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

Mémoire de fin d'étude

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

THEME

Etude d'un bâtiment (R+8+s-sol) à usage multiples contreventé par voiles

Dirigé par: M^ER BOUAFIA.Y

Etudié par: ZINE HASSINA
MAKHLOUFI FARROUDJA

Année 2015-2016

REMERCIEMENTS

En premier lieu, nous remercions dieu le tous puissant.

En second lieu, nous tenons à adresser nos vifs remerciements à notre promoteur« Mr BOUAFIA .Y »

Pour ses orientations et conseils tout le long de notre travail.

Ainsi que l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation et le personnel de l'institut de génie civil.

Nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participé de prés ou de loin à la réalisation de ce projet.

Nos vifs remerciements iront aussi aux membres de jury qui nous ferons l'honneur de juger ce travail et de l'enrichir par leur proposition.

Dédicaces

Au nom d'Allah

Je dédie ce modeste travaille aux personnes qui me sont les plus chères :

A mon très cher père

A ma très chère maman

A mes frères : Hocine et Nabil

A ma grande mére et mes tantes

A mon binôme Farroudja

A toutes ma famille, mes amies et toute la promotion 2015-2016

Hassina

Dédicaces

Au nom d'Allah

Je dédie ce modeste travaille aux personnes qui me sont les plus chères :

A mon très cher père

A ma très chère maman

Mon Mari

A mes frères : Belaid, Mohamed Arezki

Ma grande sœur : Kahina

Mes neuveux : Salma , Mohamed

A mon binôme Hassina

A toutes ma famille, mes amies et toute la promotion 2015-2016

Farroudja

Sommaire

Introduction

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage…….....1-10

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments…….....11-24

Chapitre III : Calcul des éléments :

- III.1.Acrotère……25-29
- III.2.Plancher….....30-62
- III.3.les balcons ……...63-68
- III.4 La poutre de chainage…… 69-76
- III.5 La salle machine……77-85
- III.6 L'escalier …… 86-101
- III.7 La poutre palière……..…… 102-109

Chapitre IV : Présentation du logiciel ETABS…… .110-122

Chapitre V : Vérification RPA…….....123-133

.

Chapitre VI : Ferraillage des poteaux…… 134-154

Chapitre VII : Ferraillage des poutres.....155-163

Chapitre VIII : Ferraillage des voiles.....164-175

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure…….....176-200

Chapitre X : Etude du voile périphérique…….....201-206

Conclusion générale

Bibliographie

Introduction :

L'étude de l'ouvrage en génie civil pour objet d'élaborer un calcul de structure qui permet d assurer la stabilité de l ouvrage étudier et la sécurité des usagères pondant et après sa réalisation, en tenant compte de l aspect économique.

Le calcule d un bâtiment ce fait conformément aux règlements en vigueur a savoir les règles parasismiques algériennes (RPA99, version2003) et le règlement du béton armé aux états limites (BAEL91, modifié99.)
C est dans cette optique que nous avons mené ce travail qui consiste a calculer un bâtiment(R+8+S -SOL) .

On commence par la présentation de l ouvrage des matériaux utilisées notamment l acier et le béton .on calculera en suite les différents éléments (acrotère, escalier, plancher, …) , après avoir définit leurs différentes sections, ainsi que les charge et surcharges auxquelles ils sont soumis.

Ce calcule sera mené en se basant sur le logiciel ETABS qui savère être un outil assez performant pour la modélisation, l analyse et le dimensionnement des différentes structures, un chapitre entier consacre.

Apres avoir effectue toutes les étapes de la modélisation élancée les calcules, nous récoltons des résultats que nous allons exploiter pour le ferraillage de la structure.
Dans le dernier chapitre on procède a l étude de l infrastructure .le travail sera ponctue par une petite conclusion.

I-1-Présentation générale:

Le projet à étudier, comme tout ouvrage de génie civil doit être calculé de façon à assurer La stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers pendant et après la réalisation avec un cout Optimal.

I-2-Présentation de l'ouvrage:

Notre travail consiste à étudier et a calculer les éléments résistants d'un bâtiment relativement élancé (R+8+s-sol) à usage d'habitation a ossature mixte portiques-voiles; ce bâtiment est situé dans la wilaya de (Tizi ouzou) et il est classé selon le **RPA 99 version 2003**, comme étant une zone de moyenne sismicité (**Zone II-a**).

Le bâtiment est implanté dans un site meuble.

Ce projet de fin d'étude s'intitule : **« Etude d'un bâtiment (R+8+s-sol) à usage multiple contreventé par des voiles et portiques avec ETABS»**.

Le bâtiment comporte:

-Un sous-sol pour un parking.
-Un rez-de-chaussée (RDC) a usage commercial.
-01 étage a usage de service.
- 07 étages courants à usage habitation.
-Une cage d'escalier pour le sous sol et les étages courants.
-02 cages d escaliers pour le RDC et 01 étage.
-Une cage d'ascenseur.

I-3 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

I-3-1 Les dimensions de l'ouvrage :

Les dimensions de l'ouvrage sont :

- Longueur totale du bâtiment : 17.00 m
- Largeur totale du bâtiment : 16.35 m
- Hauteur totale du bâtiment : 31.62 m
- Hauteur sous-sol : 3.06 m
- Hauteur du RDC : 4.08 m
- Hauteur d'étage : 3.06 m
- Hauteur de l'acrotère : 0.6 m

I-3-2- Données du site :

-Le bâtiment est implantée dans une zone classée par le **RPA 99/version 2003** comme zone de moyenne sismicité **(zone II-a).**

-L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 de moyenne résistance.

-Le site est considéré comme meuble (S3).

-Contrainte admissible du sol σ= 2.5 bars selon le rapport de site fourni.

I-4- Règlementation :

L études du présent ouvrage se fera conformément au règlement en vigueur tels que :

- Règle de calcule du béton arme aux états limites (BAEL91, modifié en 99), pour présenter les méthodes pratiques du calcul des éléments simples et des structures de base d un bâtiment en béton armé.
- Les règles Parasismique Algériens (RPA 99, modifié en 2003).
- Documentation Technique Réglementaire (DTR).
- CBA 93.

I-5-Eléments consécutifs de l'ouvrage :

I-5-1-Ossature:

Le contreventement de l'ouvrage est assuré par deux types :

• Contreventement 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.

• Contreventement par voiles : composé par des éléments verticaux (voiles) en béton armé, Disposés dans les deux sens ; ils assurent la rigidité et la stabilité sous l'action des charges horizontales et reprennent les charges verticales et les transmettent aux fondations.

I-5-2- Les planchers :

Ce sont des éléments plans horizontaux, ils limitent les étages et ont pour fonction principales :

-la résistance mécanique : supposé être infiniment rigide dans le plan horizontal ; les planchés supportes en outre de son poids propre les charge d exploitations et de les transmettre aux éléments porteurs de l'ossature ;

-l' isolation thermique et phonique entres les différents nivaux ;

-assuré l'étanchéité a l'eau et a l'humidité ;

-protégé contre les incendies ;

-participer a la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.

Dans notre bâtiment nous avons 2 types de planchés :

-planché en corps creux qui est porté par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et en suite aux éléments verticaux (poteaux).

- planché en dalle pleine coulé sur place, constitué en béton armé posé directement sur les poteaux.

I-5-3-Les escaliers :

On accède aux déférents étages du bâtiment par une seule cage d'escalier.

Les escaliers sont constitues de palier de repos et paillasses en béton armé construit en même temps que l'ossature d'étage et seront coulés sur place.

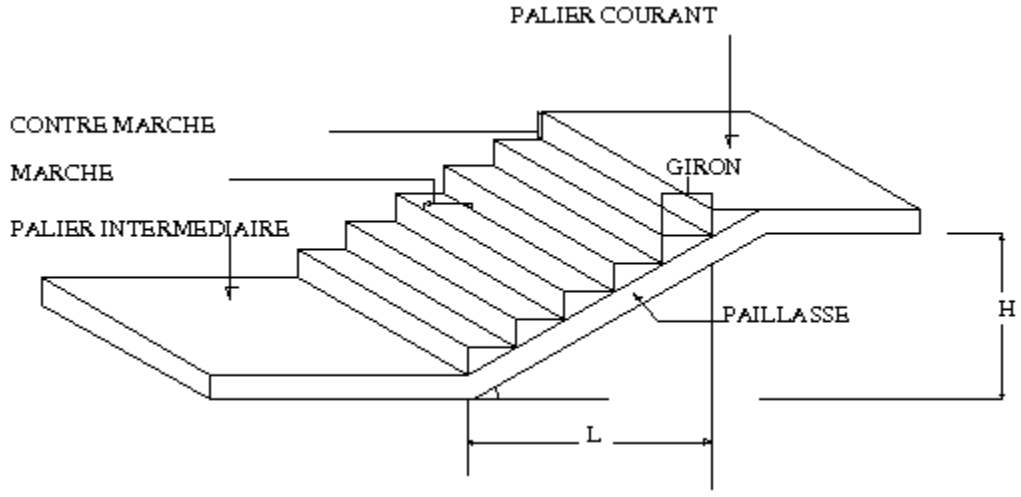


Fig. I.1: Schéma d'escalier

I-5-4- La maçonnerie :

- Les murs seront réalisés comme suit :

· **Murs extérieurs:** ILS seront réalisés en double cloison composé de deux Murs en brique creuses de 10 cm d'épaisseurs, séparé d'une l âme d'air d épaisseur 5cm pour assurer une bonne isolation thermique.

· **Murs intérieurs:** ILS seront réalisé d'une simple cloison en brique creuse de 10 cm D'épaisseur qui sera destiné a séparé la surface intérieure habitable

- Les revêtements utilisés sont :

- Revêtement intérieur :

-carrelages et plaintes de recouvrement pour les planchers et les escaliers ;
-Enduit et plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds ;
-céramique pour les murs de cuisines et des salles d'eau.

-Revêtement extérieure :

-Mortiers de ciment pour les faces extérieurs des murs de façade.

I-5-6- Balcons :

Les balcons seront réalisés en dalles pleines.

I-5-7- Acrotère :

C'est un élément en béton armé dont la hauteur est de **60 cm.**

I-5-8- Cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte une cage d ascenseur en béton armé coulé sur place.

I-5-9- système de coffrage :

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

Par ailleurs ce type de coffrage offre d autres avantage a s avoir :

- Réduction des opérations manuelles.
- réalisation rapides des travaux.
- Sécurisation de la main d'ouvres.

I-5-10-Les fondations :

Elles ont pour rôles la transmission des charges et surchargent de la superstructure au sol, donc elles constituent la partie essentiel de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception découle la bonne tenue de l'ensemble.

I-6-Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I-6-1-Béton :

Le béton est un matériau obtenu par un mélange de sable, de gravier, de ciment et d'eau. Il est dosé d une manière a obtenir les caractéristiques requise pour son utilisation. Il est défini de point de vue mécanique par sa résistance qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment, la qualité d'eau de gâchage et l âge du béton.

Dans le cas courant le béton utilisé dans la construction de cet ouvrage est dosé a $350 kg/m^3$ de ciment portland(CPJ).

I-6-1-1- Résistances caractéristiques du béton à la compression :
Un béton est définie par la valeur de ça résistance a la compression à l'âge de 28 jours fc28 exprimée en MPa.

Pour un nombre de jours j≤28, la résistance *fcj* des bétons suit les lois suivant

(Art A.2.1.11 BAEL 91).

$-beton\ de\ resistance\ courante: f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.3j} f_{c28}$ *Pour fc28*≤40Mpa.

$-beton\ de\ haute\ resistance: f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28}$ *pour fc28>40Mpa.*

Pour le présent projet on adoptera : **fc28= 25MPa.**

I-6-1-2- Résistances caractéristiques du béton à la traction :
La résistance caractéristique à la traction ftj du béton à j jours est définie
Conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par :

f_{tj} = 0.6 + 0.06fcj

Avec
fcj : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).
La formule est valable jusqu'à des valeurs de *fcj* ≤ 60 MPa.
Pour le présent projet on adoptera :
À 28 j : ft28 = 0.6 + 0.06fc28
ft28 = 0.6 + 0.06×25
ft28 = 2.1Mpa.

I-6-1-3- Modules d'élasticité :
C'est le rapport entre la contrainte appliquée et la déformation relative il n'est définissable que dans la phase élastique où il y a proportionnalité des contraintes et déformations.

I-6-1-4- Le Module de déformation longitudinale :

- **Le module de déformation longitudinale instantanée Eij** :

Définie pour des contraintes appliquées durant moins de 24 h.il est donné par : **(Art A 2 .1. 21 BAEL91**

Eij = 11000 $\times f_{cj}^{1/3}$ *(Mpa)*
Pour fc28= 25 MPa→ Eij = 32164,20 MPa

- **Le module de déformation longitudinale différée Evj :**

Définie lorsque les contraintes normales sont appliquées pour une longue durée, en tenant compte du retrait et du fluage du béton, il est égal a 1/3 du module de déformation instantanée, il est donné par : **(Art A 2.1.22 BAEL91)**

Evj = 3700 $\times f_{cj}^{1/3}$ *(MPa)*
Pour fc28 = 25 MPa→ Evj = 10819 MPa
La valeur du module de déformation croit avec la résistance à la compression du béton.

I-6-1-5-Module de déformation transversale :
La valeur du module d'élasticité transversale G est donnée par

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

E : module de Young ν : Coefficient de poisson

I-6-1-6- Coefficient de poisson ν : (Art A.2.1.3 BAEL91)

C'est le rapport entre la déformation relative transversale ε_t
et la déformation relative longitudinale ε_l
Δt
et vaut :

$$\nu = \frac{\Delta t/t}{\Delta l/l} = \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_l}$$

Il est pris égal à :

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

I-6-1-7- contrainte limite du béton:

On appel état limite un état particulier d'une structure pour lequel cette structure cesse de remplir les conditions pour lesquelles elle a été consue. On distingue deux états limites de calcul :

-État limite ultime de résistance.
-État limite de service.

- **État limite ultime(E.L.U.R):**

Correspond à la valeur maximale de la capacité portante de la construction et dont le dépassement entraînerai la ruine de l'ouvrage, alors il doit être justifié vis-à-vis de :

- La résistance de toute la structure.
- L'équilibre statique (pas de renversement).
- La stabilité de forme (pas de flambement).
- La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par: **(Art A4.3.41 BAEL91)**

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta . \gamma_b}$$

Avec :
γ_b: Coefficient de sécurité du béton
γ_b= 1,5 en situation courante.
γ_b= 1,15 en situation accidentelle.
θ: Coefficient fixe en fonction de la durée d'application de l'action considérée

Durée d'application	t >24h	1h< t < 24h	t <1h
θ	*1*	*0.90*	*0.85*

Tab I- 1 : Coefficient fixe en fonction de la durée d'application de l'action considérée

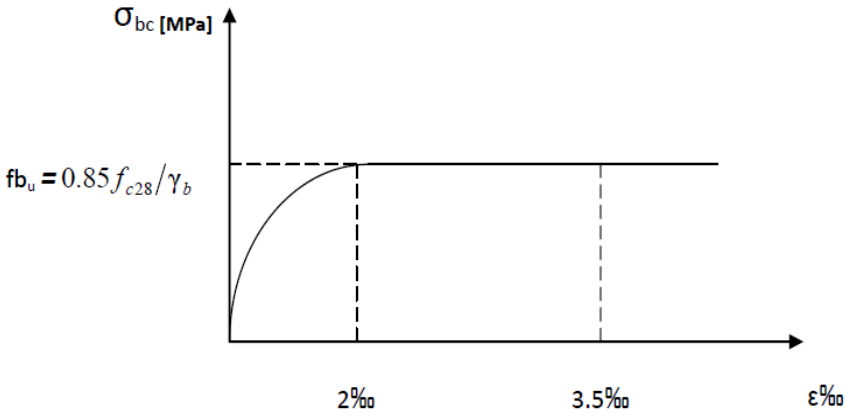


Fig I-2-Diagramme des contraintes –déformation a L'ELU

- **Hypothèses de calcul : (Art A 4.3,2 BAEL91)**

-Les sections planes avant déformation restent planes après déformation et conservent leurs dimensions (Navier.Bernouli).
-La résistance du béton tendu est considérée comme nulle.
-Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
-Le raccourcissement relatif ε bc du béton est limité à 3,5‰ en flexion, 2‰ en compression Simple.
-L'allongement relatif de l'acier tendu est limité conventionnellement à 10 ‰ .

- **A état limite de service(E.L.S) : (Art A 4.5, 2 BAEL91)**

C'est l'état au delà desquels les conditions normales d'exploitation et de durabilité ne sont Plus satisfaites (Ouverture des fissures, déformations excessives des éléments porteurs, vibrations ou fatigue, perte d'étanchéité); ils comprennent les états limites de fissuration et de déformation de service à la compression donnée comme suit :

σ bc = 0,6 fc28

Pour fc28 = 25 MPa ⇒ σ bc = 0,6 x 25 = 15 MPa

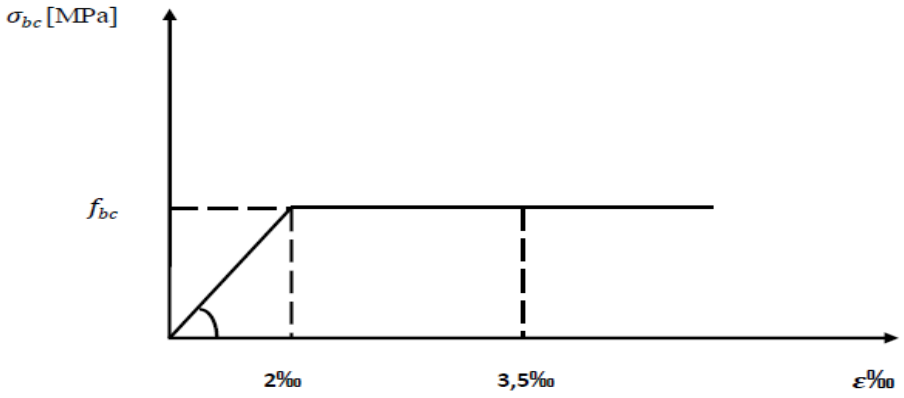


Fig I-3 Diagramme des contraintes –déformation a L'ELS

- **Hypothèses de calcul à l'ELS (durabilité de la structure) : (Art A 4.5, 1 BAEL91)**

-Les sections planes avant déformation restent planes après déformation et conservent leurs dimensions (Navier.Bernouli).
-La résistance du béton tendu est considérée comme nulle.
-Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
-Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques c'est-à-dire que la contrainte est proportionnelle à la déformation, donc on leur applique la loi de HOOKE:$\sigma_b = E_b \, .\varepsilon_b$
-On définit un coefficient d'équivalence par la relation : $\eta = \frac{Es}{E_b} = 15$ (*forfaitairement*)
-On ne tient pas conte du fluage de béton et du retrait.
-On suppose concentré on leur centre de gravité un ensemble de plusieurs barres.

I-6-1-8- Sollicitation de calcul vis-à-vis des états limites :

- **Etat limite ultime :**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'actions suivante :
1.35G + 1.5Q
Où : G : charge permanente.
Q : charge d'exploitation.
S'il y a intervention des efforts horizontaux dus aux séismes, les règles parasismiques Algériennes ont prévu les combinaisons d'actions suivantes :
Pour les poutres : $1.8G \pm E$
$G + Q \pm E$
Pour les poteaux : $G + Q \pm 1.2E$
Avec E : l'effort sismique horizontal.

- **Etat limite de service :**

La seule combinaison à considérée est : G + Q

I-6-1-9- Contrainte limite de cisaillement à l'E.L.U : (Art A 5.1, 1 BAEL91)
La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 * d}$$

b0 : la largeur de l'âme
d : la hauteur utile de la poutre
Vu : la valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU
Cette contrainte doit respecter les conditions limites suivantes : **(Art A 5.1, 21 BAEL91)**
Cas de fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{Mpa})$$

Cas de fissuration préjudiciable et très préjudiciable

$$\tau_u \leq \min(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4Mpa)$$

I-6-2- Les aciers :

L'acier est un matériau caractérisé par ça bonne résistance à la traction qu'en compression dans le cas d'élancements faibles. C'est un matériau très ductile, qui attend des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de 10 %).

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe en MPa	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [‰]	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement ψ
Aciers en Barre	Rond lisse FeE235	R L	235	410-490	22‰	1	1
	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL 520(Φ<6)	T S	520	550	8‰	1,3	1

Tableau I.2 : Caractéristiques des aciers

I-6-2-1- Module d'élasticité longitudinal: (Art A 2.2,1 BAEL91)

Il est noté (Es), sa valeur est constante qu'elle que soit la nuance de l'acier.

Es = 2.105 MPa

I-6-2-2-Contrainte limite dans les aciers (Art A-4-3-1-BAEL91)

- **état limite ultime :**

Les armatures sont destinées a équilibrées et a reprendre les efforts de tractions, et elles sont utilisées la contrainte limite de l'acier est donnée par la formule suivante.

$$\sigma = \frac{fe}{\gamma_s}$$

Avec :

Fe : la limite d'élasticité de l'acier.

γ_s: Coefficient de sécurité.

γ_s=1,15 En situation courante.

$\boldsymbol{\gamma_s}$ =1,00 En situation accidentelle.

Diagramme contrainte déformation

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

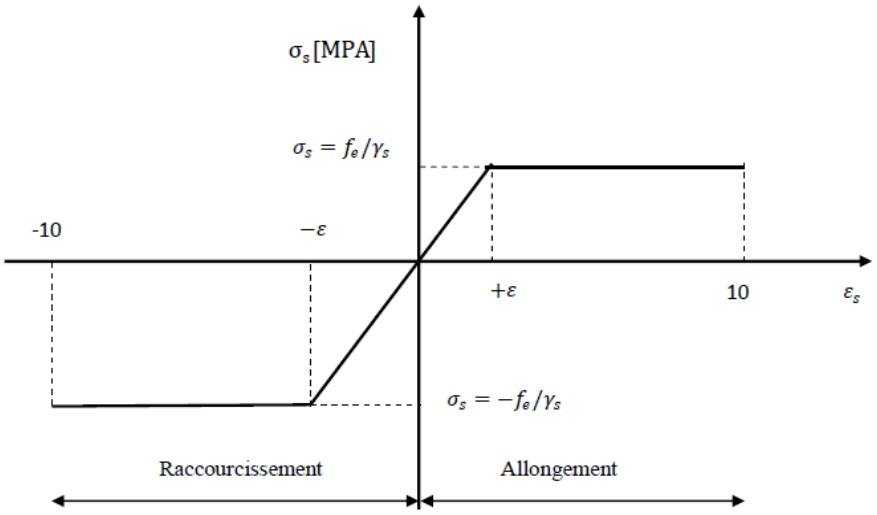


Fig I-4-Diagramme des contraintes –déformation de l'acier

- **L'état limite de service E L S :**

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

- **Fissuration peu nuisible: (BAEL91/Art 4-5-32)**

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

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

Lorsque les éléments en cause sont exposé aux intempéries ou a des condensation ou peuvent être alternativement noyés et émergés en eau douce.

Il faut vérifier que $\sigma_{st} \leq \min(\frac{2}{3} f_e ;$ max $(0.5f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}})$ MPa(BAEL 91 , modifie 99 /Art 4.5.33)

Fe : désigne la limite d élasticités des aciers utilises

f_{t28} : Résistance caractéristique a la traction du béton.

ŋ : coefficient de fissuration.

ŋ =1 pour les aciers ronds lisse et treillis soudes

ŋ =1.3 pour les aciers de moyenne adhérence ($\emptyset < 6$ mm)

ŋ =1.6 pour les aciers de haute adhérence ($\emptyset > 6$ mm)

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

Dans ce cas, les éléments sont exposés à un milieu agressif, la contrainte de traction des Armatures est limité a :

$\sigma_{st} \leq \sigma_{st}$ =min (0.5fe ;$\sqrt{\eta . f_{t28}}$) en Mpa

I-6-2-3- Protection des armatures : (Art A 7.1 BAEL91)

Cette protection appelée l'enrobage "c", dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets d'intempéries et des agents agressifs. L'enrobage de toute armature doit au moins être égal à :

- **C=5 cm :** pour les ouvrages de mer ou exposés aux atmosphères très agressives.
- **C=3 cm :** pour les ouvrages soumis à des actions agressives et des ouvrages exposés aux intempéries (pluie, neige) ou en contact avec un liquide (pont…).
- **C=1 cm** : pour les parois situées dans des locaux couverts.

II-1-Introduction :

En respectant les recommandations en vigueurs et à l'aide des règles de conception et de calcul des constructions, nous allons pouvoir pré dimensionner tous les éléments constitutifs de notre bâtisse, à savoir : les planchers, les dalles ; les poteaux et les poutres et les voiles.

II-2-pré-dimensionnement des planchers :

II-2-1-planchers en corps creux :

Il s'agit de plancher constitués de corps creux posés sur des poutrelles préfabriqués, servant de coffrage perdu d'une part, et d'isolant acoustique et thermique d'autre part, le tout complété par une dalle de compression de 4 à 5 cm d'épaisseur réalisée en béton coulée sur place, armée par un treillis soudé de nuance(FE520)dont les mailles ne dépassants pas :

-20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
-30 cm pour les armatures parallèle aux poutrelles.

Le pré dimensionnement du plancher à corps creux se fait par la formule suivante :

$H_t \geq \frac{L}{22.5}$ **(Art B 6-8-423/BAEL91 modifier 99).**

Avec : L : la plus grande portée entre nus des appuis dans le sens des poutrelles.
H_t: hauteur total des planchers.

Remarque : En premier temps, nous prendrons une section minimale de (25x25) cm^2exigée par le RPA qui correspond à celle d'un poteau en zone IIa.

Dans notre cas : L max =350 - 25= 325 cm

Ht $\geq \frac{325}{22.5}$ =14.44 cm

On opte pour un plancher d'épaisseur : ht = (16+4) cm

- Epaisseur du corps creux =16cm
- Epaisseur de la dalle de compression =4cm

Ce dimensionnement reste valable pour le reste des planchers .

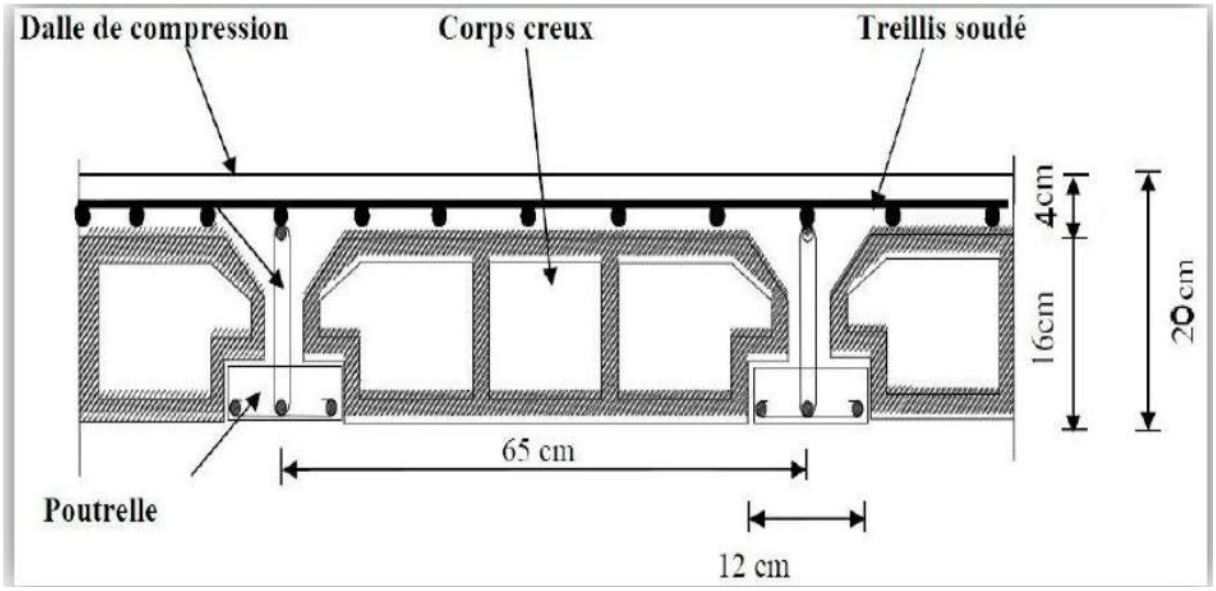


Figure II-1: Coupe transversale du plancher

II-2-2- En dalle pleine :

Ce sont des plaques minces dont l'épaisseur est moins importante comparé aux autres dimensions. Leurs épaisseurs est déterminés selon leurs portés ainsi que les conditions suivantes :

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

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

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule :

$$e \geq L0 /10$$

Avec : L0 portée libre ; e : épaisseur de la dalle

- **Pour L0= 1.15 cm**

$e_2 \geq 1.15/10 = 0.115m = 11.5$ cm

On adoptera une épaisseur de $\boldsymbol{e_1}$ **=15 cm**

II-2-2-2-Résistance au feu :

Pour deux heures d'exposition au feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à 11 cm. $\boldsymbol{e_2 = 11}$ **cm**

II-2-2-3-Isolation acoustique:

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

L =13,3 log (10M) si M < 200 kg/m²

L =15 log (M) + 9 si M > 200 kg/m2

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

D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

e $= \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14$ cm **e_3 =14 cm.**

Tel que : poids volumique du béton armé qui égale à =2500daN /m^3 .

e = max (e_1 ;e_2 ;e_3) on opte pour l'épaisseur e =15 cm

II- 3-Pré dimensionnement des poutres:

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place, ils ont pour rôle l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (Poteaux, voiles).

