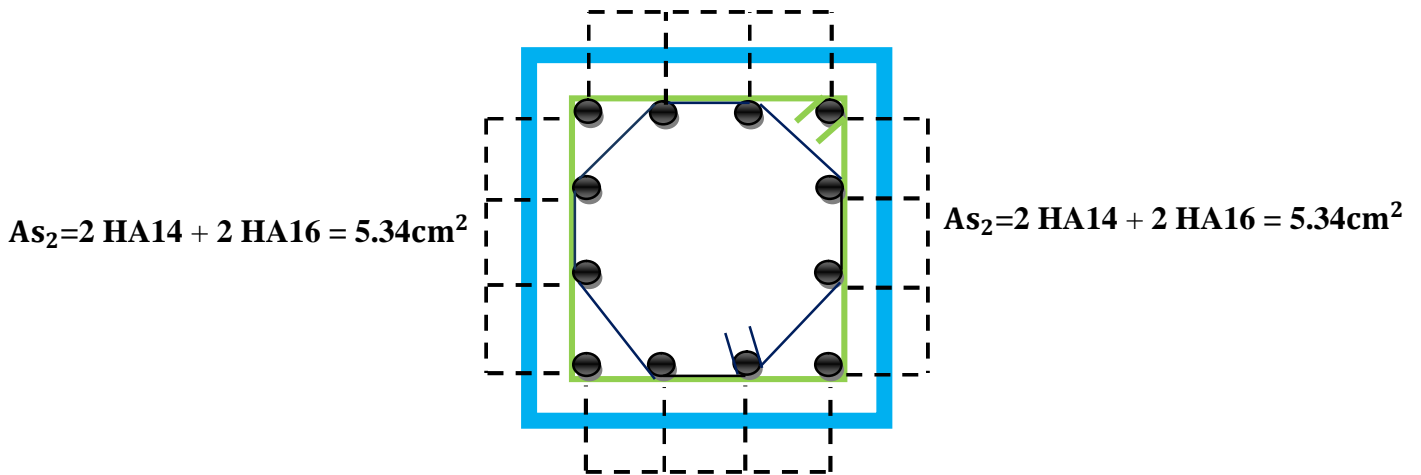
Tableau V-11 : Vérification des contraintes à l'ELS (sens 2-2)

Conclusion :

Poteaux (45X45) cm² :

La section totale est de $4HA14 + 8HA12 = 16.84 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 16.2 \text{ cm}^2$.

$$A_{s_2} = 2 HA14 + 2 HA12 = 5.34 \text{ cm}^2$$

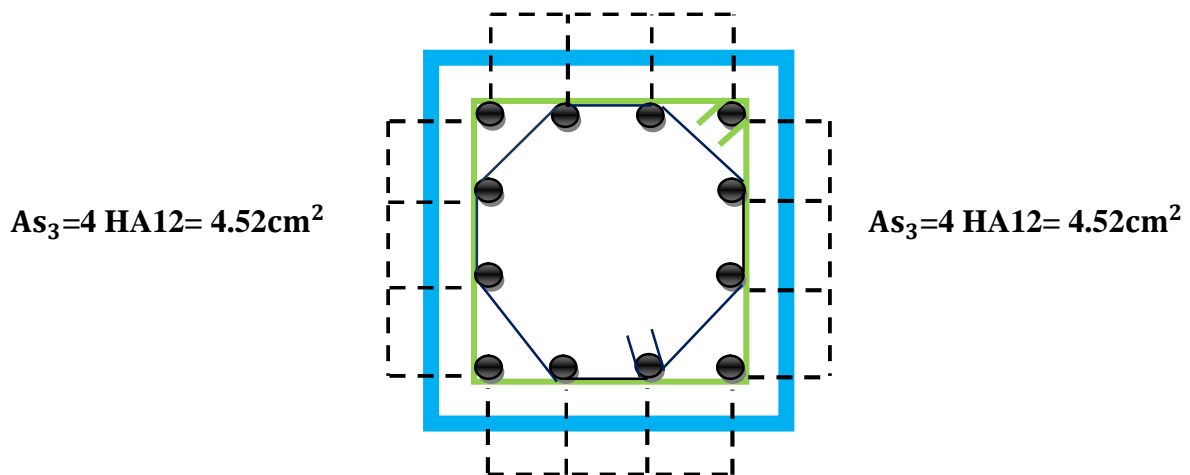


$$A_{s_2} = 2 HA14 + 2 HA16 = 5.34 \text{ cm}^2$$

Poteaux (40X40) cm² :

La section totale est de $12HA12 = 13.57 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 12.80 \text{ cm}^2$.

$$A_{s_3} = 4 HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$$



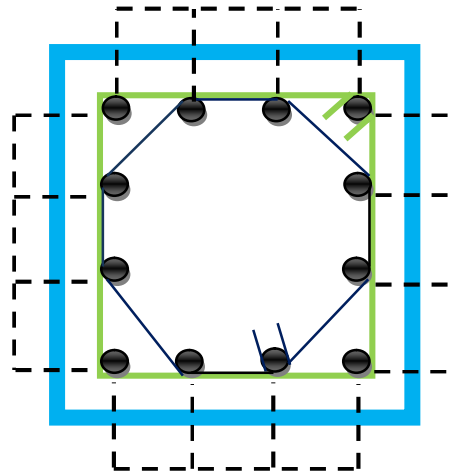
$$A_{s_3} = 4 HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

Poteaux (35X35) cm² :

La section totale est de $4\text{HA12}+8\text{HA10} = 10.81 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}}= 09.80 \text{ cm}^2$.

$$A_{s_2}=2 \text{ HA12} + 2 \text{ HA10} = 3.83\text{cm}^2$$

$$A_{s_2}=2 \text{ HA12} + 2 \text{ HA10} = 3.83\text{cm}^2$$



$$A_{s_2}=2 \text{ HA12} + 2 \text{ HA10} = 3.83\text{cm}^2$$

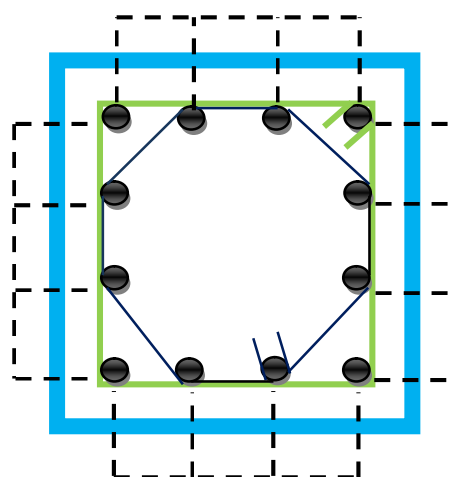
$$A_{s_2}=2 \text{ HA12} + 2 \text{ HA10} = 3.83\text{cm}^2$$

Poteaux (30X30) cm² :

La section totale est de $12\text{HA10} = 09.42 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}}= 07.20 \text{ cm}^2$

$$4 \text{ HA10} = 3.14\text{cm}^2$$

$$4\text{HA10}= 3.14\text{cm}^2$$



$$4 \text{ HA10} = 3.14\text{cm}^2$$

$$4 \text{ HA10} = 3.14\text{cm}^2$$

VI-1-Ferrailage des poutres :

Introduction :

Les poutres sont calculées en flexion simple, le contreventement de la structure est assuré par voile porteur donc les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

1.35G+1.5Q ELU

G+Q ELS

VI-2-1- Diagrammes des moments fléchissant à ELU :

- Poutres principales :

Exemple :

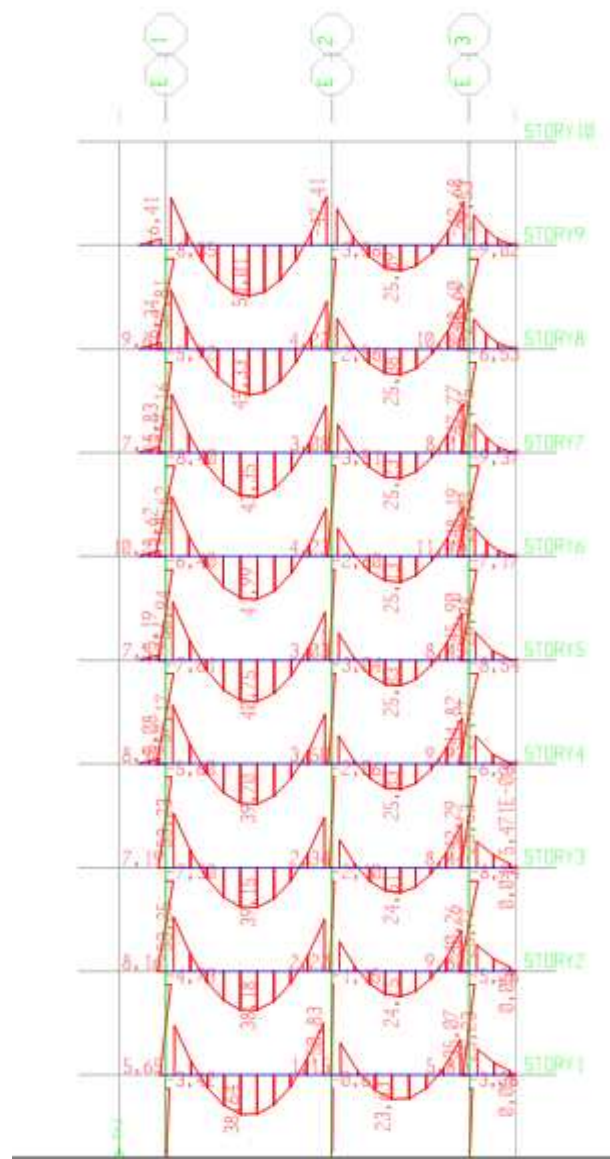


Figure VI-1- Diagramme des moments fléchissant pour le portique E

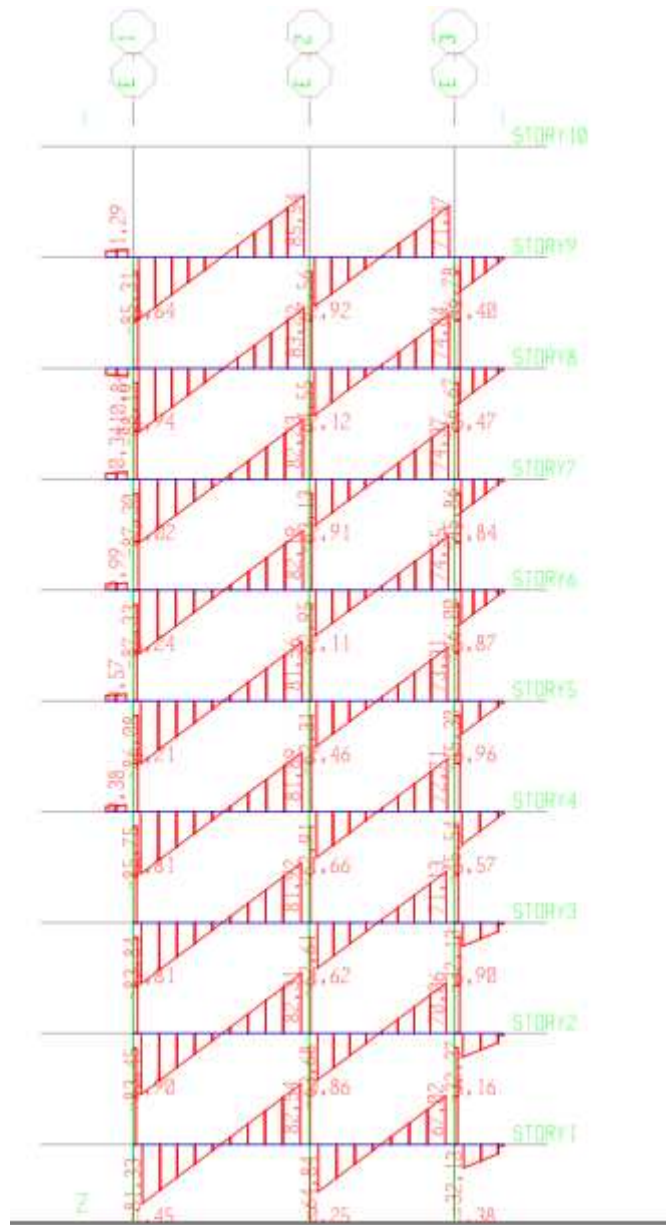


Figure VI-2- Diagramme des efforts tranchants pour le portique E

- Poutres secondaires :

Exemple :

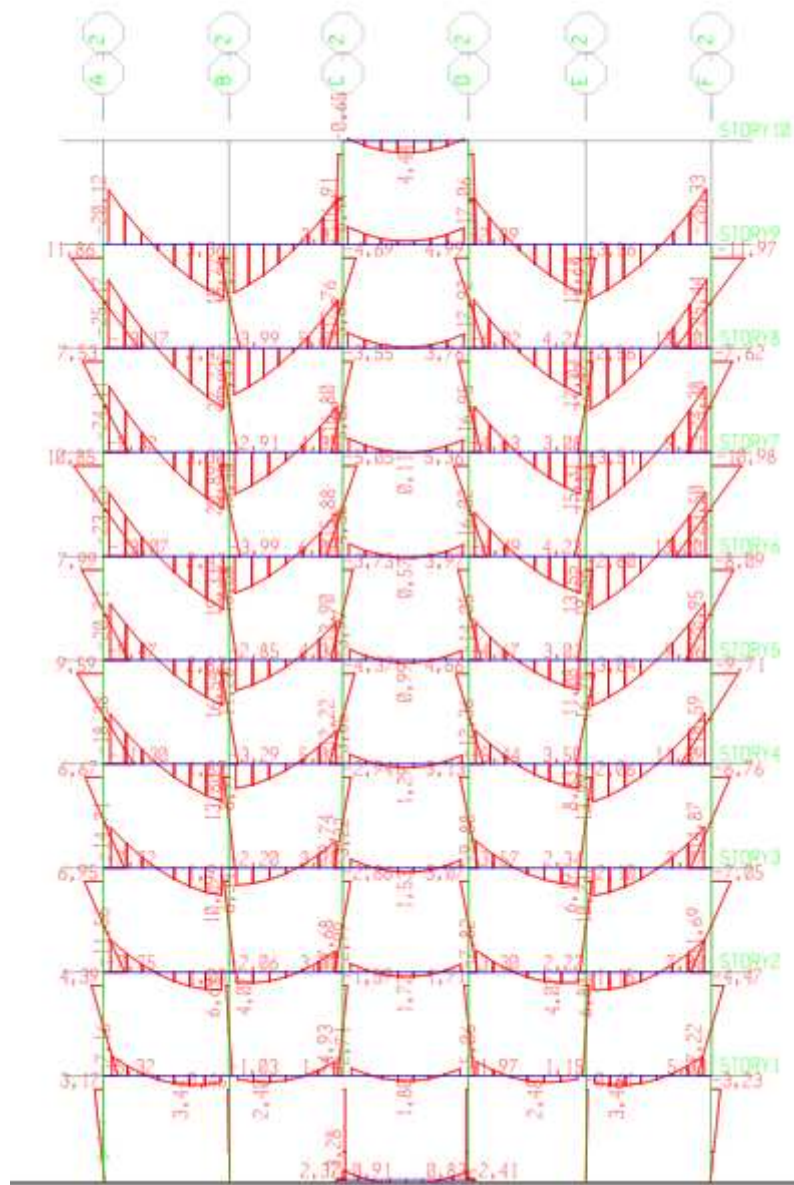


Figure VI-3- Diagramme des moments fléchissant pour le portique 2

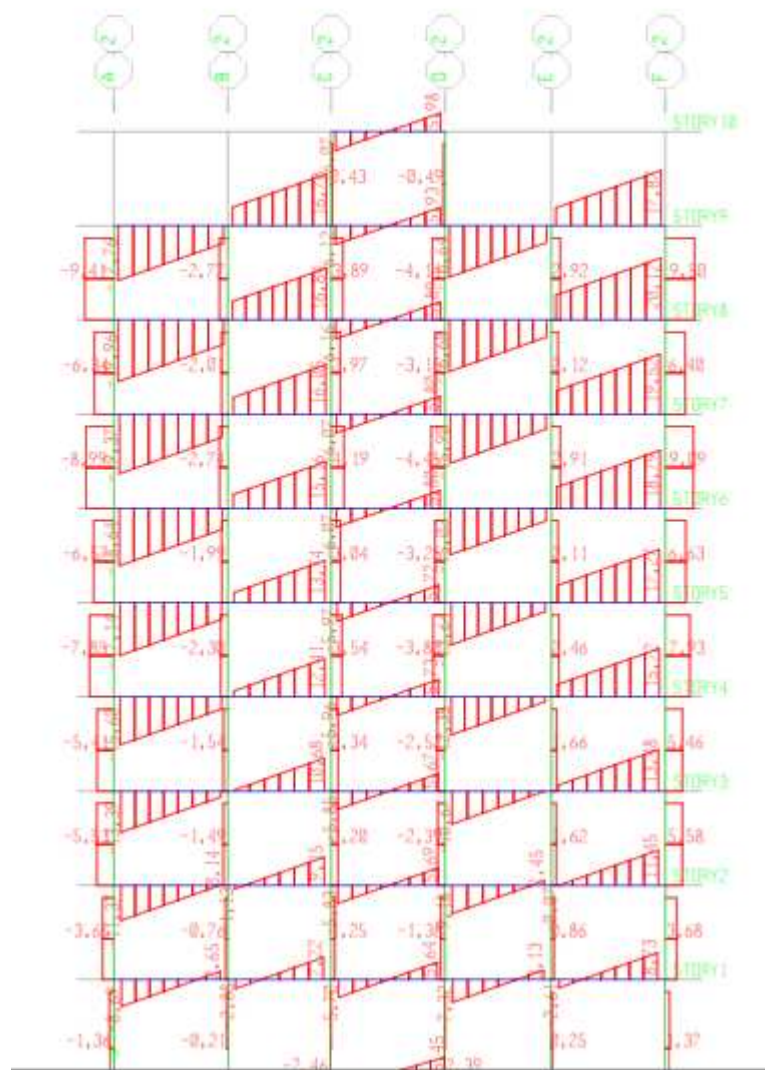


Figure VI-4- Diagramme des efforts tranchants pour le portique 2

VI-2-2- Recommandations du RPA pour le ferrailage des poutres :

- **Armatures longitudinales:**
- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de **4%** en zone courante et de **6%** en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de **40 \varnothing** en zone **IIa**.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poutres de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.

	Pourcentage maximum		pourcentage minimum
	zone courante	zone de recouvrement	
Poutres principales (30X40) cm ²	48	72	6
Poutres secondaires (30X35)cm ²	42	63	5.25

Tableau-VI-1- Pourcentage des armatures longitudinales

• **Armatures transversales :**

La quantité minimale des armatures transversales et donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t^{\max} = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right) \text{ En zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ En zone de recouvrement.}$$

Avec :

ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Disposition constructive :

Conformément au CBA 93 annexes E₃, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que : La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

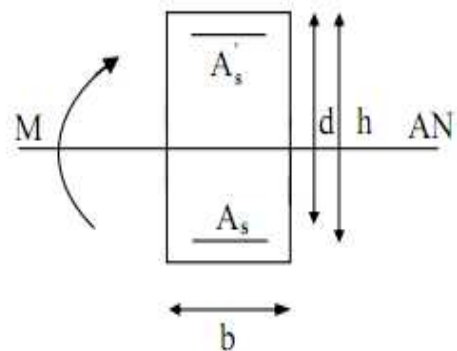
- $A \frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- $A \frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

VI-2-3-Etapes de calcul à l'ELU :

• **Calcul du moment réduit :**

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

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



Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392$ la section est simplement armée(SSA).

$$A_s = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Si $\mu > \mu_1 = 0.392$ la section est doublement armée (SDA).

On calcule $M_r = \mu_1 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$

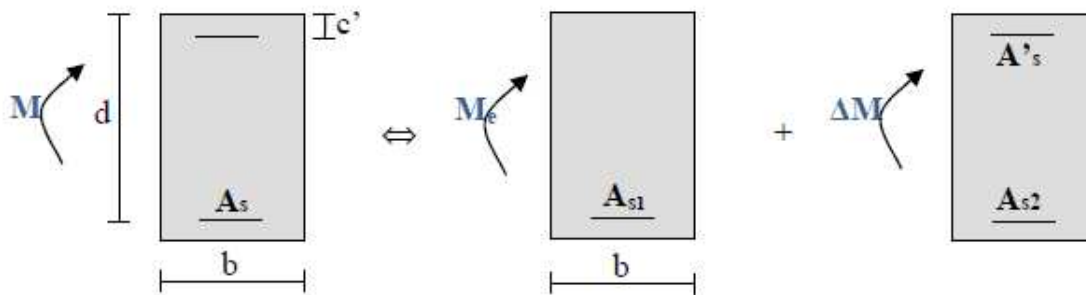
$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_{s1} = \frac{M_F}{\beta_r \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - \acute{c}) \cdot \sigma_s} ; A' = \frac{\Delta M}{(d - \acute{c}) \cdot \sigma_s}$$

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme de deux sections fictives



A_s : La section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

$A's$: La section supérieur la plus comprimée

VI-3-Ferrailage :

VI-3-1Structure1 :

Le ferrailage des poutres de la première structure est récapitulé dans les tableaux suivants :

VI-3-1-1-poutres principales :

Tableau-VI-2- Ferrailage des poutres principales (30X40) adhérentes aux voiles (en travée)

Niveau	Mu(KN.m)	COMB	OBS	Amin	As calculée	As adoptée	
9	32.46	ELU	SSA	1.37	2.53	3,39	3HA12
8	32.46	ELU	SSA	1.37	2.53	3,39	3HA12
7	32.46	ELU	SSA	1.37	2.53	3,39	3HA12
6	32.46	ELU	SSA	1.37	2.53	3,39	3HA12
5	32.46	ELU	SSA	1.37	2.53	3,39	3HA12
4	32.46	ELU	SSA	1.37	2.53	3,39	3HA12
3	32.46	ELU	SSA	1.37	2.53	3,39	3HA12
2	32.46	ELU	SSA	1.37	2.53	3,39	3HA12
1	32.46	ELU	SSA	1.37	2.53	3,39	3HA12

Tableau-VI-3- Ferrailage des poutres principales (30X40) adhérees aux voiles (aux appuis)

Niveau	Mu(KN.m)	COMB	OBS	Amin	As calculée	As adoptée	
9	74.077	ELU	SSA	1.37	6.00	6,79	3HA12+3HA12
8	74.077	ELU	SSA	1.37	6.00	6,79	3HA12+3HA12
7	74.077	ELU	SSA	1.37	6.00	6,79	3HA12+3HA12
6	74.077	ELU	SSA	1.37	6.00	6,79	3HA12+3HA12
5	74.077	ELU	SSA	1.37	6.00	6,79	3HA12+3HA12
4	74.077	ELU	SSA	1.37	6.00	6,79	3HA12+3HA12
3	74.077	ELU	SSA	1.37	6.00	6,79	3HA12+3HA12
2	74.077	ELU	SSA	1.37	6.00	6,79	3HA12+3HA12
1	74.077	ELU	SSA	1.37	6.00	6,79	3HA12+3HA12

Tableau-VI-4- Ferrailage des poutres principales (30X40) non adhérees aux voiles (en travée)

Niveau	Mu(KN.m)	COMB	OBS	Amin	As calculée	As adoptée	
9	50.061	ELU	SSA	1.37	3.96	5,65	3HA12+2HA12
8	50.061	ELU	SSA	1.37	3.96	5,65	3HA12+2HA12
7	50.061	ELU	SSA	1.37	3.96	5,65	3HA12+2HA12
6	50.061	ELU	SSA	1.37	3.96	5,65	3HA12+2HA12
5	50.061	ELU	SSA	1.37	3.96	5,65	3HA12+2HA12
4	50.061	ELU	SSA	1.37	3.96	5,65	3HA12+2HA12
3	50.061	ELU	SSA	1.37	3.96	5,65	3HA12+2HA12
2	50.061	ELU	SSA	1.37	3.96	5,65	3HA12+2HA12
1	50.061	ELU	SSA	1.37	3.96	5,65	3HA12+2HA12

Tableau-VI-5- Ferrailage des poutres principales (30X40) non adhérees aux voiles (aux appuis)

Niveau	Mu(KN.m)	COMB	OBS	Amin	As calculée	As adoptée	
9	58.567	ELU	SSA	1.37	4.67	6,88	3HA12+2HA12
8	58.567	ELU	SSA	1.37	4.67	2,26	3HA12+2HA12
7	58.567	ELU	SSA	1.37	4.67	2,26	3HA12+2HA12
6	58.567	ELU	SSA	1.37	4.67	2,26	3HA12+2HA12
5	58.567	ELU	SSA	1.37	4.67	2,26	3HA12+2HA12
4	58.567	ELU	SSA	1.37	4.67	2,26	3HA12+2HA12
3	58.567	ELU	SSA	1.37	4.67	2,26	3HA12+2HA12
2	58.567	ELU	SSA	1.37	4.67	2,26	3HA12+2HA12
1	58.567	ELU	SSA	1.37	4.67	2,26	3HA12+2HA12

VI-3-1-2-poutres secondaires :

Tableau-VI-6- Ferrailage des poutres secondaires (30X 35) non adhérees aux voiles (en travée)

Niveau	Mu(KN.m)	COMB	OBS	Amin	As calculée	As adoptée	
9	22.333	ELU	SSA	1.19	2.00	3,39	3HA12
8	22.333	ELU	SSA	1.19	2.00	3,39	3HA12
7	22.333	ELU	SSA	1.19	2.00	3,39	3HA12
6	22.333	ELU	SSA	1.19	2.00	3,39	3HA12
5	22.333	ELU	SSA	1.19	2.00	3,39	3HA12
4	22.333	ELU	SSA	1.19	2.00	3,39	3HA12
3	22.333	ELU	SSA	1.19	2.00	3,39	3HA12
2	22.333	ELU	SSA	1.19	2.00	3,39	3HA12
1	22.333	ELU	SSA	1.19	2.00	3,39	3HA12

Tableau-VI-7- Ferrailage des poutres secondaires (30X 35) non adhérees aux voiles (aux appuis)