Le dimensionnement de la section rectangulaire doit satisfaire les conditions suivantes :

- **Hauteur** : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- **Largeur :** $0.4h \leq b \leq 0.7h$

Avec :

h : hauteur de la poutre ;

b : largeur de la poutre ;

L : portée maximum entre nus d'appuis dans le sens considéré.

Le coffrage minimum des poutres est donné par la formule suivante :

$b \geq 20\ cm$

$h \geq 30\ cm$

$h/b \leq 4$ **(RPA 99 Art 7.5.1)**

On distingue les poutres principales qui sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi leurs appuis et les poutres secondaires qui lui sont parallèle en assurant ainsi le chainage.

❖ **Poutres principales (PP):**

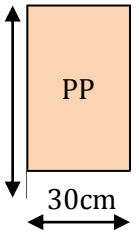
Sachant que : L max =380 - 25=355 cm

- **hauteur** : 355 /15 ≤ hpp ≤ 355 /10 23.67cm ≤ h pp≤ 35.5cm

Nous optons pour **hpp= 40 cm**.

- **Largeur** :0.4 X 35≤ bpp ≤ O.7 X35 14 cm ≤ bpp ≤ 24.5

Nous optons pour **bpp= 30 cm.**



Poutres secondaires (PS) :

On a : Lmax = 350 – 25 =325 cm ;

- **hauteur** :325 /15 ≤ hps ≤ 325 /10 21.67cm ≤ hps ≤ 32.5 cm ;

Nous optons pour **hps=35cm**

- **Largeur** 0.4 X 30 ≤ bps ≤ O.7 X 30 12 cm ≤ bps ≤ 21 cm

Nous optons pour **bps= 30cm**.

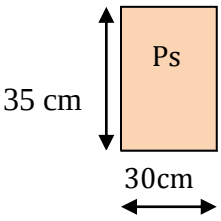


Tableau II- 1 : vérification aux exigences du RPA :

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérifications
h≥ 30	40	35	Vérifiée
b≥ 20	30	30	Vérifiée
h/b ≤ 4	1.33	1.16	Vérifiée

Les conditions du RPA sur le coffrage des poutres sont bien respectées, donc les sections adoptées sont :

- Poutres principales : (bxh) = (30x40) cm^2.
- Poutres secondaires : (bxh) = (30x35) cm^2

II. 4 - Pré Dimensionnement Des Voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé sur place qui ont pour fonction principale est d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des efforts horizontales (séisme..) d une part et reprendre les efforts verticaux d autre part.

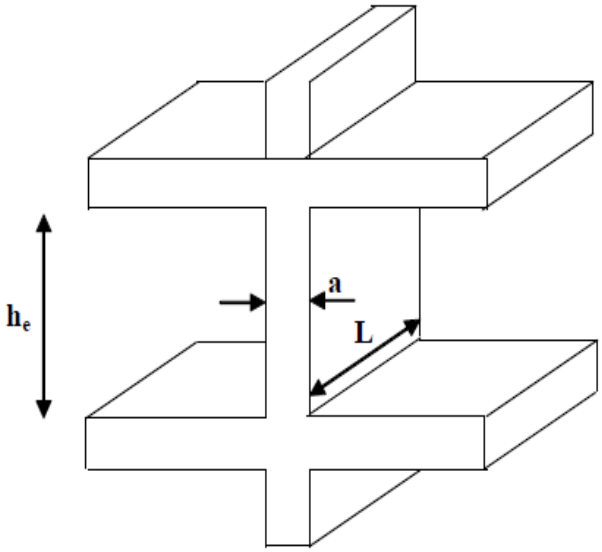


Fig II-2 Coupe de voile en élévation

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à **l'Article 7.7.1. du RPA99 version 2003** qui définit ces élément comme satisfaisant la condition suivante :

$L \geq 4\ ep$

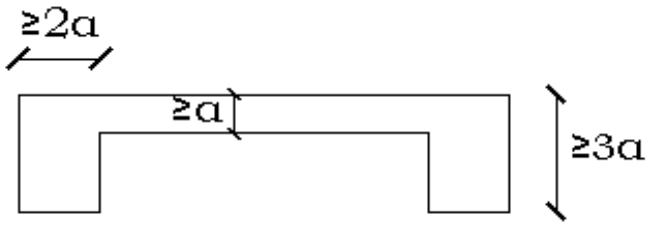
Avec :

ep : épaisseur des voiles.

L : longueur min des voiles.

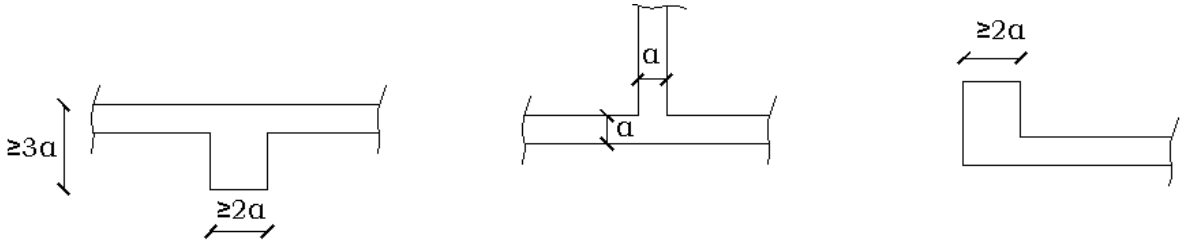
L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage **he** et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15cm.

1er cas:



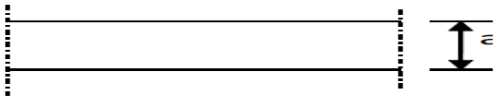
$$\alpha \geq \frac{he}{25}$$

2eme cas :



$$\alpha \geq \frac{he}{22}$$

3eme cas :



$$\alpha \geq \frac{h_e}{20}$$

Fig II-3 Coupe de voiles en plan

Pour notre cas : $\alpha \geq \frac{h_e}{20}$

- **Pour le RDC**

  h_e=4.08-0.20 = 3.88 m,

nous donne e ≥ 388/20 = 19.4 cm.

Nous adopterons pour tous les voiles une épaisseur de **ep_1=20cm**

L ≥ 4xep =4 x 20 = 80 cm (condition vérifiée.)

- **Pour le sous sol et les autres étages :**

  h_e=3.06−0.20 = 2.86 m

nous donne e ≥286 /20 = 14.3 cm.

Nous adopterons pour tous les voiles une épaisseur de **ep_2=15cm**

L ≥ 4xep =4 x15 = 60cm (condition vérifiée.)

Conclusion :

e = max (ep_1 ;ep_2) =max (20 ;15) cm => e = 20cm

Donc on adopte pour les voiles une épaisseur de 20cm sur toute la hauteur de la structure.

II-5-Détermination des charges et surcharges :

II-5-1-charges permanentes (G):

a /- Plancher terrasse inaccessible :

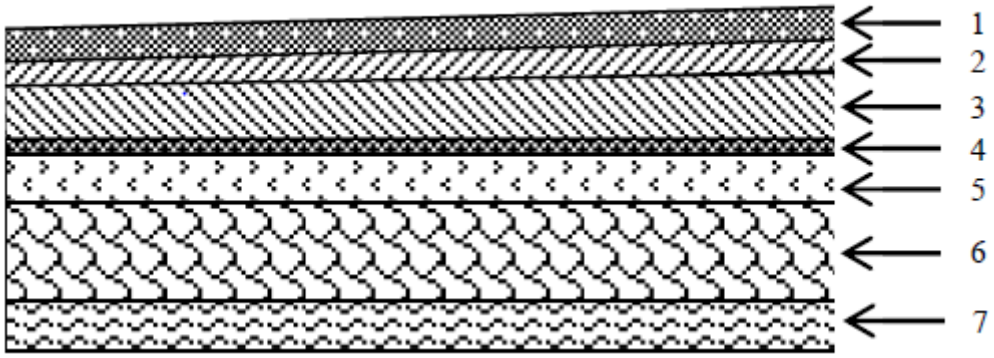


Figure II.4 : Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible :

N°	Designation	Epaisseur e (m)	Poids volumique γ [KN/m3]	Charge Gi [KN/m2]
1	Couche de gravillon	0,05	20	1.00
2	Etanchéité multi couche	0,02	6	0,12
3	Forme de pente en béton	0,09	20	1,80
4	Feuille de polyane	0,01	1	0.01
5	Isolation thermique (liege)	0,04	4	0,16
6	Plancher en corps creux (16+4)	0,20	14	2,80
7	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
	Charge permanente total G_t	/	/	**6.09**

b) Plancher d'étage courant et autre :

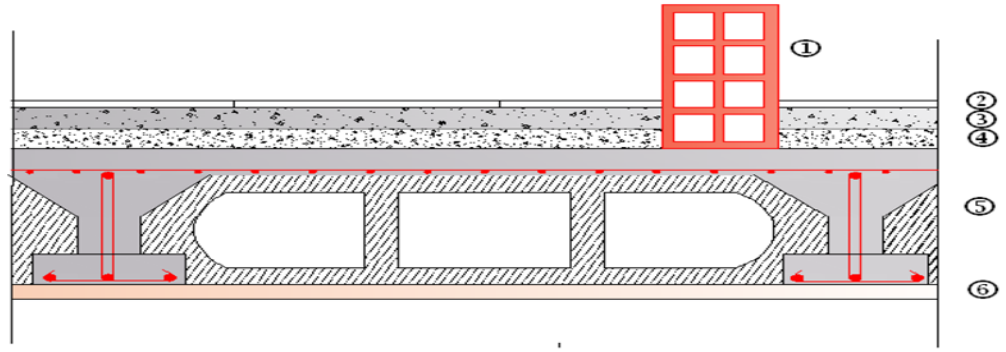


Figure II-5 coupe verticale d un plancher d'étage courant (corps creux)

N°	Designation	Epaisseur e (m)	Poids volumique [KN/m3]	Charge Gi [KN/m2]
1	Cloison en brique creuse	0 ,1	9	0,90
2	Revetment carrelage	0,02	22	0,44
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Couche de sable	0,02	22	0,44
5	Plancher en corps creux (16+4)	0,20	14	2,80
6	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
	Charge permanente total G_t	/	/	**5.18**

b/ Dale pleine (balcons) :

N	Composition	Epaisseur e(*m*)	Poids volumique γ en (KN/m^3)	$G(KN/m^2)$
1	**Mortier de pose**	**0.02**	**22**	**0.44**
2	**Couche de sable**	***0.02***	**18**	**0.36**
3	**Enduit de ciment**	***0.02***	***18***	**0.36**
4	**Carrelage**	***0.02***	***22***	**0.44**
5	**Dalle pleine en béton armé**	***0.15***	/	**4**
	Charge permanente totale G_t	/	/	**5.6**

C)- Les murs extérieurs

- **Murs extérieurs** :

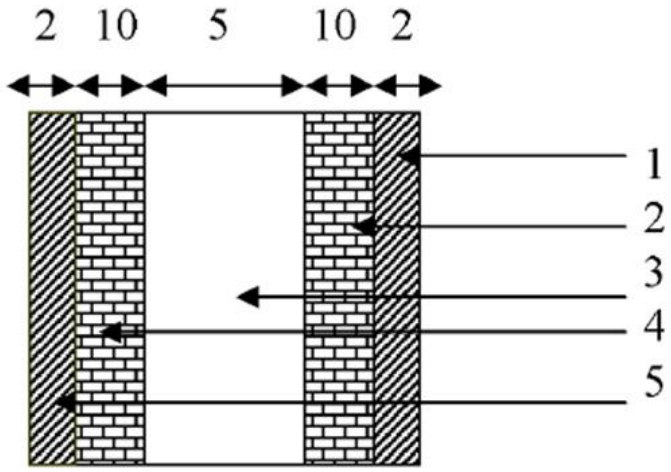


Figure II-6 :coupe verticale d'un mur extérieur.

N°	Designation	Epaisseur e[m]	Poids volumique γ [KN/m3]	Charge Gi [KN/m2]
1	**Mortier de ciment**	0.02	18	0.36
2	**Brique creuse**	0.1	9	0.90
3	**Lame d'aire**	0.05	/	0
4	**Briques creuses**	0.1	9	0.90
5	**Enduit de plâtre**	0.02	10	0.20
	Charge permanente totale G_t	/	/	**2.36**

II-5-2- Surcharges d'exploitation (Q) :

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

Eléments	**Surcharge (KN/m²)**
Plancher terrasse	1
Plancher d'étage courant	1.50
Plancher 1 er étage (bureaux)	2.50
Plancher RDC (commercial)	5
s-sol (parking)	2.50
Balcon	3.50
Escalier	2.50

II-6- Les poteaux :

Ce sont des éléments verticaux en béton armé de section généralement carrée, rectangulaire ou circulaire qui se composent d'armatures longitudinales (verticales) et transversales (horizontales). Ils travaillent en flexion composée principalement en compression simple, constituent les points d'appuis pour les poutres et permettent la transmission des charges d'étage en étage puis aux fondations.

Leur pré-dimensionnement se fait a la compression simple selon l'article **(b8.4.1) de CBA93.**

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

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

$$S = \frac{N}{\overline{\sigma_{bc}}}$$

Avec :

N : effort normal de compression repris par le poteau qui sera déterminé à partir de la descente de charge donnée par les règles de BAEL 91, en considérant le poteau le plus sollicité tel que : N = (G+Q).

Avec :

G : charge permanente.

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

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte admissible de service du béton à la compression simple.

$\overline{\sigma_{bc}}$=0.6 x fc_{28} =0.6 x25=15MPa.

Selon le (RPA 99, A 7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent Satisfaire les conditions suivantes :

- min (b1, h1) ≥ 25 cm.
- min (b1, h1) ≥ he / 20cm.
- 1/4 ≤ b1 / h1 ≤ 4.

Le poteau le plus sollicité qui est défini à partir de sa surface d influences, est le poteau **B2**

II-6-1-Calcul de l effort normal revenant au poteau B2 :

a/- Surface d'influence :

Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité B2 :

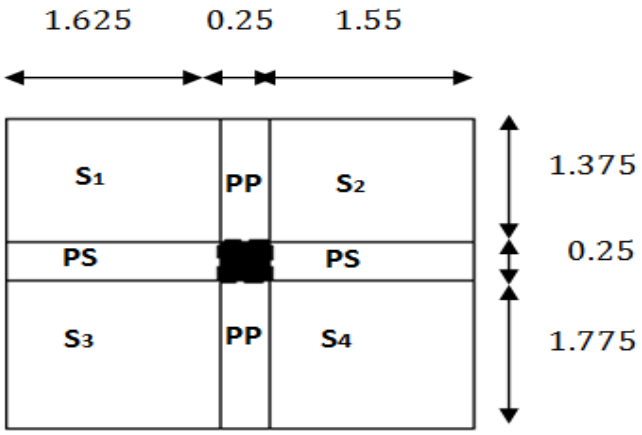


Figure II-7 surface revenant au Poteau B2

S = s_1 +s_2 +s_3 +s_4 .

s_1 =1.625 ×1.375 =2.234 m2

s_2=1.55 ×1.375= 2.131 m2

s_3 =1.625 ×1.775= 2.884 m2

s_4 =1.55×1.775 =2.751 m2

S_{totale} = s_1 +s_2 +s_3 +s_4 =10 m^2

b/Poids propre des planchers :

Poids propre du plancher : P = G× S

Plancher terrasse : G_t= 6.09×10= 60.90KN

Plancher étage courant : G_e =5.18×10=51.80 KN

c/Poids propres des poutres :

- Poids des poutres principales PP:

G_{pp}=(1.375+1.775)×0.40×0.30×25=9.45KN

- Poids des poutres secondaires PS :

G_{ps}=((1.625+1.55) ×0.35×0.30×25= 8.33 KN

Poids de la poutre est : G_{TOTALE} =G_{pp} + G_{ps}=17.78KN

d / Poids des poteaux :

- Poids propre du poteau du RDC :

G_{RDC}=(0,25×0,25)×25×4 ,08=6,375KN

- Poids propre du poteau d'étage courant :

G_E= (0,25×0,25)×25×3,06=4,781KN

d/Surcharge d'exploitation :

Plancher terrasse :Q_0 =1.00x10=10KN

Étages courants: $Q_{1\ à 7}$=1,5×10=15KN

Premier étage (service) : Q_8=2.50x10=25 KN

RDC (commerce): Q_9=5×10=50KN

II-6-2-La loi de dégression des surcharges :

Les règles du BAEL 99 exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Ces dernières s'appliquent aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes

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

Car les niveaux ne sont pas chargé de la même manier.

Q0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Qi : surcharge d'exploitation de l'étage i.

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

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

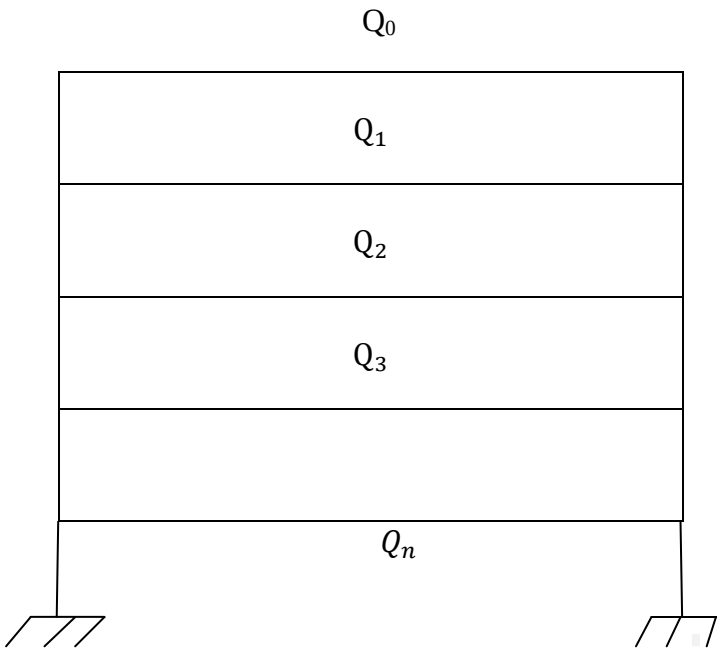


Figure II.8 : Dégression vertical des surcharges d'exploitation

❖ **Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression :**

Niveau10….. Q0 =10KN
Niveau9…… Q0+Q1=25 KN
Niveau8 ……Q0+0,95 (Q1+Q2)=38.50 KN
Niveau7……Q0+0,90 (Q1+Q2+Q3)=50.50 KN
Niveau6…… Q0+0,85 (Q1+Q2+Q3+Q4)=61KN
Niveau5…… Q0+0,80 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)=70KN
Niveau4……Q0+0,75 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6)=77.50KN
Niveau3……Q0+0,71(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7)=84.55KN
Niveau2…… Q0+0,68(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8)=98.40KN
Niveau1……Q0+0,66(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8+Q9)=128.80 KN

❖ **Coefficient de dégression de surcharges :**

Niveau	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Coeff	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71	0.68	0.66

II-6-3-Détermination des dimensions des poteaux :

Niv	Charge permanentes et surcharges (KN)								Sections des poteaux (cm^2)	
	$G_{plancher}$	G_{poutre}	$G_{poteaux}$	G	G_{Cum}	Q	Q_{cum}	N=G_c+Q_c	S_{trouve}	$S_{adoptée}$
8	60.90	17.78	00	78.68	78.68	10	10	88.68	59.12	35x35
7	51.80	17.78	4.781	74.36	153.04	25	35	188.04	125.36	35x35
6	51.80	17.78	4.781	74.36	227.40	38.50	73.50	300.90	200.60	35x35
5	51.80	17.78	4.781	74.36	301.76	50.50	124	425.76	283.84	40x40
4	51.80	17.78	4.781	74.36	376.12	61	185	561.12	374.08	40x40
3	51.80	17.78	4.781	74.36	450.48	70	255	705.48	470.32	40x40
2	51.80	17.78	4.781	74.36	524.84	77.50	332.50	857.34	571.56	40x40
1	51.80	17.78	4.781	74.36	599.20	84.55	417.05	1016.25	677.50	45x45
RDC	51.80	17.78	6.375	75.95	675.15	98.40	515.45	1190.60	793.73	45x45
S-S	51.80	17.78	4.781	74.36	749.51	128.80	644.25	1393.76	929.17	45x45

Tableau II-2: récapitulatif de la descente de charge sur le poteau B2

II-6-4 - Vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1) :

Poteaux (cm)	Condition exigée par le RPA	Valeurs calculées	Observations
RDC, s sol ,1(45x45)	Min(b1,h1)≥25 cm	Min (b1, h1)=45cm	**Condition vérifiée**
RDC, s sol ,1(45x45)	Min (b1,h1)≥he/20	He/20=20.4 cm	**Condition vérifiée**
RDC ,s sol ,1(45x45)	1/4≤ $b1/h1$ ≤4	B1/h1=1	**Condition vérifiée**
2^e au 5^e (40x40)	Min (b1, h1)≥25 cm	Min (b1, h1)=40cm	**Condition vérifiée**
2^e au 5^e(40x40)	Min (b1,h1)≥he/20	He/20=15.30 cm	**Condition vérifiée**
2^e au 5^e (40x40)	1/4≤ b1/h1 ≤4	B1/h1=1	**Condition vérifiée**
6^e au 8^e (35x35)	Min (b1, h1)≥25 cm	Min (b1, h1)=35cm	**Condition vérifiée**
6^e au8^e (35x35)	Min (b1,h1)≥he/20	He/20=15.30cm	**Condition vérifiée**
6^e au 8^e (35x35)	1/4≤ $b1/h1$ ≤4	B1/h1=1	**Condition vérifiée**

Tableau II-3: Vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1)

II-6-5- 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.

Pour qu'il n'y ait de flambement il faut que l'élancement «λ » soit

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 5$$

Avec :

l_f : longueur de flambement,

l_f= 0,7 l_0= tel que l_0=: portée réelle du poteau (Hauteur libre).

i : rayon de giration

$$\mathbf{i} = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Avec :

I : moment d'inertie du poteau, A : section transversale du poteau (b x h)

I= $\frac{b\,h^3}{12}$ (section rectangulaire)

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{b\,h^3}{12bh}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \frac{h}{3.46}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0,7l0.3,46}{h}$$

❖ **Les vérifications :**

*Pour le s-sol et le 1e (poteau45x45)cm^2 :l_0= 3.06-0.20 = 2.86 $=> \lambda$ =15.39 < 50…cv

*Pour le RDC (poteau45x45)cm^2 :l_0= 4.08-0.20 = 3.88 $=> \lambda$ =20.88< 50 …cv

* Pour le 2e au 5e étage (poteau40x40)cm^2 : l_0= 3.06-0.20 = 2.86 $=> \lambda$ =17.32 < 50…cv

*Pour le 6e et le 8e étage (poteau35x35)cm^2 : l_0= 3.06-0.20 = 2.86 $=> \lambda$ =19.79 < 50 …cv

Pour tous les poteaux la condition au flambement est vérifiée.

Conclusion :

- Pré dimensionnement des planchers : ht = 20cm (16+4)
- Pré dimensionnement de la dalle pleine (balcons) : ht = 15 cm
- Pré dimensionnement des poutres :

	Poutres principales	**Poutres secondaires**
Section adoptée	30x40	30x35

- Pré dimensionnement des voiles : ht = 20cm
- Pré dimensionnement des poteaux :

Niveau	**Section adoptée**
Sous-sol ; RDC ; 1er étage	(45x45)
du 2eme ; 5eme étage	(40x40)
6eme et 8eme étage	(35x35)

Introduction :

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

III.1) Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité au niveau de la terrasse, il est assimilée à une console encastrée dans le plancher terrasse dont le ferraillage se calcule sous l'effet de deux efforts (moment de flexion et effort normal) et sera déterminé en flexion composée avec compression.

L'acrotère est sollicité par :

-Un effort normal G dû à son poids propre

-Un effort horizontal Q dû à la main courante engendrant un moment de renversement M.

Le calcul se fera pour une bande de 1m dans la section d'encastrement.

III-1.1) Dimension de l acrotère :

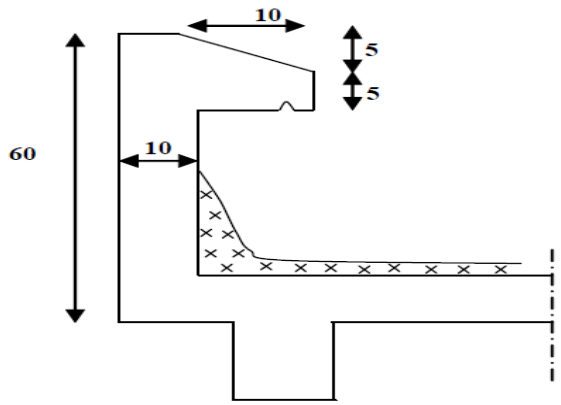


Fig III-1-1 Coupe transversale de l'acrotère

III-1.2) Shéma statique :

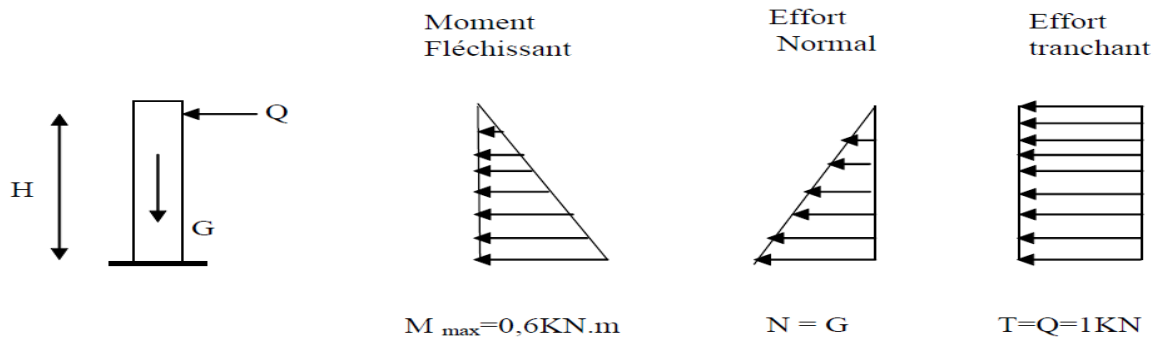
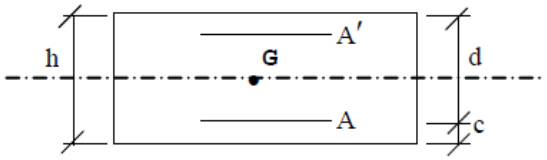
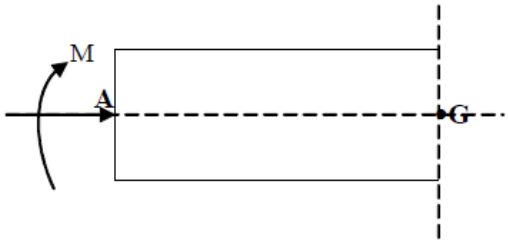


Fig III-1-2 Diagrammes des moments

III-1.3) Détermination des sollicitations :





G =25×(0,6 ×0,1)+(0,1×0,1) −(0,05×0,1)/2=1,687KN/ml
-Poids propre de l'acrotère : G=1,687 KN/ml
-Surcharge d'exploitation : Q=1,00 KN /ml

Effort normal dû au poids propre G : N=G×1ml =1,687×1=1,687KN
Effort tranchant : T=Q×1m = T=1×1ml =1,00 KN
Moment fléchissant max dû a la surcharge : Q : M=T×H=Q×1ml×0,6=0,6 KN.m

❖ **Combinaison des charges :**

- **A l'ELU :**

Nu=1,35×G=1,35×1,687 = 2 ,277KN

Mu=1,5×M_Q =1,5×0,6 = 0,9KNm

- **A L'ELS:**

Ns=G=1,687KN

Ms=M_Q=0.6KNm

III.1.4) Ferraillage de l'acrotère :

Le ferraillage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire ; pour le calcul on considère une section (b × h) cm^2 soumise à la flexion composée.

h : Epaisseur de la section : 10cm
b : Largeur de la section : 100cm
c et c' : Enrobage : 3cm
d = h – c : Hauteur utile
M_f: Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

a) Calcul des armatures à L'ELU :

➢ **Position du centre de pression à l'ELU :**

$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9\times10^2}{2.277}$ =39.52 = 40 cm

$\frac{h}{2}$ – c = $\frac{10}{2}$ – 3 = 2 cm

$\frac{h}{2}$ – c $< e_u$ => Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M, puis en flexion Composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

➢ **Calcul en flexion simple**

- **Moment fictif :**

M_f= Mu +Nu $\left(\frac{h}{2} - c\right)$ = 0.9+2.277 $\left(\frac{0.10}{2} - 0.03\right)$ =0.945 KN.m

- **Moment réduit :**

$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.945\times10^3}{100\times7^2\times14.2}$ = 0.013

Avec : $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta\gamma} = \frac{0.85\times25}{1\times1.5} = 14.2\ MPa$

$\mu < \mu_l$ =0,392 La section est simplement armée.