Niveau	Mu(KN.m)	COMB	OBS	Amin	As calculée	As adoptée	
9	25.475	ELU	SSA	1.19	2.29	3,39	3HA12
8	25.475	ELU	SSA	1.19	2.29	3,39	3HA12
7	25.475	ELU	SSA	1.19	2.29	3,39	3HA12
6	25.475	ELU	SSA	1.19	2.29	3,39	3HA12
5	25.475	ELU	SSA	1.19	2.29	3,39	3HA12
4	25.475	ELU	SSA	1.19	2.29	3,39	3HA12
3	25.475	ELU	SSA	1.19	2.29	3,39	3HA12
2	25.475	ELU	SSA	1.19	2.29	3,39	3HA12
1	25.475	ELU	SSA	1.19	2.29	3,39	3HA12

Tableau-VI-8- Ferrailage des poutres secondaires (30X 35) adhérees aux voiles (en travée)

Niveau	Mu(KN.m)	COMB	OBS	Amin	As calculée	As adoptée	
9	35.438	ELU	SSA	1.19	3.22	3,39	3HA12
8	35.438	ELU	SSA	1.19	3.22	3,39	3HA12
7	35.438	ELU	SSA	1.19	3.22	3,39	3HA12
6	35.438	ELU	SSA	1.19	3.22	3,39	3HA12
5	35.438	ELU	SSA	1.19	3.22	3,39	3HA12
4	35.438	ELU	SSA	1.19	3.22	3,39	3HA12
3	35.438	ELU	SSA	1.19	3.22	3,39	3HA12
2	35.438	ELU	SSA	1.19	3.22	3,39	3HA12
1	35.438	ELU	SSA	1.19	3.22	3,39	3HA12

Tableau-VI-9- Ferrailage des poutres secondaires (30X 35) adhérentes aux voiles (aux appuis)

Niveau	Mu(KN.m)	COMB	OBS	Amin	As calculée	As adoptée	
9	50.247	ELU	SSA	1.19	4.65	5,65	3HA12+2HA12
8	50.247	ELU	SSA	1.19	4.65	5,65	3HA12+2HA12
7	50.247	ELU	SSA	1.19	4.65	5,65	3HA12+2HA12
6	50.247	ELU	SSA	1.19	4.65	5,65	3HA12+2HA12
5	50.247	ELU	SSA	1.19	4.65	5,65	3HA12+2HA12
4	50.247	ELU	SSA	1.19	4.65	5,65	3HA12+2HA12
3	50.247	ELU	SSA	1.19	4.65	5,65	3HA12+2HA12
2	50.247	ELU	SSA	1.19	4.65	5,65	3HA12+2HA12
1	50.247	ELU	SSA	1.19	4.65	5,65	3HA12+2HA12

Poutres chaînage

Tableau-VI-10- Ferrailage des poutres de chaînage (20X25) (en travée)

Niveau	Mu(KN.m)	COMB	OBS	Amin	As calculée	As adoptée	
9	2.033	ELU	SSA	0.54	0.33	1,57	2HA10
8	2.033	ELU	SSA	0.54	0.33	1,57	2HA10
7	2.033	ELU	SSA	0.54	0.33	1,57	2HA10
6	2.033	ELU	SSA	0.54	0.33	1,57	2HA10
5	2.033	ELU	SSA	0.54	0.33	1,57	2HA10
4	2.033	ELU	SSA	0.54	0.33	1,57	2HA10
3	2.033	ELU	SSA	0.54	0.33	1,57	2HA10
2	2.033	ELU	SSA	0.54	0.33	1,57	2HA10
1	2.033	ELU	SSA	0.54	0.33	1,57	2HA10

Tableau-VI-11- Ferrailage des poutres chaînage (20X25) (aux appuis)

Niveau	Mu(KN.m)	COMB	OBS	Amin	As calculée	As adoptée	
9	3.81	ELU	SSA	0.54	0.62	1,57	2HA10
8	3.81	ELU	SSA	0.54	0.62	1,57	2HA10
7	3.81	ELU	SSA	0.54	0.62	1,57	2HA10
6	3.81	ELU	SSA	0.54	0.62	1,57	2HA10
5	3.81	ELU	SSA	0.54	0.62	1,57	2HA10
4	3.81	ELU	SSA	0.54	0.62	1,57	2HA10
3	3.81	ELU	SSA	0.54	0.62	1,57	2HA10
2	3.81	ELU	SSA	0.54	0.62	1,57	2HA10
1	3.81	ELU	SSA	0.54	0.62	1,57	2HA10

Poutres palière

Tableau-VI-12-du Ferrailage des poutres palières (35X25) (en travée)

Niveau	Mu(KN.m)	COMB	OBS	Amin	As calculée	As adoptée	
9	6.9	ELU	SSA	1	0.63	1.57	2HA10
8	6.9	ELU	SSA	1	0.63	1.57	2HA10
7	6.9	ELU	SSA	1	0.63	1.57	2HA10
6	6.9	ELU	SSA	1	0.63	1.57	2HA10
5	6.9	ELU	SSA	1	0.63	1.57	2HA10
4	6.9	ELU	SSA	1	0.63	1.57	2HA10
3	6.9	ELU	SSA	1	0.63	1.57	2HA10
2	6.9	ELU	SSA	1	0.63	1.57	2HA10
1	6.9	ELU	SSA	1	0.63	1.57	2HA10

Tableau-VI-13-du Ferrailage des poutres palières (35X25) (aux appuis)

Niveau	Mu(KN.m)	COMB	OBS	Amin	As calculée	As adoptée	
9	10.728	ELU	SSA	1	0.98	1.57	2HA10
8	10.728	ELU	SSA	1	0.98	1.57	2HA10
7	10.728	ELU	SSA	1	0.98	1.57	2HA10
6	10.728	ELU	SSA	1	0.98	1.57	2HA10
5	10.728	ELU	SSA	1	0.98	1.57	2HA10
4	10.728	ELU	SSA	1	0.98	1.57	2HA10
3	10.728	ELU	SSA	1	0.98	1.57	2HA10
2	10.728	ELU	SSA	1	0.98	1.57	2HA10
1	10.728	ELU	SSA	1	0.98	1.57	2HA10

VI-3-1-4-Armatures transversales :

B-Section des armatures transversales minimale:

La quantité minimale des armatures transversales et donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b \quad (\text{article 7.5.2.2 RPA99 version 2003})$$

L'espace maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t^{max} = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right) \quad \text{En zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{En zone de recouvrement.}$$

Avec :

ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

	Poutres principales		poutres secondaires	
	Zone de recouvrement	Zone nodale	Zone de recouvrement	Zone nodale
Espacement maximal S_t	20	10	17.5	8.75
La largeur b	30	30	30	30
A_t	1.8	0.9	1.57	0.78
As adoptée	Cadre + étrier (T8)	Cadre + étrier (T8)	Cadre + étrier (T8)	Cadre + étrier (T8)

Tableau VI-14 : Armatures transversales minimales

	Poutres palière		poutres chaînage	
	Zone de recouvrement	Zone nodale	Zone de recouvrement	Zone nodale
Espacement maximal S_t	17.5	8.75	10	5
La largeur b	25	25	25	25
A_t	1.05	0.65	0.75	0.375
As adoptée	Cadre (T8)	Cadre (T8)	Cadre (T8)	Cadre (T8)

Tableau VI-15 : Armatures transversales minimales

VI-3-1-5- Vérifications à l'ELU :

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

$$A_s \geq A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

-Poutres principales de (30×40) : $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = A_{min} = 0.23 \times 30 \times 38 \frac{2.1}{400} = 1.37 \text{ cm}^2$$

-Poutres secondaires de (30 × 35): $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$

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

La condition de non fragilité est vérifiée.

- Influence de l'effort tranchant aux appuis (article .A-5.1.3.2.1 /BAEL91) :

- Sur le béton :

$$V = 0.267 . a . b . f_{c28}$$

Poutre principale :

$$V_u = 89.44 \text{ KN}$$

Avec :

$$a = 0.9.d = 0.9 \times 38 = 34.20cm$$

$$V = 0.267 \times 34.20 \times 30 \times 2.5 = 684.85KN$$

$$V_u = 89.44KN < V = 684.85KN$$

(Condition vérifiée)

Poutre secondaire :

$$V_u = 41.33KN$$

Avec :

$$a = 0.9.d = 0.9 \times 33 = 29.70cm$$

$$V = 0.267 \times 29.7 \times 30 \times 2.5 = 594.74KN$$

$$V_u = 41.33 KN < V = 594.74KN$$

(Condition vérifiée)

Poutre chaînage :

$$V_u = 4.12 KN$$

Avec :

$$a = 0.9.d = 0.9 \times 18 = 16.2cm$$

$$V = 0.267 \times 16.2 \times 25 \times 2.5 = 270.33KN$$

$$V_u = 4.12 KN < V = 270.33 KN$$

(Condition vérifiée)

Poutre palière:

$$V_u = 17.96KN$$

Avec :

$$a = 0.9.d = 0.9 \times 33 = 29.7cm$$

$$V = 0.267 \times 29.7 \times 25 \times 2.5 = 495.62KN$$

$$V_u = 17.96 KN < V = 495.62 KN$$

(Condition vérifiée)

- **Justification sous sollicitation d'effort tranchant :(BAEL91.art A.5.1)**

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \quad T_u^{max}: \text{Effort tranchant max à l'ELU}$$

Poutres principales : $\tau_u = \frac{89.44 \times 10^3}{300 \times 380} = 0.78 MPa$

Poutres secondaire : $\tau_u = \frac{41.33 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.41 MPa$

Poutres palière : $\tau_u = \frac{17.96 \times 10^3}{250 \times 330} = 0.21 MPa$

Poutres chaînage : $\tau_u = \frac{4.12 \times 10^3}{250 \times 180} = 0.09 MPa$

Etat limite ultime du béton de l'âme :(BAEL91.art A.5.1.21)

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right) = 3.33MPa$$

*Poutres principales $\tau_u = 0.78 MPa < 3.33MPa$La condition est vérifiée

- *Poutres secondaires $\tau_u = 0.41 \text{ MPA} < 3.33 \text{ MPA}$La condition est vérifiée
- *Poutres palière $\tau_u = 0.21 \text{ MPA} < 3.33 \text{ MPA}$La condition est vérifiée
- *Poutres chainage $\tau_u = 0.09 \text{ MPA} < 3.33 \text{ MPA}$La condition est vérifiée

- **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres (BAEL91A.6.1. 3) :**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA} \quad \Psi = 1.5 \text{ pour le HA}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9 d \sum U_i}$$

Avec :

$\sum U_i$: Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.

Poutres principales :

$$3\text{HA}12 \Rightarrow \sum U_i = 11,31 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{max} = \frac{89.44 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.380 \times 0.113} = 2,31 < \overline{\tau_{se}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Poutres secondaires :

$$3\text{HA}12 \Rightarrow \sum U_i = 11.31 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{max} = \frac{41.33 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.33 \times 0.113} = 1.23 < \overline{\tau_{se}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Calcul de la longueur de scellement droit des barres (BAEL91 Art A6-1.2.1) :**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec } \tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835$$

Pour les $\phi 12$: $l_s = 42.33 \text{ cm}$

Pour les $\phi 14$: $l_s = 49.38 \text{ cm}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « $0.4 l_s$ » pour barre à haute adhérence.

Pour les $\phi 12$: $l_s = 16.93 \text{ cm}$

Pour les $\phi 14$: $l_s = 19.75 \text{ cm}$

Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

-poutres principales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10}\right) = \min(11.40, 14, 30)$$

-poutres secondaires :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10}\right) = \min(10, 14, 30)$$

Soit $\phi_t = 8mm$

On choisira 1 cadre + 1 étrier

Soit : $A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$

- Calcul des espacements :

Zone nodale (appuis) : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l, 30cm\right)$

- Poutres principales de (30×40): $S_t = 10cm$

- Poutres secondaires de (30x35): $S_t = 8cm$

Zone courante (travées): $S_t \leq \frac{h}{2}$

- Poutres principales de (30×40): $S_t = 15cm$

- Poutres secondaires de (30x35): $S_t = 15cm$

Délimitation de la zone nodale

- $L' = 2 \times h$
- - poutres principales de (30 ×40) : $L' = 2 \times 40 = 80$ cm
- poutres secondaires de (30× 35) : $L' = 2 \times 35 = 70$ cm

$$*h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{ cm}\right\}$$

h : hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

On aura : $h' = 68\text{ cm}$

Remarque

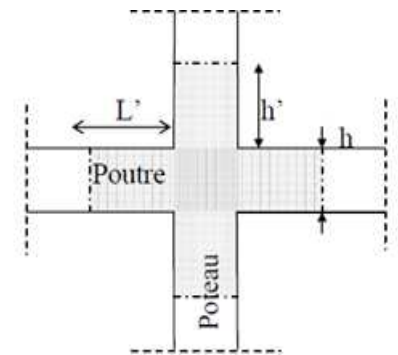
Le cadre d'armatures transversales doit être disjoint à l'appui ou de l'encastrement.

Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35cm^2$$

$$A_t = 2.01cm^2 > A_t^{min} = 1.35cm^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$



« Délimitation de la zone nodale »

VI-3-1-6-Vérification à l'ELS :

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont relatives :

Etat limite d'ouverture des fissures (exemple de calcul pour la fissuration non préjudiciable).

Etat limite de résistance du béton à la compression.

Etat limite de déformation :

Etat limite de résistance du béton en compression : (BAEL91/ A.4.5.2)

Il faut vérifier la contrainte dans le béton $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$

Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$ (Contrainte de traction des aciers),

A : armatures adoptées à l'ELU,

$$K_1 \text{ et } \beta_1 \text{ sont tirés des tableaux en fonction de } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 d}$$

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

- **Poutres principales :**

	M_s <i>max</i> (KN.m)	As ELU	ρl	β_1	Kl	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	obs
En travée	36.547	5.65	0.506	0.893	31.73	195.77	6.17	15	Condition vérifiée
En appuis	53.667	6.79	0.606	0.885	28.48	241.37	8.47		

Tableau-VI-16 vérification poutre principale a l'ELS

- **Poutres secondaires :**

	M_s <i>max</i> (KN.m)	As ELU	ρl	β_1	Kl	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	Obs
En travée	25.758	3.39	0.342	0.909	39.95	261.21	06.53	15	Condition vérifiée
En appuis	36.568	5.65	0.570	0.888	29.64	227.76	7.68		

Tableau-VI-17 vérification poutre secondaire a l'ELS

- **Poutres chaînage :**

	M_s <i>max</i> (KN.m)	As ELU	ρl	β_1	Kl	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	obs
En travée	1.489	1.57	0.190	0.929	55.42	60.05	1.08	15	Condition vérifiée
En appuis	2.798	1.57	0.190	0.929	55.42	112.84	2.03		

Tableau-VI-18 vérification poutre de chaînage a l'ELS

- Poutres palière :

	$M_s \text{ max}$ (KN.m)	As ELU	ρl	β_1	KI	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	obs
En travée	4.925	1.57	0.190	0.929	55.42	105.52	1.90	15	Condition vérifiée
En appuis	7.638	1.57	0.190	0.929	55.42	163.64	2.95		

Tableau-VI-19 vérification poutre palière a l'ELS

- Etat limite de déformation :

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

VI-3-1-7- Calcul de la flèche :

Sens (longitudinale) :

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS → $f = 0.055 \text{ cm}$

$$f = 0.001 \text{ cm} < F = \frac{370}{500} = 0.74 \text{ cm}$$

Sens (transversale) :

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS → $f = 0.047 \text{ cm}$

$$f = 0.035 \text{ cm} < F = \frac{485}{500} = 0.97 \text{ cm}$$

Conclusion: La flèche est vérifiée.

VI-3-2-Structure2 :

Le ferraillage des poutres de la deuxième structure est récapitulé dans les tableaux suivants :

VI-3-2-1-Poutre principale :

Tableau-VI-20- Ferraillage des poutres principales (30X40) adhérees aux voiles (en travée)

Niveau	Mu(KN.m)	COMB	OBS	Amin	As calculée	As adoptée	
9	36,41	ELU	SSA	1,37	2,84	3.39	3HA12
8	36,41	ELU	SSA	1,37	2,84	3.39	3HA12
7	36,41	ELU	SSA	1,37	2,84	3.39	3HA12
6	36,41	ELU	SSA	1,37	2,84	3.39	3HA12
5	36,41	ELU	SSA	1,37	4,63	3.39	3HA12
4	36,41	ELU	SSA	1,37	2,84	3.39	3HA12
3	36,41	ELU	SSA	1,37	2,84	3.39	3HA12
2	36,41	ELU	SSA	1,37	2,84	3.39	3HA12
1	36,41	ELU	SSA	1,37	2,84	3.39	3HA12

Tableau-VI-21- Ferrailage des poutres principales (30X40) adhérees aux voiles (aux appuis)

Niveau	Mu(KN.m)	COMB	OBS	Amin	As calculée	As adoptée	
9	74,481	ELU	SSA	1,37	6,04	6.78	3HA12+3HA12
8	74,481	ELU	SSA	1,37	6,04	6.78	3HA12+3HA12
7	74,481	ELU	SSA	1,37	6,04	6.78	3HA1+3HA12
6	74,481	ELU	SSA	1,37	6,04	6.78	3HA12+3HA12
5	74,481	ELU	SSA	1,37	6,04	6.78	3HA12+3HA12
4	74,481	ELU	SSA	1,37	6,04	6.78	3HA12+3HA12
3	74,481	ELU	SSA	1,37	6,04	6.78	3HA12+3HA12
2	74,481	ELU	SSA	1,37	6,04	6.78	3HA12+3HA12
1	74,481	ELU	SSA	1,37	6,04	6.78	3HA12+3HA12

Tableau-VI-22- Ferrailage des poutres principales (30X40) non adhérees aux voiles (en travée)

Niveau	Mu(KN.m)	COMB	OBS	Amin	As calculée	As adoptée	
9	44.02	ELU	SSA	1,37	3,46	5.65	3HA12+2HA12
8	44.02	ELU	SSA	1,37	3,46	5.65	3HA12+2HA12
7	44.02	ELU	SSA	1,37	3,46	5.65	3HA12+2HA12
6	44.02	ELU	SSA	1,37	3,46	5.65	3HA12+2HA12
5	44.02	ELU	SSA	1,37	3,46	5.65	3HA12+2HA12
4	44.02	ELU	SSA	1,37	3,46	5.65	3HA12+2HA12
3	44.02	ELU	SSA	1,37	3,46	5.65	3HA12+2HA12
2	44.02	ELU	SSA	1,37	3,46	5.65	3HA12+2HA12
1	44.02	ELU	SSA	1,37	3,46	5.65	3HA12+2HA12

Tableau-VI-23- Ferrailage des poutres principales (30X40) non adhérees aux voiles (aux appuis)

Niveau	Mu(KN.m)	COMB	OBS	Amin	As calculée	As adoptée	
9	49,756	ELU	SSA	1,37	3,94	5,95	3HA12+2HA12
8	49,756	ELU	SSA	1,37	3,94	5,65	3HA12+2HA12
7	49,756	ELU	SSA	1,37	3,94	5,95	3HA12+2HA12
6	49,756	ELU	SSA	1,37	3,94	5,65	3HA12+2HA12
5	49,756	ELU	SSA	1,37	3,94	5,65	3HA12+2HA12
4	49,756	ELU	SSA	1,37	3,94	5,65	3HA12+2HA12
3	49,756	ELU	SSA	1,37	3,94	5,65	3HA12+2HA12
2	49,756	ELU	SSA	1,37	3,94	5,65	3HA12+2HA12
1	49,756	ELU	SSA	1,37	3,94	5,65	3HA12+2HA12

VI-3-2-2-poutres secondaires :

Tableau-VI-24- Ferrailage des poutres secondaires (30X 35) non adhérees aux voiles (en travée)

Niveau	Mu(KN.m)	COMB	OBS	Amin	As calculée	As adoptée	
9	22,553	ELU	SSA	1,19	2,02	3,39	3HA12
8	22,553	ELU	SSA	1,19	2,02	3,39	3HA12
7	22,553	ELU	SSA	1,19	2,02	3,39	3HA12
6	22,553	ELU	SSA	1,19	2,02	3,39	3HA12
5	22,553	ELU	SSA	1,19	2,02	3,39	3HA12
4	22,553	ELU	SSA	1,19	2,02	3,39	3HA12
3	22,553	ELU	SSA	1,19	2,02	3,39	3HA12
2	22,553	ELU	SSA	1,19	2,02	3,39	3HA12
1	22,553	ELU	SSA	1,19	2,02	3,39	3HA12

Tableau-VI-25- Ferrailage des poutres secondaires (30X 35) non adhérees aux voiles (aux appuis)

Niveau	Mu(KN.m)	COMB	OBS	Amin	As calculée	As adoptée	
9	25,874	ELU	SSA	1,19	2,32	3,39	3HA12
8	25,874	ELU	SSA	1,19	2,32	3,39	3HA12
7	25,874	ELU	SSA	1,19	2,32	3,39	3HA12
6	25,874	ELU	SSA	1,19	2,32	3,39	3HA12
5	25,874	ELU	SSA	1,19	2,32	3,39	3HA12
4	25,874	ELU	SSA	1,19	2,32	3,39	3HA12
3	25,874	ELU	SSA	1,19	2,32	3,39	3HA12
2	25,874	ELU	SSA	1,19	2,32	3,39	3HA12
1	25,874	ELU	SSA	1,19	2,32	3,39	3HA12

Tableau-VI-26- Ferrailage des poutres secondaires (30X 35) adhérees aux voiles (en travée)

Niveau	Mu(KN.m)	COMB	OBS	Amin	As calculée	As adoptée	
9	36	ELU	SSA	1,19	3,27	3,39	3HA12
8	36	ELU	SSA	1,19	3,27	3,39	3HA12
7	36	ELU	SSA	1,19	3,27	3,39	3HA12
6	36	ELU	SSA	1,19	3,27	3,39	3HA12
5	36	ELU	SSA	1,19	3,27	3,39	3HA12
4	36	ELU	SSA	1,19	3,27	3,39	3HA12
3	36	ELU	SSA	1,19	3,27	3,39	3HA12
2	36	ELU	SSA	1,19	3,27	3,39	3HA12
1	36	ELU	SSA	1,19	3,27	3,39	3HA12

Tableau-VI-27- Ferrailage des poutres secondaires (30X 35) adhérentes aux voiles (aux appuis)

Niveau	Mu(KN.m)	COMB	OBS	Amin	As calculée	As adoptée	
9	50,718	ELU	SSA	1,19	4,70	5,65	3HA12+2HA12
8	50,718	ELU	SSA	1,19	4,70	5,65	3HA12+2HA12
7	50,718	ELU	SSA	1,19	4,70	5,65	3HA12+2HA12
6	50,718	ELU	SSA	1,19	4,70	5,65	3HA12+2HA12
5	50,718	ELU	SSA	1,19	4,70	5,65	3HA12+2HA12
4	50,718	ELU	SSA	1,19	4,70	5,65	3HA12+2HA12
3	50,718	ELU	SSA	1,19	4,70	5,65	3HA12+2HA12
2	50,718	ELU	SSA	1,19	4,70	5,65	3HA12+2HA12
1	50,718	ELU	SSA	1,19	4,70	5,65	3HA12+2HA12

Tableau-VI-28- Ferrailage des poutres chaînages (25X 20) : (aux appuis)

Niveau	Mu(KN.m)	COMB	OBS	Amin	As calculée	As adoptée	
9	3,854	ELU	SSA	0,54	0,63	1,57	2HA10
8	3,854	ELU	SSA	0,54	0,63	1,57	2HA10
7	3,854	ELU	SSA	0,54	0,63	1,57	2HA10
6	3,854	ELU	SSA	0,54	0,63	1,57	2HA10
5	3,854	ELU	SSA	0,54	0,63	1,57	2HA10
4	3,854	ELU	SSA	0,54	0,63	1,57	2HA10
3	3,854	ELU	SSA	0,54	0,63	1,57	2HA10
2	3,854	ELU	SSA	0,54	0,63	1,57	2HA10
1	3,854	ELU	SSA	0,54	0,63	1,57	2HA10

Tableau-VI-29- Ferrailage des poutres chaînages (25X 20) : (en travée)

Niveau	Mu(KN.m)	COMB	OBS	Amin	As calculée	As adoptée	
9	2,05	ELU	SSA	0,54	0,51	1,57	2HA10
8	2,05	ELU	SSA	0,54	0,51	1,57	2HA10
7	2,05	ELU	SSA	0,54	0,51	1,57	2HA10
6	2,05	ELU	SSA	0,54	0,51	1,57	2HA10
5	2,05	ELU	SSA	0,54	0,51	1,57	2HA10
4	2,05	ELU	SSA	0,54	0,51	1,57	2HA10
3	2,05	ELU	SSA	0,54	0,51	1,57	2HA10
2	2,05	ELU	SSA	0,54	0,51	1,57	2HA10
1	2,05	ELU	SSA	0,54	0,51	1,57	2HA10

Tableau-VI-30- Ferrailage des poutres palières (35X 25) : (en travée)

Niveau	Mu(KN.m)	COMB	OBS	Amin	As calculée	As adoptée	
9	7.003	ELU	SSA	1	0,62	1,57	2HA10
8	7.003	ELU	SSA	1	0,62	1,57	2HA10
7	7.003	ELU	SSA	1	0,62	1,57	2HA10
6	7.003	ELU	SSA	1	0,62	1,57	2HA10
5	7.003	ELU	SSA	1	0,62	1,57	2HA10
4	7.003	ELU	SSA	1	0,62	1,57	2HA10
3	7.003	ELU	SSA	1	0,62	1,57	2HA10
2	7.003	ELU	SSA	1	0,62	1,57	2HA10
1	7.003	ELU	SSA	1	0,62	1,57	2HA10

Tableau-VI-31- Ferrailage des poutres palières (35X 25) : (aux appuis)

Niveau	Mu(KN.m)	COMB	OBS	Amin	As calculée	As adoptée	
9	3,244	ELU	SSA	1	0,41	1,57	2HA10
8	3,244	ELU	SSA	1	0,41	1,57	2HA10
7	3,244	ELU	SSA	1	0,41	1,57	2HA10
6	3,244	ELU	SSA	1	0,41	1,57	2HA10
5	3,244	ELU	SSA	1	0,41	1,57	2HA10
4	3,244	ELU	SSA	1	0,41	1,57	2HA10
3	3,244	ELU	SSA	1	0,41	1,57	2HA10
2	3,244	ELU	SSA	1	0,41	1,57	2HA10
1	3,244	ELU	SSA	1	0,41	1,57	2HA10

VI-3-2-4- Vérifications à l'ELU :

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

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

-Poutres principales de (30×40) : $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 38 \frac{2.1}{400} = 1.37$$

-Poutres secondaires de (30×35): $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$

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

-Poutres chainages de (25×20) : $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = A_{\min} = 0.23 \times 25 \times 18 \frac{2.1}{400} = 0.54$$

-Poutres palières de (25 × 35): $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = A_{\min} = 0.23 \times 25 \times 33 \frac{2.1}{400} = 1 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité est vérifiée.

• **Influence de l'effort tranchant aux appuis (article A-5.1.3.2.1 /BAEL91) :**

- Sur le béton :

$$V = 0.267. a. b. f_{c28}$$

Poutre principale (30×40):

$$V_u = 76.3 \text{ KN}$$

Avec :

$$a = 0.9. d = 0.9 \times 38 = 34.2 \text{ cm}$$

$$V = 0.267 \times 34.2 \times 30 \times 2.5 = 684.85 \text{ KN}$$

$$V_u = 76.3 \text{ KN} < V = 684.85 \text{ KN}$$

(Condition vérifiée)

Poutre secondaire (30 × 35) :

$$V_u = 41.78 \text{ KN}$$

Avec :

$$a = 0.9. d = 0.9 \times 33 = 29.7 \text{ cm}$$

$$V = 0.267 \times 29.7 \times 30 \times 2.5 = 594.74 \text{ KN}$$

$$V_u = 41.78 \text{ KN} < V = 594.74 \text{ KN}$$

(Condition vérifiée)

Poutre chaînage (25×20):

$$V_u = 4.15 \text{ KN}$$

Avec :

$$a = 0.9. d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$$

$$V = 0.267 \times 16.2 \times 25 \times 2.5 = 270.33 \text{ KN}$$

$$V_u = 4.15 \text{ KN} < V = 270.33 \text{ KN}$$

(Condition vérifiée)

Poutre palière (25 × 35) :

$$V_u = 5.54 \text{ KN}$$

Avec :

$$a = 0.9. d = 0.9 \times 33 = 29.7 \text{ cm}$$

$$V = 0.267 \times 29.7 \times 25 \times 2.5 = 495.61 \text{ KN}$$

$$V_u = 5.54 \text{ KN} < V = 495.61 \text{ KN}$$

(Condition vérifiée)

Justification sous sollicitation d'effort tranchant :(BAEL91.art A.5.1)

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \quad T_u^{\max}: \text{Effort tranchant max à l'ELU}$$

Poutres principales : $\tau_u = \frac{76.3 \times 10^3}{300 \times 380} = 0.67 \text{ MPa}$

Poutres secondaire: $\tau_u = \frac{41.78 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.42 \text{ MPa}$

Poutres chainages : $\tau_u = \frac{4.15 \times 10^3}{250 \times 180} = 0.09 \text{ MPa}$

Poutres palières : $\tau_u = \frac{5.54 \times 10^3}{250 \times 330} = 0.06 \text{ MPa}$

Etat limite ultime du béton de l'âme :(BAEL91.art A.5.1.21)

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \min \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right) = 3.33\text{MPa}$$

*Poutres principales $\tau_u = 0.67 \text{ MPa} < 3.33\text{MPa}$La condition est vérifiée

*Poutres secondaires $\tau_u = 0.42 \text{ MPa} < 3.33\text{MPa}$La condition est vérifiée

*Poutres chainages $\tau_u = 0.09 \text{ MPa} < 3.33\text{MPa}$La condition est vérifiée

*Poutres palières $\tau_u = 0.06 \text{ MPa} < 3.33\text{MPa}$La condition est vérifiée

• **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres (BAEL91A.6.1. 3) :**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa} \quad \Psi = 1.5 \text{ pour le HA}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9 d \sum U_i}$$

Avec :

$\sum U_i$: Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.

Poutres principales :

$$3\text{HA}12 \Rightarrow \sum U_i = 11.31 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{76.3 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.38 \times 0.113} = 1.974 < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Poutres secondaires :

$$3\text{HA}12 \Rightarrow \sum U_i = 11.31 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{41.78 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.330 \times 0.113} = 1.244 < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Poutres chainages :

$$2\text{HA}10 \Rightarrow \sum U_i = 6.28 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{4.15 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.180 \times 0.0628} = 0.407 < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Poutres palières :

$$2\text{HA}10 \Rightarrow \sum U_i = 6.28 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{max} = \frac{5.54 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.330 \times 0.0628} = 0.297 < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Calcul de la longueur de scellement droit des barres (BAEL91 Art A6-1.2.1) :**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec } \tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835$$

Pour les Ø12 : $l_s = 42.33 \text{ cm}$

Pour les Ø14 : $l_s = 49.38 \text{ cm}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « 0.4 l_s » pour barre à haute adhérence.

Pour les Ø12 : $l_s = 16.93 \text{ cm}$

Pour les Ø14 : $l_s = 19.75 \text{ cm}$

Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

-poutres principales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10}\right) = \min(11.40, 12, 30)$$

-poutres secondaires :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10}\right) = \min(10, 12, 30)$$

Soit $\phi_t = 8\text{mm}$

On choisira 1 cadre + 1 étrier

$$\text{Soit : } A_t = 4\text{HA8} = 2.01\text{cm}^2$$

- **Calcul des espacements :**

Zone nodale (appuis) : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l, 30\text{cm}\right)$

- Poutres principales de (30×40): $S_t = 10\text{cm}$

- Poutres secondaires de (30x35): $S_t = 8\text{cm}$

Zone courante (travées): $S_t \leq \frac{h}{2}$

- Poutres principales de (30×40): $S_t = 15\text{cm}$

- Poutres secondaires de (30x35): $S_t = 15\text{cm}$

Délimitation de la zone nodale

- $L' = 2 \times h$

- poutres principales de (30×40) : $L' = 2 \times 40 = 80$ cm

- poutres secondaires de (30×35) : $L' = 2 \times 35 = 70$ cm

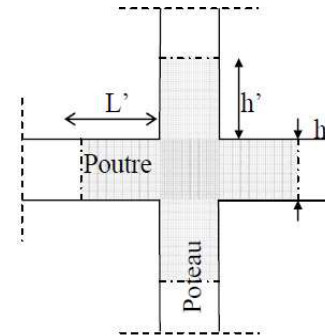
* $h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\}$

h : hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

On aura : $h' = 68$ cm



« Délimitation de la zone nodale »

Remarque

Le cadre d'armatures transversales doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de L'encastrement.

Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$

$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{min} = 1.35 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

VI-3-2-5-Vérification à l'ELS

• **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont relatives :

Etat limite d'ouverture des fissures (exemple de calcul pour la fissuration non préjudiciable).

Etat limite de résistance du béton à la compression.

Etat limite de déformation :

Etat limite de résistance du béton en compression : (BAEL91/ A.4.5.2)

Il faut vérifier la contrainte dans le béton $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$ (Contrainte de traction des aciers),

A : armatures adoptées à l'ELU,

K_1 et β_1 sont tirés des tableaux en fonction de $\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 d}$

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

• **Poutres principales :**

	M _{smax} (KN.m)	A _s ELU	ρ_1	β_1	K1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs
En travée	32.079	3.39	0.297	0.914	43.14	272.45	6.32	15	Condition vérifiée
En appuis	54.015	6.78	0.594	0.885	28.48	236.89	8.32		

Tableau-VI-32 vérification poutre principale a l'ELS

• **Poutres secondaires :**

	M _{smax} (KN.m)	A _s ELU	ρ_1	β_1	K1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs
En travée	26.055	3.39	0.342	0.909	39.35	256.22	6.52	15	Condition vérifiée
En appuis	36.765	6.78	0.684	0.879	26.32	186.94	7.11		

Tableau-VI-33 vérification poutre secondaire a l'ELS

• **Poutres de chaînages :**

	M _{smax} (KN.m)	A _s ELU	ρ_1	β_1	K1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs
En travée	1.498	1.57	0.348	0.908	39.35	58.37	1.48	15	Condition vérifiée
En appuis	2.825	1.57	0.348	0.908	39.35	110.09	2.79		

Tableau-VI-34 vérification poutre de chaînage a l'ELS

• **Poutres palières :**

	M _{smax} (KN.m)	A _s ELU	ρ_1	β_1	K1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs
En travée	4.998	1.57	0.190	0.929	55.42	103.85	1.87	15	Condition vérifiée
En appuis	7.55	1.57	0.190	0.929	55.42	156.86	2.83		

Tableau-VI-35 vérification poutre paliere a l'ELS

• **Etat limite de déformation :**

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

VI-3-2-6- Calcul de la flèche

Sens (longitudinale) :

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS → $f = 0.0004 \text{ cm}$

$$f = 0.0004 \text{ cm} < F = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm}$$

Sens (transversale) :

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS → $f = 0.001 \text{ cm}$

$$f = 0.001 \text{ cm} < F = \frac{370}{500} = 0.925 \text{ cm}$$

Conclusion: La flèche est vérifiée.

VI-4- Schémas de ferraillage des poutres :

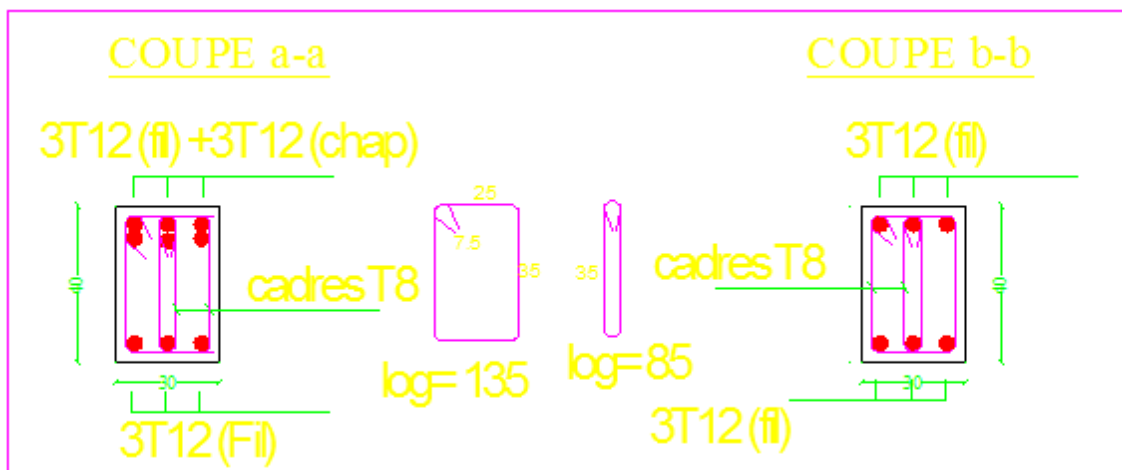


Fig IV-5 : Ferraillage poutres principales adhéres aux voiles

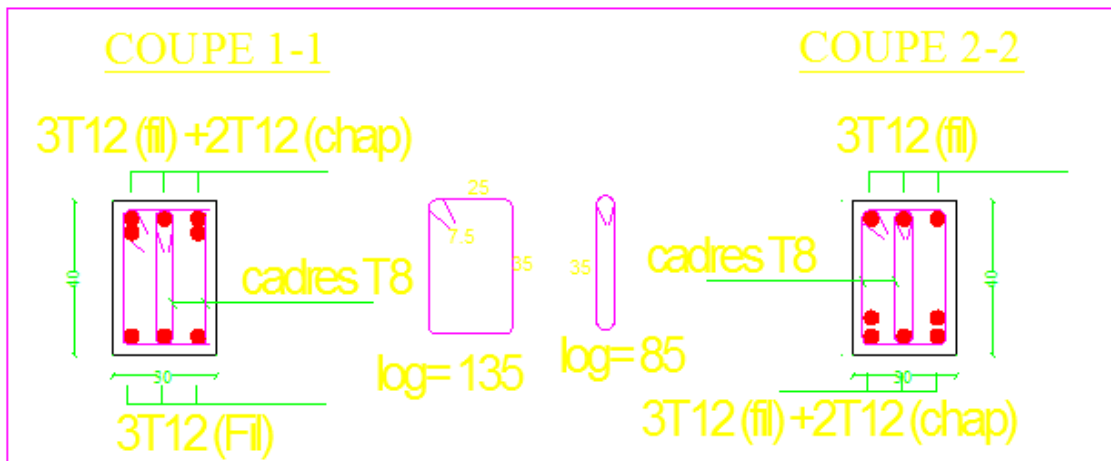


Fig IV-6 : Ferraillage poutres principales non adhéres aux voiles

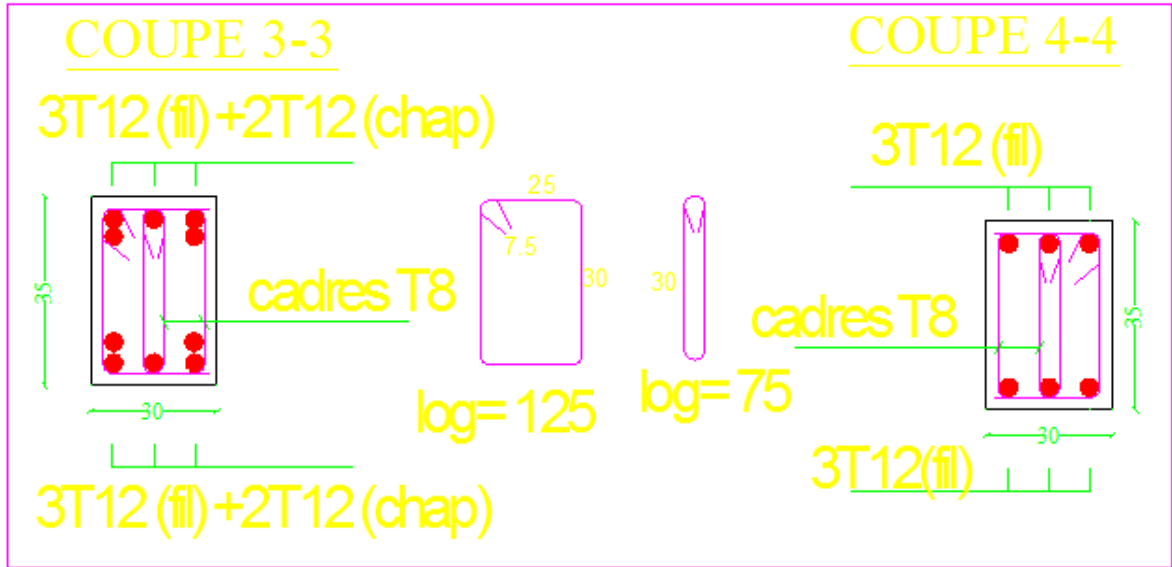


Fig IV-7 : Ferraillage poutres secondaires non adhérees aux voiles

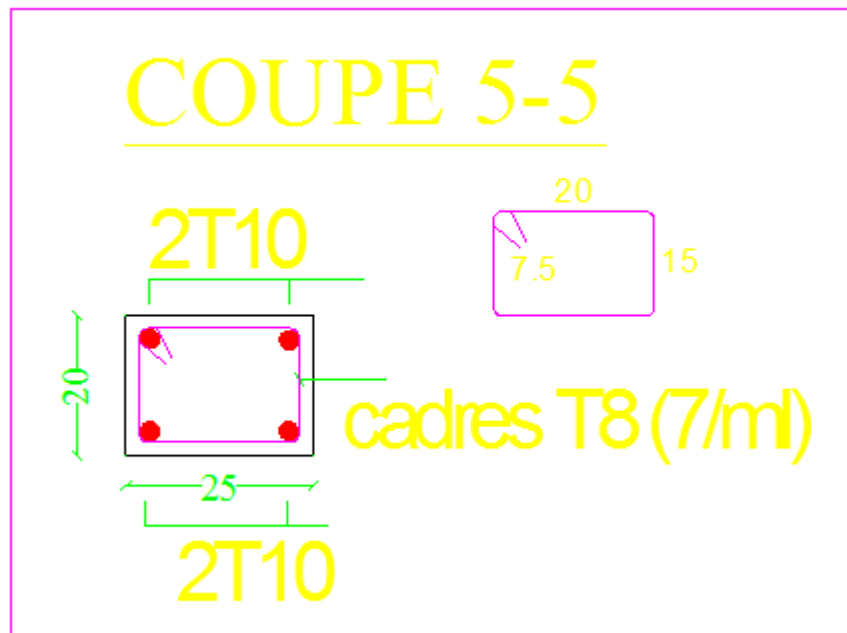


Fig IV-8 : Ferraillage poutres de chainages

Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales ; donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales ;
- Armatures transversales.

Nous allons ferrailer par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux.

- **Zone I** : RDC+ 1^{er} et 2^{eme}
- **Zone II** : 3^{er} au 5^{eme} niveau
- **Zone III** : 6^{eme} au 8^{eme} niveau

VII-1- Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91} \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le RPA version 2003} \left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0.8 G + E \end{array} \right.$$

VII-2- Ferrailage des voiles :

La méthode utilisée est la méthode de la RDM qui se fait pour une bande largeur (d).

VII-2-1--Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

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

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

Avec : B : section du béton ;

I : moment d'inertie du trumeau ;

$$V \text{ et } V' : \text{ bras de levier ; } V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}.$$

Dans ce cas, le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultat.

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) est donnée par :

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

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré ;

L_c : la longueur de la zone comprimée ;

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

$$L_t = L - L_c$$

L_t : longueur tendue.

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues ci-dessous :

• **Section entièrement comprimée :**

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

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec e : épaisseur du voile

• **Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

• **Section entièrement tendue :**

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

A-Armatures verticales :

• **Section entièrement comprimée :**

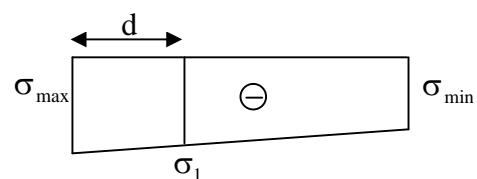
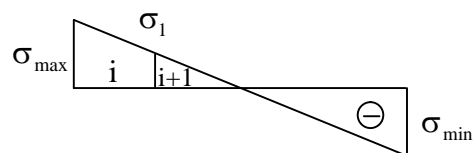
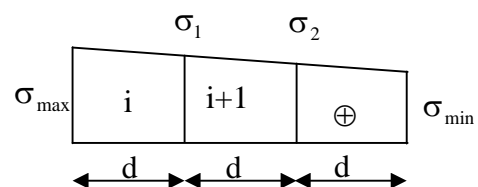
$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

Avec : B : section du voile

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 2 ‰ = 348 MPa

• **Section partiellement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$



Avec σ_{s10} : Contrainte de l'acier à 10 ‰ = 400 MPa

- **Section entièrement tendue :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

Avec : σ_{s2} contrainte de l'acier à 2 ‰ = 348 MPa

B-Armatures minimales :

***Compression simple (Art.A.8.1,2 BAEL91) :**

- $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$ par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures ;
- $0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$ avec B : section du béton comprimée.

***Traction simple :**

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{c28}}{f_e}$$

Avec : B : section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

- Exigences de RPA 2003(article 7.7.4.3/RPA99 version 2003)

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

- Globalement dans la section du voile 15 %
- En zone courantes 0.10 %

C-Armatures horizontales :

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

- D'après le **BEAL 91** : $A_H = \frac{A_v}{4}$
- D'après le **RPA 2003** : $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

-Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

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

D-Armatures transversales : (article 7.7.4.3 du RPA 2003)

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

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

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

E-Potelet :

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

F-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 :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm} \quad \text{Avec : } e = \text{épaisseur du voile}$$

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

G-Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

H-Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur du voile.

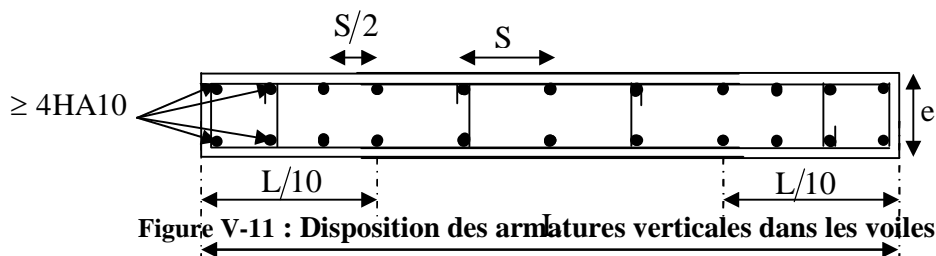


Figure V-11 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

VII-2-2-Vérification :

A-Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : N_{ser} : Effort normal appliqué ;

B : Section du béton ;

A : Section d'armatures adoptée.

B-Vérification de la contrainte de cisaillement :

- **D'après le RPA 2003 :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u,calcul}$$

Avec : b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile .

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$) .

h : Hauteur totale de la section brute.

- **D'après le BAEL :**

Il faut vérifier que :

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

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

τ_u : Contrainte de cisaillement

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4MPa \right) ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

VII-2-3- Exemple de calcul :

Structure 1 :

Soit à Ferrailer le voile PY1:

Zone I: RDC+1^{er} et 2^{eme} étages

❖ **Caractéristiques géométriques :**

$$L = 1.50m, e_p = 20 \text{ cm}$$

$$\sigma_{min}^{max} = \frac{N}{S} \pm \frac{M \times V}{I};$$

$$\sigma_{max} = -3.83MPa$$

$$\sigma_{min} = -5.16MPa$$

⇒ La section est entièrement comprimée.

$$L_c = L = 1.50m, L_t = L - L_c = 0 \text{ m}$$

-Armatures minimales :

$$A_{\min} = \max \left(0.15 \% B, \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{\min} = \max (4.5 \text{ cm}^2, 15.75 \text{ cm}^2)$$

$$A_{\min} = 15.75 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage à adopter sur toute la surface de la bande du voile est $A_v = 33.86 \text{ cm}^2$

Soit : 11 HA14 = 16.93 cm²/nappe , St = 15 cm

-Armatures horizontales :

$$\text{D'après le BAEL 91 : } A_H = \frac{A_v}{4} = 8.465 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA99 (version 2003) : $A_H \geq 0.15B\% = 4.5 \text{ cm}^2$

Soit : 16HA12 = 18.10 cm²/nappe St = 25 cm

-Armature transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

-Vérification des contraintes :

$$\text{- BAEL 91 : } \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{14.35 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1500} = 0,053 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,053 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{- RPA 2003 : } \tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 14.35 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1500} = 0,074 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,074 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15.A} \sigma_b = \frac{986.13 \times 1000}{200 \times 1500 + 15 \times 33.86} = 3.28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3.28 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Soit à Ferrailer le voile PX1:

Zone I: RDC +1^{er} et 2^{eme} étages

❖ Caractéristiques géométriques :

$L = 1.25 \text{ m}$, $e_p = 20 \text{ cm}$

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{N}{S} \pm \frac{M \times V}{I};$$

$$\sigma_{\max} = -2.79 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{\min} = -2.27 \text{ MPA}$$

⇒ La section est entièrement comprimée.

$L_c = L = 1.25 \text{ m}$, $L_t = L - L_c = 0 \text{ m}$

-Armatures minimales :

$$A_{\min} = \max \left(0.15 \% B, \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{\min} = \max (3.75 \text{ cm}^2 , 13.125 \text{ cm}^2)$$

$$A_{\min} = 13.125 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage à adopter sur toute la surface de la bande du voile est $A_v = 27.71 \text{ cm}^2$

Soit : 9 HA14 = 13.85 cm²/ nappe , $S_t = 15 \text{ cm}$

-Armatures horizontales :

$$\text{D'après le BAEL 91 : } A_H = \frac{A_v}{4} = 6.927 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA99 (version 2003) : $A_H \geq 0.15B\% = 3.75 \text{ cm}^2$

Soit : 14HA12 = 15.83 cm²/ nappe St = 25 cm

-Armature transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

-Vérification des contraintes :

- **BAEL 91** : $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{12.42 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1250} = 0,055 \text{MPa}$

$\tau_u = 0,055 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa}$

- **RPA 2003** : $\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 12.42 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1250} = 0,077 \text{MPa}$

$\tau_b = 0,077 \text{MPa} < \tau_b = 5 \text{MPa}$

Vérification à l'ELS :

$\sigma_b = \frac{N}{B + 15.A} \quad \sigma_b = \frac{462.80 \times 1000}{200 \times 1250 + 15 \times 27.71} = 1.84 \text{MPa}$

$\sigma_b = 1.84 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa}$

Structure 2 :

Soit à Ferrailer le voile PY1:

Zone I: RDC+1^{er} et 2^{eme} étages

❖ **Caractéristiques géométriques :**

L = 1.50 m,

e_p = 20 cm

$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{N}{S} \pm \frac{M \times V}{I};$

$\sigma_{\min} = -4,03 \text{MPa}$

$\sigma_{\max} = -5,62 \text{MPa}$

Soit à calculer le ferrailage du voile le **plus sollicité en compression** :

La section est entièrement comprimé donc : $L_c = 1.50 \text{m}$. $L_t = L - L_c = 0 \text{m}$

Le découpage de diagramme se fera en trois bandes de largeur **d** :

$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) = 1 \text{m}$

Pour faciliter les calculs nous allons opter pour des bandes ayant la largeur des mailles.

Le diagramme des contraintes sera ainsi subdivisé en trois bandes de **50 cm**.

L'effort normal dans la bande 1 est égale à : $N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 482.5 \text{Kn}$

La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale à :

$$A_{v1} = \frac{N_1 - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{482.5 \times 10^3 - 1500 \times 200 \times 2.1 \times 10^3}{400 \times 10^3}$$

$$A_{v1} = -15.73 \text{ cm}^2$$

La section d'armature est négative, les armatures ne sont pas nécessaires.

Conclusion :

Le béton **seul** parvient à équilibrer les efforts de compression, par conséquent les zones soumises à des compressions seront ferrillées avec les **sections minimales** des règlements.