$\mu = 0.013 => \beta$ =0.9935

$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{0.945\times10^3}{0.9935\times7\times\frac{400}{1.15}}$ =0.39cm^2

➢ **Calcul en flexion composée :**

La section réelle des armatures

$A_S = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$ = 0.39– $\frac{2.277\times10^3}{348\times10^2}$ =0.32 cm^2

b) Vérification à l'ELU :

➢ **Condition de non fragilité : (Art : A.4.2 ,1/BAEL 91) :**

$A_{min} = \frac{0.23bdf_{t28}}{f_e}\left[\frac{e_s - 0.445d}{e_s - 0.185d}\right] = \frac{0.23\times100\times7\times2.1}{400} \times \frac{35 - 0.445\times7}{35 - 0.185\times7} =$ 0.79 cm^2

A_{min} =0.79 cm^2

Avec : $e_s = \frac{M_S}{N_S} = \frac{0.6}{1.687}$ = 0.35 m =35 cm

f_{t28} =0.6+0.06f_{c28} =2.1MPa

Conclusion :

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles Calculées à l'ELU, donc on adoptera.

$A_s = A_{min}$ =0.79 cm^2

Soit : A_s = 4HA8= 2,01cm^2 /ml avec un espacement **St =25cm**

Armatures de répartition :

$A_r = \frac{A_S}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50\ cm^2$ /ml

Soit : A_s = 4HA8= 2,01cm^2 /ml avec un espacement St =25cm

- **Vérification au cisaillement : (Art 5.1 ,1/ BAEL91)**

$\overline{\tau_u}$ min (0.15 $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4 MPa) =2.5 MPa

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$ Avec : V_u = 1.5× Q = 1.5× 1 = 1.5 KN

$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70}$ =0.021 MPa $\boldsymbol{\tau_u < \overline{\tau_u}}$ **…… Condition vérifiée**

- **Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1, 3/BAEL91)**

$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} = \psi_S f_{t28}$ = 1.5× 2.1 = 3.15 MPa

$\tau_u = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i}$ avec $\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des barre

$\sum u_i$ = n × ϕ × π = 4× 0.8 × 3.14 =10.05 cm

$\tau_{se} = \frac{1500}{0.9 \times 70 \times 100.5}$ = 0.236 MPa $\boldsymbol{\tau_{se} < \overline{\tau_{se}}}$ **……. condition vérifiée.**

- **Ancrages des barres verticales :**

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en oeuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit « Ls »

$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$; τ_{su} =0.6 × $\psi_S^2 \times f_{t28}$ =0.6× 1.5² × 2.1 =2.835 MPa.

$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835}$ =28.22 cm Soit : L_s =30 cm .

c) Vérification à l'ELS

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme Préjudiciable. Il faut vérifier les conditions suivantes :

- dans les aciers : σst ≤ $\overline{\sigma_{st}}$
- dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

- **Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier : (Art. A.4.5.23BAEL) :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma_{st}}$ = min$\left\{\frac{2}{3} f_e \ ,\ 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right\}$

On à des aciers HA : Ø ≥6mm et FeE400 => η=1,6 (coefficient de fissuration).

$\overline{\sigma_{st}}$ =min $\left\{\frac{2}{3}400 \ ,\ 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right\}$ = min {266,6 ; 201,63} =201.63 MPa

$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$ Avec : β_1 est fonction de ρ_1

$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.29 \Rightarrow \beta_1 = 0.915$

$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^3}{0.915 \times 7 \times 2.01} = 46{,}60$ MPa

$\Rightarrow$ $\boldsymbol{\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}}$ **…….... condition vérifiée.**

- **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\ MPa$

$\rho_1 = 0.29 \longrightarrow \beta_1 = 0.915$

D'ou : $\alpha_1 = 0.255$; $K_1 = 43.82$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{46.60}{43.82} = 1.063$ MPa

$\Rightarrow$ $\boldsymbol{\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}}$ **……...condition vérifiée.**

- **Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA 99. Art 6.2.3)**

L'acrotère est un élément non structurel soumis à une force horizontale qui doit être inférieure à la main courante.

Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule :

$$Fp = 4 .A.Cp.Wp$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone : A= 0,15 en zone IIa (groupe d'usage 2).

Cp : Facteur de force horizontale (Cp = 0,8)

Wp : Poids de l'acrotère = 1,687KN/ml.

Fp = 4×0, 15×0, 8×1,687 = 0,809 KN/ml < Q = 1KN/ml

$\Rightarrow$ **Fp < Q……. condition vérifiée**

Conclusion : La condition étant vérifiée, donc l'acrotère sera calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile. On adopte pour le ferraillage adopté précédemment.

III-2- Planchers :

Le bâtiment dispose d'un seul type de plancher ; à savoir le plancher à corps creux Associé à des poutrelles préfabriquées avec une dalle de compression. Les poutrelles seront Disposées dans le sens transversal, parallèles à la petite portée

III-2-1 Étude et ferraillage de la dalle de compression :

La dalle de compression, coulée sur place de 4 cm d'épaisseur, sera armée d'un treillis Soudé de type TLE 520, avec une limite d'élasticité *f*e = 520 MPa dont le but de :

- limiter les risques de fissurations par retrait ;
- résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites ;
- répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le **BAEL 91(art : B.6.8, 423**

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

Les sections des armatures doivent normalement satisfaire aux conditions définies ci-après : Et cela pour une langueur 50 ≤lx ≤80cm

❖ **Calcule des armatures ⊥ aux poutrelles :**

***Si** $L_X \leq 50cm \rightarrow A\perp = \frac{200}{f_e}$

*Si 50 cm≤L_X≤80cm→ $A \perp = \frac{4L_X}{f_e}$

Avec : $\mathbf{L_X}$: Entre axe des poutrelles L_X=65cm

$\mathbf{f_e}$: Limite d'élasticité, f_e=520 MPa

Dans notre cas 50 cm≤L_x=65 cm≤80 cm

$A \perp = \frac{4L_X}{f_e}$ ……. (3.1)

La section d'armatures parallèles aux poutrelles est :

A // =$\frac{A\perp}{2}$…… (3.2)

Application numérique:

➢ **Armatures perpendiculaires:**

$A \perp = \frac{4x65}{520}$ = 0,5cm^2 / ml.

On adoptera pour une section de 6T5 (A =1.17 cm2) avec un espacement de 15cm.

➢ **Armatures parallèles :**

$A // = \frac{A\perp}{2} = 1.17/2 = 0.585$ cm² /ml.

On adoptera pour une section de 6T5 (A =1.17cm2) avec un espacement de 15cm

Finalement, pour des raisons de disponibilité sur le marché nous adoptons un treillis soudé.

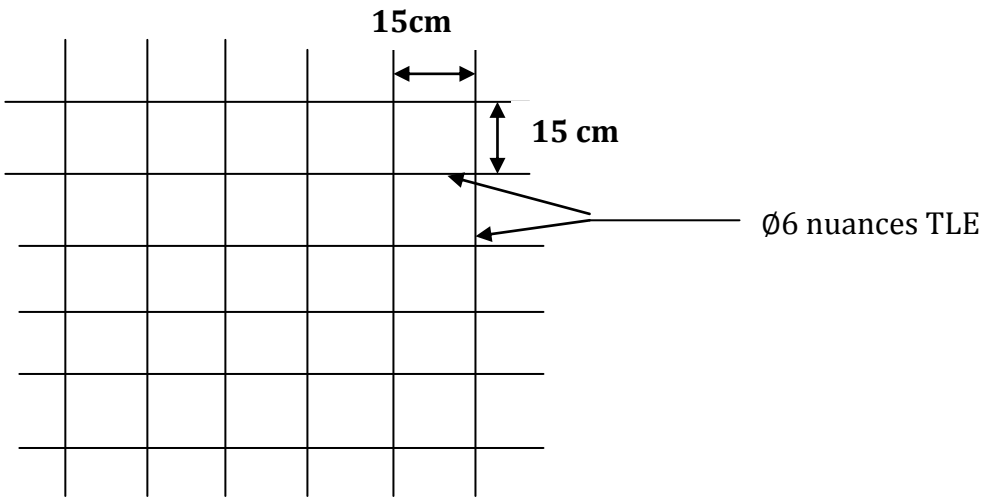


Figure III-2-1 ferraillage de la dalle de compression

III-2-2- Etude des poutrelles :

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre Continue de section en Té reposant sur plusieurs appuis. La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge **« qu »** uniformément repartie. A ce stade, la poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant au plan.

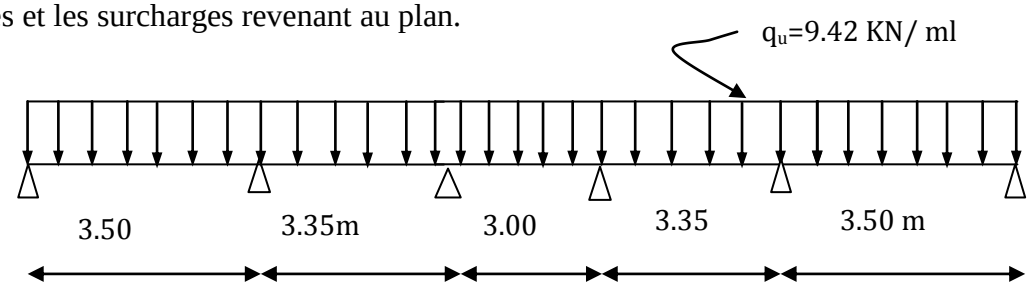


Fig III-2-2-Shéma statique des poutrelles

b-1-Chargement : charges et surcharges.

- poids propre du plancher : G = 5.18 x 0.65 =3.367 KN / ml ;
- poids propre du plancher dernier étage : G = 5.39 x 0.65 = 3.5035 KN / ml ;
- surcharge d'exploitation : Usage d'habitation : Q = 1.5 x 0.65 = 0.975 KN/ml ;
  Usage de service : Q = 2.5 x 0.65 =1.625 KN/ml ;
  Usage de commerce: Q = 5 x 0.65 = 3.25 KN/ml ;
  Dernier étage : Q = 1 x 0.65 = 0.65 KN/ ml.

❖ **Plancher de RDC :**

* **Charge permanente** G=5.18×0.65=3.367 KN/ ml
***Charge d'exploitation** Q=5×0.65=3.25 KN/ ml.

➢ **Les combinaisons des charges :**

- **ELU** : qu = 1,35 G + 1,5 Q =>qu =9.42 KN/ml
- **ELS** : qs = G + Q =>qs =6.62 KN/m

❖ **Choix de la méthode de calcul :**

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher, à l'aide des méthodes usuelles :

1- Méthode forfaitaire
2- Méthode de Caquot
3- Méthode des trois moments

✓ **Conditions d'applications de la Méthode forfaitaire a L'ELU :(Art B .6.2, 210 BAEL91 mod99):**La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5 KN/ m².

➢ $1.5Q \leq \max\{2(1.35G) ; 5KN/m^2\} \longrightarrow$ **Q=4.88≤ max {9.09 ; 5KN/ml}** $\longrightarrow$ **QK**

➢ La même section transversale de poutre dans toutes les travées, les mêmes moments D'inertie des sections. $\longrightarrow$ **OK.**

➢ La fissuration est considérée comme non préjudiciable. **OK.**

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

$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

$\left.\begin{array}{l} \frac{L_1}{L_2} = \frac{3.20}{3.05} = 1.05 \\ \frac{L_2}{L_3} = \frac{3.05}{2.70} = 1.13 \\ \frac{L_3}{L_4} = \frac{2.70}{3.05} = 0.88 \\ \frac{L_4}{L_5} = \frac{3.05}{3.20} = 0.95 \end{array}\right\}$ CV

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

Le principe de la méthode :

Le principe consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en traves et en appuis à partir des fractions forfaitairement de la valeur maximale de moment fléchissant en traves celle-ci étant supposé isostatique, de même porter libre et soumise en même charges que la traves considérer.

Soient:

- M_0 : moment max dans la traves indépendante de même porté que la traves considère et soumise en même charge (pour une porté l, chargé uniformément nous avons : $M_0=\frac{ql^2}{8}$)
- M_w, M_e : Moment en valeur absolue sur appuis, de gauche et de droite de la travée considérer.

- M_t : Moment max en travée prés en compte dans les calcules dans la travée considérer.
- $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: rapport des charges d'exploitation Q à la somme des charges permanentes G et des charges d'exploitation ($0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$)

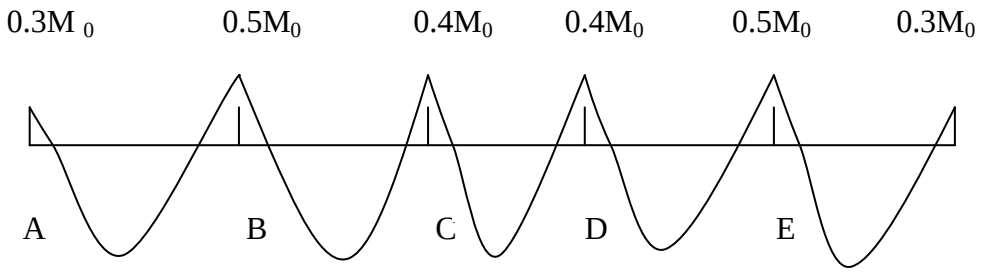
Les valeurs de M_t, M_w, M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

(a) : $\boldsymbol{M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0.3\alpha) M_0}$ Et $\boldsymbol{(1 + 0.3\alpha) M_0 \geq 1.05 M_0}$

(b) : $\boldsymbol{M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)}{2} M_0}$ **dans le cas d'une travée de rive.**

(c) : $\boldsymbol{M_t \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)}{2} M_0}$ **dans le cas d'une travée intermédiaire.**

La valeur absolue de chaque moment sur appuis de rive doit être au moins égale à :
- 0,3 *M0* pour une poutre à deux travées
La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :
- 0,6 *M0* pour une poutre à deux travées ;
- 0,5 *M0* pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;
- 0,4 M0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.



FigIII-2-3- : Diagramme des moments

- **Calcul le rapport de charg**e :
  α=3.25/(3.25+3.367)=0.49KN/ml
- ✓ 1+0.3α=1.147
- ✓ (1+0.3α)/2=0.574
- ✓ (1.2+0.3α)/2=0.674

- **Calcul des moments fléchissant:**

- Calcul du moment isostatique *M0* à l'ELU :
M_{01}=qu l² /8 =9.42 × (3.50)² /8 = 14.42 KN .m
M_{02} =qu l² /8 = 9.42 × (3.35)²/8 =13.21 KN.m
M_{03} =qu l² /8 =9.42 × (3.00)²/8 =10.60 KN.m
M04=qu l² /8 =9.42 × (3.35)²/8 = 13.21 KN.m
M05=qu l² /8 =9.42 × (3.50)²/8 =14.42 KN.m

Travée	A – B	B - C	C – D	D - E	E – F
L(m)	3.50	3.35	3.00	3.35	3.50
M_0	14.42	13.21	10.60	13.21	14.42

-Moments aux appuis :

M_A= 0.3×M_{01} = 0.3 × 14.42= 4.33 KN.m

M_B =Max [0.5 (M_{01} ; M_{02}) =Max [0.5 (14.42 ; 13.21) = 7.21KN.

M_C = Max [0.4 (M_{02} ; M_{03}) = 0.4×13.21= 5.28KN.m

M_D =Max [0.4 (M_{03} ; M_{04}) = 0.4 ×13.21= 5.28 KN.m

M_E = Max [0.5 (M_{04} ; M_{05}) = 0.5 × 14.42= 7.21KN.m

M_F= Max 0.3× M_{06} = 0.3×14.42 = 4.33

Coefficient Forfaitaire β	0.3	0.5	0.4	0.4	0.5	0.3
M appuis	4.33	7.21	5.28	5.28	7.21	4.33

-Moments En travées:

- **Travée de rive A – B :**

$a)\ M_{tAB} \geq 1.147M_{01} - \frac{M_1+M_2}{2} \rightarrow \boldsymbol{M_{tAB}} \geq$1.147x14.42−5.77=10.7 → $\boldsymbol{M_{tAB} \geq 10.77}$**KN.m**

Et : $(1+0.3\alpha)M_{01} \geq 1.05M_{01} \rightarrow \mathbf{16.54 \geq 15.14}$ $\boldsymbol{CV}$

$b)\ M_t \geq$0.674x14.42 → $\boldsymbol{M_t \geq 9.72}$

On prend : $\boldsymbol{M_{tAB} = 10.77}$ **Kn.m**

- **Travée intermédiaire *B – C :***

$a)\ M_{tBC} \geq 1.147M_{02} - \frac{M_2+M_3}{2} \rightarrow \boldsymbol{M_{tBC}} \geq$1.147x13.21 − 6.25 =8.90 → $\boldsymbol{M_{tBC} \geq 8.91}$**KN.m**

Et : $(1+0.3\alpha)M_{02} \geq 1.05M_{02} \rightarrow \mathbf{15.15 \geq 13.87}$ $\boldsymbol{CV}$

$c)M_{tBC} \geq$ 0.574x13.21→$\boldsymbol{M_{tBC}} \geq$**7.58**

On prend : $\boldsymbol{M_{tBC} = 8.91}$ **Kn.m**

- **Travée intermédiaire *C– D :***

a)$M_{tCD} \geq 1.147M_{03} - \frac{M_3+M_4}{2} \rightarrow \boldsymbol{M_{tCD}} \geq$1.147x10.60 − 5.28=6.88 → $\boldsymbol{M_{tCD} \geq}$**6.88KN.m**

Et : $(1+0.3\alpha)M_{03} \geq 1.05M_{03} \rightarrow \mathbf{12.15 \geq 11.13}$ $\boldsymbol{CV}$

$\boldsymbol{c)}\ \boldsymbol{M_{tCD}} \geq$0.574x10.60→ $\boldsymbol{M_{tCD} \geq 6.08}$

On prend : $\boldsymbol{M_{tCD} = 6.88}$**Kn.m**

- **Travée intermédiaire *D – E:***

$a)\ M_{tDE} \geq 1.147M_{04} - \frac{M_4+M_5}{2} \rightarrow \boldsymbol{M_{tDE}} \geq$1.147x13.21 −6.245=→ $\boldsymbol{M_{tDE} \geq 8.91}$**KN.m**

Et : $(1+0.3\alpha)M_{04} \geq 1.05M_{04} \rightarrow \mathbf{15.15 \geq 13.87}$ $\boldsymbol{CV}$

$\boldsymbol{c)}\ \boldsymbol{M_{tDE}} \geq$0.574x13.21 → $\boldsymbol{M_{tDE} \geq 7.58}$

On prend : $\boldsymbol{M_{tDE} = 8.91}$**Kn.m**

- **Travée de rive *E – F:***

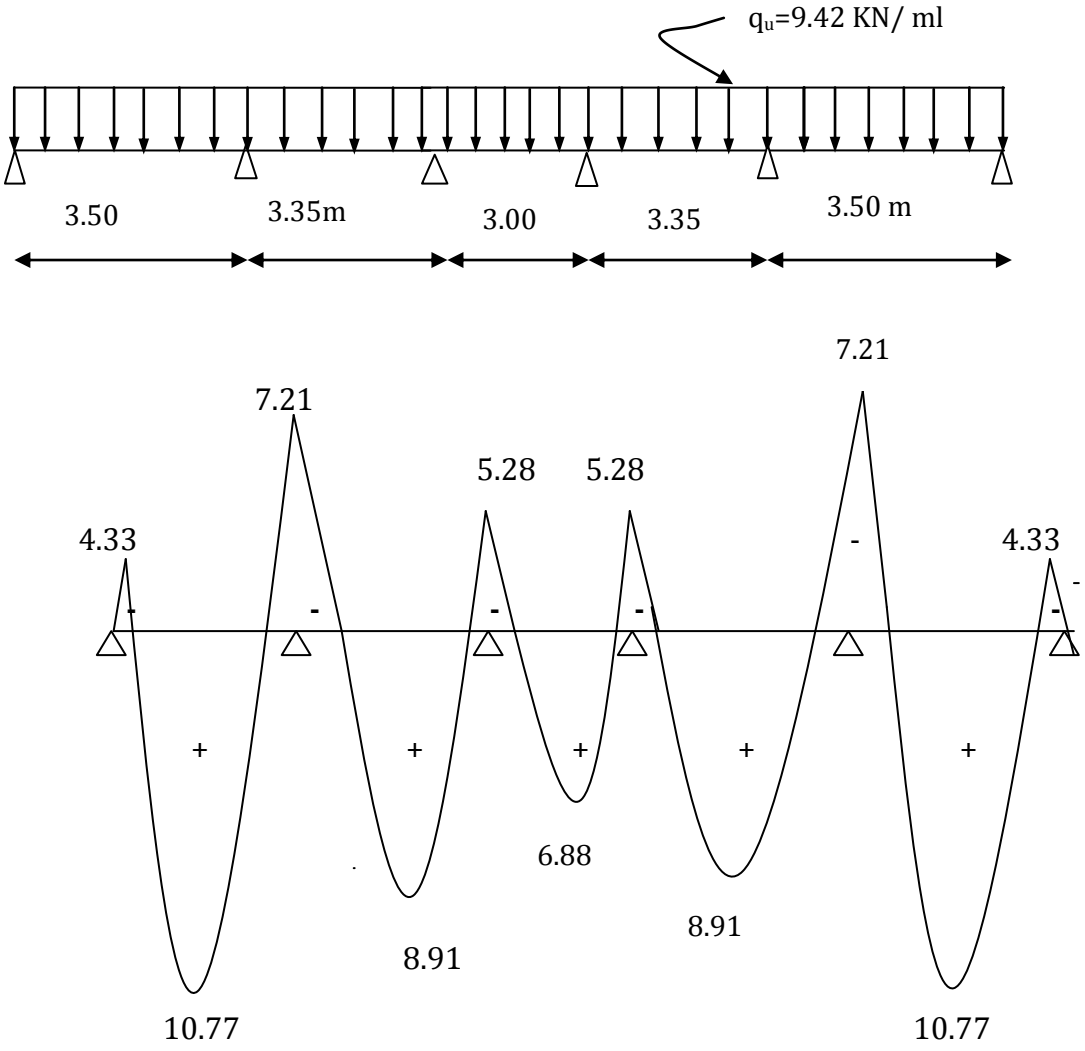
$a)\ M_{tEF} \geq 1.147M_{05} - \frac{M_5+M_6}{2} \rightarrow \boldsymbol{M_{tEF}} \geq 1.147\text{x}14.42 - 5.77 = \rightarrow \boldsymbol{M_{tEF} \geq 10.77\text{KN.m}}$

Et : $(1 + 0.3\alpha)M_{05} \geq 1.05M_{05} \rightarrow \boldsymbol{16.54 \geq 15.14}$ ***CV***

$\boldsymbol{b)\ M_{tEF}} \geq 0.674\text{x}14.42 \rightarrow\ \boldsymbol{M_{tEF} \geq 9.72}$

On prend : $\boldsymbol{M_{tEF} = 10.77\text{Kn.m}}$

Le diagramme des moments fléchissant:



FigIII-2-4 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELU en [KN]

- **Calcul de l'effort tranchant :**

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donné par la formule suivant:

T (x) = θ (x) + $\frac{M_{i+1}+M_i}{L_I}$

Avec : = θ (x = 0) = $\frac{q_u \times L}{2}$ et = θ (x = L) = $-\frac{q_u \times L}{2}$

$$\begin{cases} T_W = \frac{q_u \times L}{2} + \frac{M_{i+1}-M_i}{L_I} \\ T_e = -\frac{q_u \times L}{2} + \frac{M_{i+1}-M_i}{L_I} \end{cases}$$

T(x) : effort tranchant sur appui ;

θ(x) : effort tranchant de la travée isostatique ;

Mi et Mi+1 : moment sur appuis i, i+1 respectivement en valeur algébrique ;

Tw : effort tranchant sur appui gauche de la travée ;

Te : effort tranchant sur appui droit de la travée ;

L : longueur de la travée.

- **Travée AB :**

$$\begin{cases} T_A = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{9.42 \times 3.50}{2} + \frac{-7.21-(-4.33)}{3.50} = 15.66 \text{ KN} \\ T_B = -\frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -\frac{9.42 \times 3.50}{2} + \frac{-7.21-(-4.33)}{3.50} = -17.31 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Travée BC :**

$$\begin{cases} T_B = \frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{9.42 \times 3.35}{2} + \frac{-5.28-(-7.21)}{3.35} = 16.35 \text{ KN} \\ T_C = -\frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_c - M_A}{L_{BC}} = -\frac{9.42 \times 3.35}{2} + \frac{-5.28-(-7.21)}{3.35} = -15.20 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Travée CD :**

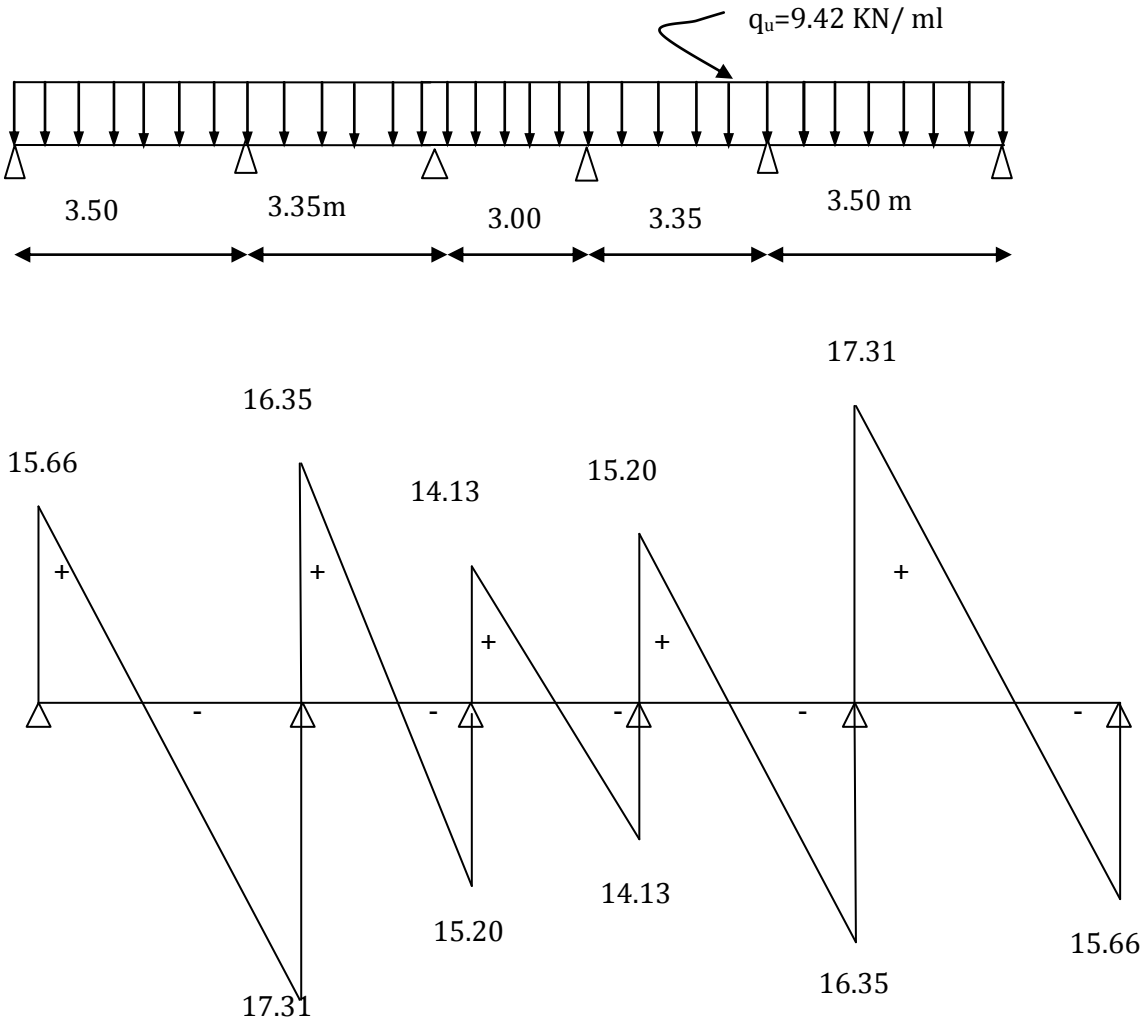
$$\begin{cases} T_C = \frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = \frac{9.42 \times 3.00}{2} + \frac{-5.28-(-5.28)}{3.00} = 14.13 \text{ KN} \\ T_D = -\frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = -\frac{9.42 \times 3.00}{2} + \frac{-5.28-(-5.28)}{3.00} = -14.13 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Travée DE :**

$$\begin{cases} T_D = \frac{q_u \times L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = \frac{9.42 \times 3.35}{2} + \frac{-7.21-(-5.28)}{3.35} = 15.20 \text{ KN} \\ T_E = -\frac{q_u \times L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = -\frac{9.42 \times 3.35}{2} + \frac{-7.21-(-5.28)}{3.35} = -16.35 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Travée EF :**

$$\begin{cases} T_E = \frac{q_u \times L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = \frac{9.42 \times 3.50}{2} + \frac{-4.33-(-7.21)}{3.50} = 17.31 \text{ KN} \\ T_F = -\frac{q_u \times L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = -\frac{9.42 \times 3.50}{2} + \frac{-4.33-(-7.21)}{3.50} = -15.66 \text{KN} \end{cases}$$



FigIII-2-5 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU en KN

Conclusion

M_{ut}^{max} **=10.77 Kn.m** ; $M_{ua}^{max} = 7.21\ Kn.m$; $T_u^{max} = 17.31\ Kn$

❖ **Calcul des armatures :**

➢ **Ferraillage De La Poutrelle à L'ELU :**

La poutrelle sera calculée comme une section en (T) avec les caractéristiques géométriques Suivantes : b = 65cm; b0=12cm; h = 20cm; h0=4cm; d = 18cm

Armatures longitudinales

- **En travées** : $\mathbf{M_{ut}^{max}}$ **=10.77 Kn.m**

1-calcul du moment équilibré par la table de compression:

$\boldsymbol{M_0 = b.h_0\,(d.h_0/2)\,f_{bc}}$ **Avec :** $\boldsymbol{f_{bc} = 14.2\ Mpa}$

$= 0{,}65\times0{,}04(0{,}18-0{,}04/2)14.2\times 10^3 = 59{,}072$ KN.m

$\boldsymbol{M_{ut}^{max} < M_0}$ $\Longrightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé, la section en T se calcule comme une section Rectangulaire de largeur (b=65cm) et de hauteur (h=20cm).