-Armatures minimales :

$$A_{\min} = \max \left(0.15 \% B, \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{\min} = \max (4.5 \text{ cm}^2, 15.75 \text{ cm}^2)$$

$$A_{\min} = 15.75 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage à adopter sur toute la surface de la bande du voile est $A_v = 33.87 \text{ cm}^2$

Soit : 11 HA14 = 16.93 cm²/nappe, $S_t = 15 \text{ cm}$

-Armatures horizontales :

$$\text{D'après le BAEL 91 : } A_H = \frac{A_v}{4} = 4.24 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'après le RPA99 (version 2003) : } A_H \geq 0.15B\% = 4.5 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA12 = 4.52 cm²/ml/nappe, $S_t = 25 \text{ cm}$

-Armature transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

-Vérification des contraintes :

$$\text{- BAEL 91 : } \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{89.9 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1500} = 0.332 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.332 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{- RPA 2003 : } \tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 89.9 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1500} = 0.467 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,467 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15.A} \quad \sigma_b = \frac{908.34 \times 1000}{200 \times 1500 + 15 \times 33.87} = 2.59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2.59 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Soit à Ferrailer le voile PX1:

Zone I: RDC +1^{er} et 2^{eme} étages

$$L = 1,25 \text{ m}$$

$$e = 0.20 \text{ m}$$

$$I = 0.0325 \text{ m}^4$$

$$B = L \cdot e = 0.25 \text{ m}^2$$

$$V = V' = \frac{L}{2} = 0.625 \text{ m}$$

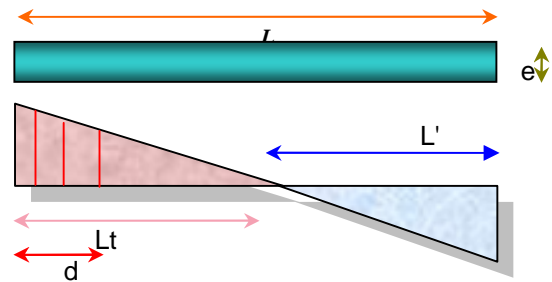
$$\begin{cases} \sigma_{\max} = 3.27 \text{ Mpa} \\ \sigma_{\min} = -9.43 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Alors la section est partiellement comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} \times L$$

$$L_c = \frac{3.27}{3.27 + 9.43} \times 1.25 = 0.32 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 0.93 \text{ m}$$



Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

$$\text{Avec : } d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3} \right) = 0.21 \text{ m}$$

$$\text{Soit un tronçon } d = L_t/2 = 0.465 \text{ m}$$

1. 1^{er} tronçon :

$$\sigma_1 = \frac{L_t - d}{L_t} \cdot \sigma_{\min} \dots \dots \dots \text{Triangles semblables}$$

$$\sigma_1 = -4.715 \text{ Mpa}$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = -657.75 \text{ KN}$$

- **Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s1}} = 16.44 \text{ cm}^2$$

2. **2^{ème} tronçon :**

$$\sigma_1 = \frac{Lt - d}{Lt} \cdot \sigma_{\min} \dots \dots \dots \text{Triangles semblables}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = -219.25 \text{ KN}$$

- **Armatures verticales :**

$$A_{v2} = N_2 / \sigma_s = 6.3 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{0.23 \times B \cdot f_{t28}}{f_e} ; 0.005 B \right) = 12.5 \text{ cm}^2$$

- **Armatures de couture :**

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{T}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times Vu}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 107.32}{400 \times 10^3} = 4.13 \text{ cm}^2$$

Détermination de la section d'armatures verticale totale par nappe :

$$A_{vt1} = A_{v1}/2 + A_{vj}/4 = 16.44/2 + 4.13/4 = 9.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{vt2} = A_{v2}/2 + A_{vj}/4 = 6.30/2 + 4.13/4 = 2.61 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage à adopter sur toute la surface tendue du voile est $A_v = 11,86 \text{ cm}^2$

7 HA14/nappe = 10,78 cm²/nappe, $S_t = 15 \text{ cm}$.

Armatures horizontales :

D'après le BAEL 91 : $A_h = A_{vt1}/4 = 5.38 \text{ cm}^2$

D'après le RPA révisée 2003 : $A_h = 0.15 \% B = 3.75 \text{ cm}^2$

Soit 5HA12 = 5.65 cm² /ml/nappe $S_t = 20 \text{ cm}$.

Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit 4HA8 (4 épingles HA8 /m²).

-Vérification des contraintes :

- BAEL 91 : $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{107,32 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1250} = 0,479 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 0,479 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

- RPA 2003 : $\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 107,32 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 1250} = 0,667 \text{ MPa}$

$\tau_b = 0,667 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$

Vérification à l'ELS :

$\sigma_b = \frac{N}{B + 15.A} = \frac{470,95 \times 10^3}{200 \times 1250 + 15 \times 21,55} = 1,67 \text{ MPa}$

$\sigma_b = 1,67 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

VII-3- Résumé de calcul :

Structure1 :

Zone 1

Voile	PX1	PX2	PX3	PX4
section	SEC	SEC	SEC	SEC
L (m)	1.25	1.25	1.25	1.25
b (m)	0.2	0.2	0.2	0.2
I (m4)	0.0325	0.0325	0.0325	0.0325
S m2	0.25	0.25	0.25	0.25
V m	0.625	0.625	0.625	0.625
N KN	-632.41	-634.8	-492.24	-493.33
M (KN.m)	-13.726	13.418	-14.091	13.998
σ_a MPA	-2.79	-2.28	-2.24	-1.7
σ_b MPA	-2.27	-2.8	-1.7	-2.24
L_c (m)	1.25	1.25	1.25	1.25
T KN	12.42	12.52	10.54	10.7
Av cm2/2nappe	27.71	27.71	27.71	27.71
Ah cm2/2nappe	15.83	15.83	15.83	15.83
τ_u	0.055	0.055	0.046	0.047
τ_b	0.077	0.077	0.065	0.066
σ_b	1.84	1.85	1.44	1.44

Zone 2

Voile	PX1	PX2	PX3	PX4
section	SEC	SEC	SEC	SEC
L (m)	1.25	1.25	1.25	1.25
b (m)	0.2	0.2	0.2	0.2
I (m4)	0.0325	0.0325	0.0325	0.0325
S m2	0.25	0.25	0.25	0.25
V m	0.625	0.625	0.625	0.625
N KN	-460.37	-462.37	-379.97	-381.47
M (KN.m)	-25.284	25107	-22.36	22.251
σ_a MPA	-2.33	-1.37	-1.95	-1.1
σ_b MPA	-1.36	-2.33	-1.09	-1.95
L_c m	1.25	1.25	1.25	1.25
T KN	18.92	19.08	17.86	18.02
Av cm2/2nappe	27.71	27.71	27.71	27.71
Ah cm2/2nappe	15.83	15.83	15.83	15.83
τ_u	0.084	0.084	0.079	0.080
τ_b	0.117	0.118	0.111	0.112
σ_b	1.34	1.35	1.11	1.11

Zone 3

Voile	PX1	PX2	PX3	PX4
Section	SEC	SEC	SEC	SEC
L (m)	1.25	1.25	1.25	1.25
b (m)	0.2	0.2	0.2	0.2
I (m4)	0.0325	0.0325	0.0325	0.0325
S m2	0.25	0.25	0.25	0.25
V m	0.625	0.625	0.625	0.625
N KN	-248.48	-249.97	-209.5	-210.25
M (KN.m)	-31.574	31.531	-32.881	32.998
σ_a MPA	-1.6	-0.39	-1.47	-0.21
σ_b MPA	-0.39	-1.61	-0.21	-1.47
L_c (m)	1.25	1.25	1.25	1.25
T KN	38.63	38.53	34.7	35.2
Av cm2/2nappe	27.71	27.71	27.71	27.71
Ah cm2/2nappe	15.83	15.83	15.83	15.83
τ_u	0.171	0.171	0.154	0.156
τ_b	0.240	0.240	0.215	0.219
σ_b	0.727	0.731	0.612	0.614

Zone 1

Voile	PY1	PY2	PY3	PY4	PY5	PY6	PY7	PY8
Section	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
L (m)	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
b (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
I (m4)	0.05625	0.05625	0.05625	0.05625	0.05625	0.05625	0.05625	0.05625
S m2	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
V m	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
N KN	-1347.35	-1998.17	-2013.86	-1347.84	-1133.68	-1760.73	-1767.07	-1134.46
M KN.m	49.887	80.012	80.495	50.562	-1.979	-11.908	-12.262	-1.287
σ_a MPA	-3.83	-5.59	-5.64	-3.82	-3.81	-6.03	-6.05	-3.8
σ_b MPA	-5.16	-7.73	-7.79	-5.17	-3.75	-5.71	-5.73	-3.76
L (m)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
T KN	14.35	36.69	36.93	14.47	25.28	25.55	26.01	25.15
Avm2 /2nappe	33.86	33.86	33.86	33.86	33.86	33.86	33.86	33.86
Ahcm2 /2nappe	18.1	18.1	18.1	18.1	18.1	18.1	18.1	18.1
τ_u	0.053	0.135	0.137	0.053	0.093	0.094	0.096	0.093
τ_b	0.0742	0.189	0.192	0.074	0.130	0.132	0.134	0.130
σ_b	3.28	4.85	4.89	3.28	2.76	4.28	4.29	2.76

Zone 2

Voile	PY1	PY2	PY3	PY4	PY5	PY6	PY7	PY8
Section	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
L (m)	150	150	150	150	150	150	150	150
b (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
I (m4)	0.05625	0.05625	0.05625	0.05625	0.05625	0.05625	0.05625	0.05625
S m2	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
V m	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
N KN	-844.72	-1351.92	-1361.19	-844.97	-715.02	-1197.53	-1198.34	-715.11
M KN.m	36.325	77.58	78.063	36.591	-39.696	-51.732	-52.382	-39.447
σ_a MPA	-2.33	-3.47	-3.5	-2.33	-2.91	-4.68	-4.69	-2.91
σ_b MPA	3.3	-5.54	-5.58	-3.3	-1.85	-3.3	-3.3	-1.86
L (m)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
T KN	18.86	39.32	39.54	18.92	26.79	35.8	36	26.73
Avm2 /2nappe	33.86	33.86	33.86	33.86	33.86	33.86	33.86	33.86
Ahcm2 /2nappe	18.1	18.1	18.1	18.1	18.1	18.1	18.1	18.1
τ_u	0.069	0.145	0.146	0.070	0.099	0.132	0.133	0.099
τ_b	0.097	0.203	0.205	0.098	0.138	0.185	0.186	0.138
σ_b	2.05	3.28	3.30	2.05	1.74	2.91	2.91	1.74

Zone 3

Voile	PY1	PY2	PY3	PY4	PY5	PY6	PY7	PY8
Section	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
L (m)	150	150	150	150	150	150	150	150
b (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
I (m4)	0.05625	0.05625	0.05625	0.05625	0.05625	0.05625	0.05625	0.05625
S m2	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
V m	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
N KN	-414.46	-692.58	-697.41	-414.14	-349.2	-659.43	-653.6	-349.38
M (KN.m)	24.46	49.727	50.039	25.394	-40.03	-43.968	-44.861	-39.659
σ_u MPA	-1.05	-1.65	-1.66	-1.04	-1.7	-2.78	-2.78	-1.69
σ_b MPA	-1.71	-2.97	-2.99	-1.73	-0.63	-1.61	-1.58	-0.64
Lc(m)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
T KN	22.19	59.51	56.51	22.87	54.27	39.33	37.92	53.84
Av/cm2 /2nappe	33.86	33.86	33.86	33.86	33.86	33.86	33.86	33.86
Ah/cm2 /2nappe	18.1	18.1	18.1	18.1	18.1	18.1	18.1	18.1
τ_u	0.082	0.208	0.209	0.084	0.201	0.145	0.140	0.199
τ_b	0.115	0.291	0.293	0.118	0.281	0.203	0.196	0.279
σ_b	1.01	1.68	1.69	1.01	0.85	1.60	1.58	0.85

Structure 2 :

Zone 1 :

Voile	PX1	PX2	PX3	PX4	
L (m)	1.25	1.25	1.25	1.25	
b (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	
I (m4)	0.0325	0.0325	0.0325	0.0325	
S m2	0.25	0.25	0.25	0.25	
V (m)	0.625	0.625	0.625	0.625	
N (KN)	-770.2	-772.73	-634.18	-635.27	
M (KN.m)	-330.787	-310.314	-315.177	294.998	
σ_{max} MPA	3.27	2.87	3.51	3.12	
σ_{min} MPA	-9.43	-9.05	-8.59	-8.21	
nature	SPC	SPC	SPC	SPC	
Lc(m)	0.32	0.30	0.36	0.35	
Lt (m)	0.93	0.95	0.89	0.90	
σ_1 (KN/m2)	-4.715	-4.525	-4.295	-4.105	
N1 (KN)	-657.75	-644.82	-573.38	-554.175	
N2 (KN)	-219.25	-214.94	-191.12	-180.725	
Av1 (cm ²)	16.44	16.12	14.33	13.85	
Av2 (cm ²)	6.30	6.17	5.49	5.19	
Amin (cm ²)	12.5	12.5	12.5	12.5	
Vu (KN.m)	107.32	107.34	100.37	100.4	
Avj (cm ²)	4.13	4.13	3.86	3.86	
Av cm2/2nappe	21.55	21.55	21.55	21.55	
Choix par nappe	7HA14	7HA14	7HA14	7HA14	
Espacement (cm)	15	15	12	15	
Ah cm2/2nappe	11.31	11.31	11.31	11.31	
Choix par nappe	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12	
Espacement (cm)	20	20	20	20	
A transversale	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	
Ns (KN)	470.95	472.94	347.44	348.2	
$\bar{\tau}_b = 5\text{Mpa}$	τ_b	0.667	0.667	0.446	0.446
$\bar{\tau}_u = 2.5\text{Mpa}$	τ_u	0.479	0.479	0.624	0.624
$\bar{\sigma}_b = 15\text{Mpa}$	σ_b	1.88	1.88	1.38	1.38

Zone 2 :

Voile	PX1	PX2	PX3	PX4	
L (m)	1.25	1.25	1.25	1.25	
b (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	
I (m4)	0.0325	0.0325	0.0325	0.0325	
S m2	0.25	0.25	0.25	0.25	
V (m)	0.625	0.625	0.625	0.625	
N (KN)	-474.84	-772.73	-634.18	-635.27	
M (KN.m)	-27.487	-310.314	-315.177	294.998	
σ_{max} MPA	-2.43	-1.39	-1.91	-1.04	
σ_{min} MPA	-1.37	-2.43	-1.03	-1.91	
nature	SEC	SEC	SEC	SEC	
Lc(m)	1.25	1.25	1.25	1.25	
Lt (m)	0	0	0	0	
d(m)	0.416	0.416	0.416	0.416	
N1 (KN)	190	36.39	64.97	35.25	
Av1 (cm ²)	-13.12	-13.12	-13.12	-13.12	
Amin (cm ²)	12.5	12.5	12.5	12.5	
Vu (KN.m)	68.23	68.24	60.28	60.29	
Avj (cm ²)	2.62	2.62	2.32	2.32	
Av cm2/2nappe	27.71	27.71	27.71	27.71	
Choix par nappe	9HA14	9HA14	9HA14	9HA14	
Espacement (cm)	13	13	13	13	
Ah cm2/2nappe	9.05	9.05	9.05	9.05	
Choix par nappe	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	
Espacement (cm)	25	25	25	25	
A transversale	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	
Ns (KN)	345.05	346.79	269.28	270.36	
$\bar{\tau}_b = 5\text{Mpa}$	τ_b	0.425	0.425	0.375	0.375
$\bar{\tau}_u = 2.5\text{Mpa}$	τ_u	0.303	0.303	0.268	0.668
$\bar{\sigma}_b = 15\text{Mpa}$	σ_b	1.189	1.189	0.923	0.923

Zone 3 :

Voile	PX1	PX2	PX3	PX4	
L (m)	1.25	1.25	1.25	1.25	
b (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	
I (m ⁴)	0.0325	0.0325	0.0325	0.0325	
S m ²	0.25	0.25	0.25	0.25	
V (m)	0.625	0.625	0.625	0.625	
N (KN)	-288.59	-289.76	-250.78	-251.11	
M (KN.m)	-66.298	-17.624	-63.129	-14.451	
σ_{\max} MPA	-0.12	-0.82	-0.21	-0.73	
σ_{\min} MPA	-2.43	-1.5	-2.22	-1.28	
nature	SEC	SEC	SEC	SEC	
Lc(m)	1.25	1.25	1.25	1.25	
Lt (m)	0	0	0	0	
d(m)	0.416	0.416	0.416	0.416	
N1 (KN)	127.5	116	121.5	100.5	
Av1 (cm ²)	-6.25	-6.25	-6.25	-6.25	
Amin (cm ²)	12.5	12.5	12.5	12.5	
Vu (KN.m)	48.11	48.1	45.76	45.75	
Avj (cm ²)	0.185	0.185	0.176	0.176	
Av cm ² /2nappe	27.71	27.71	27.71	27.71	
Choix par nappe	9HA14	9HA14	9HA14	9HA14	
Espacement (cm)	13	13	13	13	
Ah cm ² /2nappe	9.05	9.05	9.05	9.05	
Choix par nappe	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	
Espacement (cm)	25	25	25	25	
A transversale	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	
Ns (KN)	187.01	188.34	151.71	152.26	
$\bar{\tau}_b = 5\text{Mpa}$	τ_b	0.299	0.299	0.284	0.284
$\bar{\tau}_u = 2.5\text{Mpa}$	τ_u	0.214	0.214	0.203	0.203
$\bar{\sigma}_b = 15\text{Mpa}$	σ_b	0.165	0.164	0.156	0.156

Zone 1:

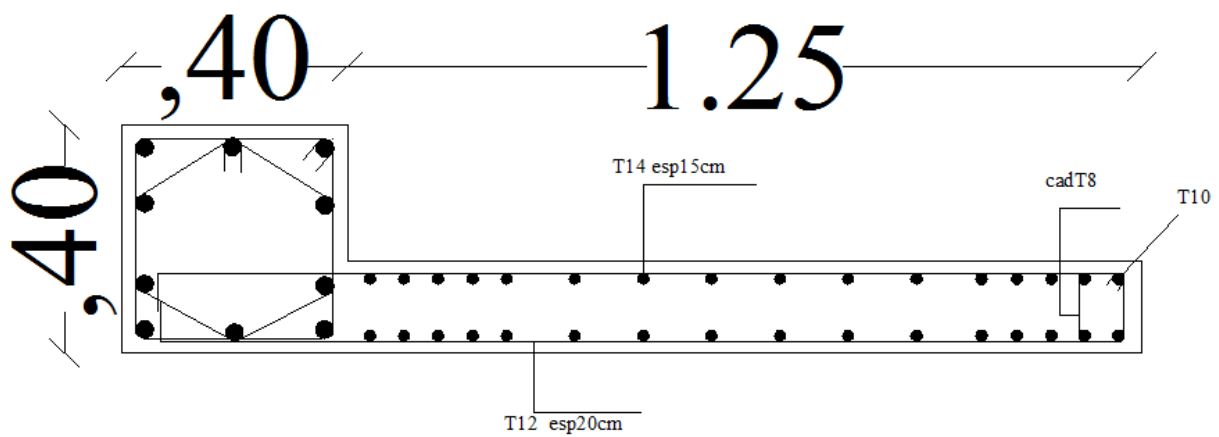
Voile	PY1	PY2	PY3	PY4	PY5	PY6	PY7	PY8
L (m)	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
b (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
I (m4)	0.05625	0.05625	0.05625	0.05625	0.05625	0.05625	0.05625	0.056
S m2	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
V m	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
N KN	-1446.78	-1799.9	-1812.27	-1446.42	-1260.95	-1544.52	-1543.03	-1260.65
M KN.m	-59.52	74.837	75.178	-59.433	-60.563	0.287	0.329	-60.112
σ_{max} MPA	-4.03	-5	-5.04	-4.03	-3.4	-5.14	-5.14	-3.4
σ_{min} MPA	-5.62	-7	-7.04	-5.61	-5.01	-5.15	-5.15	-5
nature	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
Lc (m)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
Lt (m)	0	0	0	0	0	0	0	0
d(m)	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
N1 (KN)	482.5	600	604	482	420.5	415	415	420
Av1 (cm ²)	-15.73	-15.73	-15.73	-15.73	-15.73	-15.73	-15.73	-15.73
Amin(cm ²)	15.75	15.75	15.75	15.75	15.75	15.75	15.75	15.75
Vu(KN.m)	89.9	85.09	85.23	90.73	89.05	76.1	76.19	89.79
Avj (cm ²)	3.46	3.27	3.28	3.49	3.42	2.93	2.93	3.45
Av(cm ²)/nappe	33.87	33.87	33.87	33.87	33.87	33.87	33.87	33.87
Choix par nappe	11HA14	11HA14	11HA14	11HA14	11HA14	11HA14	11HA14	11HA14
Espacement (cm)	15	15	15	15	15	15	15	15
Ahcm ² /nappe	9.05	9.05	9.05	9.05	9.05	9.05	9.05	9.05
Choix par nappe	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12
Espacement (cm)	25	25	25	25	25	25	25	25
A transversale	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
Ns (KN)	908.34	1307.42	1316.31	908.66	739.84	1128.62	1227.11	740.29
$\bar{\tau}_b = 5\text{Mpa}$	0.466	0.441	0.441	0.470	0.461	0.394	0.394	0.465
$\bar{\tau}_u = 2.5\text{Mpa}$	0.332	0.315	0.315	0.336	0.329	0.282	0.282	0.332
$\bar{\sigma}_b = 15\text{Mpa}$	2.59	3.72	3.75	2.59	2.10	3.22	3.49	2.11

Zone 2:

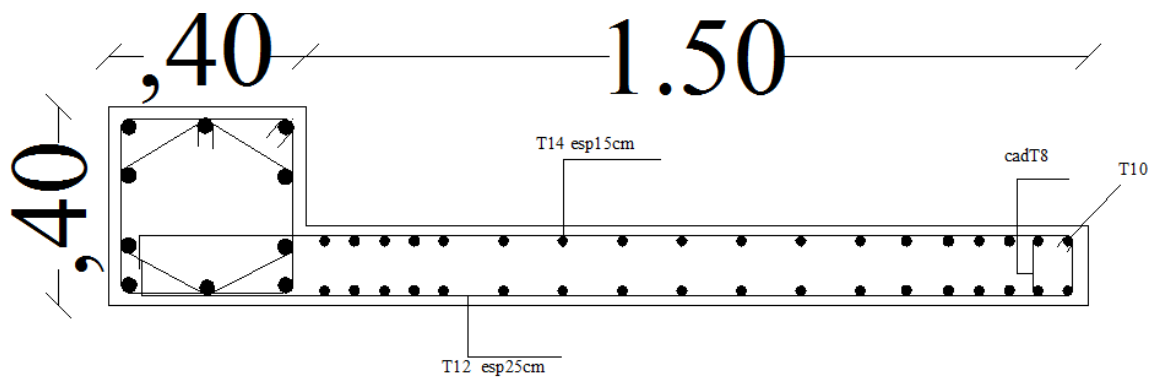
Voile	PY1	PY2	PY3	PY4	PY5	PY6	PY7	PY8
L (m)	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
b (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
I (m4)	0.05625	0.05625	0.05625	0.05625	0.05625	0.05625	0.05625	0.056
S m2	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
V m	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
N KN	-792.17	-1229.5	-1237.18	-792.31	-642.45	-1057.71	-1052.32	-642.42
M KN.m	31.773	63.705	63.874	32.132	-27.568	-30.007	-131.066	-27.219
σ_{max} MPA	-2.22	-3.25	-3.27	-2.21	-1.77	-3.13	-3.11	-1.78
σ_{min} MPA	-3.06	-4.95	-4.98	-3.07	-2.51	-3.93	-3.91	-2.5
nature	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
Lc (m)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
Lt (m)	0	0	0	0	0	0	0	0
d(m)	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
N1 (KN)	264	410	412.5	264	214	353	351	214
Av1 (cm ²)	-15.74	-15.73	-15.73	-15.73	-15.74	-15.74	-15.74	-15.74
Amin(cm ²)	15.75	15.75	15.75	15.75	15.75	15.75	15.75	15.75
Vu(KN.m)	69.69	66.65	66.66	70.28	66.52	54.76	54.8	66.92
Avj (cm ²)	2.68	2.56	2.56	2.70	2.56	2.10	2.11	2.57
Av(cm ²)/nappe	33.87	33.87	33.87	33.87	33.87	33.87	33.87	33.87
Choix par nappe	11HA14	11HA14	11HA14	11HA14	11HA14	11HA14	11HA14	11HA14
Espacement (cm)	15	15	15	15	15	15	15	15
Ahcm ² /nappe	9.05	9.05	9.05	9.05	9.05	9.05	9.05	9.05
Choix par nappe	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12
Espacement (cm)	25	25	25	25	25	25	25	25
A transversale	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
Ns (KN)	576.16	892.91	898.39	576.26	469.85	772.16	768.45	469.83
$\bar{\tau}_b = 5\text{Mpa}$	0.361	0.345	0.345	0.365	0.345	0.284	0.284	0.347
$\bar{\tau}_u = 2.5\text{Mpa}$	0.258	0.246	0.246	0.261	0.246	0.202	0.202	0.247
$\bar{\sigma}_b = 15\text{Mpa}$	1.64	2.54	2.56	1.64	1.34	2.20	2.19	1.34

Zone 3:

Voile	PY1	PY2	PY3	PY4	PY5	PY6	PY7	PY8
L (m)	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
b (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
I (m4)	0.05625	0.05625	0.05625	0.05625	0.05625	0.05625	0.05625	0.056
S m2	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
V m	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
N KN	-399.81	-641.51	-645.18	-399.38	-317.05	-592.5	582.275	-317.19
M KN.m	16.774	29.272	29.241	17.364	-31.773	-22.657	-23.275	-31.299
σ_{max} MPA	-1.11	-1.75	-1.75	-1.1	-0.63	-1.67	-1.63	-0.64
σ_{min} MPA	-2.56	-2.53	-2.54	-1.56	-1.48	-2.28	-2.25	-1.47
nature	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
Lc (m)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
Lt (m)	0	0	0	0	0	0	0	0
d(m)	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
N1 (KN)	183.5	214	214.5	133	105.5	197.5	194	105.5
Av1 (cm ²)	-15.74	-15.74	-15.74	-15.74	-15.74	-15.74	-15.74	-15.74
Amin(cm ²)	15.75	15.75	15.75	15.75	15.75	15.75	15.75	15.75
Vu(KN.m)	47.42	44.42	44.39	47.86	50.43	39.03	37.61	50.63
Avj (cm ²)	1.82	1.71	1.70	1.84	1.94	1.50	1.44	1.95
Av(cm ²)/nappe	33.87	33.87	33.87	33.87	33.87	33.87	33.87	33.87
Choix par nappe	11HA14	11HA14	11HA14	11HA14	11HA14	11HA14	11HA14	11HA14
Espacement (cm)	15	15	15	15	15	15	15	15
Ahcm ² /nappe	9.05	9.05	9.05	9.05	9.05	9.05	9.05	9.05
Choix par nappe	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12
Espacement (cm)	25	25	25	25	25	25	25	25
A transversale	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
Ns (KN)	290.84	466.2	468.84	290.54	231.91	432.45	425.13	232.01
$\bar{\tau}_b = 5\text{Mpa}$	0.245	0.230	0.230	0.248	0.261	0.202	0.195	0.262
$\bar{\tau}_u = 2.5\text{Mpa}$	0.175	0.164	0.164	0.177	0.186	0.144	0.139	0.187
$\bar{\sigma}_b = 15\text{Mpa}$	0.83	1.32	1.33	0.82	0.66	1.23	1.21	0.66



ferrailage de voile PX1



ferrailage de voile PY1

Plan de ferrailage des voiles

Introduction :

Les fondations par définition sont un organisme de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol d'assise.

Cette transmission peut être directe dans le cas de fondations superficielles (semelles isolées ; semelles continues ; radier) ou par des éléments spéciaux (puits ; pieux).

Le choix du type de fondations à adopter dépend essentiellement de la contrainte admissible du sol et des charges de l'ouvrage .L'étude préalable du sol a donnée la valeur de la contrainte maximale admissible $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$.

VIII -1 Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisit essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- Le tassement du sol
- Le mode constructif de la structure.

Et ce même choix doit satisfaire les critères ci –dessous :

- stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- facilité d'exécution (coffrage)
- économie.

Pour notre ouvrage, nous avons le choix entre les semelles isolées, filantes et radier général.

En premier lieu on orientera notre choix sur les semelles isolées ; on calculera la surface totale occupée par les semelles qu'on comparera à la surface totale du bâtiment.

Le choix définitif de ce type de fondations sera retenu dans le cas où :

- $\frac{\text{La surface des semelles}}{\text{la surface totale du batiment}} \leq 50\%$
- Le risque de chevauchement est écarté.

Dans le cas contraire, on optera pour des semelles filantes et si ces dernières dépassent 50% de la surface totale, on optera pour un radier.

❖ Structure 1 :

VIII -2- Dimensionnement des semelles (sous voiles, sous poteaux) :

VIII-2-1- semelles filantes sous voiles :

Pour calculer la largeur de la semelle, on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_s}{B \cdot L} = \frac{G + Q}{B \cdot L} \quad \text{où} \quad \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{sol} : \text{La capacité portante du sol } (\bar{\sigma}_{sol} = 0.20 \text{MPa}). \\ B : \text{La largeur de la semelle.} \\ L : \text{Longueur de la semelle sous voile.} \end{array}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_s}{BL} = \frac{G + Q}{BL} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\bar{\sigma}_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Voile	Nser	L (m)	B (m)	S = B x L (m2)
VY1	358.26	1.5	1.194	1.7913
VY2	527.45	1.5	1.758	2.63725
VY3	531.6	1.5	1.772	2.658
VY4	358.63	1.5	1.195	1.79315
VY5	333.2	1.5	1.111	1.666
VY6	501.42	1.5	1.671	2.5071
VY7	503.35	1.5	1.678	2.51675
VY8	334.04	1.5	1.113	1.6702
				St=17.23975

Tableau VIII-1 : Dimensions des semelles sous voiles

VIII-2-2- Dimensionnement de la semelle continue sous poteaux :

Nous aurons à étudier uniquement le portique le plus sollicité. Dans notre, il s'agit du portique transversal (6-6), représenté par le schéma suivant :

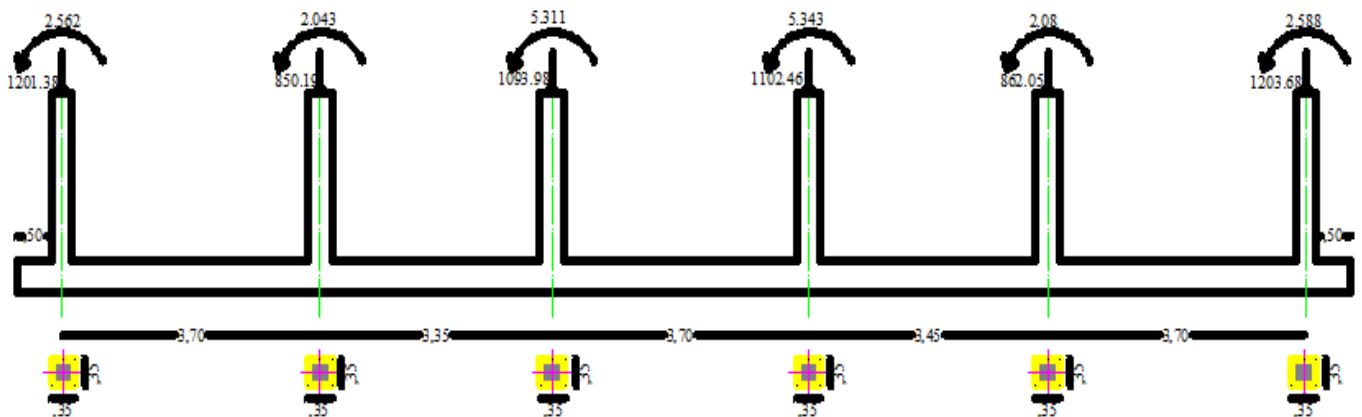


Fig VIII-1 : Sollicitations revenant à la semelle

La longueur totale de la semelle (y compris les débords de 0,50 m de chaque extrémité) est de 19.25 m.

VIII-2-1-1-Détermination de la largeur "B" :

Les différentes sollicitations revenant à chaque point d'appuis ainsi que les longueurs par rapport à l'axe de symétrie, sont résumées dans le tableau suivant :

Point d'appuis	Ns (kN)	Ms (kN.m)	ei (m)	Ns X ei
A	976.5	2.562	-8.95	-8739.675
a	224.88	1.005	-7.7	-1731.576
B	850.19	2.043	-5.25	-4463.498
C	1093.98	5.311	-1.9	-2078.562
D	1102.46	5.343	1.8	1984.428
E	862.05	2.08	5.25	4525.7625
f	225.93	1.009	7.7	1739.661
F	977.75	2.588	8.95	8750.8625

Tableau VIII-2 : Distances par rapport à l'axe de symétrie.

➤ **Coordonnées de la résultante des forces par rapport au CDG de la semelle :**

$$R = \sum Ni = N_A + N_{A'} + N_B + N_C + N_D + N_E + N_{F'} + N_F$$

$$R = 6313.74$$

➤ **Calcul de l'excentricité « e₀ » :**

$$e_s = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i}$$

$$e_s = \frac{-12.5965 + 21.941}{6313.74} = 0.0014$$

$$e_s = 0 < \frac{L_t}{6} = \frac{19.60}{6} = 3.26 \Rightarrow \text{répartition trapézoïdale des contraintes.}$$

➤ **Calcul de $\sigma_{(3/4)}$:**

$$\sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)} = \frac{N_s}{L_T B} \left(1 + \frac{3e_s}{L_T}\right) \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad \text{Ce qui donne} \quad B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} \cdot L_T} \left(1 + \frac{3e_s}{L_T}\right)$$

$$B \geq \frac{6313.74}{200 \cdot 19.6} = 1.61m = 161cm$$

On adopte une largeur **B = 170 cm**.

$$\Rightarrow \sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)} = \frac{6313.74}{19,60 \cdot 1,70} = 189.48kN/m^2$$

$$\sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)} = 189.48 < \bar{\sigma}_{sol} = 200KN/m^2$$

Surface de la semelle : $S = B \cdot L = 1,7 \cdot 19,60 = 33.32m^2$

Surface totale (filantes + voiles) : $S_s = 3S + S_{voiles} = 3 \cdot (33.32) + 17.24 = 117.20m^2$

Surface totale du bâtiment : $S_T = 19,60 \cdot 11,75 = 230.30m^2$

$$\frac{S_s}{S_T} = \frac{117.20}{230.30} = 0,50 = 50\% \leq 50\%$$

La surface totale des semelles représente 47.42% de la surface totale du bâtiment

($S_s < 50\% S_T$), ce qui nous ramène à opter pour des **semelles filantes** comme fondations.

VIII-2-1- 2-Hauteur de la semelle : $h_s \geq \frac{B-b}{4} + 5 \text{ cm}$

Avec : B : largeur de la semelle.

h_s : hauteur de la semelle.

b : largeur du poteau dans le sens x

$$h_s \geq \frac{170-50}{4} + 5 = 35 \text{ cm}$$

On adopte une hauteur $h_s = 35 \text{ cm}$

Les dimensions adoptées sont les suivantes :

L = 19.60 m
B = 170 cm
h_s = 35 cm

Afin d'assurer une meilleure rigidité de la semelle, cette dernière sera munie d'une poutre de rigidité sur toute sa longueur qui agit comme une poutre renversée continue avec les poteaux comme appuis, d'où des armatures supérieures (moments positifs en travée) et des armatures inférieures (moments négatif sur appuis).

VIII-2-2- Etude de la poutre de rigidité :

VIII-2-2-1-Dimensionnement :

Il faut que : La hauteur $\frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6}$

$$\text{La largeur } \frac{1}{3}h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3}h_p$$

L : étant la plus grande portée dans le sens étudié.

$$L = 3.70 \text{ m} \Rightarrow \frac{370}{9} \leq h_p \leq \frac{370}{6}$$

$$\Rightarrow 41.11 \leq h_p \leq 61.66$$

On adopte une hauteur **h_p = 90 cm**

$$h_p = 90 \text{ cm} \Rightarrow \frac{90}{3} \leq b_p \leq \frac{2 \times 90}{3}$$

$$\Rightarrow 30.00 \leq b_p \leq 60.00$$

On adopte une largeur **b_p = 50 cm**

VIII-2-2- 2-Ferraillage de la poutre (ELU) :

Le schéma statique de la poutre de redressement est équivalent à une poutre continue sur appuis.

Le calcul des moments le long de la poutre se fera par les méthodes classiques de calcul en béton armé.

VIII-2-2- 3-Calcul de la charge uniforme :

Tableau VIII-3 :

Point d'appuis	Nu (kN)	Mu (kN.m)
A	1641.61	3.493
B	1166.99	2.778
C	1497.78	7.304
D	1509.46	7.349
E	1183.31	2.83
F	1644.78	3.53

$$q_u = \frac{\sum N_u}{L_T} \left(1 + \frac{3e_u}{L_T} \right) = \frac{8643.93}{19.60} (1 + 0) = 440.55 \text{ kN / ml}$$

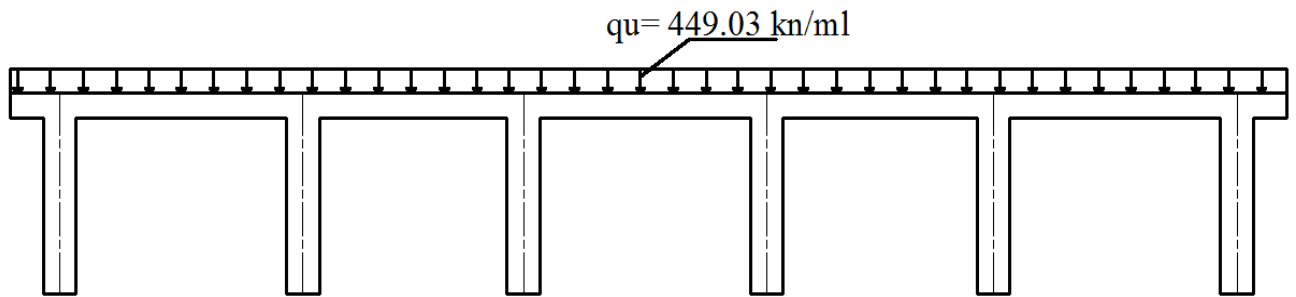


Fig VIII-2 Sollicitation revenant à la poutre de rigidité

VIII-2-2-4-Calcul des moments isostatiques :

Les travées AB ; CD ; EF :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{440.55 \cdot (3.7)^2}{8} = 753.89 \text{ kN.m}$$

La travée BC :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{440.55 \cdot (3.35)^2}{8} = 618.00 \text{ kN.m}$$

La travée DE :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{440.55 \cdot (3.45)^2}{8} = 655.45 \text{ kN.m}$$

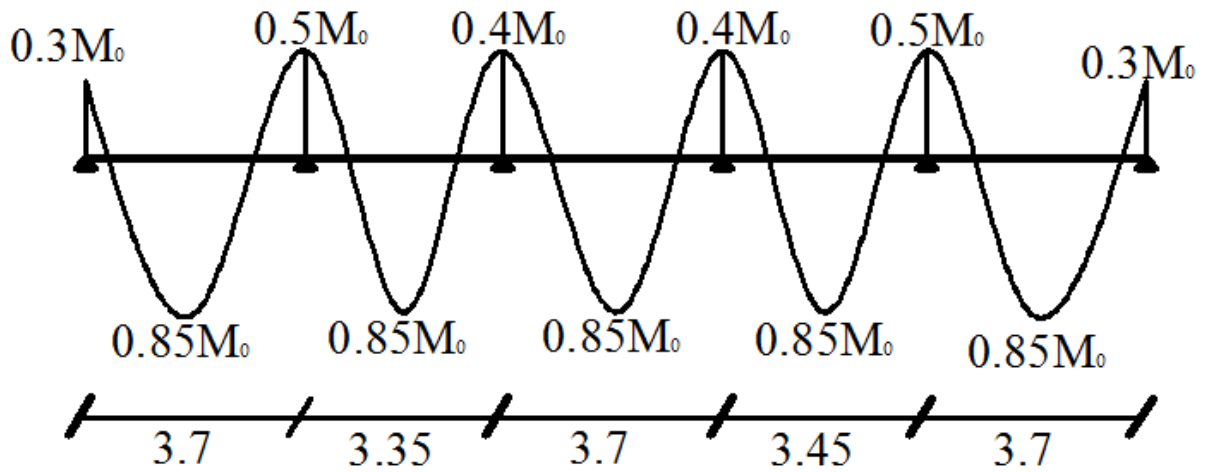


Fig VIII-3 Diagramme des moments

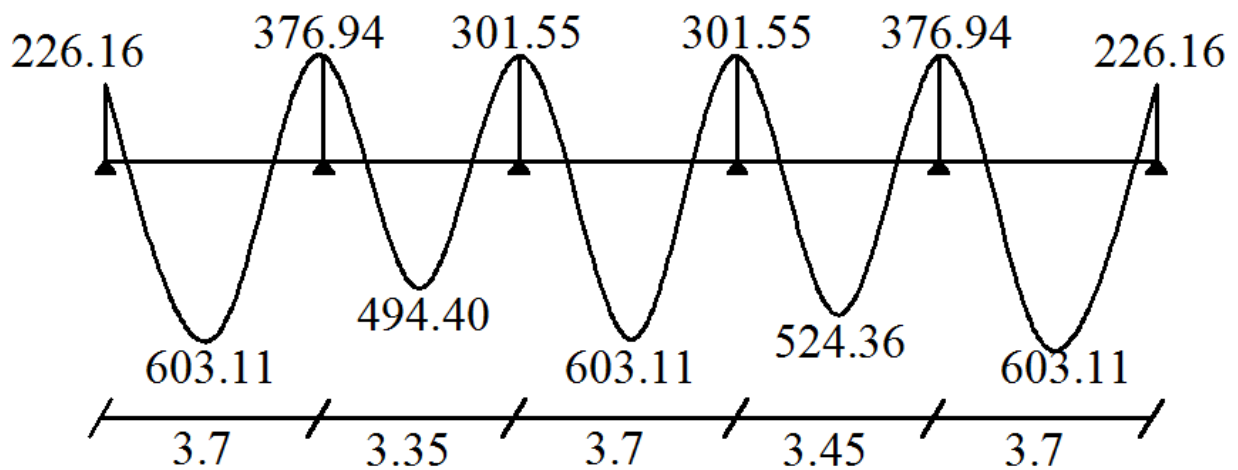


Fig VIII-4 Diagramme des moments à l'ELU

Calcul des armatures :

Tableau VIII-4 : Ferrailage de la poutre de rigidité au niveau des appuis

Appuis	M_a (kn.m)	μ	β	A_u (cm ²)	Choix	A (adoptée)
A	226.16	0,042	0,766	09.98	4HA14+4HA12	10.68
B	376.94	0,071	0,738	17.26	4HA14+4HA20	18.72
C	301.55	0,057	0,749	13.61	4HA14+4HA16	14.20
D	301.55	0,057	0,749	13.61	4HA14+4HA16	14.20
E	376.94	0,071	0,738	17.26	4HA14+4HA20	18.72
F	226.16	0,042	0,766	09.98	4HA14+4HA12	10.68

Tableau VIII-5 : Ferrailage de la poutre de rigidité en travée

Travées	$M_a(\text{kn.m})$	μ	β	$A_u(\text{cm}^2)$	Choix	A (adoptée)
A-B	603.11	0,114	0,717	28.34	4HA20+4HA20+4HA12	29.66
B-C	494.40	0,093	0,725	23.05	4HA20+4HA20	25.13
C-D	603.11	0,114	0,700	28.34	4HA20+4HA20+4HA12	29.66
D-E	524.36	0,099	0,722	24.55	4HA20+4HA20	25.13
E-F	603.11	0,114	0,700	28.34	4HA20+4HA20+4HA12	29.66

VIII-2-2- 5-Vérification à l'ELU :

-Vérification de la condition de non fragilité :

$$A \geq A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 50 \times 65 \times \frac{2,1}{400} = 3.92$$

$$A_a \geq A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_t \geq A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

-Vérification de la condition de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \left[\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \right]$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{440.5 \times 3.7}{2} = 814.9 \text{ kN} \Rightarrow \tau_u = \frac{814.9 \cdot 10^3}{500 \cdot 670} = 2.43 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \quad \text{Condition vérifiée}$$

-Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{l \max} \right) \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq \min(2.57 ; 5 ; 2) \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq 20 \text{ mm} \quad \text{On prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

On adopte un cadre et un étrier de HA8

-Calcul des espacements :

Selon le RPA 99 (corrigé en 2003), l'espacement entre les cadres doit être

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_t ; 30 \right) \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(22.5 ; 24 ; 30)$$

$$S_t \leq 22.5 \text{ cm} \quad \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

- **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 45 \text{ cm} \quad \text{On prend } S_t = 30 \text{ cm}$$

On a :

$$A_t \geq 0,003 S_t b = 0,003 \cdot 15 \cdot 50 = 2.25 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 6\phi 8 = 3.02 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Selon le **BAEL 91 :**

$$S_t \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b \times (1,68 - 0,3 \times f_{t28})} \Rightarrow \frac{0,8 \times 29.66 \times 40}{50 \times (1,68 - 0,3 \times 2,1 \times 0,1)} = 11.73 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 11.73 \text{ cm}$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

-La longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement $L_s \geq 40\phi$

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux doit être effectué avec des crochets de 90°.

VIII-2-2- 6-Vérification à l'ELS :

- **Etat limite de compression du béton :**

-Dans le béton : On doit vérifiée :

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

$$\rho_1 = \frac{100 A}{b d}$$

Puis à partir des annexes, on tire les valeurs de k_1 et β_1

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{k_1 \beta_1 d A}$$

-Dans l'acier : On doit vérifiée :

$$\sigma_s \leq \sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right)$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{A \cdot \beta_1 \cdot d} ; A_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

-calcul des moments à l'ELS :

$$q_s = \frac{\sum N_s}{L_T} \left(1 + \frac{3e_s}{L_T}\right) = \frac{6313.74}{19.60} (1+0) = 322.13 \text{ kN / ml}$$

➤ **Calcul des moments isostatiques :**

Les travées AB ; CD ; EF :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{322.13 \cdot (3.7)^2}{8} = 551.24 \text{ kN.m}$$

La travée BC :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{322.13 \cdot (3.35)^2}{8} = 451.88 \text{ kN.m}$$

La travée DE :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{322.13 \cdot (3.45)^2}{8} = 479.26 \text{ kN.m}$$

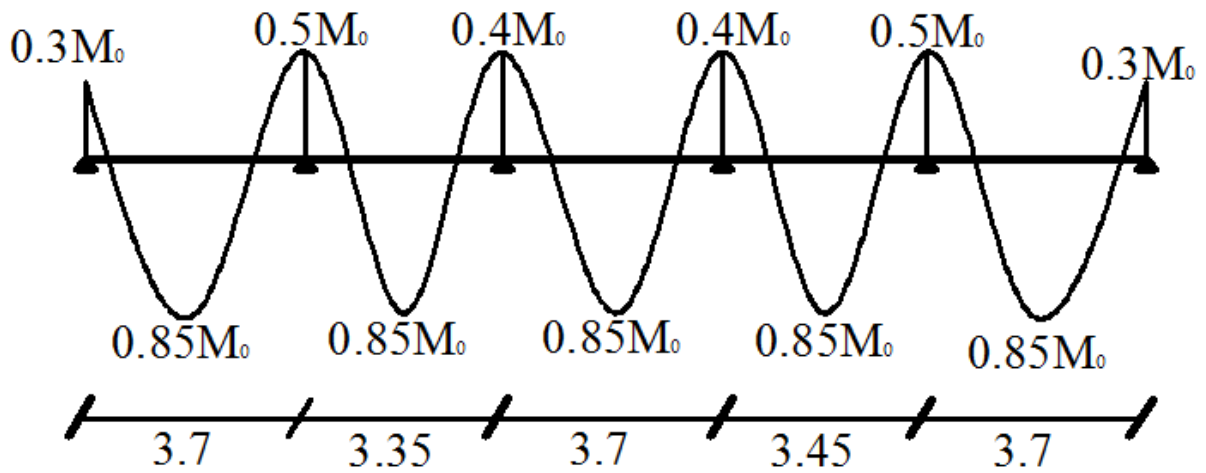


Fig VIII-5 Diagramme des moments

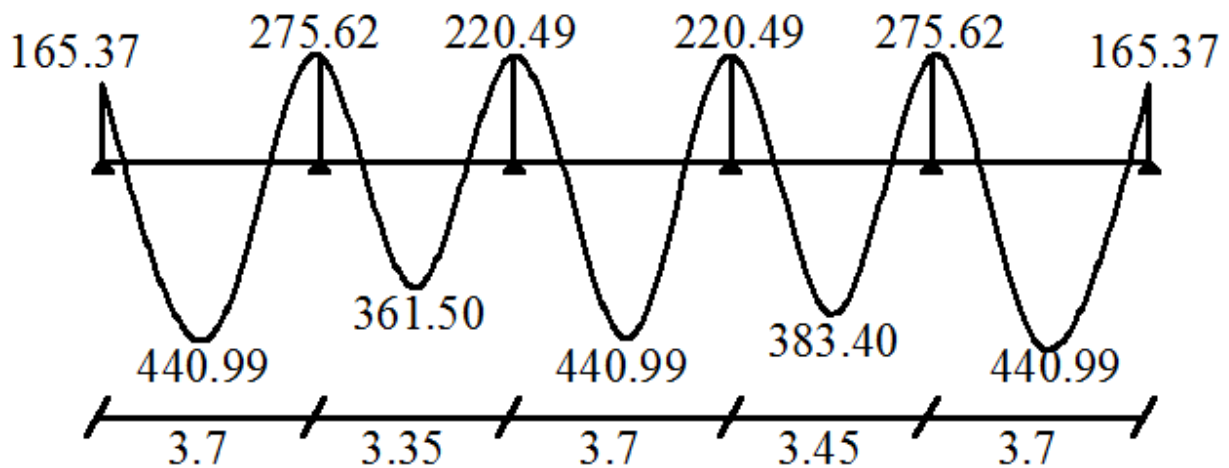


Fig VIII-6 Diagramme des moments à l'ELS

Les résultats des vérifications sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau VIII-6 : Vérifications des contraintes aux appuis.

Appui	M_s (kN.m)	A	ρ_1	β_1	k_1	σ_{bc} (kn.m)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (kn.m)	Observation
A	165.37	10.68	0.251	0.920	47.50	4.16	15	C.Vérifiée
B	275.62	18.72	0.440	0,899	34.02	5.66	15	C.Vérifiée
C	220.49	14.20	0.334	0,905	37.63	5.36	15	C.Vérifiée
D	220.49	14.20	0.334	0,905	37.63	6.36	15	C.Vérifiée
E	275.62	18.72	0.440	0,899	34.02	5.66	15	C.Vérifiée
F	165.37	10.68	0.251	0.920	47.50	4.16	15	C.Vérifiée

Tableau VIII-7 : Vérifications des contraintes en travée.

Travée	M_s (kN.m)	A	ρ_1	β_1	k_1	σ_{bc} (kn.m)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (kn.m)	Observation
A-B	440.99	29.66	0.697	0.878	25.98	07.66	15	C.Vérifiée
B-C	361.50	25.13	0.591	0,886	28.86	06.66	15	C.Vérifiée
C-D	440.99	29.66	0.697	0,878	25.98	07.66	15	C.Vérifiée
D-E	383.40	25.13	0.591	0,886	28.86	07.06	15	C.Vérifiée
E-F	440.99	29.66	0.697	0,878	25.98	07.66	15	C.Vérifiée

VIII-3-Ferraillage de la semelle dans le sens "B" :

Le calcul des armatures se fera avec la méthode des bielles

$$A_B = \frac{N_{uf}(B-b)}{8 d \sigma_{st}} \quad \text{Où} \quad N_{uf} = B \cdot \sigma \left(\frac{3}{4} \right) \cdot 100$$

A_B : est la section d'armatures longitudinales donnée par mètre linière (cm^2/ml).

$$B = 1,7 \text{ m} \Rightarrow N_{uf} = 189,48 \cdot 1,70 \cdot 1 \text{ m} = 322,116 \text{ kN}$$

Ce qui nous donne :

$$A_B = \frac{322,116 \cdot 10 \cdot (170 - 50)}{8 \cdot 35 \cdot 348} = 3,96 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend **5 HA 12 = 5,65 cm^2/ml**

Armatures de répartition :

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

On prend **4 HA 10 = 3,14 cm^2**

VIII-4- Ferrailage de la semelle sous voiles :

VIII-4-1-Dimensionnement :

$$N_s = 531.6 \text{ kN} ; L = 1.60 \text{ m} ; \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ MPa}$$

La largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} L} \Rightarrow B \geq \frac{531.6}{200 \times 1.60} = 1.66 \text{ m}$$

On prend : $B = 170 \text{ cm}$

La hauteur de la semelle :

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 5 \text{ cm} = \frac{170-50}{4} + 5 = 35 \text{ cm}$$

On prend : $h = 40 \text{ cm}$

Les dimensions adoptées sont les suivantes :

$$\begin{aligned} \mathbf{B} &= \mathbf{170 \text{ cm}} \\ \mathbf{h} &= \mathbf{40 \text{ cm}} \end{aligned}$$

VIII-4-2-Vérification de la contrainte du sol :

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{BL} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \sigma_{sol} = \frac{531.6}{1.70 \times 1.60} = 195.44 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 195.44 < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VIII-4-3-Calcul des armatures :

Les armatures seront calculées en considérant une bande de 1 m

$$N_u = 727.98 \text{ kN}$$

$$M_u = \frac{N_u (B-b)^2}{8B} \Rightarrow M_u = \frac{727.98 \cdot (1.70 - 0.50)^2}{8 \cdot 1.70} = 77.08 \text{ kN.m}$$

$$A = \frac{M_u}{Z \sigma_s} \quad (Z = 0,9 d)$$

$$A = \frac{M_u}{0,9 d \sigma_s} \Rightarrow A = \frac{77.08 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 32 \cdot 348} = 10.87 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend } \mathbf{10 \text{ HA}12 = 11.31 \text{ cm}^2}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{11.31}{4} = 2.82 \text{ cm}^2$$

Soient $\mathbf{4 \text{ HA } 12 = 4.52 \text{ cm}^2}$

VIII-5-Ferraillage de la longrine :

VIII-5-1-Le rôle des longrines :

Les longrines servent à chaîner les semelles dans les deux sens, rigidifier et empêcher sont déplacement.