$\mu = \frac{M^{max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10.77\times10^5}{65\times18^2\times14.2\times10^2}$=0.036

μ =0.036<μ_1= 0.392 → Donc la section est simplement armée (*S S A)*

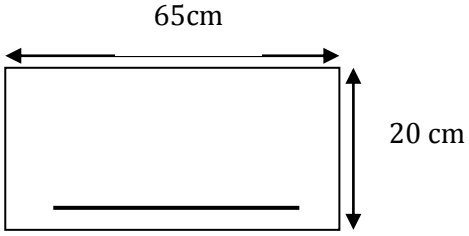
Du tableau (**pierre Charon**) on tire : β

Tableau

μ =0.036 ⟶ $\beta = 0.982$

$A_{St} = \frac{M_t^{max}}{\beta.d\times\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{10.77\times10^5}{0.982\times18\times\frac{400\times10^2}{1.15}}$ =**1.77cm²**

Soit : **Aadp=3HA10= 2.35 cm²**



- **Aux appuis**

Puisque le béton tendu est négligeable, on fera nos calcul pout une section rectangulaire de section (bxh) = (12 x20) cm.

$\mu = \frac{M_a^{max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{\mathbf{7.21}\times10^5}{12\times18^2\times14.2\times10^2}$ =0.130

μ =0.130 < μ_1= 0.392 → *S S A*

Tableau

μ =0.130 ⟶ $\beta = 0.930$

$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta d\sigma_s} = \frac{7.21\times10^5}{0.930\times18\times348\times10^2}$ =1.24 cm²

Soit **A_{adp}=2HA10= 1.57 cm².**

Conclusion :

En travée : **3HA10 = 2.35 cm2.**

Aux appuis : 2HA10= 1.57 cm².

Armatures transversales : :(Art 7.2.2/BAEL91)

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné comme suit :

$\varphi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \varphi_{max}\right\}$

$\varphi_t \leq min\left\{\frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 1\right\}$ = 0.57 cm

Avec : Ømax : c'est le diamètre maximal des armatures longitudinales.

$\varphi_t \leq$0,57cm On prend φ_t =6mm

La section des armatures transversals:

On choisira un cadre de $\varphi 6 => A_t$ =2T6 =0.56 cm²

Espacement des armatures transversales (Art.5.1, 22 /BAEL 91)

$S_t \leq$ min (0.9d ; 40 cm)

$S_t \leq$ min (16.2 ; 40 cm)

Soit: S_t =15 cm.

- **Verifications à l'ELU**

a-Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton : (Art. A.6.13/BAEL91)

On doit vérifier que : $\boldsymbol{\tau se \leq \overline{\tau}_{se}} = \Psi_s \times f_{t28}$ $\Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1$ =3.15 Mpa

Avec : Ψ : Coefficient de scellement. **=1.5** (pour les aciers H.A).

$\boldsymbol{\tau_{se}} = \frac{\boldsymbol{T_{max}}}{\mathbf{0.9d \sum u_i}}$

$\begin{cases} \sum \boldsymbol{u_i} \text{ Somme de périmètres utiles des barres} \\ \sum \boldsymbol{u_i} = \mathbf{n\ \pi\ \emptyset} \end{cases}$

Avec : **n** : Nombre e barres.

***En travée :**

$\sum u_i$ =3×3.14×10=94.20mm

$\tau_{se} = \frac{17.31\times10^3}{0.9\times180\times94.2} = 1.134\ Mpa$

$\boldsymbol{\tau_{se} = 1.134\ Mpa < \overline{\tau}_{se} = 3.15}$ **Mpa …… La condition est vérifié**

Donc : Pas de risque d'entrainement des barres.

***Aux appuis** :

$\sum u_i$=2×3.14×10=62.8mm.

$\tau_{se} = \frac{17.31\times10^3}{0.9\times180\times62.8} = 1.70\ Mpa$

$\boldsymbol{\tau_{se} = 1.70Mpa < \overline{\tau}_{se} = 3.15}$ **Mpa……. La condition est vérifiée**

Donc : Pas de risque d'entrainement des barres.

b)-Longueur de scellement droit : (Art .A.6.1.221.BAEL91 mod99)

$\boldsymbol{l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_u}}$ Telque : $\begin{cases} \tau_u = 0.6\ \Psi_s{}^2\ f_{t\,28} \\ \emptyset = 10\text{mm} \\ \tau_u = 0.6\times 1.5^2\times 2.1 = 2.835\text{MPa}. \end{cases}$

$l_s = \frac{1\times 400}{4\times 2.835} = 35.27\ cm$

Pour les aciers à haute adhérence **FeE400, l_s=40cm.**

c-La longueur d'ancrage d'après l'article (**Art A.6.1.253 BAEL91 mod99)**

$l_c = 0.4\ l_s \Rightarrow \quad l_c$ =0.4×40=16cm.

Avec : $\boldsymbol{l_s}$: longueur de scellement droit.

$\boldsymbol{l_c}$: Longueur d'ancrage

C/ condition de non fragilité :

- **En travées**

On doit vérifier que :

A ≥Amin = 0,23bd f_{t28} /fe.

Amin = 0,23 ×65 ×18 ×2,1/400 = 1,41cm² <**A_{adop} = 2.35cm²……...Condition vérifiée**.

- **Aux appuis :**

Amin = 0,23 ×12 ×18 ×2,1/400 = 0,26cm2 < **A=1,57cm2……. Condition vérifiée.**

d)-Vérification au cisaillement :(Art A.5.1 ,1 BAEL91 mod99)

- Les fissurations peu nuisibles :

$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau}_u = \min(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa)$

$\overline{\tau}_u = \min(3.33; 5Mpa)$ =3.33MPa.

Tu=T_u^{max}=17.31 KN.

$\tau_u = \frac{17.31\times 10^3}{120\times 180} = 0.80Mpa$

$\boldsymbol{\tau_u < \overline{\tau}_u}$ **…….. Pas de risque de cisaillement.**

e) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art. A5.1.313/BAEL91)

On doit vérifier que : $T_U^{max} \leq 0.4 \times b_0 \times a\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ Avec : a =0.9d

$T_U^{max} \leq 0.4 \times 0.12 \times 0.9 \times 0.18\ \frac{25\times 10^3}{1.5}$ =129.6 KN

- **Appuis de rive :**

T_U^{max} =15.66 KN < 129.6KN…… **Condition vérifiée.**

- **Appuis intermédiaires :**

T_U^{max} = 17.31KN < 129.6 KN**…….Condition vérifiée**.

f) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

On doit vérifiée que : $A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e}\left(T_u^{max} + \frac{M^{max}}{0.9d}\right)$

- **Appuis de rive :**

$A_a = 1.57\ cm^2 \geq \frac{1.15}{400\times 10^{-1}}\left(15.66 - \frac{4.33}{0.9\times 0.18}\right) = -0.32$ cm²…….. . **condition vérifiée**.

- **Appuis intermédiaires :**

$A_a = 1.57\ cm^2 \geq \frac{1.15}{400\times10^{-1}}\left(17.31 - \frac{7.21}{0.9\times0.18}\right) = -0.78\ cm^2$…… **condition vérifiée**

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

On doit vérifiée que : $\sigma_{bc}^{max} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$\overline{\sigma_{bc}} = 1.3\frac{f_{c28}}{\gamma_s} = 1.3\frac{25}{1.5}$ 21.67 MPa

$\sigma_{bc}^{max} = \frac{T_u^{max}}{a.b_0} = \frac{17.31\times10^3}{0.9\times180\times120}$ =0.89 MPa

$\boldsymbol{\sigma_{bc}^{max} = 0.89 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 21.67}$ **…… condition vérifiée**

➢ **Calcul à l'ELS :**

a)-Combinaison de charge :

qs= G+Q=6.62KN/ml.

b)-Les efforts internes :

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, pour obtenir les Résultats de calcule à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient q_s / q_u

$q_s/q_u = 6.62/9.42 = 0.703$ ⟹ $\boldsymbol{\frac{q_s}{q_u} = 0.703}$

❖ **Calcul des moments fléchissant :**

***Aux appuis :**

MA= - 4.33×0.703= -3.04 KN.m
MB= -7.21×0.703= -5.07 KN.m
MC= -5.28×0.703= -3.71 KN.m
MD= -5.28×0.703= -3.71 KN.m
M_E = -7.21×0.703= -5.07 KN.m
MF= - 4.33×0.703= - 3.04KN.m

***En travée:**

M_{tAB}=10.77×0.703=7.57 KN.m
M_{tBC}=8.91×0.703=6.26 KN.m
M_{tCD}=6.88×0.703=4.84 KN.m
M_{tDE}=8.91×0.703=6.26 KN.m
M_{tEF}=10.77×0.703=7.57 KN.m

❖ **Calcul des efforts tranchants:**

Avec : Ts=**0.703Tu.**

T_A= 15.66×0.703=11.00 Kn

T_B= −17.31×0.703= -12.16 Kn

$T_B^{'}$= 16.35×0.703=11.49 Kn

T_C= −15.20×0.703=-10.69 Kn

$T_C^{'}$= 14.13×0.703=9.93 Kn

T_D= −14.13×0.703= -9.93Kn

$T_D^{'}$= 15.20×0.703=10.69 Kn

T_E= −16.35×0.703=-11.49Kn

$T_E^{'}$= 17.31×0.703=12.16 Kn

T_F= −15.66×0.703=-11.00Kn

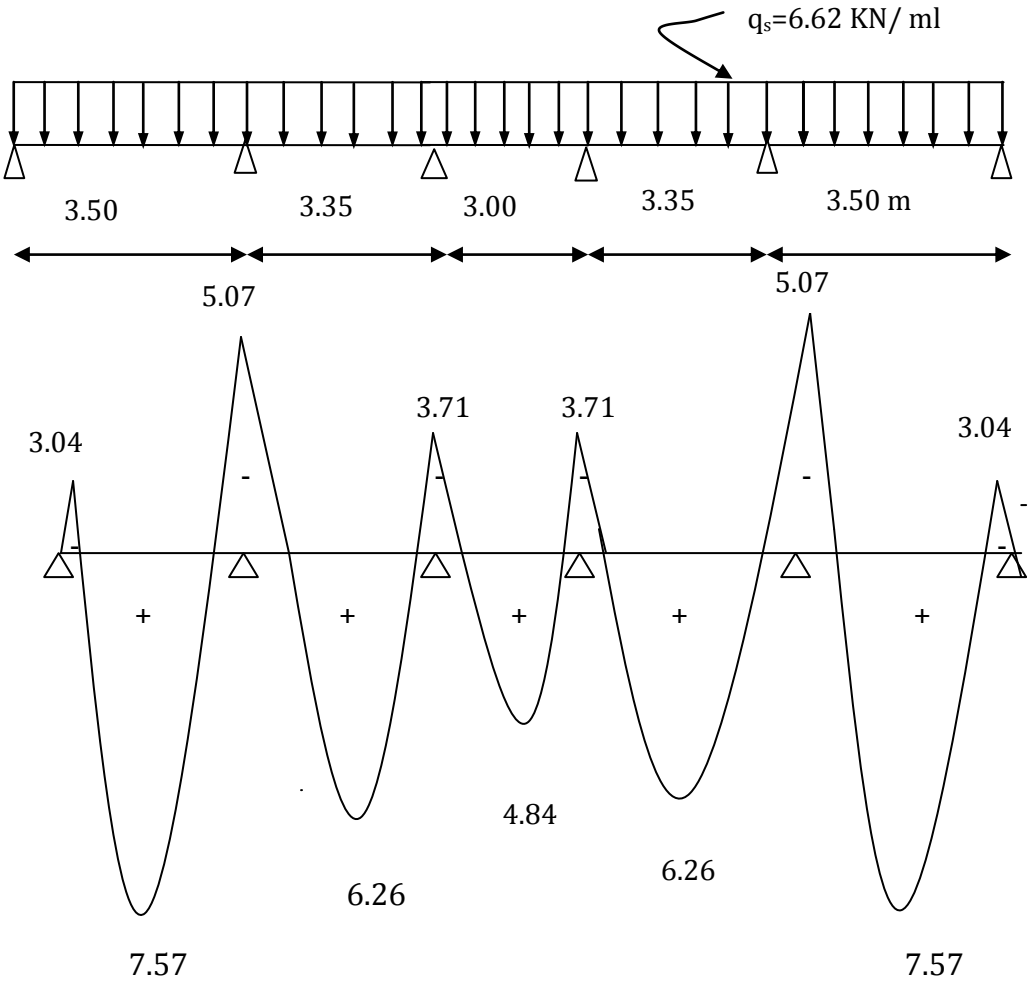
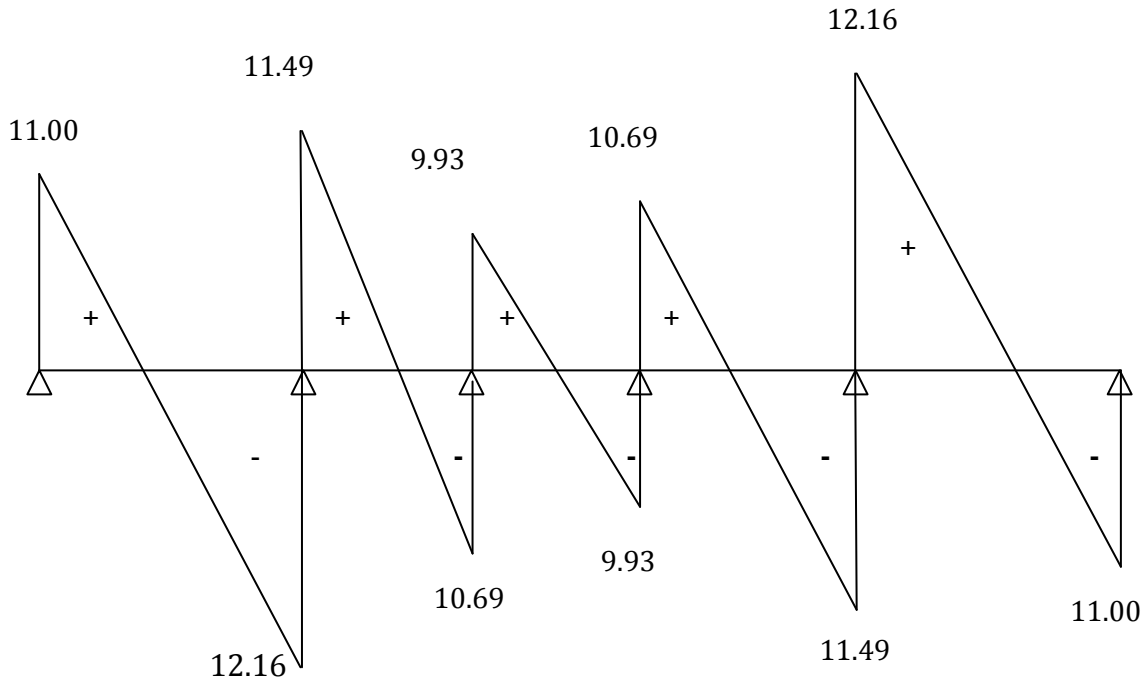


Fig III-2-6-Diagramme des moments à l'ELS en [KN]



FigIII-2-7– Diagramme des efforts tranchants a L'ELS

- **Vérification à l'ELS:**

a)-Etat limite d'ouverture des fissures:

Les fissurations dans les éléments situés dans les locaux couverts peu nuisibles, dans ce cas y'a pas de vérification à effectuer, sauf que $\boldsymbol{\sigma_S \leq \overline{\sigma}_S = \frac{f_e}{\gamma_s}}$

b)- Vérification des contraintes : (Art A.4.5.2/BAEL 91)**:**

****Aux appuis :**

- **Dans le béton**

On doit vérifier **:** $\boldsymbol{\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15\ Mpa}$

Avec :

$\overline{\boldsymbol{\sigma}}_{\boldsymbol{bc}}$: Contrainte de béton à la compression à l'ELS.

La section d'armature adoptée à l'ELU est : **Aa=2HA10= 1.57 cm².**

$\boldsymbol{\rho_1 = \frac{100 A_a}{b_0 d}} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.727$ **Donc** $\boldsymbol{\rho_1 = 0.727 \rightarrow \{\beta 1 = 0.877, K1 = 25.65\}}$

$\boldsymbol{\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times A_{sa} \times d}} = \frac{5.07 \times 10^6}{0.877 \times 1.57 \times 10^2 \times 18 \times 10} = 204.57 Mpa$

$\boldsymbol{\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{204.57}{25.65} = 7.98 Mpa \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15\ Mpa}$ **…….. Condition vérifiée.**

- **Dans les aciers :**
  - ✓ On doit vérifier **:** $\boldsymbol{\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 348\ Mpa}$

  $\boldsymbol{\sigma_s = 204.57 Mpa \leq \overline{\sigma}_s = 348\ Mpa}$ **……. Condition vérifiée.**

****En travées :**

- **Dans le béton**

  $\boldsymbol{\rho_1 = \frac{100 A_t}{b_0 d}} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.09$ **Donc** $\boldsymbol{\rho_1 = 1.09 \rightarrow \{\beta 1 = 0.856, K1 = 19.72\}}$

  $\boldsymbol{\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times A_{st} \times d}} = \frac{7.57 \times 10^6}{0.856 \times 2.35 \times 10^2 \times 18 \times 10} = 209.07\ Mpa$

  $\boldsymbol{\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{209.07}{19.72} = 10.60 Mpa \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15\ Mpa}$ ……**Condition vérifiée.**

- **Dans les aciers :**
  - ✓ On doit vérifier **:** $\boldsymbol{\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 348\ Mpa}$

  $\boldsymbol{\sigma_s = 209.07\ Mpa \leq \overline{\sigma}_s = 348\ Mpa}$ **…….. Condition vérifiée**

c)Etat limite de déformation: (Art B.6.5.1/BAEL91)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10M_0}$
- $\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

⟹

h : hauteur de la section est égale à 20 cm.

L : portée libre est égale à 350 cm.

A : section des armatures tendues.

$\mathbf{M}_{st}$: moment fléchissant max en travée.

M0 : moment max de la travée isostatique

- ✓ $\frac{20}{350} = 0.057 < \frac{1}{16} = 0.0625$ **…….....Condition non vérifiée.**
- ✓ $\frac{20}{350} = 0.057 \geq \frac{7.57}{10 \times 14.42} = 0.052$**…… Condition vérifiée.**
- ✓ $\frac{2.35}{65 \times 18} = 0.002 \leq \frac{4.2}{400} = 0.011$**…… Condition vérifiée.**

La 1 er conditions n est pas vérifies, donc le calcul de la flèche est indispensable.

d) Calcul de la flèche:

On doit vérifier que : $\boldsymbol{f \leq \overline{f}}$

$\overline{f} = l/500$ =$3500/500 = 7$mm

$f = \frac{M_{st} l^2}{10 E_V I_{fv}}$

Avec : $\overline{\boldsymbol{f}}$: Flèche admissible.

$\boldsymbol{E_V}$: Module de déformation différé.

$\boldsymbol{E_V = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 3700\sqrt[3]{25}}$ **=10818.87 Mpa**

$\boldsymbol{I_{fv}}$: Inertie fictive pour les charges de longue durée.

$\boldsymbol{I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1+\mu+\lambda_v}}$

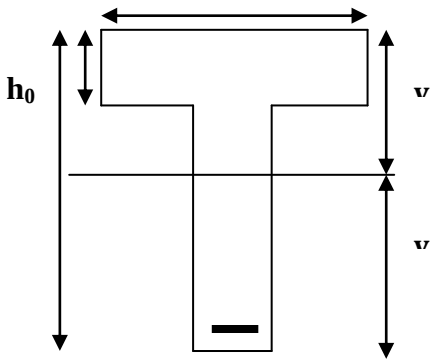
I_0: Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité de la section (n=$E_S/E_b = 15$)

****Aire de la section homogénéisée :**

$B_0 = B + nA = b_0 h + (b - b_0)h_0 + 15A_t$

$=12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2.35$

B0=487.25cm



****Calcul de : Y_1 et Y_2**

y_1: *position de l'axe neutre*

Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :

$S/xx = b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_0)h_0 \times \frac{h_0}{2} + 15\, A_t\, d$

$= b_0 \times \frac{h^2}{2} + (b - b_0)\frac{h_0^2}{2} + 15\, A_t\, d$

$= 12 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 12)\frac{4^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 18$

S/xx =3458.5 cm²

$$y_1 = \frac{S/xx}{B_0} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.10\ cm$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.10 = 12.90\ cm$$

I_0:Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité:

$$I_0 = \frac{b_0}{3}(y_1^3 + y_2^3) + (b - b_0)h_0\left[\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2}\right)\right] + 15A_t(y_2 - c)^2$$

$$= \frac{12}{3}(7.1^3 + 12.90^3) + (65 - 12) \times 4\left[\frac{4^2}{12} + (7.1 - \frac{4}{2})^2\right] + 15 \times 2.35(12.9 - 2)^2$$

$=10018.4+5796.79+4188.1$

$\boldsymbol{I_0}$ **=20003.29cm⁴**

****Calcul des coefficients : ρ; λ_V; μ; I_{fv}**

- ✓ $\boldsymbol{\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.011 \Longrightarrow \beta = 0.982}$
- ✓ $\boldsymbol{\lambda_V = \frac{0.02 f_{t28}}{\left[2+3\frac{b_0}{b}\right]\times\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left[2+3\times\frac{12}{65}\right]\times 0.0108} = 1.52}$
- ✓ $\boldsymbol{\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta . d . A_t} = \frac{7.57\times10^6}{0.982\times180\times235} = 182.24 Mpa}$
- ✓ $\boldsymbol{\mu = max\left\{1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}; 0\right\} = max\left\{1 - \frac{1.75\times2.1}{4\times0.0108\times209.07+2.1}; 0\right\} = 0.33}$
- ✓ $\boldsymbol{I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1+\mu\times\lambda_v} = \frac{1.1\times20003.29}{1+0.33\times1.52}}$ **=14653.45 cm⁴**

D'ou la flèche

$$\boldsymbol{f = \frac{M_{st}\, l^2}{10\, E_V\, I_{fv}} = \frac{7.57\times3.50^2}{10\times10818.87\times10^3\times14653.45\times10^{-8}} = 0.0058m = 5.8mm < \overline{f} = 6.1mm}$$

$\boldsymbol{f = 5.8mm < \overline{f} = 6.1mm}$**……Condition vérifiée**

- **Règle forfaitaire des longueurs de chapeaux :(Art E1.3/BAEL99 Modifiés99)**

Les travées successives de la poutrelle sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25, donc les chapeaux sur appuis doivent déborder du nu de l'appui d'au moins :

- $\frac{1}{5}$ de la longueur de la plus grande travée voisine si l'appui n'appartient pas à une travée de rive.
- $\frac{1}{4}$ de la longueur de la plus grande travée voisine si l'appui appartient à une travée de rive.