Elles doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ kN}$$

Avec :

N : égale à la valeur maximale de la charge verticale de gravité apportée par les points d'appuis solidarités.

α : Coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée. (Site : S_2 ; zone IIa).

VIII-5-2-Dimensionnement des longrines :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le **RPA 99 (Art 10.1.1)** sont :

-(25 cm × 30 cm): Site de catégorie S_2 et S_3

-(30 cm × 30 cm): Site de catégorie S_4

On adoptera pour notre cas une section de **(30 X 35) cm²**.

VIII-5-3-Armatures longitudinales :

$$N = 1558.26 \text{ kN}$$

$$\alpha = 15 \text{ (Zone II a ; Site 2)}$$

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{1558.26}{15} = 105.88 \text{ kN}$$

$$A = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{105.88 \cdot 10}{348} = 3.04 \text{ cm}^2$$

Le ferraillage minimum exigé par le RPA est de 0,6 % de la section totale.

$$A_{\min} = 0,006 \cdot 30 \cdot 35 = 6,30 \text{ cm}^2$$

⇒ On adopte une section d'armature longitudinale de **A= 6HA12 =6,79 cm²**

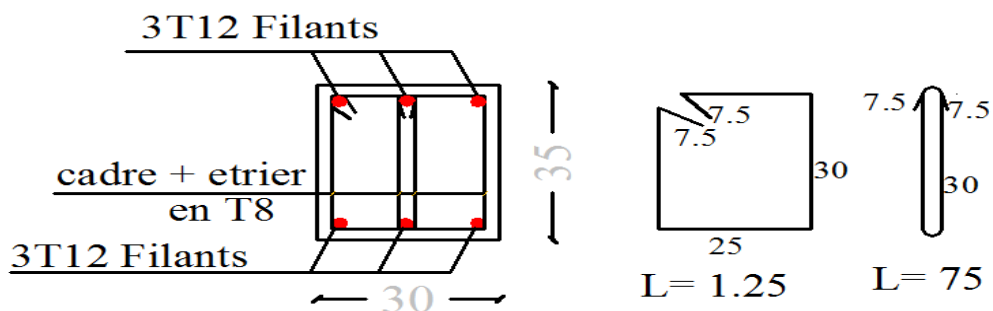


Fig VIII-7- Ferraillage de la longrine

VIII-5-4-Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{t \min}\right) cm$$

$$\phi_t \leq \min(1.00 ; 3 ; 1.2) cm$$

$$\phi_t \leq 1.00 cm \quad \text{on prend un cadre HA8}$$

Espacement des cadres :

Selon le RPA, l'espacement entre les cadres doit être :

$$S_t \leq \min(20 ; 15\phi_t) cm$$

$$S_t \leq \min(20 ; 18) cm$$

On adoptera comme espacement des cadres $S_t = 15 cm$

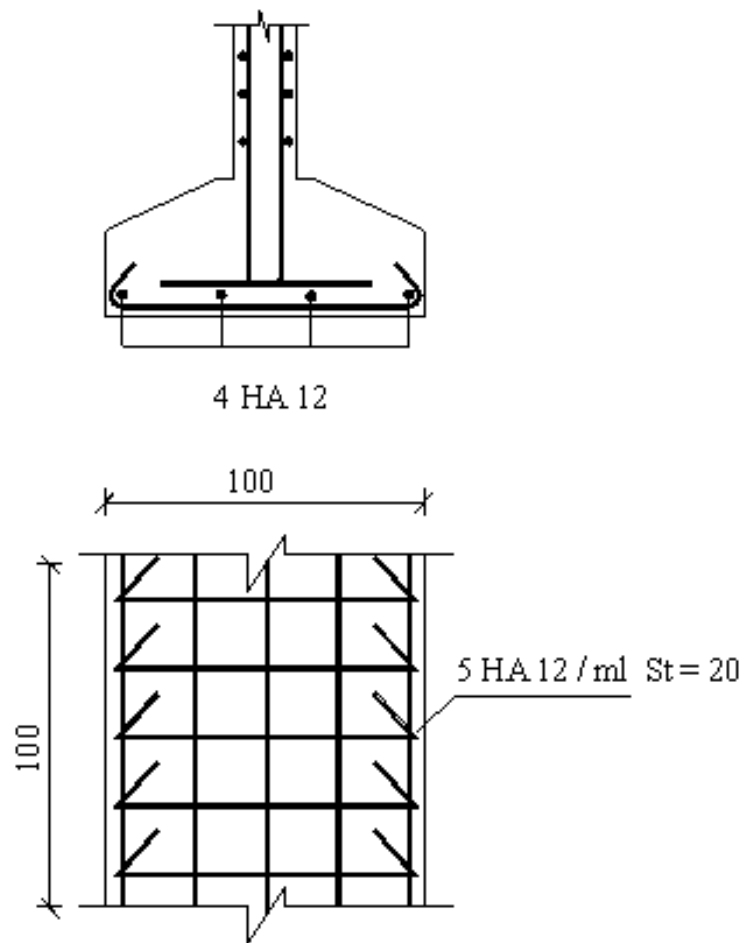


Fig VIII-8 Ferrailage de semelle sous voile

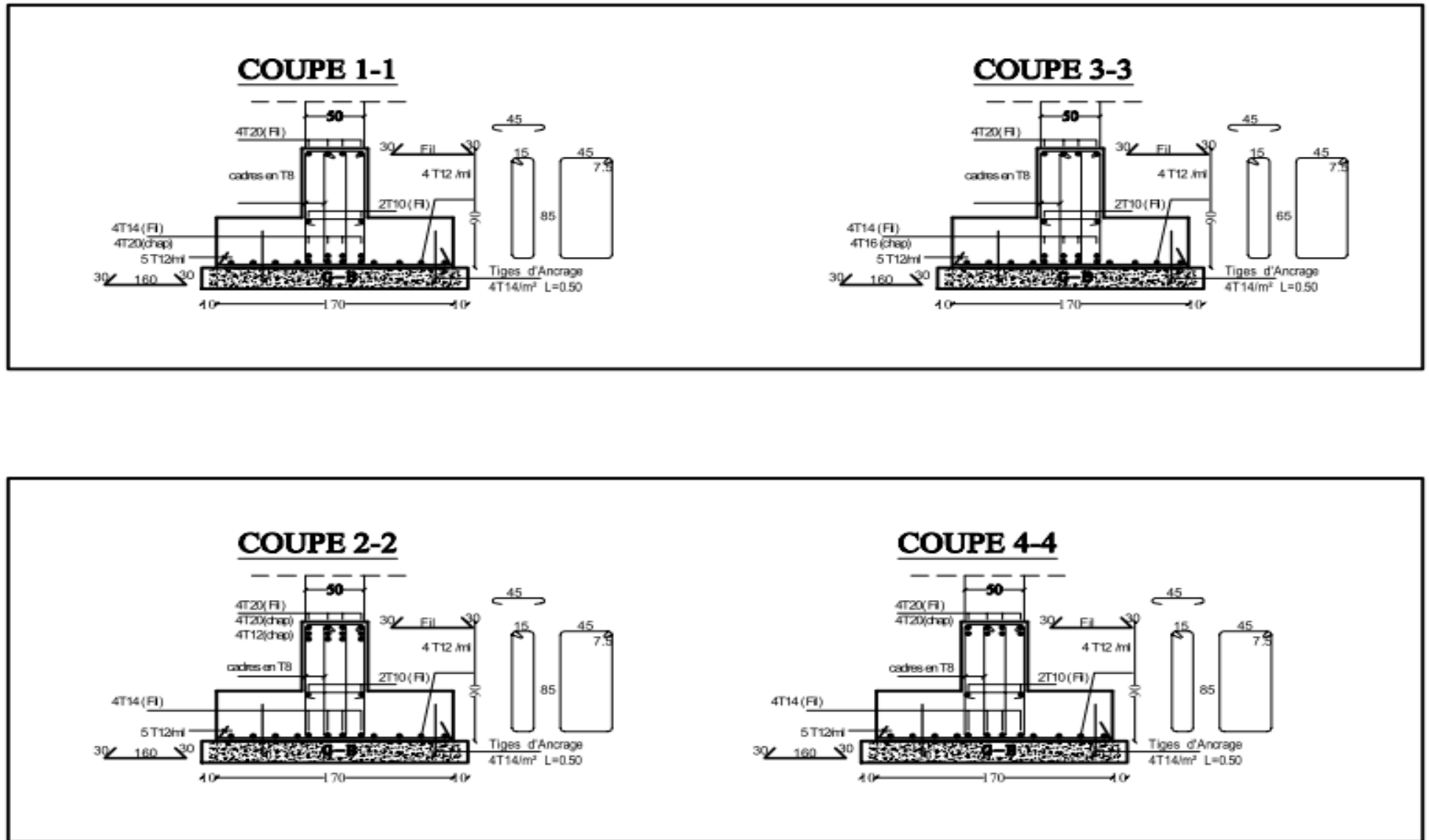


Fig VIII-9 Ferrailage de la semelle sous poteau

❖ Structure 2 :VIII -6-1-Dimensionnement des semelles (sous voiles, sous poteaux) :VIII -6-1semelles filantes sous voiles :

Pour calculer la largeur de la semelle, on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_s}{B \cdot L} = \frac{G+Q}{B \cdot L} \quad \text{où} \quad B : \text{La largeur de la semelle.}$$

L : Longueur de la semelle sous voile.

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_s}{BL} = \frac{G+Q}{BL} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\bar{\sigma}_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :
Sens transversal

Voile	N_{ser}	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
V _{Y1}	364.80	1.5	1.216	1.824
V _{Y2}	520.78	1.5	1.736	2.604
V _{Y3}	524.36	1.5	1.747	2.62
V _{Y4}	365.23	1.5	1.217	1.825
V _{Y5}	327.67	1.5	1.092	1.638
V _{Y6}	483.20	1.5	1.610	2.415
V _{Y7}	483.02	1.5	1.61	2.415
V _{Y8}	328.56	1.5	1.095	1.642
				St = 16.983

Tableau VIII-8 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal)

La surface des semelles filantes sous les voiles est : **St = 16.983 m²**.

VIII -6-2- Dimensionnement de la semelle continue sous poteaux :

Nous aurons à étudier uniquement le portique le plus sollicité. Dans notre cas, il s'agit du portique

Longitudinal (3-3), représenté par le schéma suivant :

La longueur totale de la semelle (y compris les débords de **0.5 m** de chaque extrémité est de 19.35 m.

VIII -6-1-1- Détermination de la largeur "B" :

Les différentes sollicitations revenant à chaque point d'appuis ainsi que les longueurs par rapport à l'axe de symétrie, sont résumées dans le tableau suivant :

Point d'appuis	N _s (kN)	M _s (kN.m)	e _i (m)	N _s x e _i
A	900.27	1.88	-8.95	-8057.41
a	228.78	0.078	-7.7	-1761.6
B	716.70	1.224	-5.25	-3762.67
C	947.95	4.209	-1.9	-1801.1
D	954.32	4.226	1.8	1717.77
E	727.47	0.292	5.25	3819.22
f	229.99	1.034	7.7	1770.92
F	901.19	1.901	8.95	8065.65

Tableau VIII-9 : Distances par rapport à l'axe de symétrie.

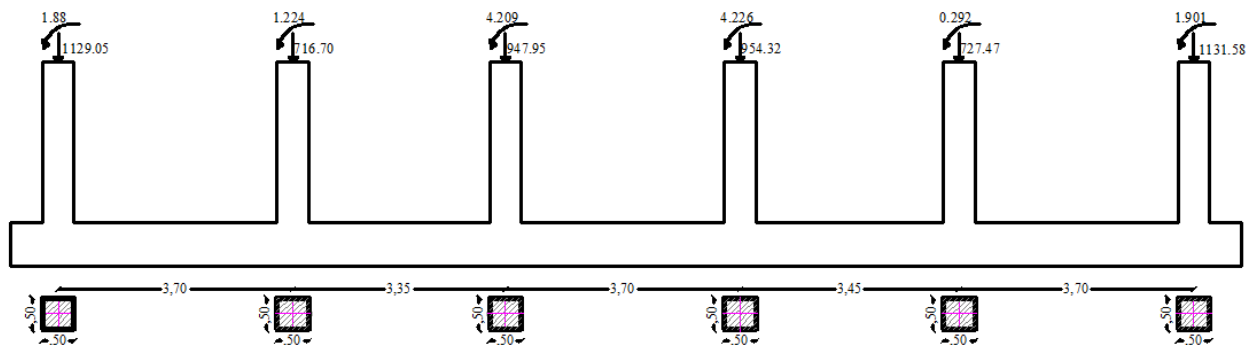


Fig VIII-10 Sollicitations revenantes à la semelle

✓ **Coordonnées de la résultante des forces par rapport au CDG de la semelle :**

$$R = \sum Ni = N_A + N_B + N_C + N_D$$

$$R = 5606.67 \text{ (KN)}$$

✓ **Calcul de l'excentricité « e₀ » :**

$$e_s = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i}$$

$$e_s = \frac{-9.24 + 14.84}{5606.67} = 0.001$$

$$e_s = 0 < \frac{L_t}{6} = \frac{19.35}{6} = 3.22 \Rightarrow \text{répartition trapézoïdale des contraintes.}$$

✓ Calcul de $\sigma_{(3/4)}$:

$$\sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)} = \frac{N_s}{L_T B} \left(1 + \frac{3e_s}{L_T}\right) \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad \text{Ce qui donne} \quad B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} \cdot L_T} \left(1 + \frac{3e_s}{L_T}\right)$$

$$B \geq \frac{5606.67}{200 \times 19.35} = 1.44m = 144cm$$

On adopte une largeur **B = 150 cm**.

$$\Rightarrow \sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)} = \frac{5606.67}{19.35 \times 1.5} = 193.16 \text{ kN} / m^2$$

$$\sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)} = 193.16 < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN} / m^2$$

Surface de la semelle : $S = B \cdot L = 1.5 \times 19.35 = 29.025 m^2$

Surface totale (filantes + voiles) : $S_s = 3S + S_{voiles} = 3 \times (29.025) + 16.983 = 104.058 m^2$

Surface totale du bâtiment : $S_T = 19.35 \times 11.7 = 226.395 m^2$

$$\frac{S_s}{S_T} = \frac{104.058}{226.395} = 0.459 = 45.9\% < 50\%$$

La surface totale des semelles représente 45.9% de la surface totale du bâtiment ($S_s < 50\% S_T$),
Ce qui nous ramène à opter pour des **semelles filantes** comme fondations.

VIII -6-1-2-Hauteur de la semelle : $h_s \geq \frac{B-b}{4} + 5 \text{ cm}$

Avec : B : largeur de la semelle.

h_s : Hauteur de la semelle.

b : largeur du poteau dans le sens x

$$h_s \geq \frac{150-45}{4} + 5 = 31.25 \text{ cm}$$

On adopte une hauteur $h_s = 35 \text{ cm}$

Les dimensions adoptées sont les suivantes : **L = 19.35 m**
B = 150 cm
h_s = 35 cm

Afin d'assurer une meilleure rigidité de la semelle, cette dernière sera munie d'une poutre de rigidité sur toute sa longueur qui agit comme une poutre renversée continue avec les poteaux comme appuis, d'où des armatures supérieures (moments positifs en travée) et des armatures inférieures (moments négatif sur appuis).

VIII -6-2- Etude de la poutre de rigidité :

VIII -6-2-1-Dimensionnement :

Il faut que : La hauteur $\frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6}$

La largeur $\frac{1}{3}h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3}h_p$

L : étant la plus grande portée dans le sens étudié.

$$L = 3.70 \text{ m} \Rightarrow \frac{370}{9} \leq h_p \leq \frac{370}{6}$$

$$\Rightarrow 41.11 \leq h_p \leq 61.66$$

On adopte une hauteur **$h_p = 90 \text{ cm}$**

$$h_p = 100 \text{ cm} \Rightarrow \frac{90}{3} \leq b_p \leq \frac{2 \times 100}{3}$$

$$\Rightarrow 30 \leq b_p \leq 60$$

On adopte une largeur **$b_p = 45 \text{ cm}$**

VIII -6-2-2-Ferrailage de la poutre (ELU) :

Le schéma statique de la poutre de redressement est équivalent à une poutre continue sur quatre appuis.

Le calcul des moments le long de la poutre se fera par les méthodes classiques de calcul en béton armé.

VIII -6-2-3-Calcul de la charge uniforme :

Tableau VIII-10 :

Points d'appuis	Nu (kN)	Mu (kN.m)
A	1551.62	2.586
B	992.04	0.351
C	1305.35	5.801
D	1314.22	5.831
E	1007.07	0.362
F	1555.17	2.616

$$q_u = \frac{\sum N_u}{L_T} \left(1 + \frac{3e_u}{L_T} \right) = \frac{7725.553}{19.35} (1 + 0) = 399.253 \text{ kN/ml}$$

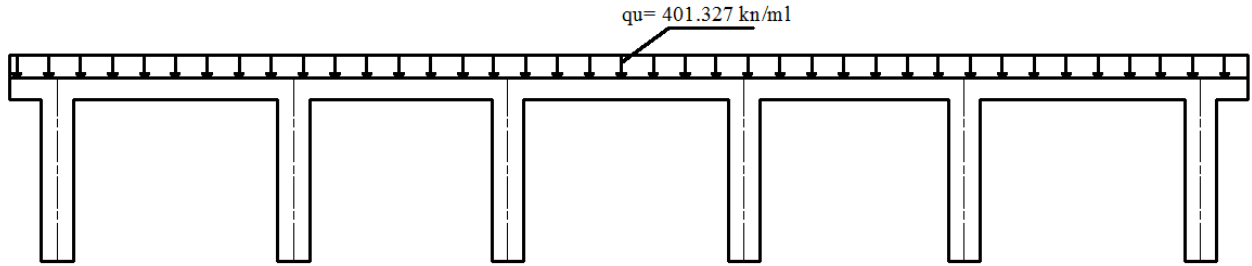


Fig VIII-11 Sollicitation revenant à la poutre de rigidité

VIII-6-2-4-Calcul des moments isostatiques :

Les travées AB ; CD ; EF :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{399.253 \cdot (3.7)^2}{8} = 683.221 \text{ kN.m}$$

La travée BC :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{399.253(3.35)^2}{8} = 560.077 \text{ kN.m}$$

La travée DE :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{399.253 \cdot (3.45)^2}{8} = 594.013 \text{ kN.m}$$

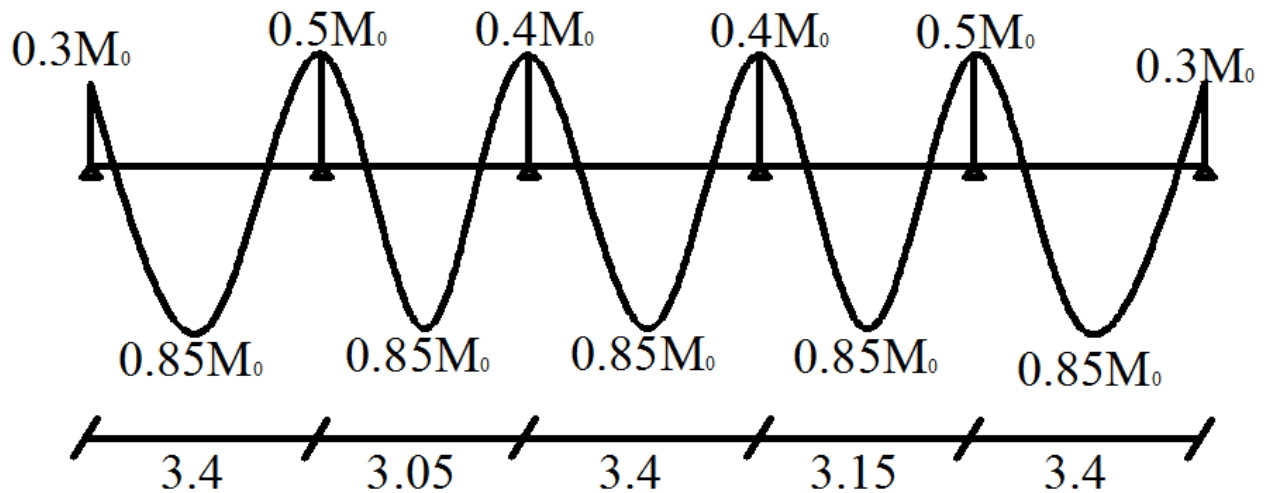


Fig VIII-12 Diagramme des moments

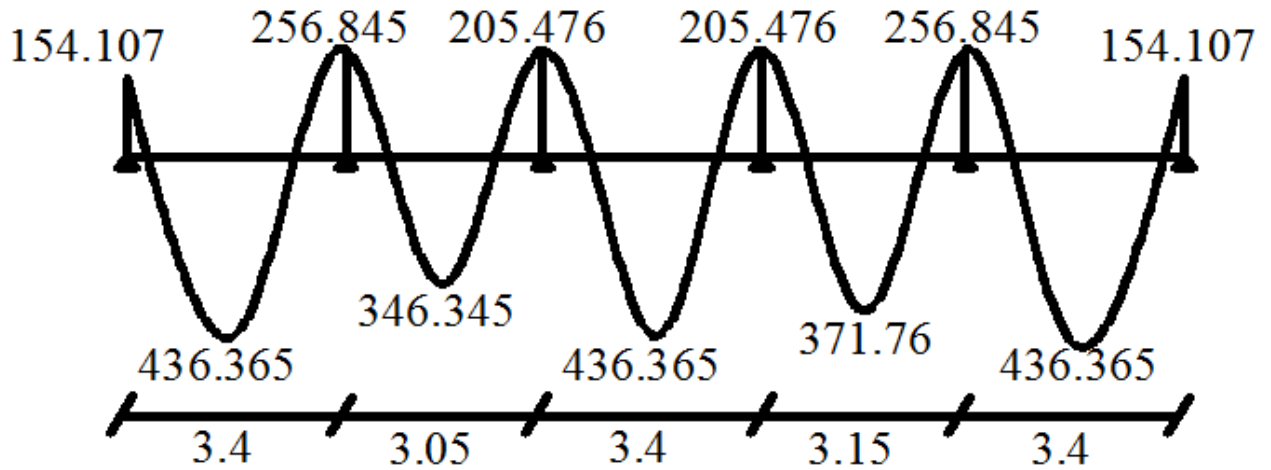


Fig VIII-13 Diagramme des moments à l'ELU

Calcul des armatures :

Tableau VIII-11 : Ferrailage de la poutre de rigidité au niveau des appuis

Appuis	$M_a(\text{kn.m})$	μ	β	A_u (cm^2)	Choix	A (adoptée)
A	204.966	0.042	0.766	8.83	4HA14+4HA12	10.68
B	341.61	0.070	0.738	15.28	4HA14+4HA20	18.72
C	273.288	0.056	0.750	12.03	4HA14+4HA14	12.32
D	273.288	0.056	0.750	12.03	4HA14+4HA14	12.32
E	341.61	0.070	0.738	15.28	4HA14+4HA20	18.72
F	204.966	0.042	0.766	8.83	4HA14+4HA12	10.68

Tableau VIII-12 : Ferrailage de la poutre de rigidité en travée

Travées	$M_a(\text{kn.m})$	μ	β	A_u (cm^2)	Choix	A (adoptée)
A-B	580.737	0.12	0.855	22.43	4HA20+4HA20	25.13
B-C	476.065	0.166	0.703	22.36	4HA20+4HA20	25.13
C-D	580.737	0.12	0.855	22.43	4HA20+4HA20	25.13
D-E	504.911	0.104	0.702	23.75	4HA20+4HA20	25.13
E-F	580.737	0.12	0.855	22.43	4HA20+4HA20	25.13

VIII-6-2- 5-Vérification à l'ELU :

-Vérification de la condition de non fragilité :

$$A \geq A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 45 \times 87 \times \frac{2.1}{400} = 4.72$$

$$A_a \geq A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_t \geq A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

-Vérification de la condition de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \left[\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} = 2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \right]$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{399.253 \cdot 3.7}{2} = 738.61 \text{ kN} \Rightarrow \tau_u = \frac{738.61 \cdot 10^3}{450 \cdot 670} = 2.44 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \quad \text{Condition vérifiée}$$

-Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{t \max} \right) \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq \min(2.57 ; 4.5 ; 2) \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq 20 \text{ mm} \quad \text{On prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

On adopte un cadre et un étrier de HA8

-Calcul des espacements :

Selon le RPA 99 (corrigé en 2003), l'espacement entre les cadres doit être

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_t ; 30 \right) \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(22.5 ; 24 ; 30)$$

$$S_t \leq 22.5 \text{ cm} \quad \text{On prend } 15$$

- En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 45 \text{ cm} \quad \text{On prend } S_t = 30 \text{ cm}$$

On a :

$$A_t \geq 0.003 S_t b = 0.003 \times 15 \times 45 = 2.025 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 5 \phi 8 = 2.51 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Selon le BAEL 91 :

$$S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b \times (1.68 - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow \frac{0.8 \times 25.13 \times 40}{45 \times (1.68 - 0.3 \times 2.1 \times 0.1)} = 11.05 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 11.05 \text{ cm}$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

-La longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement $L_s \geq 40\phi$

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux doit être effectué avec des crochets de 90° .