AN :

1- **Sur appuis de rive :** $L_1 = \frac{L_{max}}{4} = \frac{350}{4} = \mathbf{87.5}\boldsymbol{cm}$

2- 2- Sur appuis intermédiaires : $L_2 = \frac{L_{max}}{5} = \frac{335}{5} = \mathbf{67}\boldsymbol{cm}$

❖ **Plancher étage courant :**

***Charge permanente** G=5.18×0.65=3.367 KN/ ml
***Charge d'exploitation** Q=1.5×0.65=0.975 KN/ ml.

➢ **Les combinaisons des charges :**

- **ELU** : qu = 1,35 G + 1,5 Q =>qu =6.00 KN/ml
- **ELS** : qs = G + Q =>qs =4.342 KN/m

▪ **Calcul le rapport de charg**e :
α=0.975/(0.975+3.367)=0.22 KN/ml

✓ 1+0.3α=1.066
✓ (1+0.3α)/2=0.533
✓ (1.2+0.3α)/2=0.633

▪ **Calcul des moments fléchissant:**

- Calcul du moment isostatique *M0* à l'ELU :

M_{01}=qu l² /8 =6.00× (3.50)² /8 = 9.19 KN .m
M_{02} =qu l² /8 =6.00 × (3.35)²/8 =8.42 KN.m
M_{03} =qu l² /8 =6.00 × (3.00)²/8 =6.75 KN.m
M_{04}=qu l² /8 =6.00 × (3.35)²/8 = 8.42 KN.m
M_{05}=qu l² /8 =6.00 × (3.50)²/8 =9.19 KN.m

Travée	**A – B**	**B - C**	**C – D**	**D - E**	**E – F**
L(m)	3.50	3.35	3.00	3.35	3.50
M0	9.19	8.42	6.75	8.42	9.19

-Moments aux appuis :

M_A= 0.3×M_{01} = 0.3 × 9.19 = 2.76 KN.m
M_B =Max [0.5 (M_{01} ; M_{02}) =Max [0.5 (9.19; 8.42) = 4.60KN.
M_C = Max [0.4 ($M_{02;}$ M_{03}) = 0.4×8.42= 3.37KN.m
M_D =Max [0.4 (M_{03} ; M_{04}) = 0.4 ×8.42= 3.37KN.m
M_E = Max [0.5(M_{04} ; M_{05}) = 0.5 × 9.19= 4.60KN.m
M_F= Max 0.3× M_{05} = 0.3×9.19 = 2.76 KN.m

Coefficient Forfaitaire β	0.3	0.5	0.4	0.4	0.5	0.3
M appui	2.76	4.60	3.37	3.37	4.60	2.76

-Moments En travées :

- **Travée de rive A – B :**

$a)\ M_{tAB} \geq 1.066M_{01} - \frac{M_1+M_2}{2} \rightarrow \boldsymbol{M_{tAB}} \geq 1.066\text{x}9.19 - 3.68 = 6.12 \rightarrow \boldsymbol{M_{tAB} \geq 6.12\text{KN.m}}$

Et : $(1+0.3\alpha)M_{01} \geq 1.05M_{01} \rightarrow \boldsymbol{9.80 \geq 9.65}$ $\boldsymbol{CV}$

$b)\ M_t \geq 0.633\text{x}9.19 \rightarrow \boldsymbol{M_t \geq 5.82}$

On prend : $\boldsymbol{M_{tAB} = 6.12\ \text{Kn.m}}$

- **Travée intermédiaire *B – C :***

$a)\ M_{tBC} \geq 1.066M_{02} - \frac{M_2+M_3}{2} \rightarrow \boldsymbol{M_{tBC}} \geq 1.066\text{x}8.42 - 3.99 = 4.99 \rightarrow \boldsymbol{M_{tBC} \geq 4.99\text{KN.m}}$

Et : $(1+0.3\alpha)M_{02} \geq 1.05M_{02} \rightarrow \boldsymbol{8.98 \geq 8.84}$ $\boldsymbol{CV}$

$c)M_{tBC} \geq 0.533\text{x}8.42 \rightarrow \boldsymbol{M_{tBC} \geq 4.48}$

On prend : $\boldsymbol{M_{tBC} = 4.99\text{Kn.m}}$

- **Travée intermédiaire *C– D :***

$a)\ M_{tCD} \geq 1.066M_{03} - \frac{M_3+M_4}{2} \rightarrow \boldsymbol{M_{tCD}} \geq 1.066\text{x}6.75 - 3.37 = 7.19 \rightarrow \boldsymbol{M_{tCD} \geq 3.83\text{KN.m}}$

Et : $(1+0.3\alpha)M_{03} \geq 1.05M_{03} \rightarrow \boldsymbol{7.20 \geq 7.09}$ $\boldsymbol{CV}$

$\boldsymbol{c)\ M_{tCD}} \geq 0.533\text{x}6.75 \rightarrow \boldsymbol{M_{tCD} \geq 3.60}$

On prend : $\boldsymbol{M_{tCD} = 3.83\text{Kn.m}}$

- **Travée intermediaries *D – E:***

$a)\ M_{tDE} \geq 1.066M_{04} - \frac{M_4+M_5}{2} \rightarrow \boldsymbol{M_{tDE}} \geq 1.066\text{x}8.42 - 3.99 = \rightarrow \boldsymbol{M_{tDE} \geq 4.99\text{KN.m}}$

Et : $(1+0.3\alpha)M_{04} \geq 1.05M_{04} \rightarrow \boldsymbol{8.98 \geq 8.84}$ $\boldsymbol{CV}$

$\boldsymbol{c)\ M_{tDE}} \geq 0.533\text{x}8.42 \rightarrow \boldsymbol{M_{tDE} \geq 4.48}$

On prend : $\boldsymbol{M_{tDE} = 4.99\text{Kn.m}}$

- **Travée de rive *E – F:***

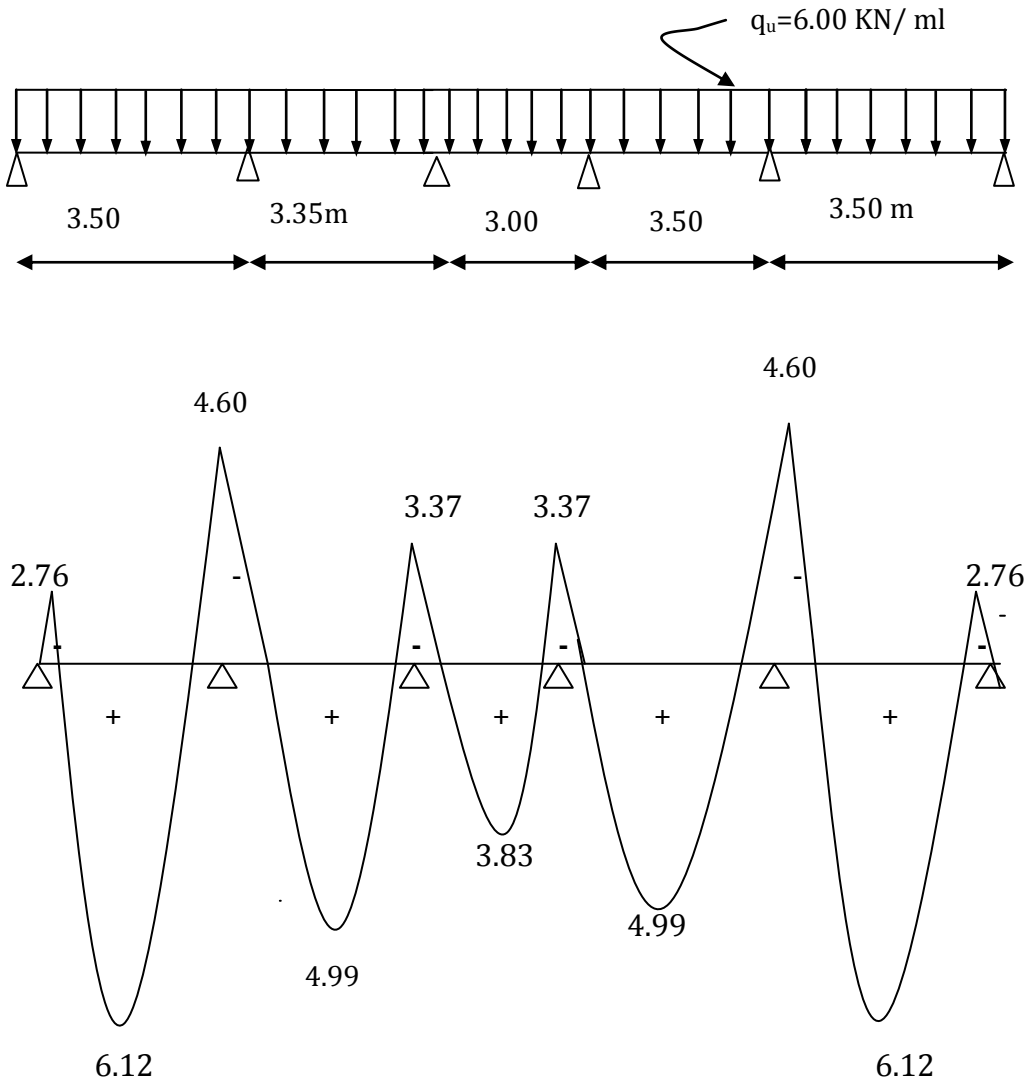
$a)\ M_{tEF} \geq 1.066M_{05} - \frac{M_5+M_6}{2} \rightarrow \boldsymbol{M_{tEF}} \geq 1.066\text{x}9.19 - 3.68 = \rightarrow \boldsymbol{M_{tEF} \geq 6.12\text{KN.m}}$

Et : $(1+0.3\alpha)M_{05} \geq 1.05M_{05} \rightarrow \boldsymbol{9.80 \geq 9.65}$ $\boldsymbol{CV}$

$\boldsymbol{b)\ M_{tEF}} \geq 0.633\text{x}9.19 \rightarrow \boldsymbol{M_{tEF} \geq 5.82}$

On prend : $\boldsymbol{M_{tEF} = 6.12\text{Kn.m}}$

Le diagramme des moments fléchissant:



FigIII-2-8 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELU en [KN]

- **Calcul de l'effort tranchant :**

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donné par la formule suivant:

T (x) = θ (x) + $\frac{M_{i+1}+M_i}{L_I}$

Avec : = θ (x = 0) = $\frac{q_{u\times L}}{2}$ et = θ (x = L) = $-\frac{q_{u\times L}}{2}$

$$\begin{cases} T_W = \frac{q_{u\times L}}{2} + \frac{M_{i+1}-M_i}{L_I} \\ T_e = -\frac{q_{u\times L}}{2} + \frac{M_{i+1}-M_i}{L_I} \end{cases}$$

T(x) : effort tranchant sur appui ;

θ(x) : effort tranchant de la travée isostatique ;

Mi et Mi+1 : moment sur appuis i, i+1 respectivement en valeur algébrique ;

Tw : effort tranchant sur appui gauche de la travée ;

Te : effort tranchant sur appui droit de la travée ;

L : longueur de la travée.

- **Travée AB :**

$$\begin{cases} T_A = \frac{q_u\times L_{AB}}{2} + \frac{M_B-M_A}{L_{AB}} = \frac{6.00\times 3.50}{2} + \frac{-4.60-(-2.76)}{3.50} = 9.97 \text{ KN} \\ T_B = -\frac{q_u\times L_{AB}}{2} + \frac{M_B-M_A}{L_{AB}} = -\frac{6.00\times 3.50}{2} + \frac{-4.60-(-2.76)}{3.50} = -11.03 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Travée BC :**

$$\begin{cases} T_B = \frac{q_u\times L_{BC}}{2} + \frac{M_C-M_B}{L_{BC}} = \frac{6.00\times 3.35}{2} + \frac{-3.37-(-4.60)}{3.35} = 10.42 \text{KN} \\ T_C = -\frac{q_u\times L_{AB}}{2} + \frac{M_c-M_B}{L_{BC}} = -\frac{6.00\times 3.35}{2} + \frac{-3.37-(-4.60)}{3.35} = -9.69 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Travée CD :**

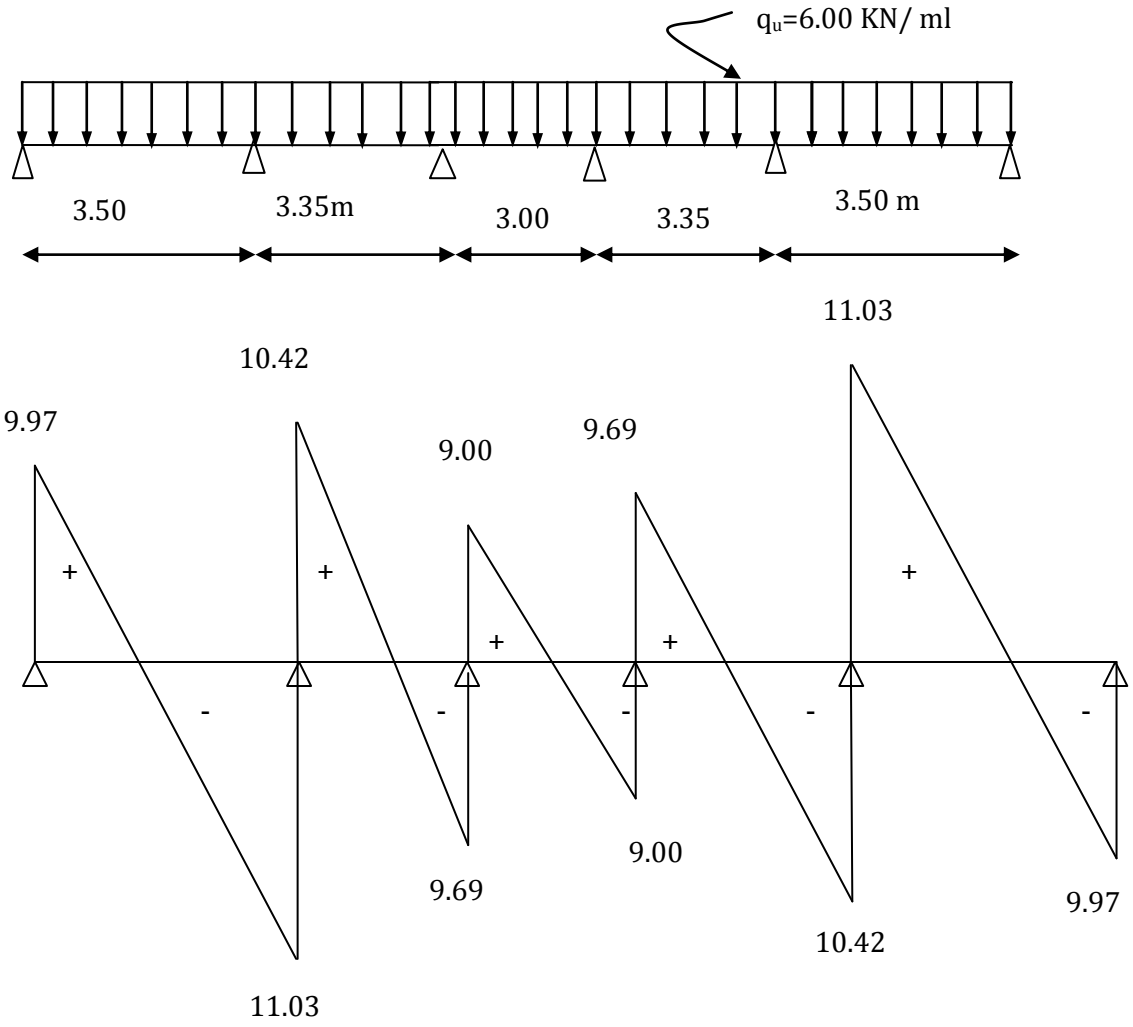
$$\begin{cases} T_C = \frac{q_u\times L_{CD}}{2} + \frac{M_D-M_C}{L_{CD}} = \frac{6.00\times 3.00}{2} + \frac{-3.37-(-3.37)}{3.00} = 9 \text{ KN} \\ T_D = -\frac{q_u\times L_{CD}}{2} + \frac{M_D-M_C}{L_{CD}} = -\frac{6.00\times 3.00}{2} + \frac{-3.37-(-3.37)}{3.00} = -9 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Travée DE :**

$$\begin{cases} T_D = \frac{q_u\times L_{DE}}{2} + \frac{M_E-M_D}{L_{DE}} = \frac{6.00\times 3.35}{2} + \frac{-4.60-(-3.37)}{3.35} = 9.69 \text{ KN} \\ T_E = -\frac{q_u\times L_{DE}}{2} + \frac{M_E-M_D}{L_{DE}} = -\frac{6.00\times 3.35}{2} + \frac{-4.60-(-3.37)}{3.35} = -10.42 \text{KN} \end{cases}$$

- **Travée EF :**

$$\begin{cases} T_E = \frac{q_u\times L_{EF}}{2} + \frac{M_F-M_E}{L_{EF}} = \frac{6.00\times 3.50}{2} + \frac{-2.76-(-4.60)}{3.50} = 11.03 \text{ KN} \\ T_F = -\frac{q_u\times L_{EF}}{2} + \frac{M_F-M_E}{L_{EF}} = -\frac{6.00\times 3.50}{2} + \frac{-2.76-(-4.60)}{3.50} = -9.97 \text{KN} \end{cases}$$



FigIII-2-9: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

Conclusion

M_{ut}^{max} **=6.12 Kn.m ;** $M_{ua}^{max} = 4.60\ Kn.m$ **;** $T_u^{max} = 11.03\ Kn$

❖ **Calcul des armatures :**

➢ **Ferraillage De La Poutrelle à L'ELU :**

La poutrelle sera calculée comme une section en (T) avec les caractéristiques géométriques Suivantes : b = 65cm; b0=12cm; h = 20cm; h0=4cm; d = 18cm

Armatures longitudinales

- **En travées** : $\mathbf{M_{ut}^{max}}$ **=6.12 Kn.m**

1-calcul du moment équilibré par la table de compression:

$\boldsymbol{M_0 = b.h_0\,(d.h_0/2)\,f_{bc}}$ **Avec :** $\boldsymbol{f_{bc} = 14.2\ Mpa}$

= 0,65×0,04(0,18-0,04/2)14.2× 10^3 =59,072 KN.m

$\boldsymbol{M_{ut}^{max} < M_0}$ ⟹ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé, la section en T se calcule comme une section Rectangulaire de largeur (b=65cm) et de hauteur (h=20cm).

$\mu = \frac{M^{max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.12\times10^5}{65\times18^2\times14.2\times10^2}$ = 0.020

μ =0.020<μ_1= 0.392 → Donc la section est simplement armée (*S S A)*

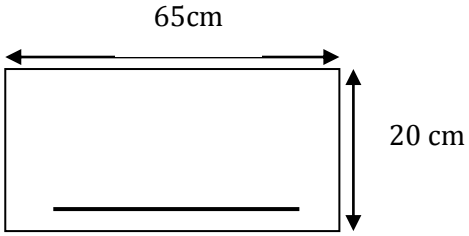
Du tableau (**pierre Charon**) on tire : β

Tableau

μ =0.020 ⟶ $\beta = 0.990$

$A_{St} = \frac{M_t^{max}}{\beta.d\times\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6.12\times10^5}{0.990\times18\times\frac{400\times10^2}{1.15}}$ =**0.98 cm²**

Soit : **Aadp=3HA10= 2.35 cm²**



- **Aux appuis**

Puisque le béton tendu est négligeable, on fera nos calcul pout une section rectangulaire de section (bxh) = (12 x20) cm.

$\mu = \frac{M_a^{max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{4.60\times10^5}{12\times18^2\times14.2\times10^2}$ =0.08

μ =0.08 < μ_1= 0.392 → *S S A*

Tableau

μ =0.08 ⟶ $\beta = 0.958$

$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta d\sigma_s} = \frac{4.60\times10^5}{0.958\times18\times348\times10^2}$ =0.76 cm²

Soit $\mathbf{A_{adp}}$**=1HA10= 0.76 cm².**

Conclusion :

En travée : **3HA10 = 2.35 cm2.**

Aux appuis : 1HA10= 0.78 cm².

Armatures transversales : :(Art 7.2.2/BAEL91)

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné comme suit :

$\varphi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \varphi_{max}\right\}$

$\varphi_t \leq min\left\{\frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 1\right\}$ = 0.57 cm

Avec : Ømax : c'est le diamètre maximal des armatures longitudinales.

$\varphi_t \leq$0,57cm On prend φ_t =6mm

La section des armatures transversals:

On choisira un cadre de $\varphi 6 => A_t$ =2T6 =0.56 cm²

Espacement des armatures transversales (Art.5.1, 22 /BAEL 91)

$S_t \leq$ min (0.9d ; 40 cm)

$S_t \leq$ min (16.2 ; 40 cm)

Soit: S_t =15 cm.

- **Verifications à l'ELU**

a-Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton : (Art. A.6.13/BAEL91)

On doit vérifier que : $\boldsymbol{\tau se \leq \overline{\tau}_{se}} = \Psi_s \times f_{t28}$ $\Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1$ =3.15 Mpa

Avec : Ψ : Coefficient de scellement. **=1.5** (pour les aciers H.A).

$\boldsymbol{\tau_{se}} = \frac{\boldsymbol{T_{max}}}{\boldsymbol{0.9d \sum u_i}}$

$\begin{cases} \sum \boldsymbol{u_i} \text{ Somme de périmètres utiles des barres} \\ \sum \boldsymbol{u_i} = \mathbf{n\ \pi\ \emptyset} \end{cases}$

Avec : **n** : Nombre e barres.

***En travée :**

$\sum u_i$ =3×3.14×10=94.20mm

$\tau_{se} = \frac{11.03\times10^3}{0.9\times180\times94.2} = 0.72\ Mpa$

$\boldsymbol{\tau_{se} = 0.72\ Mpa < \overline{\tau}_{se} = 3.15}$ **Mpa …… La condition est vérifié**

Donc : Pas de risque d'entrainement des barres.

***Aux appuis** :

$\sum u_i$=1×3.14×10=31.40mm.

$\tau_{se} = \frac{11.03\times10^3}{0.9\times180\times31.4} = 2.17Mpa$

$\boldsymbol{\tau_{se} = 2.17Mpa < \overline{\tau}_{se} = 3.15}$ **Mpa……. La condition est vérifiée**

Donc : Pas de risque d'entrainement des barres.

b)-Longueur de scellement droit : (Art .A.6.1.221.BAEL91 mod99)

$\boldsymbol{l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_u}}$ Telque : $\begin{cases} \tau_u = 0.6\ \Psi_s{}^2\ f_{t\,28} \\ \emptyset = 10\text{mm} \\ \tau_u = 0.6\times 1.5^2\times 2.1 = 2.835\text{MPa}. \end{cases}$

$l_s = \frac{1\times 400}{4\times 2.835} = 35.27\ cm$

Pour les aciers à haute adhérence **FeE400, l_s=40cm.**

c-La longueur d'ancrage d'après l'article (**Art A.6.1.253 BAEL91 mod99)**

$l_c = 0.4\ l_s \Rightarrow \quad l_c$ =0.4×40=16cm.

Avec : $\boldsymbol{l_s}$: longueur de scellement droit.

$\boldsymbol{l_c}$: Longueur d'ancrage

C/ condition de non fragilité :

- **En travées**

On doit vérifier que :

A ≥Amin = 0,23bd f_{t28} /fe.

Amin = 0,23 ×65 ×18 ×2,1/400 = 1,41cm² <**A_{adop} = 2.35cm²……...Condition vérifiée**.

- **Aux appuis :**

Amin = 0,23 ×12 ×18 ×2,1/400 = 0,26cm2 < **A=0.78cm2……. Condition vérifiée.**

d)-Vérification au cisaillement :(Art A.5.1 ,1 BAEL91 mod99)

- Les fissurations peu nuisibles :

$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau}_u = \min(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa)$

$\overline{\tau}_u = \min(3.33; 5Mpa)$ =3.33MPa.

Tu=T_u^{max}=11.03 KN.

$\tau_u = \frac{11.03\times 10^3}{120\times 180} = 0.51Mpa$

$\boldsymbol{\tau_u < \overline{\tau}_u}$ **…….. Pas de risque de cisaillement.**

e) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art. A5.1.313/BAEL91)

On doit vérifier que : $T_U^{max} \leq 0.4 \times b_0 \times a\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ Avec : a =0.9d

$T_U^{max} \leq 0.4 \times 0.12 \times 0.9 \times 0.18\ \frac{25\times 10^3}{1.5}$ =129.6 KN

- **Appuis de rive :**

T_U^{max} =9.97 KN < 129.6KN…… **Condition vérifiée.**

- **Appuis intermédiaires :**

T_U^{max} = 11.03KN < 129.6 KN**…….Condition vérifiée**.

f) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

On doit vérifiée que : $A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e}\left(T_u^{max} + \frac{M^{max}}{0.9d}\right)$

- **Appuis de rive :**

$A_a = 0.78\ cm^2 \geq \frac{1.15}{400\times10^{-1}}\left(9.97 - \frac{2.76}{0.9\times0.18}\right) = -0.20$ cm²…….. . **condition vérifiée**.

- **Appuis intermédiaires :**

$A_a = 0.78\ cm^2 \geq \frac{1.15}{400\times10^{-1}}\left(11.03 - \frac{4.60}{0.9\times0.18}\right) = -0.50$ cm²…… **condition vérifiée**

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

On doit vérifiée que : $\sigma_{bc}^{max} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$\overline{\sigma_{bc}} = 1.3\frac{f_{c28}}{\gamma_s} = 1.3\frac{25}{1.5}$ 21.67 MPa

$\sigma_{bc}^{max} = \frac{T_u^{max}}{a.b_0} = \frac{11.03\times10^3}{0.9\times180\times120} = 0.57$ MPa

$\boldsymbol{\sigma_{bc}^{max} = 0.57 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 21.67}$ **…… condition vérifiée**

➢ **Calcul à l'ELS :**

a)-Combinaison de charge :

qs= G+Q=4.342KN/ml.

b)-Les efforts internes :

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, pour obtenir les Résultats de calcule à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient q_s / q_u

$q_s/q_u = 4.342/\ 6.00 = 0.722$ ⟹ $\boldsymbol{\frac{q_s}{q_u} = 0.722}$

❖ **Calcul des moments fléchissant :**

***Aux appuis :**

M_A= - 2.76×0.722= -1.99 KN.m

M_B= -4.60×0.722= -3.32 KN.m

M_C= -3.37×0.722= -2.43 KN.m

M_D= -3.37×0.722= -2.43 KN.m

M_E = -4.60×0.722= -3.32 KN.m

M_F= - 2.76×0.722= - 1.99 KN.m

***En travée:**

M_{tAB}=6.12×0.722=4.42 KN.m

M_{tBC}=4.99×0.722=3.60 KN.m

M_{tCD}=3.83×0.722=2.77 KN.m

M_{tDE}=4.99×0.722=3.60 KN.m

M_{tEF}=6.12×0.722=4.42 KN.m

❖ **Calcul des efforts tranchants:**

Avec : Ts=**0.722Tu.**

T_A= 9.97×0.722=7.20 Kn

T_B= −11.03×0.722= -7.96 Kn

$T_B^{'}$= 10.42×0.722=7.52 Kn

T_C= −9.69×0.722=-6.99 Kn

$T_C^{'}$= 9.00×0.722= 6.50 Kn

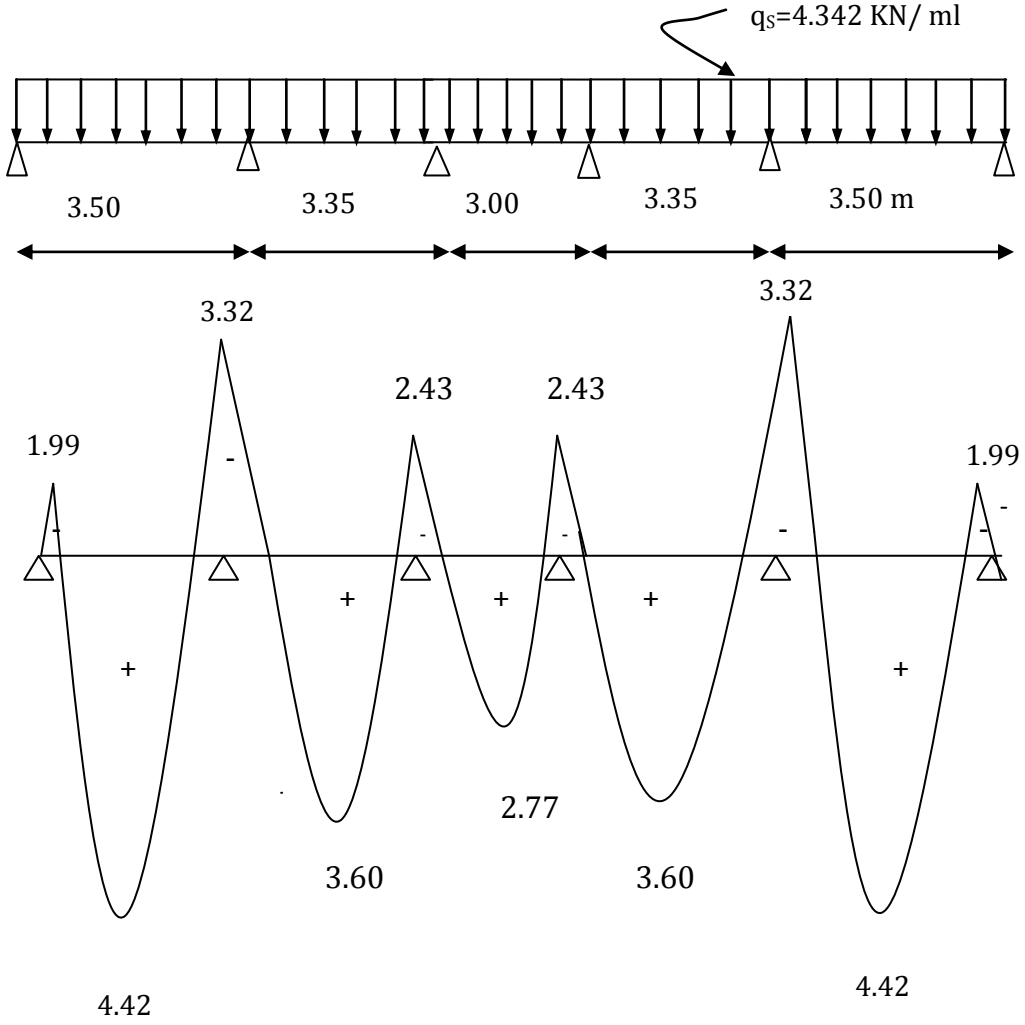
T_D= −9.00×0.722= -6.50Kn

$T_D^{'}$= 9.69×0.722= 6.99 Kn

T_E= −10.42×0.722=-7.52Kn

$T_E^{'}$= 11.03×0.722=7.96 Kn

T_F= −9.97×0.722= -7.20Kn



FigIII-2-10– Diagramme des moments fléchissant a L'ELS

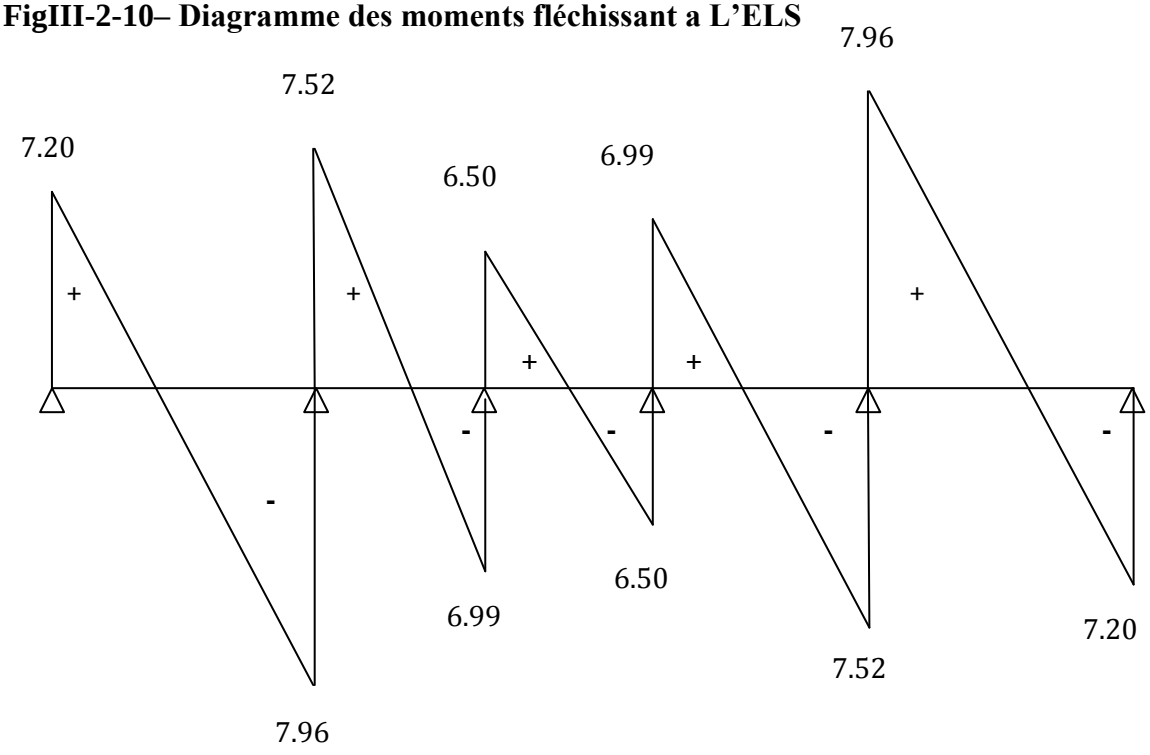


Fig III-2-11-Diagramme des efforts tranchant à l'ELS en KN

➢ **Verification à l'ELS:**

a)-Etat limite d'ouverture des fissures:

Les fissurations dans les éléments situés dans les locaux couverts peu nuisibles, dans ce cas y'a pas de vérification à effectuer, sauf que $\boldsymbol{\sigma_S \leq \overline{\sigma}_S = \frac{f_e}{\gamma_s}}$

b)- Vérification des contraintes : (Art A.4.5.2/BAEL 91)**:**

****Aux appuis:**

❖ **Dans le béton**

On doit vérifier **:** $\boldsymbol{\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15\ Mpa}$

Avec :

$\overline{\boldsymbol{\sigma}}_{\boldsymbol{bc}}$: Contrainte de béton à la compression à l'ELS.

La section d'armature adoptée à l'ELU est : **Aa=2HA10= 1.57 cm².**

$\boldsymbol{\rho_1 = \frac{100 A_a}{b_0 d}} = \frac{100 \times 0.78}{12 \times 18} = 0.361$ **Donc** $\boldsymbol{\rho_1 = 0.361 \rightarrow \{\beta 1 = 0.907, K1 = 38.76\}}$

$\boldsymbol{\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times A_{sa} \times d}} = \frac{3.32 \times 10^6}{0.907 \times 0.78 \times 10^2 \times 18 \times 10} = 260.71 Mpa$

$\boldsymbol{\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{260.71}{38.76} = 6.73 Mpa \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15\ Mpa}$ **…….. Condition vérifiée.**

❖ **Dans les aciers :**

✓ On doit vérifier **:** $\boldsymbol{\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 348\ Mpa}$

$\boldsymbol{\sigma_s = 260.71 Mpa \leq \overline{\sigma}_s = 348\ Mpa}$ **……. Condition vérifiée.**

****En travées :**

❖ **Dans le béton**

$\boldsymbol{\rho_1 = \frac{100 A_t}{b_0 d}} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.09$ **Donc** $\boldsymbol{\rho_1 = 1.09 \rightarrow \{\beta 1 = 0.856, K1 = 19.72\}}$

$\boldsymbol{\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times A_{st} \times d}} = \frac{4.42 \times 10^6}{0.856 \times 2.35 \times 10^2 \times 18 \times 10} = 122.07$ **Mpa**

$\boldsymbol{\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{122.07}{19.72} = 6.19 Mpa \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15}$ **Mpa** ……**Condition vérifiée.**

❖ **Dans les aciers :**

✓ On doit vérifier **:** $\boldsymbol{\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 348\ Mpa}$

$\boldsymbol{\sigma_s = 122.07\ Mpa \leq \overline{\sigma}_s = 348\ Mpa}$ **…….. Condition vérifiée**

c)Etat limite de déformation: (Art B.6.5.1/BAEL91)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10M_0}$
- $\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

⟹

h : hauteur de la section est égale à 20 cm.

L : portée libre est égale à 350 cm.

A : section des armatures tendues.

$\mathbf{M_{st}}$: moment fléchissant max en travée.

M0 : moment max de la travée isostatique

- ✓ $\frac{20}{350} = 0.057 < \frac{1}{16} = 0.0625$ **…….....Condition non vérifiée.**
- ✓ $\frac{20}{350} = 0.057 \geq \frac{4.42}{10 \times 9.19} = 0.048$**…… Condition non vérifiée.**
- ✓ $\frac{2.35}{65 \times 18} = 0.002 \leq \frac{4.2}{400} = 0.011$**…… Condition vérifiée.**

La 1 er et la 2 éme conditions n est pas vérifies, donc le calcul de la flèche est indispensable.

d) Calcul de la flèche:

On doit vérifier que : $\boldsymbol{f \leq \overline{f}}$

$\overline{f} = l/500$ =$3500/500 = 7$mm

$f = \frac{M_{st} l^2}{10 E_V I_{fv}}$

Avec : $\overline{\boldsymbol{f}}$: Flèche admissible.

$\boldsymbol{E_V}$: Module de déformation différé.

$\boldsymbol{E_V = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 3700\sqrt[3]{25}}$ **=10818.87 Mpa**

$\boldsymbol{I_{fv}}$: Inertie fictive pour les charges de longue durée.

$\boldsymbol{I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1+\mu+\lambda_v}}$

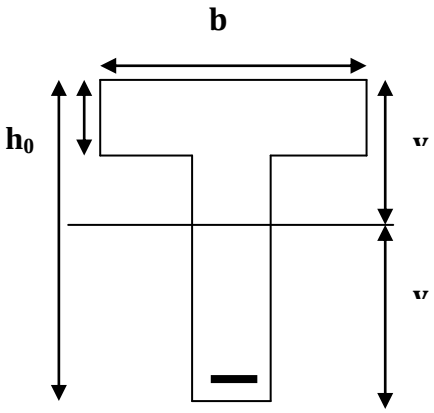
$\mathbf{I_0}$: Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité de la section (n=$E_S/E_b = 15$)

****Aire de la section homogénéisée :**

$B_0 = B + nA = b_0 h + (b - b_0) h_0 + 15 A_t$

$=12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2.35$

B0=487.25cm



****Calcul de : Y_1 et Y_2**

y_1: *position de l'axe neutre*

Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :

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

$= b_0 \times \frac{h^2}{2} + (b - b_0)\frac{h_0^2}{2} + 15\ A_t\ d$

$= 12 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 12)\frac{4^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 18$

S/xx =3458.5 cm²

$$y_1 = \frac{S/xx}{B_0} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.10\ cm$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.10 = 12.90\ cm$$

I_0:Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité:

$$I_0 = \frac{b_0}{3}(y_1^3 + y_2^3) + (b - b_0)h_0\left[\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2}\right)\right] + 15A_t(y_2 - c)^2$$

$$= \frac{12}{3}(7.1^3 + 12.90^3) + (65 - 12) \times 4\left[\frac{4^2}{12} + (7.1 - \frac{4}{2})^2\right] + 15 \times 2.35(12.9 - 2)^2$$

$$=10018.4+5796.79+4188.1$$

$\boldsymbol{I_0}$ **=20003.29cm⁴**

****Calcul des coefficients : ρ; λ_V; μ; I_{fv}**

- ✓ $\boldsymbol{\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.011 \Longrightarrow \beta = 0.982}$
- ✓ $\boldsymbol{\lambda_V = \frac{0.02 f_{t28}}{\left[2+3\frac{b_0}{b}\right]\times\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left[2+3\times\frac{12}{65}\right]\times 0.0108} = 1.52}$
- ✓ $\boldsymbol{\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta . d . A_t} = \frac{4.42 \times 10^6}{0.982 \times 180 \times 235} = 106.41 Mpa}$
- ✓ $\boldsymbol{\mu = max\left\{1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}; 0\right\} = max\left\{1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 106.41 + 2.1}; 0\right\} = 0.54}$
- ✓ $\boldsymbol{I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1+\mu\times\lambda_v} = \frac{1.1 \times 20003.29}{1+0.54\times 1.52}}$ **=12084.58 cm⁴**

D'ou la flèche

$$\boldsymbol{f = \frac{M_{st}\ l^2}{10\ E_V\ I_{fv}} = \frac{4.42 \times 3.50^2}{10 \times 10818.87 \times 10^3 \times 12084.58 \times 10^{-8}} = 0.0041m = 4.14mm < \overline{f} = 7.00mm}$$

$\boldsymbol{f = 4.14mm < \overline{f} = 7.00mm}$**……Condition vérifiée**

➢ **Règle forfaitaire des longueurs de chapeaux :(Art E1.3/BAEL99 Modifiés99)**

Les travées successives de la poutrelle sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25, donc les chapeaux sur appuis doivent déborder du nu de l'appui d'au moins :

- $\frac{1}{5}$ de la longueur de la plus grande travée voisine si l'appui n'appartient pas à une travée de rive.
- $\frac{1}{4}$ de la longueur de la plus grande travée voisine si l'appui appartient à une travée de rive.

AN:

1- **Sur appuis de rive :** $L_1 = \frac{L_{max}}{4} = \frac{350}{4} = \mathbf{87.5}\boldsymbol{cm}$

2- 2- Sur appuis intermédiaires : $L_2 = \frac{L_{max}}{5} = \frac{335}{5} = \mathbf{67}\boldsymbol{cm}$

III.3. Calcul des balcons :

Le bâtiment est constitué de deux types de balcons ; le premier est en dalle pleine et le second est en corps creux (16+4) coulé sur place muni d'une poutre de chainage.

III-3-1-Etude De La Dalle Pleine :

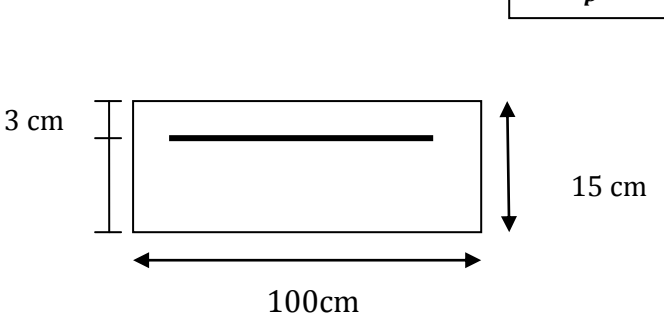
Le balcon est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher.
Le balcon est constitué d'une dalle pleine reposant sur la poutre de rive avec un garde corps De hauteur H=1m en maçonnerie brique creuse de 10cm d'épaisseur.

III-3-1-1-Dimensionnement du balcon :

L'épaisseur de la dalle pleine est calculée par la formule suivante :

$e_p \geq \frac{L}{10}$ L=1.15m : étant la largeur du balcon

$e_p \geq \frac{115}{10} = 11.5\ cm$ On opt pour $\boxed{e_p = 15\ cm}$



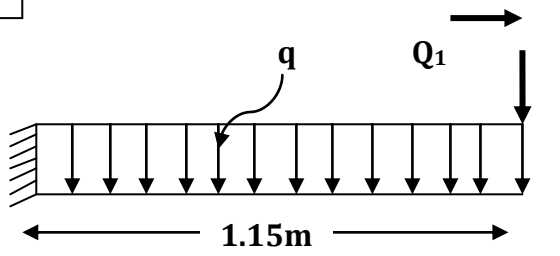
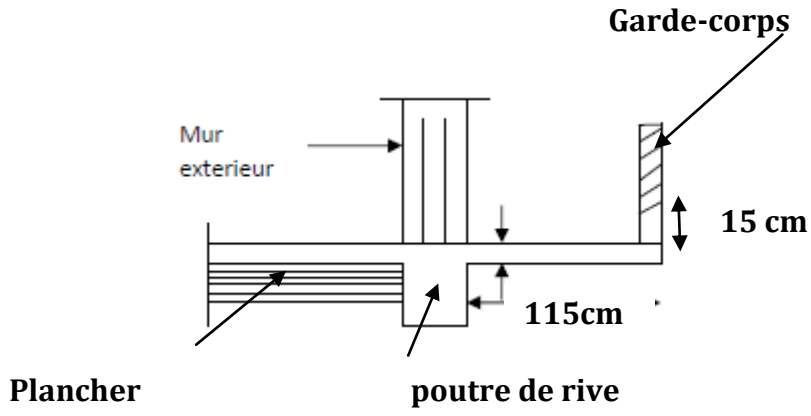


Fig III-3-1- Schéma statique du balcon



q : charge pondérée de la dalle.

Q_1 : charge d'exploitation due à la main courante sur le garde corps.

G_1 : poids propre du garde corps.

III -3-1-2-Détermination des différentes charges

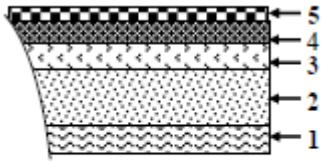
N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (kN/m3)	Poids (kN/m^2)	Schéma
1	Enduit ciment	0.02	22	0.44	
2	Dalle pleine en B.A	0.15	25	3.75	
3	Couche de sable	0.03	18	0.54	
4	Mortier de pose	0.02	22	0.44	
5	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44	
G total				5.61	Coupe verticale d'un balcon

Tableau III-3-1: Evaluation des charges pour le balcon

Nous considérons une bande de 1m de balcon.

a- Charges permanents:

-Charge G due à la dalle en béton arme :

- G = 5.61 kN/ml

-Charge G_1 due a l'effet du poids propre du garde corps

Poids de la brique : 0.1×9 =0.9 KN /m^2

Poids de l'enduit ciment :0.02×22×2 =0.88 KN/m^2

- G_1= 0.9+0.88 =1.78 KN/m^2

b- Surcharges d'exploitation :

- Charge d'exploitation du balcon..... Q=3.5 kN/ml (donnée par le DTR **BC2.2**)
- charge due à la main courante ……..Q= 1KN/ml

c-Combinaison de charges :

Le balcon travaille en flexion composée.

- **A l'ELU**

Dalle: qu= (1.35G+1.5Q)× 1m= (1.35×5.61+1.5×3.5)× 1m=12.82 kN.m

Garde corps: qu_1=1.35G_1=1.35×1.78=2.4 kN.

Main courante : qu_2 = 1.5×1m = 1.5 kN

III-3-1-3-Calcul à l'ELU

a)Calcul du moment sollicitant

- Moment dû à la charge qu :$\boldsymbol{M_1} = \frac{q_{u_L}{}^2}{2}$
- Moment dû à poids du garde corps :$\boldsymbol{M_2} = q_{u1} \times L$
- Moment dû à la main courante : $\boldsymbol{M_3} = q_{u2} \times H$

Le moment total est : $\boldsymbol{M_u = M_1 + M_2 + M_3}$

$$\boldsymbol{M_u = \frac{12.82 \times 1.15^2}{2}} + 2.4 \times 1.15 + 1.5 \times 1$$

$$\boxed{\boldsymbol{M_u = 12.74\ Kn.m}}$$

III-3-1-4Ferraillage :

- **Armatures principales**

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

f_{bu}=14.2 MPa; =348MPa ; c=3cm ; d=12cm

$\boldsymbol{\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12.74 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2}}$ **=0.062**< 0.392 => **section simplement armée**

μ_u =0,062 => > β=0.968

$$\boxed{A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}} = \frac{12.74 \times 10^3}{0.968 \times 12 \times 348} = 3.15 cm^2$$

Soit **4HA12=4.52cm²** **Avec un espacement de 25 cm**

- **Armature de répartition :**

$$\boxed{A_r = \frac{A_{st}}{4}} = \frac{4.52}{4} = 1.13 cm$$

Soit**4HA8=2.01cm² , avec un espacement de 25cm**

III-3-1-5- Vérification à L'E.L.U :

- **condition de non fragilité : [Art B.7.4 BAEL.91 modifié 99]**
- Amin = 0,23bd $\frac{f_{t28}}{f_e}$ = 0,23x100 x12x $\frac{2.1}{400}$ = 1.45 cm²

$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 Mpa$

.A_s =4.52 cm² > Amin =1.45 cm² …….. condition Vérifiée.

- **Vérification au Contrainte de cisaillement [BAEL 91 /ART A.5.1.21] :**

La fissuration est préjudiciable

$$\boldsymbol{\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \overline{\tau}_u}$$

- ✓ $V_u = q_u \times L + q_{u1} = 12.82 \times 1.15 + 2.4 = 17.143$ KN
- ✓ $\boldsymbol{\tau_u = \frac{17.143 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.14\ Mpa}$
- ✓ $\overline{\boldsymbol{\tau}}_{\boldsymbol{u}} = \min\{0{,}15 \times f_{c28} / \gamma_b ;\ 4.\text{MPa}\} = \min\left\{\frac{0.15 \times 25}{1.15}; 4\text{Mpa}\right\} = \min\{3.26; 4\text{Mpa}\}$

$\boldsymbol{\overline{\tau}_u = 3.26\ Mpa}$

$\boldsymbol{\tau_u = 0.14\ Mpa < \overline{\tau}_u = 3.26\ Mpa}$**……Condition vérifiée**

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : [BAEL 91 /ART A.5.1.313]**

$V_u = 0.4 f_{c28} \times 0.9d \times \frac{b}{\gamma_s}$

$= 0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.9 \times 0.12 \times \frac{1}{1.15} = 939.13\ Kn$

Vu = 17.143KN < = 939,13KN …… La condition est vérifiée.

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : [BAEL 91/ART A.6.1.3]**

Quand toutes les barres sont de même diamètre, soit isolées, soit groupées en paquets Égaux, la formule devient :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i}$$

$\boldsymbol{\Sigma u_i}$: Désignant la Somme des périmètres utiles des Barres ou des paquets.

$\boldsymbol{\Sigma u_i} = n \pi \Phi = 4 \times 3.14 \times 1.2 = 15.072$ cm.

$\tau_{se} = \frac{17.143 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 15.072 \times 10} = 1.05\ Mpa$ => $\boldsymbol{\tau_{se} = 1.05\ Mpa}$

$\overline{\tau}_{se} = \Psi . f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 Mpa$ => $\boldsymbol{\overline{\tau}_{se} = 3.15 Mpa}$

$\boldsymbol{\tau_{se} < \overline{\tau}_{se}}$ **…….. ….condition est vérifiée, donc il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.**

➢ **Ancrage des barres aux appuis :** [**BAEL 91 /ART A.6.1, 23]**

- **Armatures longitudinales :**

La longueur de scellement droit est :

$$\mathbf{ls = \frac{\emptyset . f_e}{4.\tau_{se}}}$$

$\tau_{se} = 0.6\Psi_s^2 \, f_{tj} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \, Mpa$

ls $= \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} =$ **42.3 cm**

On pend **ls =45 cm**

- La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre dans laquelle les barres sont ancrées, alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est :

$$L_c = 0.4 L_s$$
$$L_c = 0.4 \times 45 = 18cm$$

- **Armatures transversal:**

$$\mathbf{ls = \frac{\emptyset . f_e}{4.\tau_{su}}}$$

$\tau_{su} = 0.6\Psi_s^2 \, f_{tj} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \, Mpa$

ls $= \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} =$ **28.22 cm**

On pend **ls =30 cm**

E-Espacements des barres :

- **Armatures longitudinales :**

$S_t \leq min\{4h; 33cm\} = min\{4 \times 15; 33\} = min\{60; 33\} = 33cm$

$S_t = 25cm \leq 33cm$ …… **Condition vérifiée**

- **Armatures transversal:**

$S_t \leq min\{4h; 45cm\} = min\{4 \times 15; 45\} = min\{60; 45\} = 45cm$

$S_t = 25cm \leq 45cm$ ……**Condition vérifiée**

III-3-1-6 Calcul à L'ELS :

a-Combinaison de charge :

Dalle plein : qs = (G+Q)× 1m= 5.61+3.5=9.11kN/ml.

Garde corps : $qs_1 = G_1 = 1.78$ kN/ml.

Main courante : $qs_2 = Q_2 = 1$ kN/ml.

Ms = $(\frac{q_{sL^2}}{2} + qs_1 \times L + q_{s2} \times H) = \frac{9.11 \times 1.15^2}{2} + 1.78 \times 1.15 + 1 \times 1$

Ms =9. 07 KN.m

➢ **Vérification des contraintes dans l'acier :**

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

Les aciers $\begin{cases} HA : Ø \geq 6\ mm \\ f_e E400 => \eta = 1.6 \end{cases}$

$\overline{\sigma}_{st} = min\left\{\frac{2}{3}.400; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right\}$ =201.63Mpa

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

Calcul β :

$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 12} = 0.378$

$\rho_1 = 0.378 => \begin{cases} \beta_1 = 0.90 \\ K_1 = 37.63 \end{cases}$

$\sigma_{st} = \frac{9.07 \times 10^6}{0.905 \times 120 \times 452} = 184.77 Mpa$

➢ **Conclusion :**

$\boldsymbol{\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}}$ **……. condition vérifiée.**

➢ **Vérification des contraintes de compression dans le béton: [BAEL 91 /ART A.4.5.2]:**

Il faut vérifier que **:** $\boldsymbol{\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}}$

$\boldsymbol{\overline{\sigma}_{bc}} = 0.60 f_{c28} = \mathbf{15Mpa}$

$\boldsymbol{\sigma_{bc}} = \frac{\boldsymbol{\sigma_s}}{\boldsymbol{K_1}} = \frac{184.77}{37.63} = \mathbf{4.91 Mpa}$

$\boldsymbol{\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}}$ ……**Condition vérifiée**

➢ **Etat limite de déformation** :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} => \frac{15}{115} = 0.13 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ => condition vérifiée
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_S}{10M_0} => \frac{15}{115} = 0.13 = \frac{9.07}{10 \times 9.07} = 0.1$ => condition vérifiée
- $\frac{A}{db} \leq \frac{4.2}{f_e} => \frac{4.52}{100 \times 12} = 0.0038 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105$ => condition vérifiée

III-4- 1-Etude De La Poutre De Chainage :

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

III-4- 1-1-Dimensionnement :

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

- **Hauteur** : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- **Largeur :** $0.4h \leq b \leq 0.7h$

Avec : h : hauteur de la poutre ;

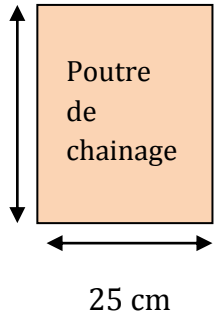
b : largeur de la poutre ;

L : portée maximum entre nus d'appuis dans le sens considéré. (L_{max}=350 cm)

Sachant que : L = 350 cm

- **Hauteur :** 350/15 ≤ h≤ 350/10 23.33 cm ≤ h ≤ 35 cm
  Nous optons pour **h=25 cm**

- **Largeur :** $0.4\times 30 \leq b \leq 0.7\times 30$ => 12≤ b ≤ 21 cm
  Nous optons pour **b =25 cm**



III-4-1-2-Détermination Des Sollicitations :

a)charges permanentes :

- poids propre de la poutre : 0.25 x 0.25 x 25 = 1.563 KN/ml
- poids du mur (double cloison) : (3.06-0.20) x 2.36 =6.749 KN/ml
- poids du plancher : 5.18 x 0.65/2 = 1.684 KN/ml

=> **G_t = 10.00KN/m**

b) surcharge d'exploitation:

Q= 3.5 x 0.65/2 = **1.138 KN/ml**

c. Combinaison de charges :

- **L'ELU :**

$q_u = 1{,}35G + 1{,}5Q \quad \rightarrow q_u = 1{,}35(10.00) + 1{,}5(1.138) = 15.20\ [KN/ml]$.

- **L'ELS :**

$q_s = G + Q \quad \rightarrow q_s = 10.00 + 1.138 = 11.14\ KN/ml$

III-4-1- 3-calcul à l'ELU :

On considère que la poutre est simplement appuyée

❖ **Les efforts internes** :

➢ **Effort tranchant :**

$T = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{15.20 \times 3.50}{2} = 26.60 KN$

➢ **Moment en travée :**

$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{15.20 \times 3,50^2}{8} = 23.28 \text{ KN. m}$

Afin de tenir compte de semi encastrements aux extrémités, on affectera la valeur du moment isostatique par les coefficients suivants :

➢ **Moment en travée** : $M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 23.28 = 19.79[KN.m]$.

➢ **Moment aux appuis** : $M_{ap} = -0,3M_0 = -0,3 \times 23.28 = -6.98[KN.m]$.

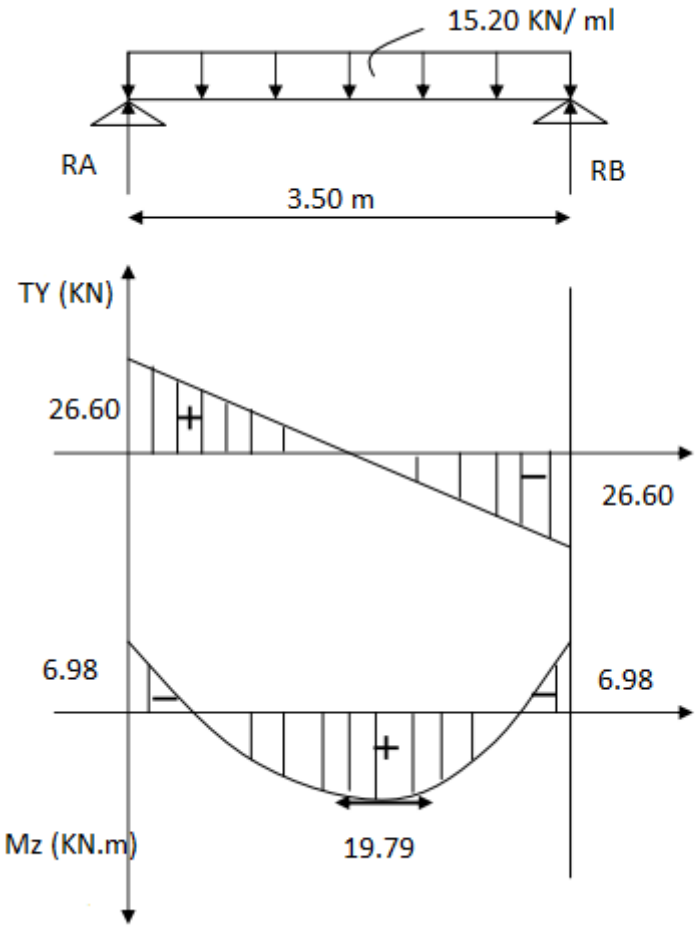


Fig III-4-1- diagrammes des efforts internes à l'ELU

III-4-1-4-ferraillage :

h= 25 cm ; b= 25 cm; c=2 cm ; d=23 cm

- **En travée : $M_t = 19.79$ KN.m**

$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{19.79\times10^3}{25\times23^2\times14,2.} = 0.105$

$\mu_b = 0,105 < \mu = 0,392 \rightarrow S.S.A$

$\mu = 0.105 \rightarrow \beta = 0.944$

$A_t = \frac{M_t}{\beta .d.\sigma_{st}} = \frac{19.79\times10^3}{0,944\times23\times348} = 2.62\ cm^2$

Soit : $A_t = 3$ HA 12 $= 3.39\ [cm^2]$. $\rightarrow S_t = 30$ cm

- **Aux appuis : $M_{app} = 6.98$ KN.m**

$\mu = \frac{M_{app}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.98\times10^3}{25\times23^2\times14,2.} = 0.037$

$\mu_b = 0,037 < \mu = 0,392 \rightarrow S.S.A$

$\mu = 0,037 \rightarrow \beta = 0,981$

$A_a = \frac{M_{app}}{\beta .d.\sigma_{st}} = \frac{6.98\times10^3}{0,981\times23\times348} = 0.89 cm^2$

Soit : $A_a = 3$ HA 10 $= 2.35 [cm^2]$. $\rightarrow S_t = 30\ cm$

III-4-1-5- Vérification à l'ELU :

- **Vérification de la condition de non fragilité : (Art A4.2.1/BAEL91) :**

$A_{min} = \frac{0,23\ .b.d.f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{min} = \frac{0,23\times25\times23\times2,1}{400} = 0,69\ cm^2$

$\begin{cases} A_{min} = 0,69 cm^2 < A_t = 3,39 cm^2 \\ A_{min} = 0,69 cm^2 < A_a = 2.35 cm^2 \end{cases}$ **..... Condition vérifiée .**

- **Vérification de la condition de l'adhérence et d'entraiment (ArtA.6.1.3/BAEL91) :**

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

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

$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9\ .d.\sum U_i}$ **Avec :** $\psi_s = 1,5 : pour\ les\ aciers\ HA$.

$\sum U_i = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 11,30\ [cm^2]$.

$\tau_{se} = \frac{26.60}{0,9\times23\times11,30} = 0.11$MPa

$\tau_{se} = 0.11$ MPa $\leq \bar{\tau}_{se} = 3.15$ MPa .....Condition vérifiée

- **Vérification de l'effort tranchant : (Art A5.1, 1/BAEL91) :**

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

$\bar{\tau}_u = min\left[\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}\ , 5(Mpa)\right] => \bar{\tau}_{se} = min[3,3(Mpa)\ ; 5(Mpa)] = 3,3\ MPa$.