VIII-6-2-6-Vérification à l'ELS :

• **Etat limite de compression du béton :**

-Dans le béton: On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 A}{b d}$$

Puis à partir des annexes, on tire les valeurs de k_1 et β_1

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{k_1 \beta_1 d A}$$

-Dans l'acier : On doit vérifier :

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

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{A \cdot \beta_1 \cdot d} ; A_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

-Calcul des moments à l'ELS :

$$q_s = \frac{\sum N_s}{L_T} \left(1 + \frac{3e_s}{L_T}\right) = \frac{5606.67}{19.35} (1 + 0) = 289.75 \text{ kN/ml}$$

➤ **Calcul des moments isostatiques :**

Les travées AB ; CD ; EF :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{289.75 \cdot (3.7)^2}{8} = 495.83 \text{ kN.m}$$

La travée BC :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{289.75 \cdot (3.35)^2}{8} = 406.46 \text{ kN.m}$$

La travée DE :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{289.75 \cdot (3.45)^2}{8} = 431.09 \text{ kN.m}$$

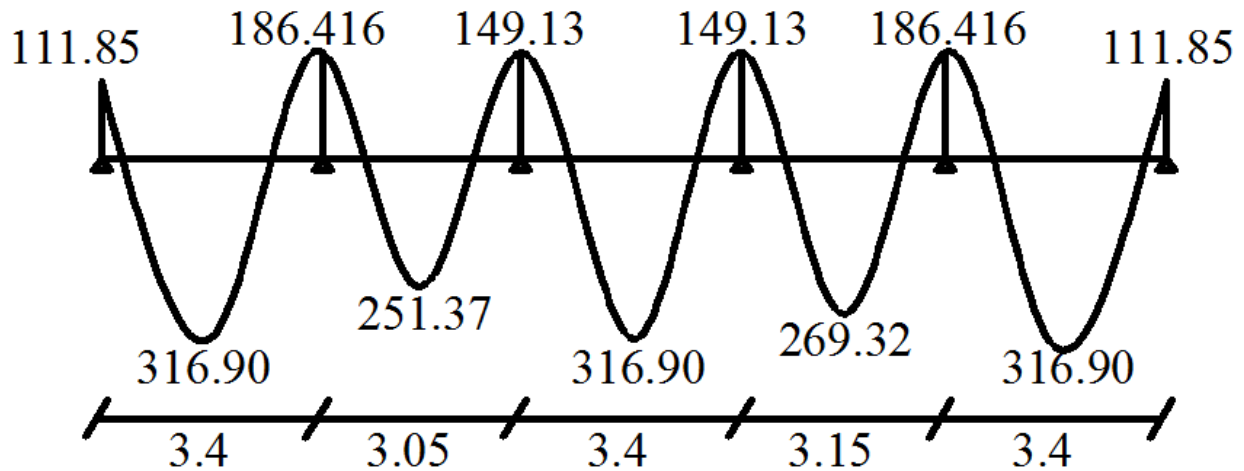


Fig VIII-14 diagramme des moments

Les résultats des vérifications sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau VIII-13: Vérifications des contraintes aux appuis.

Appui	M_s (kN.m)	μ	ρ_1	β_1	k_1	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observation
A	148.74	0.042	0.272	0.917	45.24	3.85	15	C.V
B	247.91	0.070	0.478	0.895	32.62	5.21	15	C.V
C	198.33	0.056	0.314	0.912	41.82	4.85	15	C.V
D	198.33	0.056	0.314	0.912	41.82	4.85	15	C.V
E	247.91	0.070	0.478	0.895	32.62	5.21	15	C.V
F	148.74	0.042	0.272	0.917	45.52	3.85	15	C.V

Tableau VIII-14: Vérifications des contraintes en travée.

Travée	M_s (kN.m)	μ	ρ_1	β_1	k_1	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observation
A-B	421.45	0.12	0.683	0.879	26.32	8.33	15	C.V
B-C	345.49	0.166	0.683	0.879	26.32	6.83	15	C.V
C-D	421.45	0.12	0.683	0.879	26.32	8.33	15	C.V
D-E	366.42	0.104	0.683	0.879	26.32	7.24	15	C.V
E-F	316.90	0.12	0.683	0.879	26.32	8.33	15	C.V

VIII-7-Ferraillage de la semelle dans le sens "B" :

Le calcul des armatures se fera avec la méthode des bielles

$$A_B = \frac{N_{uf} (B-b)}{8 d \sigma_{st}} \quad \text{Où} \quad N_{uf} = B \cdot \sigma \left(\frac{3}{4}\right) \cdot 100$$

A_B : est la section d'armatures longitudinales donnée par mètre linière (cm^2/ml).

$$B = 1.5 \text{ m} \Rightarrow N_{uf} = 193.16 \times 1.5 \times 1 \text{ m} = 289.74 \text{ kN}$$

Ce qui nous donne :

$$A_B = \frac{289.74 \times 10 \times (150 - 45)}{8 \times 67 \times 348} = 1.63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend **4 HA 12 = 4.52 cm^2/ml**

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_B}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On prend **4 HA 10 = 3.14 cm^2**

VIII-8- Ferraillage de la semelle sous voiles :**VIII-8-1-Dimensionnement :**

$$N_s = 524.36 \text{ kN} ; L = 1.5 \text{ m} ; \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ MPa}$$

La largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} L} \Rightarrow B \geq \frac{524.36}{200 \times 1.6} = 1.63 \text{ m}$$

On prend : $B = 165 \text{ cm}$

La hauteur de la semelle :

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 5 \text{ cm} = \frac{165-45}{4} + 5 = 35 \text{ cm}$$

On prend : 40

Les dimensions adoptées sont les suivantes :

$$\mathbf{B = 165 \text{ cm}}$$

$$\mathbf{h = 40 \text{ cm}}$$

VIII-8-2-Vérification de la contrainte du sol :

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{BL} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \sigma_{sol} = \frac{524.36}{1.65 \times 1.6} = 198.62 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 198.62 < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VIII-8-3-Calcul des armatures :

Les armatures seront calculées en considérant une bande de 1.65 m

$$N_u = 722.52 \text{ kN}$$

$$M_u = \frac{N_u (B-b)^2}{8B} \Rightarrow M_u = \frac{722.52 \times (1.65 - 0.35)^2}{8 \times 1.65} = 92.50 \text{ kN.m}$$

$$A = \frac{M_u}{Z \sigma_s} \quad (Z = 0,9 d)$$

$$A = \frac{M_u}{0,9 d \sigma_s} \Rightarrow A = \frac{92.50 \times 10^3}{0,9 \times 32 \times 348} = 9.23 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend } \mathbf{9 \text{ HA}12 = 10.18 \text{ cm}^2}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{10.18}{4} = 2.55 \text{ cm}^2$$

Soient **4 HA 12 = 4.52 cm²**

VIII-9-Ferraillage de la longrine :

VIII-9-1-Le rôle des longrines :

Les longrines servent à chaîner les semelles dans les deux sens, rigidifier et empêcher sont déplacement.

Elles doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ kN}$$

Avec :

N : égale à la valeur maximale de la charge verticale de gravité apportée par les points d'appuis solidarisés.

α : Coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée. (Site : S₂ ; zone IIa)

VIII-9-2-Dimensionnement des longrines :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le **RPA 99 (Art 10.1.1)** sont :

-(25 cm × 30 cm) : Site de catégorie S₂ et S₃

-(30 cm × 30 cm) : Site de catégorie S₄

On adoptera pour notre cas une section de **(30 X 35) cm²**.

VIII-9-3-Armatures longitudinales :

$$N = 1314.22 \text{ kN}$$

$$\alpha = 15 \text{ (Zone II a ; Site 2) (RPA 2003)}$$

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{1314.22}{15} = 87.61 \text{ kN}$$

$$A = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{87.61}{34.8} = 2.51 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage minimum exigé par le RPA est de 0,6 % de la section totale.

$$A_{\min} = 0.006 \times 30 \times 35 = 6.30 \text{ cm}^2$$

⇒ On adopte une section d'armature longitudinale de **A= 6HA12 =6.79 cm²**

VIII-9-4-Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{l \min}\right) \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq \min(1 ; 3 ; 1.2) \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq 1.00 \text{ cm} \quad \text{on prend un cadre HA8}$$

Espacement des cadres :

Selon le RPA, l'espacement entre les cadres doit être :

$$S_t \leq \min(20 ; 15\phi_t) \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(20 ; 21) \text{ cm}$$

On adoptera comme espacement des cadres $S_t = 15 \text{ cm}$

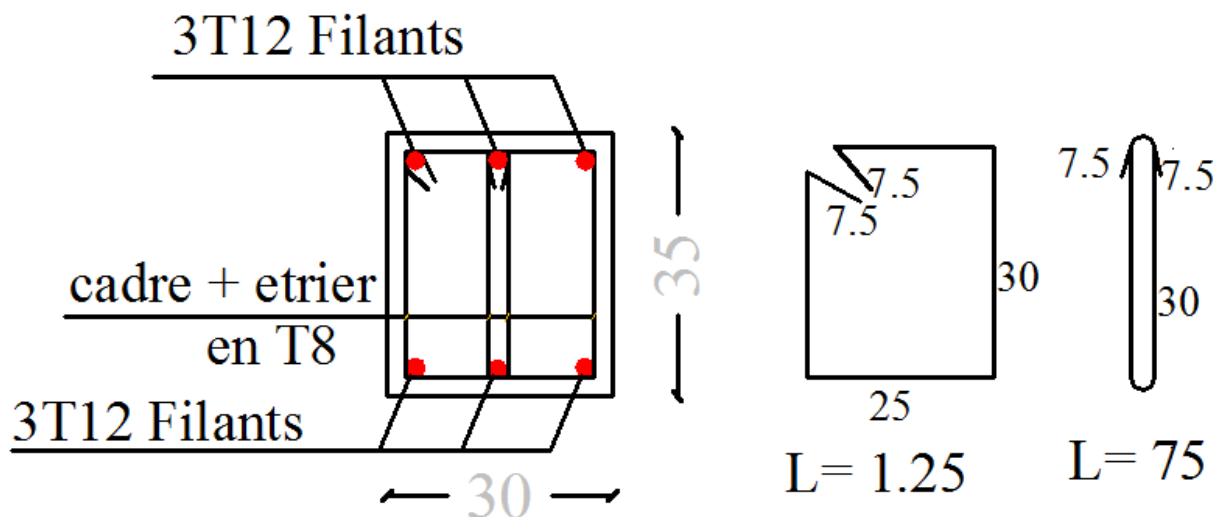


Fig VIII-15- Ferrailage de la longrine

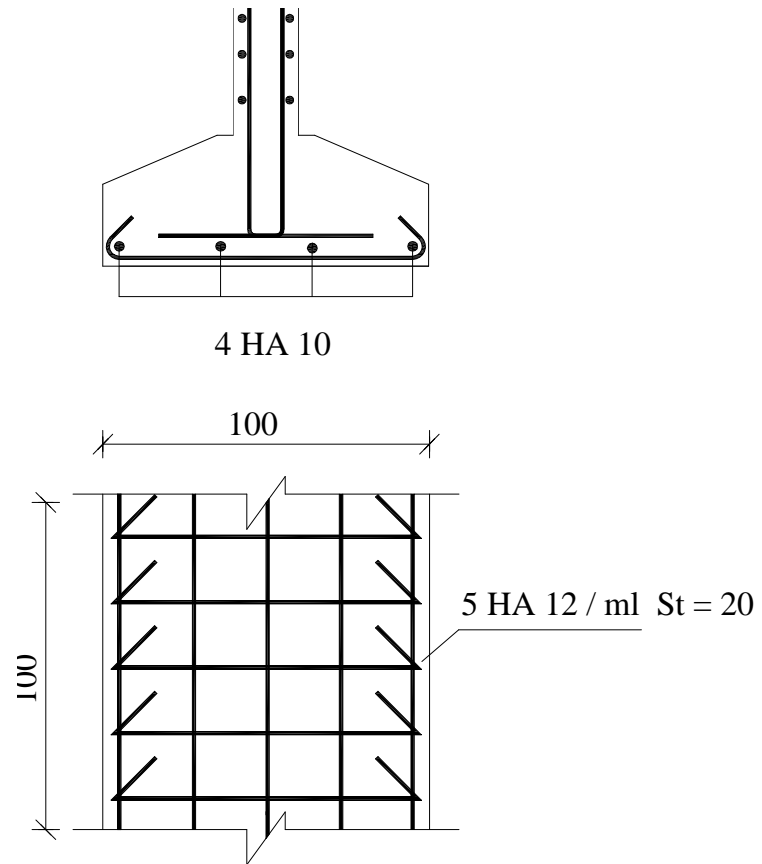


Fig VIII-16 Ferrailage de la semelle sous voile

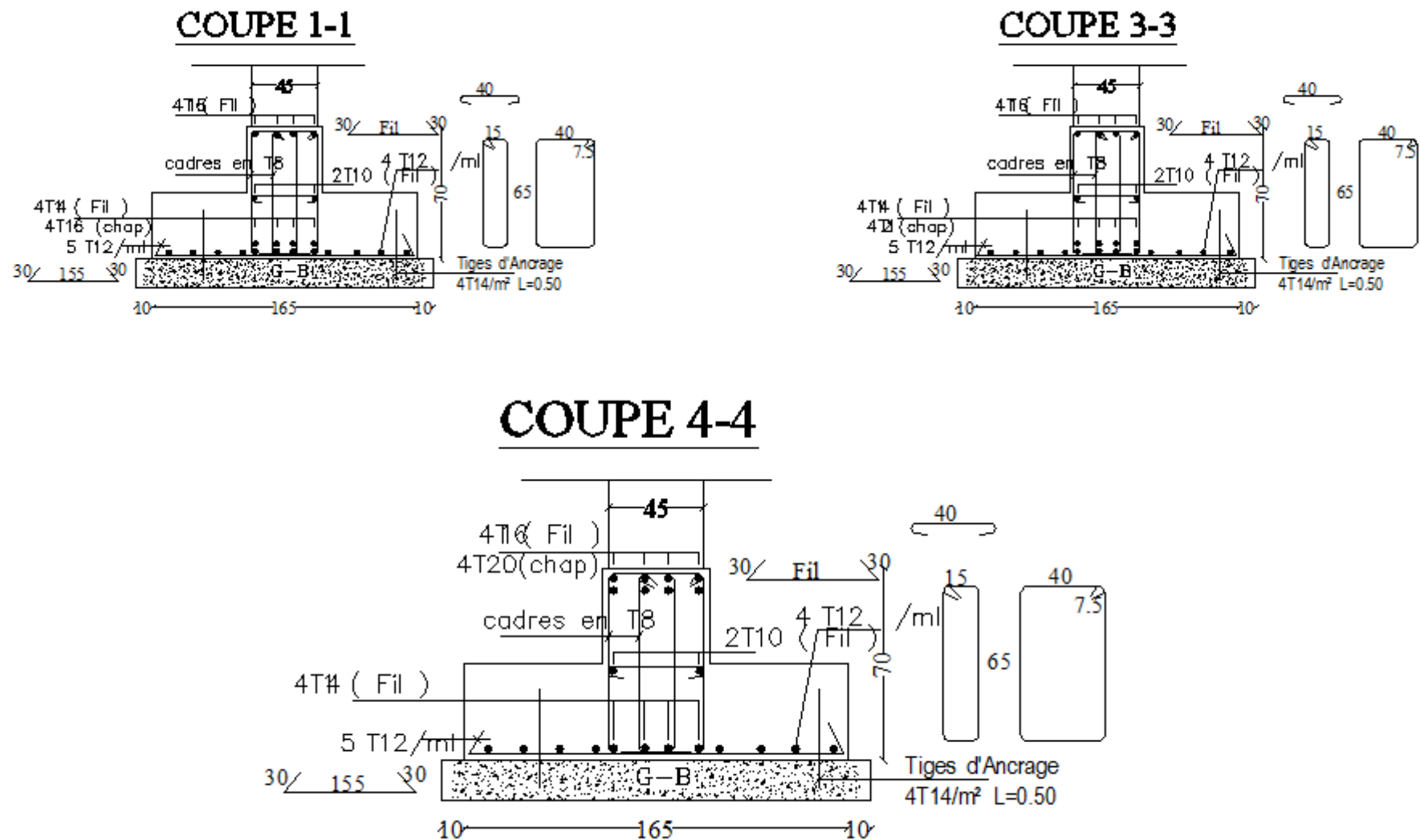


Fig VIII-17 Plan de ferrailage de la semelle sous poteaux

IX-1-Introduction :

Le mur plaque sera prévu au niveau de l'infrastructure pour reprendre les poussées des terres. Sa hauteur est de 4.08 m. L'épaisseur minimale exigée par le RPA 99 est telle que : $e \geq 15\text{cm}$. Dans notre cas on optera pour une épaisseur de 20cm.

IX-2-Méthode de calcul :

a) Contrainte de sollicitation:

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont : σ_H et σ_V

Avec : $\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$

σ_H : contrainte horizontale

σ_V : contrainte verticale

K_a : coeff de poussée des terres $K_a = \tan^2(\pi/4 - \varphi/2)$

φ : angle de frottement interne

b) Caractéristiques du sol :

Poids volumique des terres : $\gamma = 18\text{KN/m}^3$

Surcharge éventuelle : $q = 10\text{KN/m}^2$

Angle de frottement : $\varphi = 35^\circ$

Cohésion : $C = 0$

c) Calcul des sollicitations :

➤ ELU:

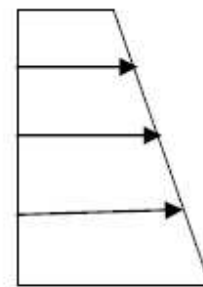
$K_a = 0.27$

$\sigma_H = K_a \times \sigma_V = K_a \times (1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$

$h = 0 \rightarrow \sigma_{H1} = 0.27 \times 1.5 \times 10 = 4.05\text{KN/m}^2$

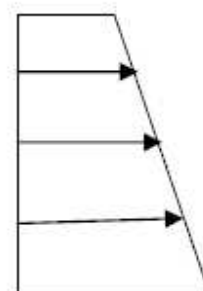
$h = 4.08 \rightarrow \sigma_{H2} = 0.27 \times (1.35 \times 18 \times 4.08 + 1.5 \times 10) = 30.82\text{KN/m}^2$

$$\sigma_{H1} = 4.05\text{KN/m}^2$$



$$\sigma_{H2} = 30.82\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{H1} = 2.7\text{KN/m}^2$$



$$\sigma_{H2} = 22.53\text{KN/m}^2$$

➤ ELS:

$\sigma_H = K_a \times \sigma_V = K_a \times (\gamma \times h + q)$

$h = 0 \rightarrow \sigma_{H1} = 0.27 \times 10 = 2.7\text{KN/m}^2$

$h = 4.08 \rightarrow \sigma_{H2} = 0.27 \times (10 + 18 \times 4.08) = 22.53\text{KN/m}^2$

c) Charge moyenne:

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de 1 mètre est :

A l'ELU:

$$q_u = \frac{(3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}) \times 1}{4} = \frac{(3 \times 30.82 + 4.05) \times 1}{4} = 24.12 \text{ KN/ml}$$

A l'ELS:

$$q_s = \frac{(3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}) \times 1}{4} = \frac{(3 \times 22.53 + 2.7) \times 1}{4} = 17.57 \text{ KN/ml}$$

Le mur de plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées sur 4 cotés au niveau des nervures et des poteaux.

IX-3- Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

- Moment en travée 0.75M
- Moment d'encastrement sur les grands coté :
 - 0.3M (appuis de rive).
 - 0.5M (autres appuis)

IX-4- Identification des panneaux :

$l_x = 3.7 \text{ m}$ $l_y = 4.08 \text{ m}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.7}{4.08} = 0.90 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

➤ **ELU :**

$$\rho = 0.90 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0458 \\ \mu_y = 0.778 \end{cases}$$

$$M_{\text{ox}} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0.0458 \times 24.12 \times 3.7^2 = 15.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{oy}} = \mu_y \cdot M_{\text{ox}} = 0.778 \times 15.12 = 11.76 \text{ KN.m}$$

Correction des moments :**Sens x-x :**

Aux appuis : $M_a = 0.5 M_{ox} = 0.5 \times 15.12 = 7.56 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0.75 \cdot M_{ox} = 0.75 \times 15.12 = 11.34 \text{ KN.m}$

Sens y-y :

Aux appuis : $M_a = 0.5 M_{ox} = 0.5 \times 15.12 = 7.56 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0.75 \cdot M_{oy} = 0.75 \times 11.76 = 8.82 \text{ KN.m}$

➤ **ELS :**

$$\rho = 0.90 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0529 \\ \mu_y = 0.846 \end{cases}$$

$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0.0529 \times 17.57 \times 3.7^2 = 12.72 \text{ KN.m}$

$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0.846 \times 12.72 = 10.76 \text{ KN.m}$

Correction des moments :**Sens x-x :**

Aux appuis : $M_a = 0.5 M_{ox} = 0.5 \times 12.72 = 6.36 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0.75 \cdot M_{ox} = 0.75 \times 12.72 = 9.54 \text{ KN.m}$

Sens y-y :

Aux appuis : $M_a = 0.5 M_{ox} = 0.5 \times 12.72 = 6.36 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0.75 \cdot M_{oy} = 0.75 \times 10.76 = 8.07 \text{ KN.m}$

IX-5-Recommandations du RPA 99 :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10 %B dans les deux sens (horizontal et vertical).

$$A \geq 0.001 \cdot b \cdot h = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

Les deux nappes sont reliées par 4 épingle par m^2 de HA8.

IX-6- Ferrailage :

Sens	Zone	Mu(KN.m)	μ_v	β	A(cm ² /ml)	A min(cm ²)	A Adpt (cm)	St(cm)
X-X	Appuis	7.56	0.010	0.995	0.992	2	5HA12=5.65	20
	Travée	11.34	0.016	0.992	1.493	2	5HA12=5.65	20
Y-Y	Appuis	7.56	0.010	0.995	0.992	2	5HA12=5.65	20
	Travée	8.82	0.012	0.994	1.158	2	5HA12=5.65	20

Tableau IX-1: Ferrailage du mur plaque

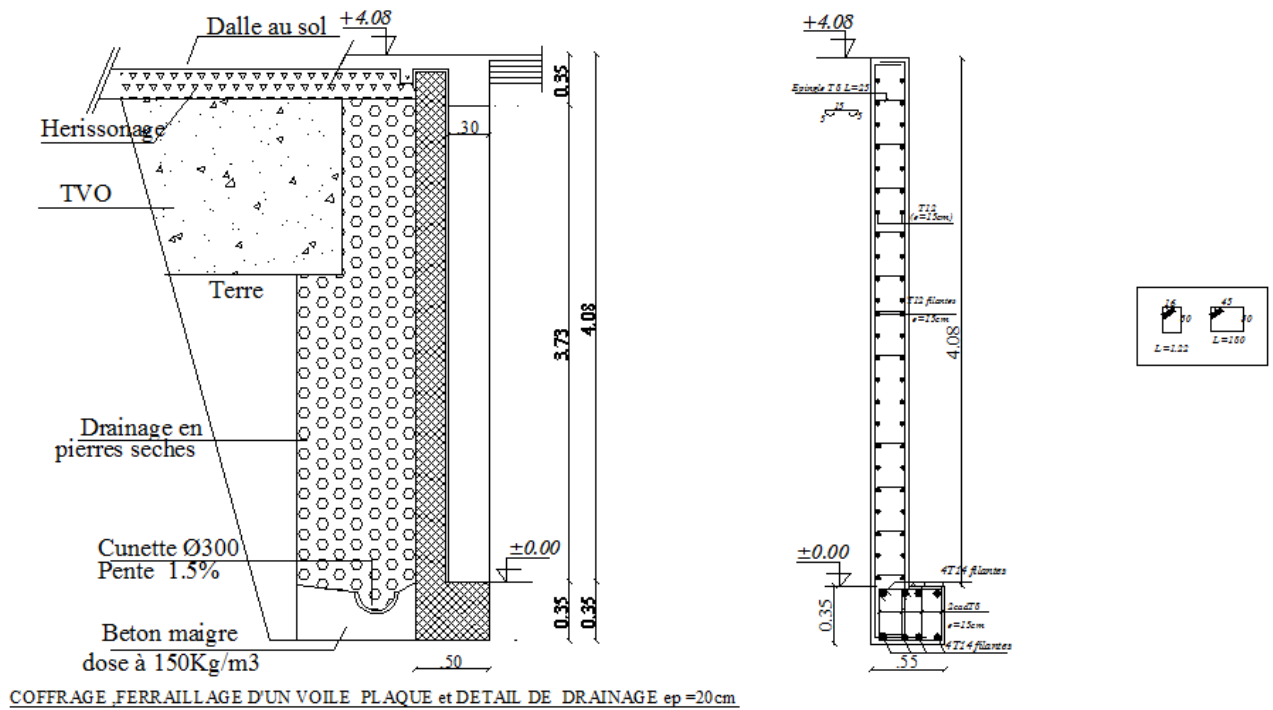


Fig IX-2: Ferrailage du mur plaque

IX-7- Vérification à l'ELS :**A) Vérification de la contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que :

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

Si la condition suivante est satisfaite, la vérification des contraintes n'est donc pas nécessaire.

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha, \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	Mu	MS	γ	$\frac{[(\gamma-1)/2]}{+0.25}$	α	Observation
X-X	Appuis	7.56	6.36	1.188	0.344	0.012	vérifiée
	Travée	11.34	9.54	1.188	0.344	0.020	vérifiée
Y-Y	Appuis	7.56	6.36	1.188	0.344	0.012	vérifiée
	Travée	8.82	8.07	1.092	0.296	0.015	vérifiée

Tableau IX-2 : Vérification des contraintes à l'ELS

I-Comparaison des deux structures :

On passe maintenant à la comparaison des deux structures sur les points les plus importants.