$\tau_u = \frac{V_u}{b\ .d}\quad \tau_u = \frac{26.60\ .10^3}{250\times230} = 0,46MPa$.

$\boldsymbol{\tau_u = 0,46\ MPa \leq \bar{\tau}_u = 3,3}$ **MPa…….. Condition vérifiée**

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

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

1) Dans le béton : (Art A.5.1.313/BAEL91) :

$$\boldsymbol{V_u < \bar{V}_u = 0,4\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ .0,9.d.b}$$

$\bar{V}_u = 0,4\ .\frac{25}{1,5}\ .0,9 \times 230 \times 250 = 345000\ N = 345\ KN$

$\boldsymbol{V_u = 26.60\ KN < \bar{V}_u = 405\ KN}$ **……Condition vérifiée**

2) Sur l'acier :(Art 5.1.321/BAEL91) :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e}\left(V_u + \frac{M_{a\ max}}{0,9\times d}\right)$$

$A_a = 1.51 \geq \frac{1,15}{400}\left(26.60\ .10^3 - \frac{6.98\times10^6}{0,9\times230}\right) = -20.47 \leq 0$

$\Longrightarrow$ **Les armatures calculées sont suffisantes , pas d'influence sur les armatures .**

b) Armatures transversales : (Art A.7.2.2/BAEL91) :

- **Diamètre :**

$\emptyset_t \leq min\left\{\frac{h}{35}\ ;\ \frac{b}{10}\ ;\ \emptyset_t\right\} \Longrightarrow \emptyset_t \leq min\left\{\frac{25}{35}\ ;\frac{25}{10}; 1.2\right\} = 0.71cm$

On prend pour : $\boldsymbol{\emptyset_t = 8mm.}$ $\Longrightarrow \boldsymbol{A_t = 2\emptyset8 = 1,00cm^2}$

- **Espacement :(Art A.5.1.22/BAEL91) :**

$S_t \leq min\{0,9d\ ; 40cm\} \Longrightarrow S_t \leq min\{20.7cm\ ; 40cm\} = 20.7$cm

soit **: $\boldsymbol{S_t = 20cm}$.**

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

$\frac{A_t\times f_e}{b\times s_t} = \frac{1\times400}{25\times20} = 0.8 > 0.4$ MPa ……**Condition vérifiée.**

Espacement des barres : D'aprés le RPA99/2003, l espacement doit vérifiée

- Aux appuis : $S_t \leq min\left\{\frac{h}{4}\ ; 12\emptyset\right\}$ => $S_t \leq min\{6.25\ ; 12\}$ => Soit : $\mathbf{S_t = 8\ cm}$
- En travée : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{25}{2} = 12.5cm$ => soit: $\boldsymbol{S_t}$ **=15 cm**

- **Calcul l'ancrage des barres :(Art A.6.1.2/BEAL91) :**

$\tau_u = 0{,}6.\psi_s^2.f_{t28} = 2{,}835MPa$

$L_s = \frac{f_e}{4.\tau_u}.\emptyset \quad \rightarrow L_s = \frac{400}{4\times 2{,}835} \times 1{,}2 = 42{,}32\ cm$

On prend : $\boldsymbol{L_s = 45\ cm}$

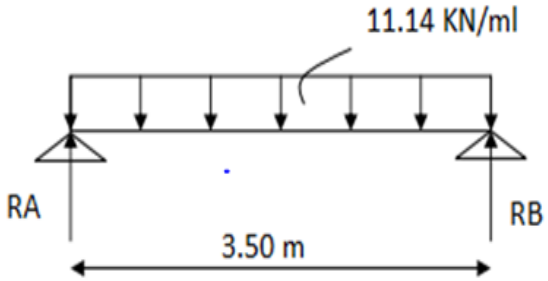
III-4-1-6-Vérification à l'ELS:

$q_s = G + Q \quad \rightarrow q_s = 10.00 + 1.138 = 11.14KN/ml$.

❖ **Les efforts internes** :

➢ **Effort tranchant :**

$T = \frac{q_s.L}{2} = \frac{11.14\times 3.50}{2} = 19.50$ KN



➢ **Moment en travée :**

$M_0 = \frac{q_s.l^2}{8} = \frac{11.14\times 3{,}50^2}{8} = 17.06$ KN. m

Afin de tenir compte de semi encastrements aux extrémités, on affectera la valeur du moment isostatique par les coefficients suivants :

➢ **Moment en travée** : $M_t = 0{,}85M_0 = 0{,}85 \times 17.06 = 14.50\ KN.m.$

➢ **Moment aux appuis** : $M_{ap} = -0{,}3M_0 = -0{,}3 \times 17.06 = -5.12\ KN.m$

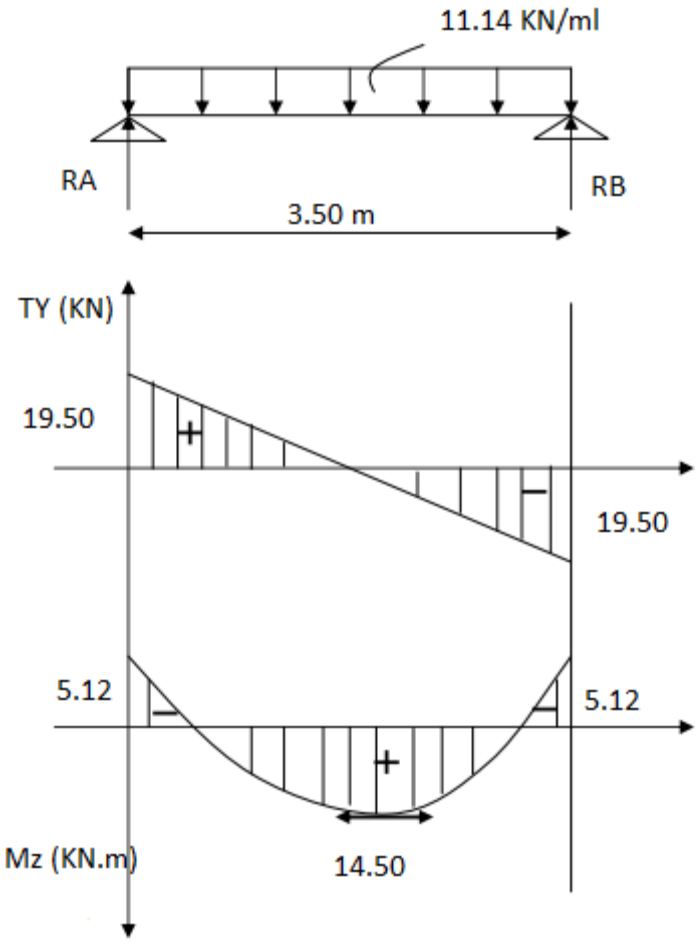


Fig III-4-2- diagrammes des efforts internes à l'ELS

a) Vérification des contraintes dans le béton :

On doit vérifier :

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$\sigma_{st} = K_1 \,.\, \sigma_{bc}$ $\quad avec :\ \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \,.d\,.A_s}$

❖ **Sur appuis :**

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

$\rho_1 = \frac{100\,.A_a}{b_0\,.d} = \frac{100\times 2.35}{25\times 23} = 0{,}408$

$\rho_1 = 0{,}408\ \Longrightarrow K_1 = 36.02 \Longrightarrow \beta_1 = 0.902\,.$

$\sigma_{st} = K_1.\sigma_{bc} \quad \Longrightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$

$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1.d\,.A_a} \rightarrow \sigma_{st} = \frac{5.12\times 10^6}{0{,}902\times 230\times 235} = 105.02\ MPa\ \rightarrow \sigma_{st} = 105.02MPa\,.$

$\sigma_{bc} = \frac{105.02}{36.02} = 2.92\ MPa\ \rightarrow \sigma_{bc} = 2.92\ MPa.$

$\boldsymbol{\sigma_{bc} = 2.92\ MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\ MPa}$ **……Condition vérifiée.**

❖ **En travée :**

$\rho_1 = \frac{100\,.A_t}{b_0\,.d} = \frac{100\times 3{,}39}{25\times 23} = 0{,}58\ .$

$\rho_1 = 0{,}58\ \Longrightarrow K_1 = 29.25\ \Longrightarrow \beta_1 = 0.887.$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6\, f_{c28} \rightarrow\ \bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6 \times 25 = 15(Mpa)\ \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15[Mpa].$

$\sigma_{st} = K_1.\sigma_{bc} \quad \Longrightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$

$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1.d\,.A_t} \rightarrow \sigma_{st} = \frac{14.50\times 10^6}{0{,}887\times 230\times 339} = 209.66\ MPa \rightarrow \sigma_{st} = 209.66\ MPa\,.$

$\sigma_{bc} = \frac{209.66}{29.25} = 7.17\ \text{MPa}\ \rightarrow \sigma_{bc} = 7.17\ \text{MPa}.$

$\boldsymbol{\sigma_{bc} = 7.17\ MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\ MPa}$ **……Condition vérifiée.**

b) Etat limite de déformation : (Vérification de la flèche) :

D'après les règles du BAEL91, on pourra se dispense du calcul des déformations si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$, $\frac{A_s}{b_0\,d} < \frac{4{,}2}{f_e}$, $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

$\frac{h}{L} = \frac{25}{350} = 0{,}071 \geq \frac{1}{16} = 0{,}063 \Longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

$\begin{cases} \frac{A_s}{db_0} = \frac{1{,}51}{23\times 25} = 0{,}0026 \\ \frac{4{,}2}{f_e} = \frac{4{,}2}{400} = 0{,}0105 \end{cases} \Longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

$\begin{cases} \frac{M_t}{10\,M_0} = \frac{14.50}{10\times 17.06} = 0{,}08 \\ \frac{h}{L} = \frac{25}{350} = 0{,}071 \end{cases} \Longrightarrow$ **Condition non vérifiée.**

Vu que la 3^{eme} condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche.

❖ **Calcul de la flèche : (Art B6.5.2/BAEL91) :**

$$\boldsymbol{f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_s \cdot L^4}{E_v \cdot I_0} < \overline{f} = \frac{L}{500}}$$

Avec : $\boldsymbol{E_v}$: $Moudule\ de\ déformation\ différé$.

$\boldsymbol{S_{XX}}$: $Moment\ statique\ de\ la\ section\ homogène$.

$\boldsymbol{B_0}$: $Surface\ de\ la\ section\ homogène$.

$\boldsymbol{I_0}$: $Moment\ d'inertie\ de\ la\ section\ homogène\ , par\ rapport\ au\ centre\ de\ gravité$.

$\boldsymbol{E_v = 3700\sqrt[3]{f_{c28}}} \quad \Longrightarrow E_v = 10818{,}86\ [Mpa]$. $\quad \boldsymbol{avec}: \quad f_{c28} = 25[Mpa]$.

$\boldsymbol{q_s} = 11.14[KN/m]$.

$\boldsymbol{I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C)^2}$.

Avec : $\boldsymbol{V_1 = \frac{S_{XX}}{B_0}}$ **et** $\boldsymbol{V_2 = h - V_1}$

$$\boldsymbol{S_{XX} = \frac{h^2 \cdot b}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d}$$

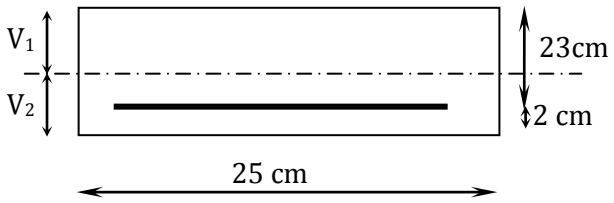
$$\boldsymbol{B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A_t}$$

$S_{XX} = \frac{25 \times (25)^2}{2} + 15 \times 3{,}39 \times 23 = 8982.05\ \text{cm}^3$

$B_0 = 25 \times 25 + 15 \times 3{,}39 = 675.85\ \text{cm}^2$

$V_1 = \frac{8982.05}{675.85} = 13.09\ \text{cm}$

$V_2 = 25 - 13.09 = 11.91\ \text{cm}$



$I_0 = \frac{25}{3}[(13.09)^3 + (11.91)^3] + 15 \times 3{,}39[(11.91 - 2)^2] = 74385.22\ \text{cm}^4$

$f = \frac{5}{348} \cdot \frac{11.14 \times (3{,}50)^4 \times 10^5}{10818{,}86 \times 74385.22} = 0{,}002\ (m) = 0{,}20\ cm.$

$\overline{f} = \frac{350}{500} = 0{,}70\ \text{cm}$

$\Longrightarrow f = \frac{5}{348} \cdot \frac{q_s \cdot L^4}{E_v \cdot I_0} \leq \overline{f} = \frac{L}{500}$ **…….Condition vérifiée.**

III-5- étude de la Salle Machine :

Notre immeuble comporte d'une cage d'ascenseur munie d'une dalle pleine de dimensions (2.25×3.00) m² reposant sur quatre (04) cotés.

La charge totale transmise par le système de levage avec la cabine chargée est de 9 tonnes.la vitesse d'entrainement V= 1m/s.

III-5.1calcul de la dalle pleine de la salle machine

- **sous charge localiser :**

En plus de son poids propre ; la dalle est soumise à une charge localisées. Son calcul se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

a)Dimensionnement

épaisseur de la dalle :

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

$h_t = \frac{Lx}{30} = \frac{225}{30} = 7.5cm$

NB : le RPA 2003 exige une hauteur de: ht ≥ 12cm; on adopte une hauteur **ht=15 cm.**

- **Calcul de U et V :**

La dalle repose sur 04 appuis et elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle **(U×V),** (surface d'impact) au niveau du feuillet moyen de la dalle.

D'où le calcul se fera à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau (voir la figure ci- après)

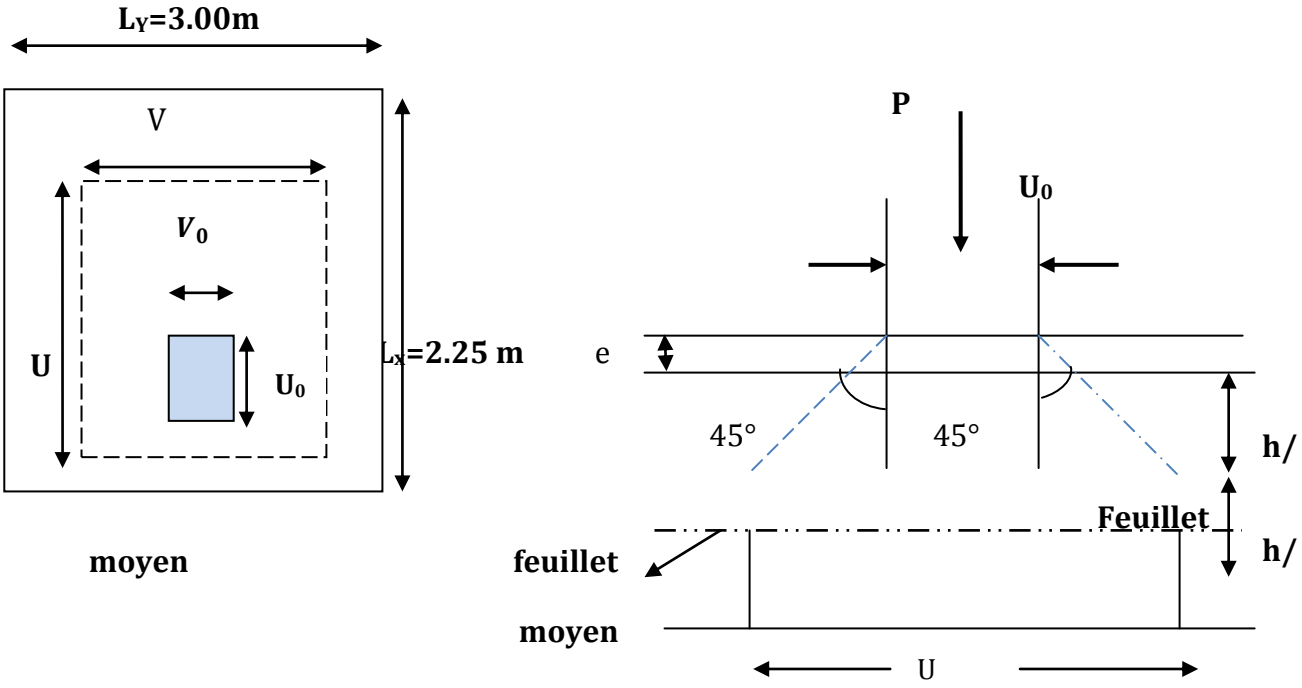


Figure III-5-1-schéma statique de la salle machine

On a :

$$\begin{cases} U = U_0 + 2.\xi.e + h_0 \\ V = V_0 + 2.\xi.e + h_0 \end{cases}$$ Avec : U_0 et V_0 =80 cm

$U = U_0 + 2.\xi.e + h_0 = 80 + 2\times 1 \times 5 + 15 = 105$ cm

$V = V_0 + 2.\xi.e + h_0 = 80 + 2\times 1 \times 5 + 15 = 105$ cm

Avec : e : Épaisseur du revêtement (e = 5cm)

h0 = hauteur de la dalle (h0 = 15cm)

ξ=1 pour le béton.

(U x V): surface d'impact au niveau du feuillet moyen

(U0 x V0): coté du rectangle dans le quel la charge q est centrée (U0= V0 = 80 cm)

Pour le calcul de la dalle, on commence par supposer que le panneau de la dalle est simplement appuyé sur le contour, dans une seconde phase, on tient compte de la continuité et des encastrements sur les appuis de rive.

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.25}{3.00} = 0.75 > 0.4$

$0.4 \leq \rho = 0.75 \leq 1$ ⟶ la dalle travail dans les deux sens

b) Calcul des moments à L'ELU :

❖ **Les moments Mx_1, My_1 au centre du panneau :**

$$\begin{cases} Mx_1 = (M1 + \upsilon M2)\, q \\ My_1 = (M2 + \upsilon M1)\, q \end{cases}$$

Avec : υ : Coefficient de poisson $\begin{cases} \upsilon = 0 \text{ à l'ELU} \\ \upsilon = 0{,}2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$

M1 et M2 coefficients donnés en fonction de $(\rho\ ;\ \frac{U}{Lx}\ ;\ \frac{V}{Ly})$ à partir des abaques de PIGEAUD

$$\begin{cases} \rho_x = \frac{Lx}{Ly} = 0.75 \\ \frac{U}{Lx} = \frac{105}{225} = 0.46 \\ \frac{V}{Ly} = \frac{105}{300} = 0.35 \end{cases}$$

Après interpellation ⟶ **M_1 = 0.126 KN.m**

➢ **A l'ELU:**

$Mx_1 = q\ M1$

$My_1 = q\ M2$

Avec : q = 1,35G + 1,5Q = 1,35×90 + 1,5×0 = 121.50 KN/ml

Mx1 = 121.5×0.126=15.31 KN/m

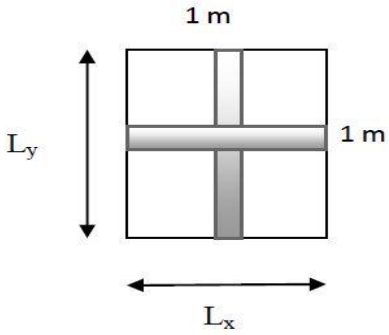
My1 = 121.5×0.086 = 10.45 KN/m

➢ **sous charge uniformément répartie**

❖ **Les moments (Mx2;My2) dus aux poids propre de la dalle pleine:**

$M_{X2} = \mu_X \times q \times l_x^2$

$My_2 = \mu_Y \times M_{x2}$



ρ= 0.75 > 0,4 ⟶ La dalle travail dans les deux sens.

ρ= 0.75 ⟶ μ_x = 0.0622 ; μ_Y= 0.509

Poids propre de la dalle : G = 0.15×1×25 = 3.75 KN/ml

Charge d'exploitation : Q = 1 KN /ml

➢ q = 1,35G + 1,5Q = 1,35×3.75+ 1,5x1 = 6.56 KN/ml

⟶

$Mx_2 = 0.0622 \times 6.56 \times (2.25)^2 = 2.065$ KN.m

$My_2 = 0.509 \times 2.065 = 1.051$ KN.m

❖ **Superposition des moments agissant au centre du panneau :**

$Mx = M_{x1} + M_{x2} = 17.38$ KN.m

$My = M_{y1} + M_{y2} = 11.50$ KN.m

Pour tenir compte de semi encastrement de la dalle, on réduit les moments calculés (sur appuis et en travée).

- **En travée :**

$M_x^t = 0.85 \times Mx = 0.85 \times 17.38 = 14.773$ KN.m

$M_y^t = 0.85 \times My = 0.85 \times 11.50 = 9.775$ KN.m

- **sur appuis** :

$M_x^a = -0.3 \times Mx = 0.3 \times 17.38 = -5.214$ KN.m

$M_y^a = -0.3 \times My = 0.3 \times 11.50 = -3.45$ KN.m

III-5-2 Ferraillage de la dalle

➢ **Dans le sens de la petite portée : x-x**

- **Aux appuis**

$\mu = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bc}} \longrightarrow \mu = \frac{5.214\times10^3}{100\times13^2\times14.2} = 0.022$

$\mu = 0.022 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ S.S.A $\Rightarrow$ $\beta = 0.989$

$A_a = \frac{M_x^a}{\beta d \frac{fe}{\gamma_s}} = \frac{5.214\times10^3}{0.989\times13\times348} = 1.165 cm^2$

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

- **En travée :**

$\mu = \frac{M_x^t}{bd^2 f_{bc}} \longrightarrow \mu = \frac{14.773\times10^3}{100\times13^2\times14.2} = 0.062$

$\mu = 0.062 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ S.S.A $\Rightarrow$ $\beta = 0.968$

$A_t = \frac{Mu}{\beta d \frac{fe}{\gamma_s}} = \frac{14.773\times10^3}{0.968\times13\times348} = 3.37 cm^2$

Soit : **6HA10 = 4.71 cm²** Avec : **St = 15 cm**

➢ **Dans le sens de la petite portée : Y-Y**

- **Aux appuis:**

$\mu = \frac{M_y^a}{bd^2 f_{bc}} \longrightarrow \mu = \frac{3.45\times10^3}{100\times13^2\times14.2} = 0.014$

$\mu = 0.014 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ S.S.A $\Rightarrow$ $\beta = 0.993$

$A_a = \frac{Ma}{\beta d \frac{fe}{\gamma_s}} = \frac{3.45\times10^3}{0.993\times13\times348} = 0.768 cm^2$

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

- **En travée :**

$\mu = \frac{Mt}{bd^2 f_{bc}} \longrightarrow \mu = \frac{9.775\times10^3}{100\times13^2\times14.2} = 0.040$

$\mu = 0.040 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ S.S.A $\Rightarrow$ $\beta = 0.980$

$A_a = \frac{Mt}{\beta d \frac{fe}{\gamma_s}} = \frac{9.775\times10^3}{0.980\times13\times348} = 2.19 cm^2$

Soit :**6 HA10 = 4.71 cm²** Avec : **St = 15 cm**

III-5-3-Vérification à l'ELU :

a-Condition de non fragilité :

Les armatures tendues d'une section transversale soumise à la flexion doivent présenter une section minimale correspondent au taux d'armature suivant:

- sens x-x :

$W_0 = 0.8‰$ (HA de classe FeE400)

$W_x \geq W_0(\frac{3-\rho_x}{2})$ Avec : $W_x = \frac{A_s}{bh}$

$\frac{A_s}{bh} \geq W_0(\frac{3-\rho_x}{2}) \longrightarrow A_s \geq bhW_0(\frac{3-\rho_x}{2}) = 100 \times 15 \times 0.8 \times 10^{-3}(\frac{3-0.75}{2}) = 1.35$

$\mathbf{A_x^{min} = 1.35cm^2}$

$A_x^a = 2.01cm^2 \longrightarrow \boldsymbol{A_x > A_x^{min}}$ **……Condition vérifiée.**

$A_x^t = 4.71cm^2$

- sens y-y

$A_y^{min} = W_0 bh = 0.8 \times 10^{-3} \times 15 \times 100 = 1.2\text{cm}^2$

$A_y^{min} = 1.20\text{cm}^2$

$A_y^a = 2.01cm^2 \longrightarrow \boldsymbol{A_y > A_y^{min}}$ …….. **Condition vérifiée**.

$A_y^t = 4.71cm^2$.

Les conditions de non fragilité sont vérifiées dans les deux sens.

b-Diamètre minimal des barres : (art A-7.21 BAEL91)

On doit vérifier que :

$\boldsymbol{\emptyset_{max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10}}$

$\emptyset = 10\text{mm} < \emptyset max = 15\text{mm} \longrightarrow \emptyset < \boldsymbol{\emptyset max}$ **…… Condition vérifiée**

c-Écartement des barre :(Art A.8.2.42 BAEL 91)

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

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

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

-Sens x-x

Armatures supérieures *:* St = 25 cm < min (2h, 25 cm) = 25 cm

Armatures inférieures : St = 15 cm < min (2h, 25 cm) = 25 cm.

-Sens y-y

Armatures supérieures : St = 25 cm < min (3h, 33 cm) = 33cm.

Armatures inférieures : St = 15 cm < min (3h, 33 cm) = 33 cm.

d) Condition de non poinçonnement (Art A-5-2-42 /BAEL91) :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition suivante est vérifiée :

$q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma b}$

q_u : charge de calcul à L'ELU

ht : épaisseur totale de la dalle

μc : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

μc = 2(U+V) = 2(105+105) = 420cm

$q_u = 121.5 < 0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times \frac{25000}{1.15} = 616.30 KN/m.$ **…….. condition vérifiée.**

e-Contrainte tangentielle :

Les efforts sont max au voisinage de la charge.

- **Au milieu de U :**

Tmax= $Vu = \frac{P}{2u+v} = \frac{90}{2\times1.05+1.05} =$ 28.57 KN

- **Au niveau de V** :

Tmax= $Vu = \frac{P}{3v} = \frac{90}{3\times1.05} =$ 28.57 KN

On doit vérifier que

$\tau_u = \frac{Vu}{bd} = \frac{28.57\times10^3}{1000\times130} = 0.22$ MPa $\leq \overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma b}; 5Mpa\right) = 3.33\ MPa$

τ_u =0.22MPa < $\overline{\tau_u}$= 3.33 MPa Condition vérifiée

III-5-4- Vérification de l'E.L.S :

➢ **Les moments à l'E.L.S :**

- **Moment engendré par le système de levage**
-

$M_{x1} = (M_1 + \upsilon M_2)$ qs= Mx1= (0.126 + 0,2× 0.086)×90 = 12.89 KN.m

$M_{y1} = (M_2 + \upsilon M_1)$ qs= My1= (0.086 + 0,2×0.126)× 90 = 10.00 KN.m

- **Moment engendré par le poids propre de la dalle**

qs = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 KN/ml

ρ= 0.75 $\rightarrow \mu_x$ = 0.0685; μ_Y= 0.644

$M_{x2} = \mu_X \times q \times l_x^2 =$ 0.0685 ×4.75× $(2.25)^2$ =1.647 KN.m

$M_{y2} = \mu_Y \times M_{x2}$ =0.644× 1.647=1.06 KN.m

➢ **Superposition des moments agissant au centre du panneau :**

Mx = Mx1 + Mx2 =14.54 KN.m

My = My1 +My2 = 11.06 KN.m

0On tenant compte de l encastrement partiel aux extrémités, on aura donc:

- **En travée :**

M_x^t = 0.85 × Mx = 0.85 ×14.54 = 12.359 KN.m

M_y^t = 0.85 × My = 0.85 × 11.06 = 9.401 KN.m

- **sur appuis** :

M_x^a =− 0.3 × Mx = 0.3 × 14.54 = − 4.362 KN.m

M_y^a =− 0.3 × My = 0.3 × 11.06 = − 3.318 KN.m

➢ **Vérification des contraintes dans le béton :**

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

* la section est rectangulaire ;

* la nuance des aciers est de feE400 ;

* $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2}+\frac{f_{c28}}{100}$ Avec : $\alpha = \frac{\gamma}{d}$ et $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

Dans le sens de la petite portée : x-x

- **En travée :**

$\mu = \frac{M_{tx}^s}{bd^2 f_{bc}}$ $\mu = \frac{12.359\times10^3}{100\times13^2\times14.2} = 0.052$

μ =0.052 => β= 0.973 => α = 0.0667

$\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^s} = \frac{14.773}{12.359} = 1.195 => \frac{1.195-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.3475$

$\alpha = 0.0667 \leq \frac{\gamma-1}{2}+\frac{f_{c28}}{100}$ =0.3475…… **Condition vérifiée**

- **Aux appuis**

$\mu = \frac{M_{ax}^s}{bd^2 f_{bc}}$ $\mu = \frac{4.362\times10^3}{100\times13^2\times14.2} = 0.0182$

μ =0.018 => β=0.991 => α = 0.0227

$\gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^s} = \frac{5.214}{4.362} = 1.195 => \frac{1.195-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.3475$

$\alpha = 0.0227 \leq \frac{\gamma-1}{2}+\frac{f_{c28}}{100}$ =0.3475 …… **Condition vérifiée**

Dans le sens de la grande portée : y-y

- **En travée :**

$\mu = \frac{M_{ty}^{s}}{bd^2 f_{bc}}$ $\mu = \frac{9.401\times10^3}{100\times13^2\times14.2} = 0.039$

$\mu = 0.039 \Rightarrow \beta = 0.980 \Rightarrow \alpha = 0.0510$

$\gamma = \frac{M_{ty}^{u}}{M_{ty}^{s}} = \frac{9.775}{9.401} = 1.0397 \Rightarrow \frac{1.0397-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.269$

$\alpha = 0.0510 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.269$…… **Condition vérifiée**

- **Aux appuis :**

$\mu = \frac{M_{ay}^{s}}{bd^2 f_{bc}}$ $\mu = \frac{3.318\times10^3}{100\times13^2\times14.2} = 0.014$

$\mu = 0.014 \Rightarrow \beta = 0.993 \Rightarrow \alpha = 0.0176$

$\gamma = \frac{M_{ay}^{u}}{M_{ay}^{s}} = \frac{3.45}{3.318} = 1.0397 \Rightarrow \frac{1.0397-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.269$

$\alpha = 0.0176 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.269$…… **Condition vérifiée**

Conclusion :

La condition est vérifiée dans tout les cas , donc on peut se dispenser du calcul de la contrainte de compression.