	Structure 1	Structure 2
Section des poteaux	<p>RDC : 50x50</p> <p>1^{er} et 2^{ème} étage : 45x45</p> <p>3^{ème} et 4^{ème} étage : 40x40</p> <p>5^{ème} et 6^{ème} étage : 35x35</p> <p>7^{ème} et 8^{ème} étage : 30x30</p>	<p>RDC : 45x45</p> <p>1^{er} et 2^{ème} étage : 40x40</p> <p>3^{ème} et 4^{ème} étage : 35x35</p> <p>5^{ème} au 8^{ème} étage : 30x30</p>
Ferrailage des poteaux	<p>P50X50 : 4HA16+8HA14</p> <p>P45X45 : 4HA14+8HA12</p> <p>P40X40 : 12HA12</p> <p>P35X35 : 4HA12+8HA10</p> <p>P30X30 : 12HA10</p>	<p>P45X45 : 4HA14+8HA12</p> <p>P40X40 : 12HA12</p> <p>P35X35 : 4HA12+8HA10</p> <p>P30X30 : 12HA10</p>
Ferrailage des poutres	<p><u>I-Adhéré aux voiles :</u></p> <p>1-En travée :</p> <p>-PP=3HA12</p> <p>-PS=3HA12</p> <p>2-Sur appuis :</p> <p>-PP=3HA12+3HA12</p> <p>-PS=3HA12+2HA12</p> <p><u>II-Non adhérent aux voiles :</u></p> <p>1-En travée :</p>	<p><u>I-Adhéré aux voiles :</u></p> <p>1-En travée :</p> <p>-PP=3HA12</p> <p>-PS=3HA12</p> <p>2-Sur appuis :</p> <p>-PP=3HA12+3HA12</p> <p>-PS=3HA12+2HA12</p> <p><u>II-Non adhérent aux voiles :</u></p> <p>1-En travée :</p>

	<p>-PP=3HA12+2HA12</p> <p>-PS=3HA12</p> <p>2-Sur appuis :</p> <p>-PP=3HA12+2HA12</p> <p>-PS=3HA12</p> <p><u>III-Poutre de chainage et poutre palière:</u></p> <p>1-en travée : 2HA10</p> <p>2-Sur appuis : 2HA 10</p>	<p>-PP=3HA12+2HA12</p> <p>-PS=3HA12</p> <p>2-Sur appuis :</p> <p>-PP=3HA12+2HA12</p> <p>-PS=3HA12</p> <p><u>III-Poutre de chainage et poutre palière:</u></p> <p>1-en travée : 2HA10</p> <p>2-Sur appuis : 2HA 10</p>
<p>Ferrailage des voiles</p>	<p><u>I-Longitudinale :</u></p> <p><u>1-Zone 1 :</u></p> <p>-Armatures horizontales :</p> <p>4HA12/ml</p> <p>-Armatures verticales: 9HA14</p> <p><u>-2-Zone 2 :</u></p> <p>-Armatures horizontales :</p> <p>4HA12/ml</p> <p>-Armatures verticales: 9HA14</p> <p><u>-3-Zone 3 :</u></p> <p>-Armatures horizontales :</p> <p>4HA12/ml</p> <p>-Armatures verticales: 9HA14</p>	<p><u>I-Longitudinale :</u></p> <p><u>1-Zone 1 :</u></p> <p>-Armatures horizontales:</p> <p>4HA12/ml</p> <p>-Armatures verticales : 9HA14</p> <p><u>-2-Zone 2 :</u></p> <p>-Armatures horizontales :</p> <p>4HA12/ml</p> <p>-Armatures verticales: 9HA14</p> <p><u>-3-Zone 3 :</u></p> <p>-Armatures horizontales :</p> <p>4HA12/ml</p> <p>-Armatures verticales : 9HA14</p>

	<p><u>II-Transversale :</u></p> <p><u>1-Zone 1 :</u></p> <p>-Armatures horizontales : 4HA12/ml</p> <p>-Armatures verticales : 11HA14</p> <p><u>-2-Zone 2 :</u></p> <p>-Armatures horizontales : 4HA12/ml</p> <p>-Armatures Verticales: 11HA14</p> <p><u>-3-Zone 3 :</u></p> <p>-Armatures horizontales : 4HA12/ml</p> <p>-Armatures verticales: 11HA14</p>	<p><u>II-Transversale :</u></p> <p><u>1-Zone 1 :</u></p> <p>-Armatures horizontales : 4HA12/ml</p> <p>-Armatures verticales : 11HA14</p> <p><u>-2-Zone 2 :</u></p> <p>-Armatures horizontales : 4HA12/ml</p> <p>-Armatures verticales : 11HA14</p> <p><u>-3-Zone 3 :</u></p> <p>-Armatures horizontales : 4HA12/ml</p> <p>-Armatures verticales : 11HA14</p>
Vérfications RPA	<p>-Période= 0.97 ‘‘</p> <p>-Effort tranchant a la base :</p> <p>V_x= 604.25 KN</p> <p>V_y= 667.34 KN</p> <p>-Déplacement max :</p> <p>x-x=0.02</p>	<p>-Période = 0.95’’</p> <p>Effort tranchant a la base :</p> <p>V_x= 512.52 KN</p> <p>V_y= 573.24 KN</p> <p>Déplacement max :</p> <p>x-x=0.02</p>

	y-y=0.01 -Effort normal au niveau B2 N=1561.84 KN	y-y=0.01 - Effort normal au niveau B2 N=1226.55 KN
Poids total de la structure	Wt= 9322.934 KN	Wt=8956.161 KN
Cout total de la structure	41 857 243.28 DA	45 162 840.82 DA
Quantité total du béton	V=519.17 m³	V=485.02 m³
Section des fondations	<u>I-Semelles :</u> B=170cm H=40cm <u>II-poutre de rigidité :</u> H=90cm B=50cm <u>III-longrine :</u> H=35cm B=30cm	<u>I-Semelles :</u> B=165cm H=40cm <u>II-poutre de rigidité :</u> H=90cm B=45cm <u>III-longrine :</u> H=35cm B=30cm
Ferraillage des fondations	<u>- I-Semelles :</u> -1-Sous poteau : -A_b =4HA12/ml -A_r =4HA10/ml	<u>- I-Semelles :</u> 1-SOUS POTEAU : -A_b =4HA12/ml -A_r =4HA10/ml

	<p>-2-Sous voiles</p> <p>10HA12</p> <p><u>II-poutre de rigidité :</u></p> <p>-En travée :</p> <p>4HA20+4HA20+4HA12</p> <p>-Aux appuis</p> <p>4HA14+4HA20</p> <p><u>III-longrine</u></p> <p>-Longitudinale : 6HA12</p> <p>-Transversale : 4HA8</p>	<p>-2-Sous voiles</p> <p>9HA12</p> <p><u>II-poutre de rigidité</u></p> <p>-En travée :</p> <p>4HA20+4HA20</p> <p>-Aux appuis</p> <p>4HA14+4HA20</p> <p><u>III-longrine</u></p> <p>Longitudinale : 6HA12</p> <p>-Transversale : 4HA8</p>
--	---	---

Commentaires :

D'après cette comparaison on remarque :

- Une réduction de 10% de la section des poteaux du RDC de la deuxième structure.
- Le ferrailage des poteaux, des poutres et des voiles est visiblement le même pour les deux structure.
- Le dimensionnement et le ferrailage des semelles, longrines et les poutres de rigidité est presque le même sur les deux structure.
- L'effort tranchants à la base et l'effort normale a nettement baissés dans la deuxième structure.
- En terme de poids la deuxième structure est plus légère par rapport à la première d'ailleurs même les quantités de béton utilisés sur la deuxième structure sont moins importantes.
- En ce qui concerne l'enveloppe financière la deuxième structure est un peut plus chère que la première par contre la réalisation de cette dernière durera plus longtemps.

CONCLUSION GENERALE

Arriver au terme de notre travail qui consiste en l'étude de deux structures, la première utilisant les matériaux classique la second utilisant les nouveaux matériaux dit légers, nous avons synthétisé les avantages et les inconvénients concernant l'utilisation des nouveaux matériaux.

Le principale inconvénient des matériaux légers c'est le coût de revient, où nous avons pu apercevoir que le devis estimatif de la structure N°2 est supérieur a celui de la structure N°1. On peut associer cette cherté essentiellement au :

- Au cout élevé de la main d'œuvre étant donné que c'est un nouveau procédé de construction.
- Une réduction insignifiante des quantités de béton et d'acier.
- Utilisation, uniquement, de matériaux disponibles sur le marché alors qu'il existe d'autre matériaux plus performant en terme de légèreté et de résistance.
- Une demande peu importante sur les nouveaux matériaux dus à la réticence des clients et à la cherté des matériaux.

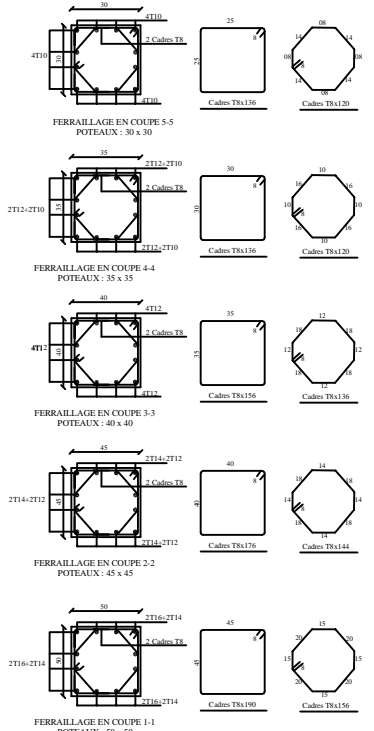
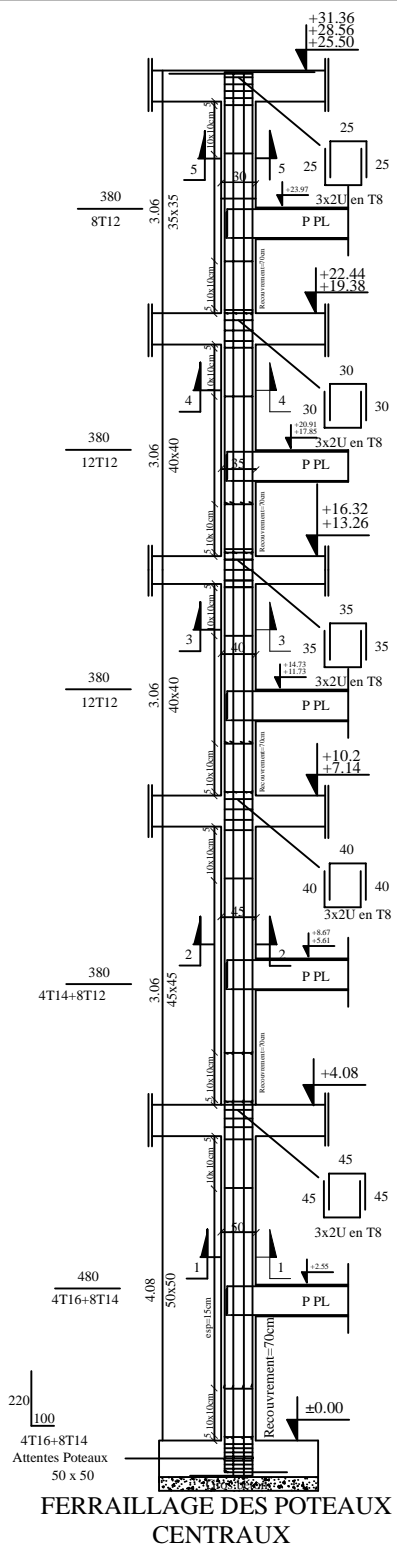
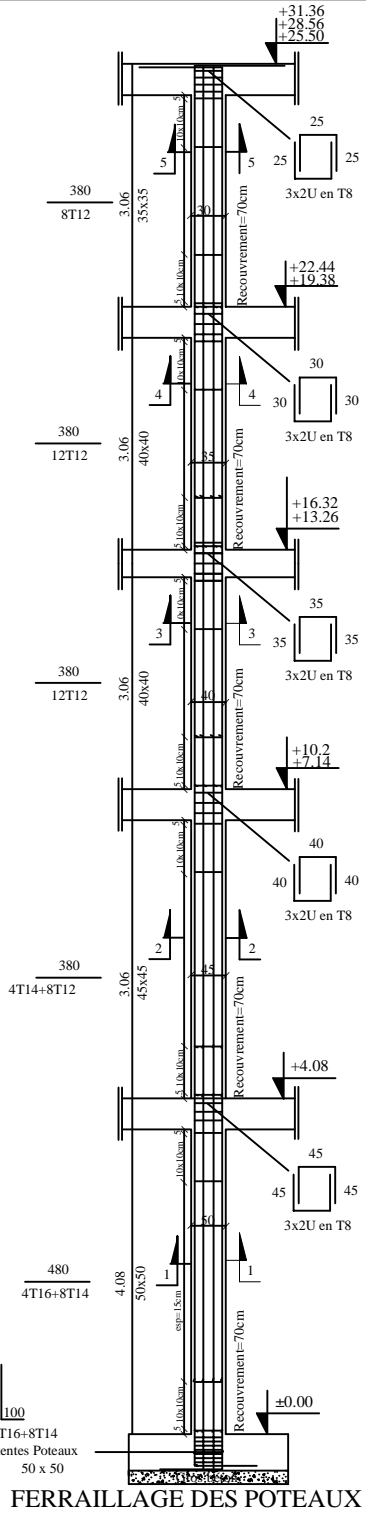
Concernant les avantages des nouveaux matériaux nous pouvons cités :

- La rapidité de pose et d'exécution grâce a laquelle on pourra réduire le nombre d'effectif et gagner sur le temps d'exécution.
- L'isolation thermique qui nous permet une baisse de consommation d'énergie.
- L'isolation acoustique qui nous permet une tranquillité dans les grandes agglomérations.
- Légèreté des nouveaux matériaux utilisés sans impact sur leur résistance.
- Baisse d'utilisation de sable dans les constructions, ce qui conduit à une protection des oueds contre les pilleurs donc protection de l'environnement.

Le cout de revient élevé des structures conçu avec les nouveaux matériaux peut être renversé avec une demande plus importantes de ces produit qui induit à une baisse des prix et un effort en marketing pour vulgariser ces matériaux afin que les gens ne soient plus réticent.

Ce travail reste tous de même à compléter par d'autres études supplémentaires telles que des études thermiques et acoustiques ainsi le planning pour l'organisation de chantier, afin de prendre tous les paramètres lié à la construction.

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



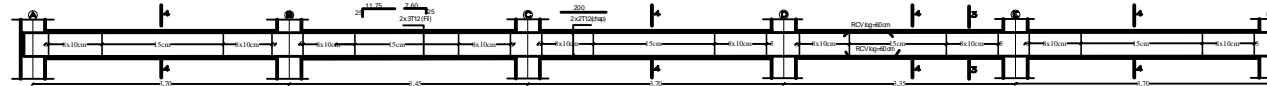
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR : Mr HADJEBAR Idr Mr SAIDIDJ Rachid Mr ZADOU Chahane	TITRE: Ferrailage des poteaux	
DIRIGE PAR : Mr MEGHLAT Mehdi	PROMOTION 2013-2014	FLANCHE N° ECHELLE

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRE SECONDAIR AXE; 3 NIVEAUX: +4.08 a +28.56



COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRE SECONDAIR AXE; 2 NIVEAUX: +4.08 a +28.56



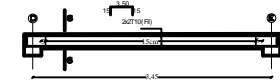
COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRE SECONDAIR AXE; 1 NIVEAUX: +4.08 a +28.60



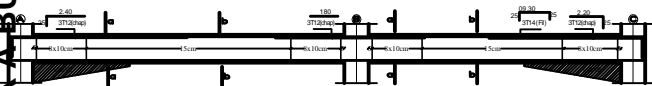
COFFRAGE FERRAILLAGE CHAINAGE CH (25x20) NIVEAU: +4.08 a +28.56



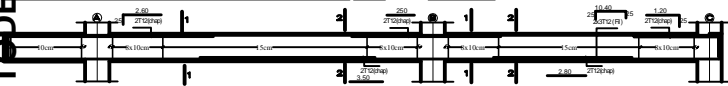
COFFRAGE FERRAILLAGE CHAINAGE CH (25x20) NIVEAU: +4.08 a +28.56



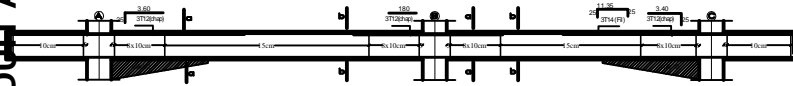
COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRE PRINCIPALE AXE; A.F NIVEAU: +4.08



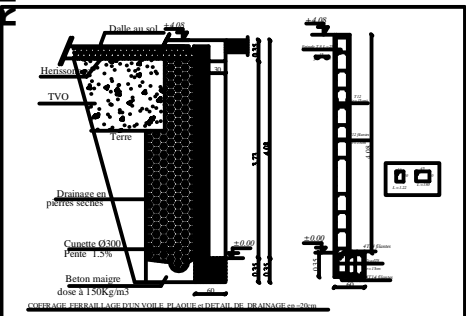
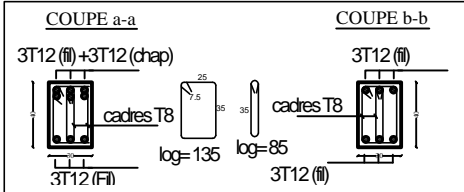
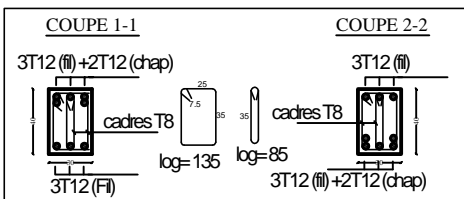
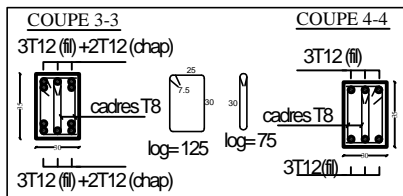
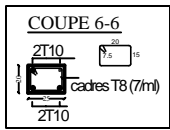
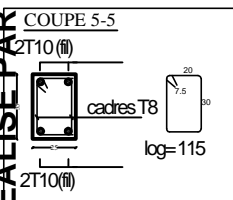
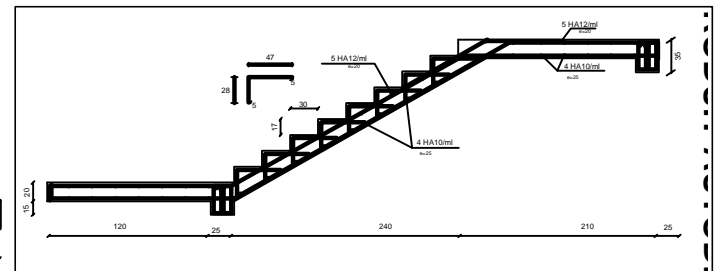
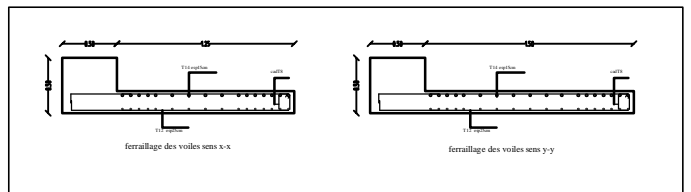
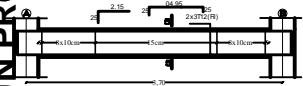
COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRE PRINCIPALE AXE; B. E NIVEAU: +4.08



COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRE PRINCIPALE AXE; C.D NIVEAU: +4.08

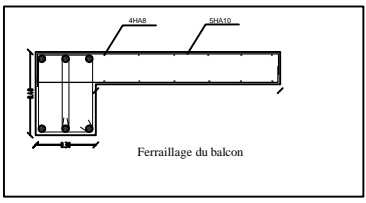
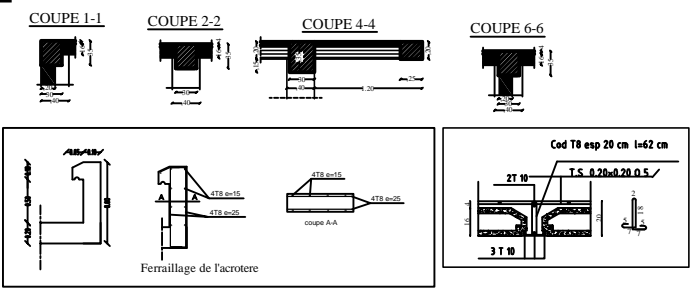
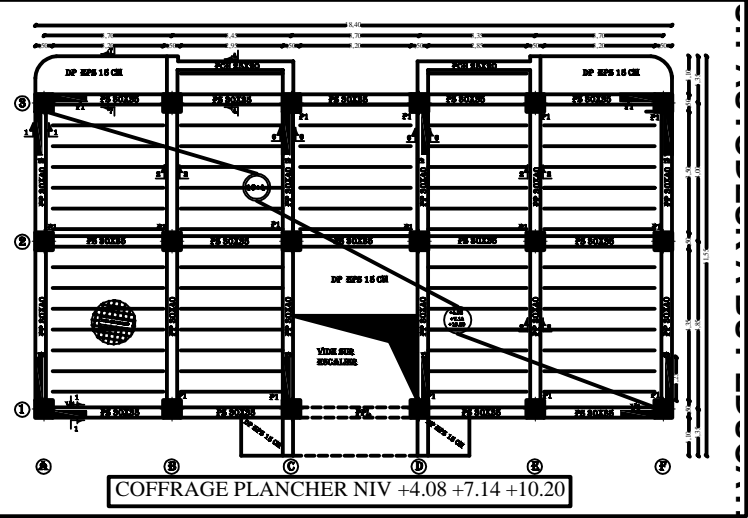
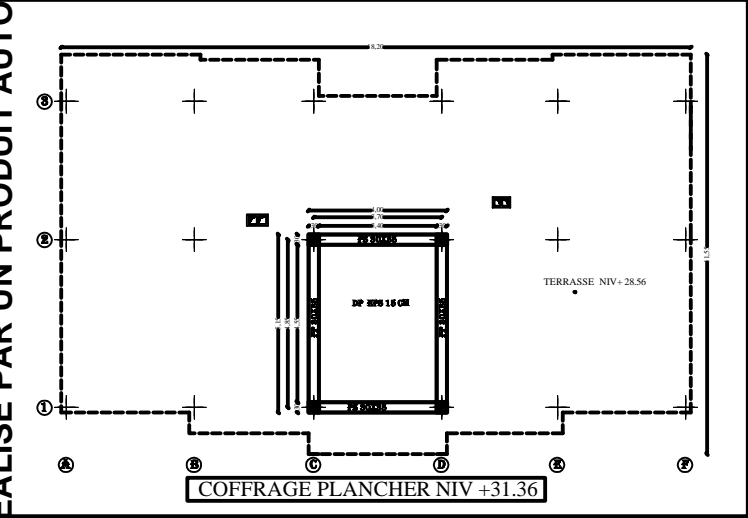
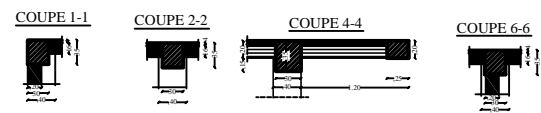
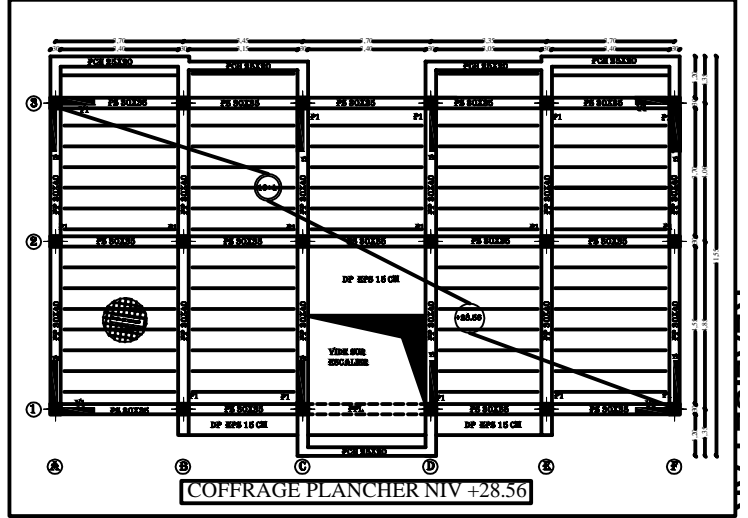
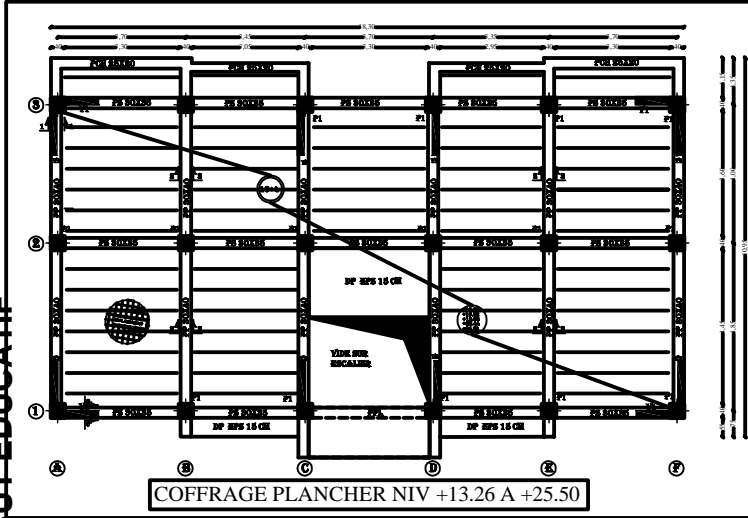


COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRE PALIERE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR : Mr HADJEBAR Mdir Mr SAIDIDI Rachid Mr ZADOUH Chahane	TITRE: Ferrailage des poutres, escalier,voiles,mur plaque	
DIRIGE PAR : Mr MEGHLAT Mehdi	PROMOTION 2013-2014	PLANCHE N° ECHELLE

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR : Mr HADJEBAR Idir Mr SAIDIEJ Rachid Mr ZADOU Chahane	TITRE: Ferraillage des planchers	
DIRIGE PAR : Mr MEGHLAT Mehdi	PROMOTION 2013-2014	PLANCHE N°
		ECHELLE