- **États limite de fissuration**

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

- **Etat limite de déformation:** (Art B.6.5.1/BAEL91)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

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

$\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0}$

$\frac{A}{bd} \geq \frac{4.2}{fe}$

Avec h : hauteur de la section est égale à 15 cm.

L : portée de la dalle égale à 225 cm.

A : section des armatures tendues.

Ms : le moment max en travée.

M_0 : le moment isostatique = qs $l^2/8$

Telque : **M_0= 5.88KNm**

$$\begin{cases} \frac{h}{L} = \frac{15}{225} = 0.0667 \\ \frac{1}{16} = 0.0625 \end{cases} \Longrightarrow \boxed{\mathbf{0.0667 > 0.0625} \quad \textbf{Condition}}$$

$$\begin{cases} \frac{h}{L} = \frac{15}{225} = 0.0667 \\ \frac{M_S}{10M_0} = \frac{12.359}{10\times17.38} = 0.071 \end{cases} \Longrightarrow \boxed{\mathbf{0.0667 > 0.071} \quad \textbf{Condition vérifiée}}$$

$$\begin{cases} \frac{A}{bd} = \frac{4.71}{100\times13} = 0.0036 \\ \frac{4.2}{fe} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{cases} \Longrightarrow \boxed{\mathbf{0.0105 > 0.0036} \quad \textbf{Condition vérifiée}}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III-6-Etude d'escalier:

III-6-1- Introduction:

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le Passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des Secours importante en cas d'incendie.

III-6-2- Caractéristiques dimensionnelles:

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur h est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulé e, séparant deux contres marches.
- **La montée** : correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est une plate forme constituant un repos entre deux volées.
- **L'emmarchement (E)** : représente la largeur de palier de repos.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier.
- ✓ **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- ✓

III-6-3-Terminologie

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la figure suivante :

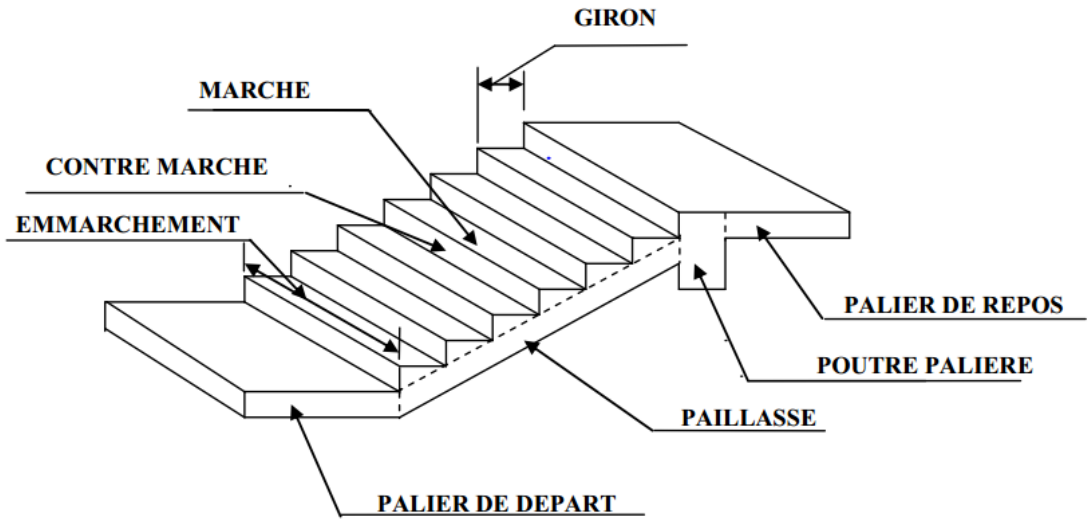


Figure III-6-1- Schéma d'un escalier

Avec : h : hauteur de la contre marche,
g : largeur de la marche,
e : épaisseur de la paillasse et de palier,
H : hauteur de la volée,
n : nombre de contre marches,
L_1 : largeur du palier de départs,
L_2 : longueur de la paillasse projetée,
L_3 : largeur du palier de repos.
L : projection horizontale de la longueur total de la volée.

III-6-3-Dimensions des escaliers :

Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h) on utilise généralement la formule de BLONDEL qui est la suivante :

$0,59 \leq g + 2h \leq 0,66$

La limite inférieure 0,59 correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite supérieure 0,66 correspond, à des locaux publics. On peut naturellement sortir de cette fourchette si nécessité il y a.

h : est le plus courant varie de 14 à 20 (17 en moyenne)
g : est le plus courant varie de 22 à 33 (26 en moyenne).

L'emmarchement peut être très variable selon le caractère de l'escalier, couramment 1 m, les grands escaliers ont de 1,50 à 2 m, les escaliers de service : 0,70 à 0,90, les descentes de cave :1 m.

Un collet de 10 cm est normal, 6 cm est le minimum.
Le calcul d'un escalier est très simple. Soit H la hauteur à monter (hauteur libre sous plafond+ épaisseur du plancher fini). Admettons a priori des marches de hauteur h le nombre n = H /h n'est pas, en général, un nombre entier ; On prendra l'entier n'. Immédiatement supérieur ou inférieur selon le cas et on aura n marches de hauteur : H/n'.
La longueur de la ligne de foulée sera : L = g (n'-1), le volume de la cage d'escalier doit en permettre l'inscription.

- Notre projet présente deux types d'escalier en béton armé coulé sur place :

- Un escalier à 3 volées avec 1 seul palier intermédiaire pour le RDC.
- Un escalier à 2 volées et a deux paliers de départs et de repos pour les autres niveaux.

- **Escalier de l'étage courant :** constituée de deux volées identiques ,palier de depart et un palier de repos. On calcule pour une seule volée puis on adopte le même ferraillage pour les autres.

❖ **Pré- dimensionnement :**

Le dimensionnement des marches et des contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de BLONDEL

Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser cette condition.

$$\mathbf{59 \leq 2h + g \leq 66cm}$$

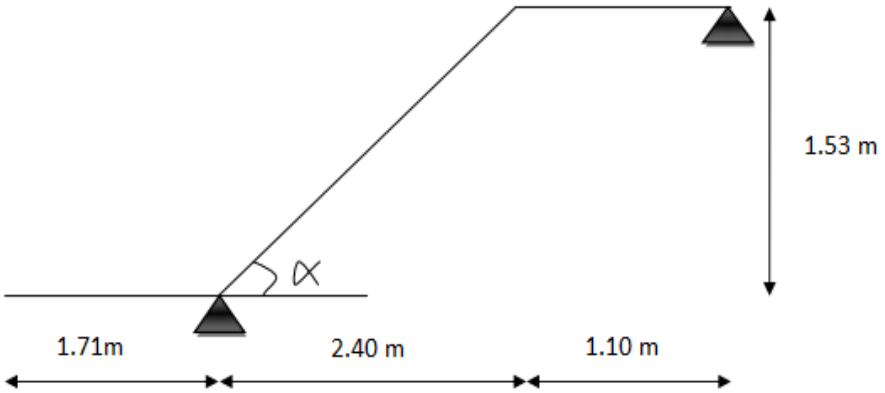


Schéma statique

Pour un bâtiment à usage d'habitation ou recevant du public .On a les conditions suivantes :

- ✓ $14cm \leq h \leq 17cm$
- ✓ $28cm \leq g \leq 36cm$
- ✓ 59 cm $\leq$ g + 2h $\leq$ 66 cm

On prend: h= 17 cm

✓ **Calcul du nombre de contre marches(n) :**

Le nombre de contre marches **n** est égal à :

$$\mathbf{n = \frac{H}{h}}$$

Talque $\begin{cases} H=153cm \\ h=17cm \end{cases} \longrightarrow n = \frac{153}{17} = \mathbf{9\ contre\ marches}.$

✓ **Calcul du nombre de marches « m » :**

Le nombre de marches **m** est égal à :

m = n−1=9−1**= 8 marches**

✓ **Calcul de la hauteur du giron :**

D'après la loi de BLONDEL : $\mathbf{28cm \leq g \leq 36cm}$

On prend **: g=30cm**

✓ **Vérification de lois de BLONDEL :**

$\mathbf{59 \leq 2h + g \leq 66cm}$ $\begin{cases} 59 \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66cm \text{ => CV} \\ 13 \leq 17 \leq 17 \text{ => CV} \end{cases}$

$\mathbf{14cm \leq h \leq 17cm}$

✓ **Dimensionnement de la paillasse :**

* $\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$

✓ **L'angle d'inclinaison α** :

$\boxed{tg\alpha = \frac{H}{L_2}}$ $\begin{cases} H=\frac{306}{2} = 153cm = 1.53m \\ L_2 = 240cm = 2.40m \text{ (longueur de la volée seule)} \end{cases}$

Donc : $tg\alpha = \frac{1.53}{2.40} = 0.6375 = 32.52°$

$L_2 = \frac{240}{cos\alpha} = \frac{240}{cos\ 32.52}$ => L_2 =284.62 cm

L_o =L_1 +L_2 +L_3 = 171+284.62+110= 565.63 m

Epaisseur de la paillasse:

$\Rightarrow \frac{565.63}{30} \leq e_p \leq \frac{565.63}{20}$

$\Rightarrow$ 18.85cm $\leq e_p \leq$ 28.28cm on opte pour : $\mathbf{e_p}$ **= 20 cm**

III-6-4-Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1mètre d'emmarchement et une bande de 1mètre de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

➢ **Charges permanentes et surcharges :**

a-Charges permanentes :

A) La volée

- Poids des marches (ρ =25KN/m³)……25x1x0, 17 /2 = 2,125 KN /m.
- Poids de la paillasse (ρ =25KN/m³)…….$\frac{1}{\cos(32.52)} \times 0.2 \times 25 = 5.93$KN/m
- Lit de sable (ρ=18KN/m³ ; e=0,02)……18x1x0.02 = 0,36 KN/m
- Mortier de pose (ρ=22KN/m³ ; e=0,02) ……22x1x0. 02= 0 ,44KN/m
- Carreaux Grés Céram (ρ=20KN/m³; e=0,01) ……20x0, 01 =0,20KN/m
- Poids du garde corps……= 0,20 KN/m
- Enduit de plâtre (ρ=10KN/m³ ; ep =2cm) …… 10x 0.02 =0,20KN/m

G_1=9.455KN/m

B) Le palier :

- Poids propre du palier…….. 0,20x25 x1m = 5 KN/m
- Poids total du revêtement……. 0.36+0.44+0.2+0.2=1.2KN/m

G_2=6.20KN/m

la charge concentrée :

Une charge concentre sur l'extrémité du palier dû à la charge du mur extérieur (P).

P = (3.06 – 0.20) x 2.36 x 1m = 6.74 KN

b- Surcharges d'exploitations :

La surcharge d'exploitation est donné par le DTR (Art 7-2-1), elle est la même pour la volée et le Palier ; **Q = 2,5** [KN/ml].

- **Combinations de charges :**
- ✓ **A l'état limite ultime (ELU) :**

Volée : q_{u1} = 1,35 x G_1 + 1,5 x Q = 1,35 x9.455+ 1,5 x 2,5 = 16.51KN/ml

Palier : q_{u2} = 1,35 G_2 + 1,5 Q = 1,35 x6.20 + 1,5 x 2,5 =12.12 KN/ml.

Mur extérieure : P = 1.35 x 6.74 =9.10 KN

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en Prenant l'ensemble (palier+volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastrée aux appuis en considérant la projection horizontale de la charge q sur la paillasse d'une Portée projetée L_2=2.40 m.

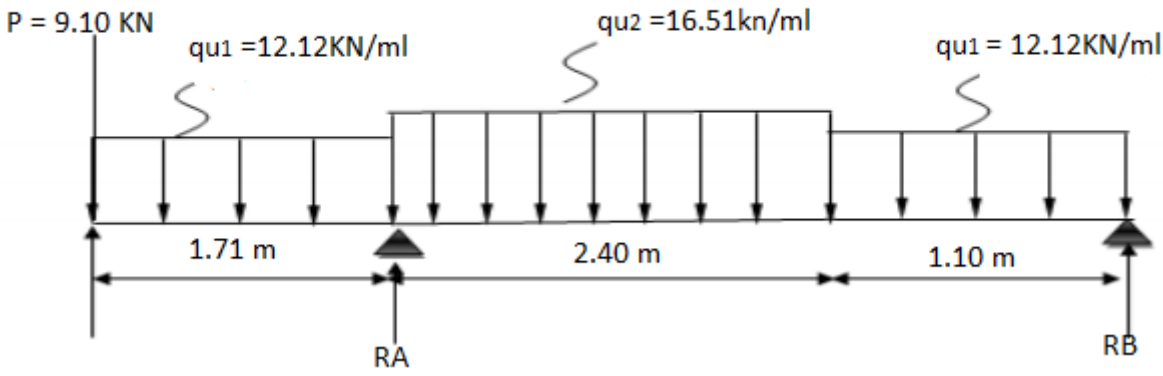


Figure III-6-2 : Schéma statique de calcul à l'ELU

D'après les formules de l' RDM :

- **<u>Reaction d'appuis :</u>**

Σ F/y =o ⟹ R_A + R_B = 82.78 KN

ΣM/A =0; **R_A =67.47 KN**

R_B =15.31KN

Tronçon (m)	Effort tranchant(Ty)	Moment fléchissant (MZ)	x(m)	Ty(KN)	MZ (KN.m)
$0 \leq x \leq 1.71$	$-12.12x-9.10$	$-6.06x^2-9.10x$	0	-9.10	0
			1.71	-29.83	-33.28
$1.71 \leq x \leq 4.11$	$-16.51x+65.87$	$-8.26x^2+65.87x-121.77$	1.71	37.64	-33.28
			4.11	-1.98	9.42
$0 \leq x \leq 1.10$	$12.12x-15.31$	$-6.06x^2+15.31x$	0	-15.31	0
			1.10	-1.98	9.51

Remarque : Compte tenu du semi encastrement a l'extrémité de l'appui B, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau de l'appui B et en travée. $\frac{d(M_Z)}{dx} = 0$

$12.12x-15.31 = 0 \longrightarrow x = 1.26m$

Le moment Mz(x) est maximum pour la valeur X = 1.26 m. Donc Mz_{max} =9.67KN.m

- Aux appuis : $M_{ua} = -0,3\ M_z^{max}$ **$= -2.90$KN.m**

- en travées : $M_{ut} = 0,85\ M_z^{max}$ **=8.22KN.**

M_B appui = $= -0,3\ M_z^{max}$ **$= -2.90$KN.m**

M_t travée $0,85\ M_z^{max}$ **=8.22KN.m**

M_A appui = 33.28 KN.m

M console =33.28 KN.m

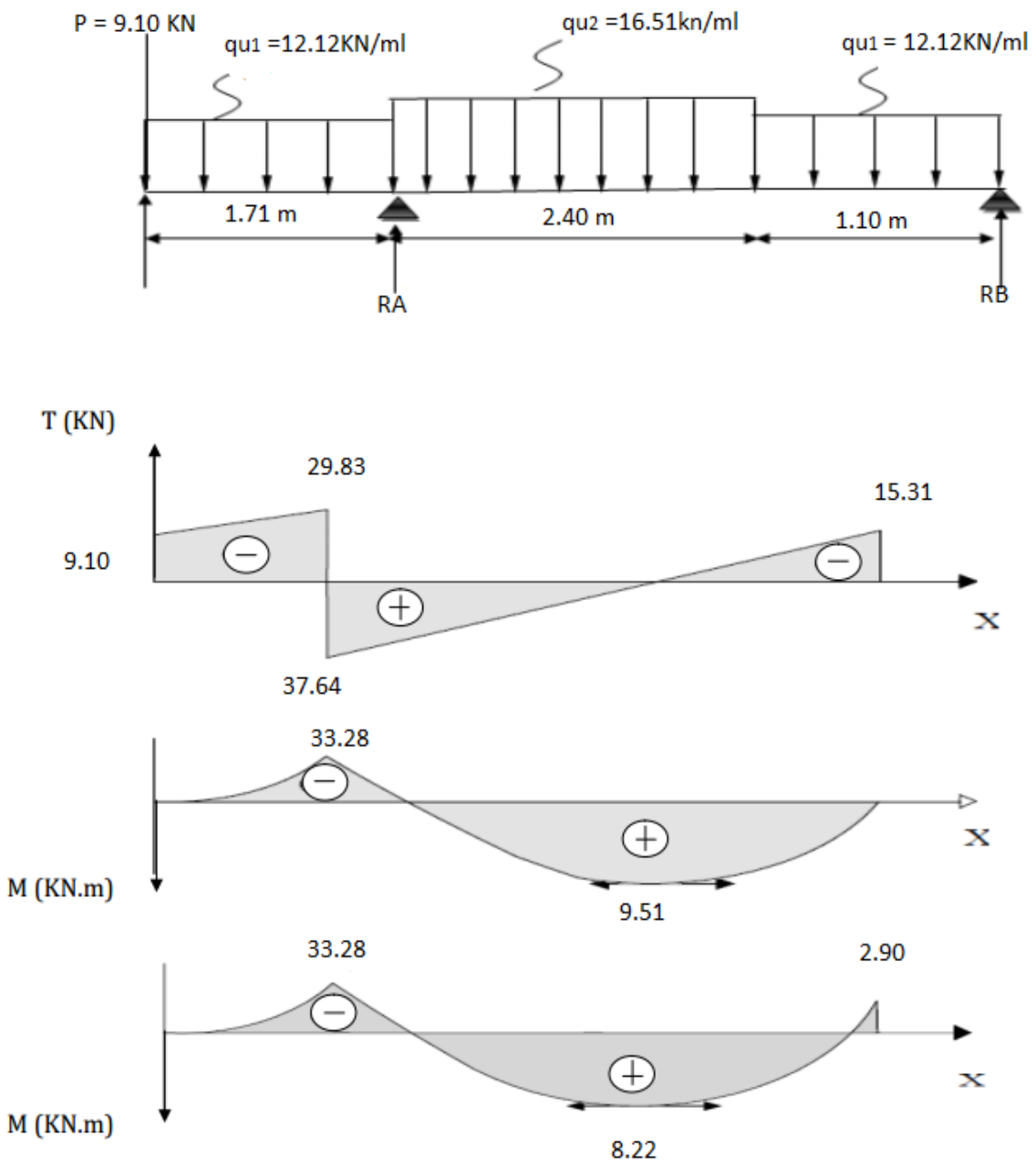
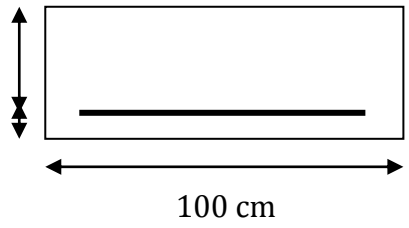


Fig III-6-3- Diagramme des efforts interne a L'ELU

III-6-5 ferraillage des paillasses :

Le calcul s'effectuera pour une bande de 1 m d'emmarchement et une bande de 1 m de Projection horizontale de la volée, tout en considérant une poutre simplement appuyée en Flexion simple.

b = 100 cm
e_p = 20 cm
c = 2 cm
d = 18 cm.



- **Moment réduit**

$$\mu_b = \frac{M}{bd^2 f_{bu}}$$

Avec :
- **M** : moment supporté par la section.
- f_{bu} : Contrainte limite de compression dans le béton.
- **b** et **d** : dimensions de la section.

- **Section d'armatures :**

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} \quad \text{Et} \quad A_r = \frac{A_S}{4}$$

a) Calcul des armatures

➢ **en travée M_t =8.22KN.m**

- **Armatures principales**

$\mu_b = \frac{8.22\times10^6}{1000\times180^2\times14.2} = \mathbf{0.018 < 0.392} \Rightarrow$ **S.S.A**

$\mu_b = 0.018 \Rightarrow \beta = 0.991$

$A_{st} = \frac{8.22\times10^6}{0.991\times180\times348} = 132.42mm^2 = 1.32cm^2$

On opte pour **: 5HA10=3.92cm²/ml** ; **Soit e =20cm.**

• Armatures de répartition:

$A_r = \frac{3.92}{4}$ =0.98cm²

On opte pour **: 4HA10=3.14 cm²/ml** avec **e= 25cm.**

➢ **Aux appuis :**

Appui B : M_B = 2.90 KN.m.

- **Armatures principales :**

$\mu_b = \frac{2.90\times10^6}{1000\times180^2\times14.2} = \mathbf{0.006 < 0.392} \Rightarrow$ **S.S.A**

$\mu_b = 0.006 \Rightarrow \beta = 0.997$

$A_{sa} = \frac{2.90\times10^6}{0.997\times180\times348} = 46.44mm^2 = 0.46cm^2$

On opte pour **: 5HA10=3.92cm²/ml ;** Avec **e =20cm.**

- **Armatures de répartition:**

$A_r = \frac{3.92}{4}$ = 0.98 cm²

On opte pour **: 4HA10=3.14 cm²/ml** avec **e= 25cm.**

Appui A : M_A = 33.28 KN.m.

- **Armatures principales :**

$\mu_b = \frac{33.28\times10^6}{1000\times180^2\times14.2} = \mathbf{0.07 < 0.392} \Rightarrow$ **S.S.A**

$\mu_b = 0.07 \Rightarrow \beta = 0.964$

$A_{sa} = \frac{33.28\times10^6}{0.964\times180\times348} = 46.44mm^2 = 5.52cm^2$

On opte pour **: 5HA12=5.65cm²/ml ;** Avec **e =20cm.**

- **Armatures de répartition:**

$A_r = \frac{5.65}{4}$ =1.41cm²

On opte pour **: 4HA10=3.14 cm²/ml** avec **e= 25cm.**

III-6-6-Vérifications à l'ELU :

a-Espacement des armatures : (Art A.8.2, 42 BAEL91 mod 99)

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

➢ **Armature longitudinales :**

*Aux appuis : St=20 cm < min {2h; 33cm}=33cm ⇒ Condition vérifiée.

*En travée : St =20 cm < min {2h; 33cm} =33cm ⇒ Condition vérifiée.

➢ **Armature de répartition** :

*Aux appuis : St=25cm <min {4h; 45cm}=45cm ⇒ Condition vérifiée.

*En travée : St=25 cm <min {4h; 45cm} =45cm ⇒ Condition vérifiée.

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

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$\boldsymbol{A > A_{min}}$ Talque : $A_{min} = 0.23bd\frac{f_{t28}}{f_e}$

$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17cm^2$

- **Aux appuis :**

A_B= 3.92 cm^2 > Amin = 2.17cm^2…… **Condition vérifiée.**

A_A = 5.65 cm^2 > Amin = 2.17 cm^2…… **Condition vérifiée.**

- **En travées :**

A_t = 3.92cm^2 > Amin = 1.932 cm^2 ……**Condition vérifiée.**

c-Contrainte tangentielle: (**Art A.5.1, 1/ BAEL91) :**

On doit vérifier que :$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 d} \leq \overline{\tau}_u$

$\overline{\tau}_u = 0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.2\times25}{1.5} = 3.33Mpa$ **(A.5.1,211/ BAEL91)**

$\tau_u = \frac{37.64\times10^3}{1000\times180} = 0.209Mpa$

$\overline{\tau}_u$ =3.33$Mpa < \tau_u$ =0.209Mpa ……**Condition vérifiée.**

Donc : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d-L'adhérence des barres : (**Art. A.6.1,3 / BAEL91)**

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

$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9\times d\sum U_i} < \overline{\tau}_{se} = \Psi_s . f_{t28}$

Ψ =1.5 (pour les aciers H.A).

$\overline{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15Mpa$

$\sum U_i = n\pi\emptyset = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4mm$

$\tau_{se} = \frac{37.64\times10^3}{0.9\times180\times188.4} = 1.233Mpa$

$\boldsymbol{\tau_{se} < \overline{\tau}_{se}}$ => **Pas de risque d'entrainement des barres**

e-Ancrage des barres (BAEL 91 modifié 99 Art A6-1.2.1)

$\tau_s = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835Mpa$

La longueur de scellement est :

$\boldsymbol{L_s = \frac{\emptyset\times f_e}{4\times\tau_s} = \frac{1.2\times400}{4\times2.835} = 42.32cm}$

Vu que **Ls** dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de (BAEL 91/99) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers H.A, soit : **Lc = 16.93 cm.**

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

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

$$\frac{2V_u}{b \times 0.9d} = \frac{2 \times 37.64 \times 10^3}{1000 \times 0.9 \times 180} = 0.46Mpa$$

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

⟹ **Condition vérifiée**

g-Influence de l'effort tranchant sur les armatures :(Art 5.1.1, 312 / BAEL91)
On doit prolonger les aciers au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisantes pour équilibrer l'effort tranchant V_u.

$$\textbf{Ast min à ancrer} \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e}$$

$$\frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 37.64 \times 10^3}{400} = 1.08cm^2$$

III-6-7-Vérification à l'ELS :

- **Combinaison d'action:**

q_s = G + Q

Volée : $q_{u1} = G_1 + Q = 9.455 + 2,5 = 11.95$ KN/ml.
Palier : $q_{u2} = G_1 + Q = 6.20 + 2,5 = 8.70$KN/ml
Mur extérieure : P = 6.74KN

1. **Calcul des efforts internes :**

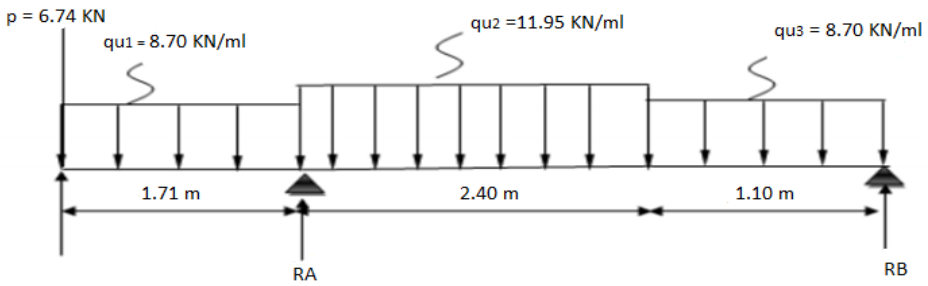


Figure III-6-4: Schéma statique de calcul à l'ELS

D'après les formules de l' RDM :

- **Reaction d'appuis :**

$\Sigma F/y = o \Longrightarrow R_A + R_B = 59.87$ KN

$\Sigma M/A = 0$; $\mathbf{R_A = 48.90KN}$

$\mathbf{R_B = 10.97KN}$

Tronçon (m)	Effort tranchant(Ty)	Moment fléchissant (MZ)	x(m)	Ty(KN)	MZ (KN.m)
$0 \leq x \leq 1.71$	$-8.70x-6.74$	$-4.35x^2-6.74x$	0	-6.74	0
			1.71	-21.62	-24.26
$1.71 \leq x \leq 4.11$	$-11.95x+47.71$	$-5.98x^2+47.71x-88.36$	1.71	27.28	-24.26
			4.11	-1.40	6.71
$0 \leq x \leq 1.10$	$8.70x-10.97$	$-4.35x^2+10.97$	0	-10.97	0
			1.10	-1.40	6.80

Remarque : Compte tenu du semi encastrement a l'extrémité de l'appui B, on porte une Correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau de l'appui B et en travée. $\frac{d(M_Z)}{dx} = \mathbf{0}$

$8.70x-10.97 = 0 \longrightarrow x = 1.26$m

Le moment Mz(x) est maximum pour la valeur X = 1.26 m. Donc $Mz_{max} = 4.06$KN.m

M_B appui = $= -0,3\ M_z^{max}$ **$= -1.22$KN.m**

M_t travée $0,85\ M_z^{max}$ **$= 3.45$KN.m**

M_A appui = 24.26KN.m

M console =24.26 KN.

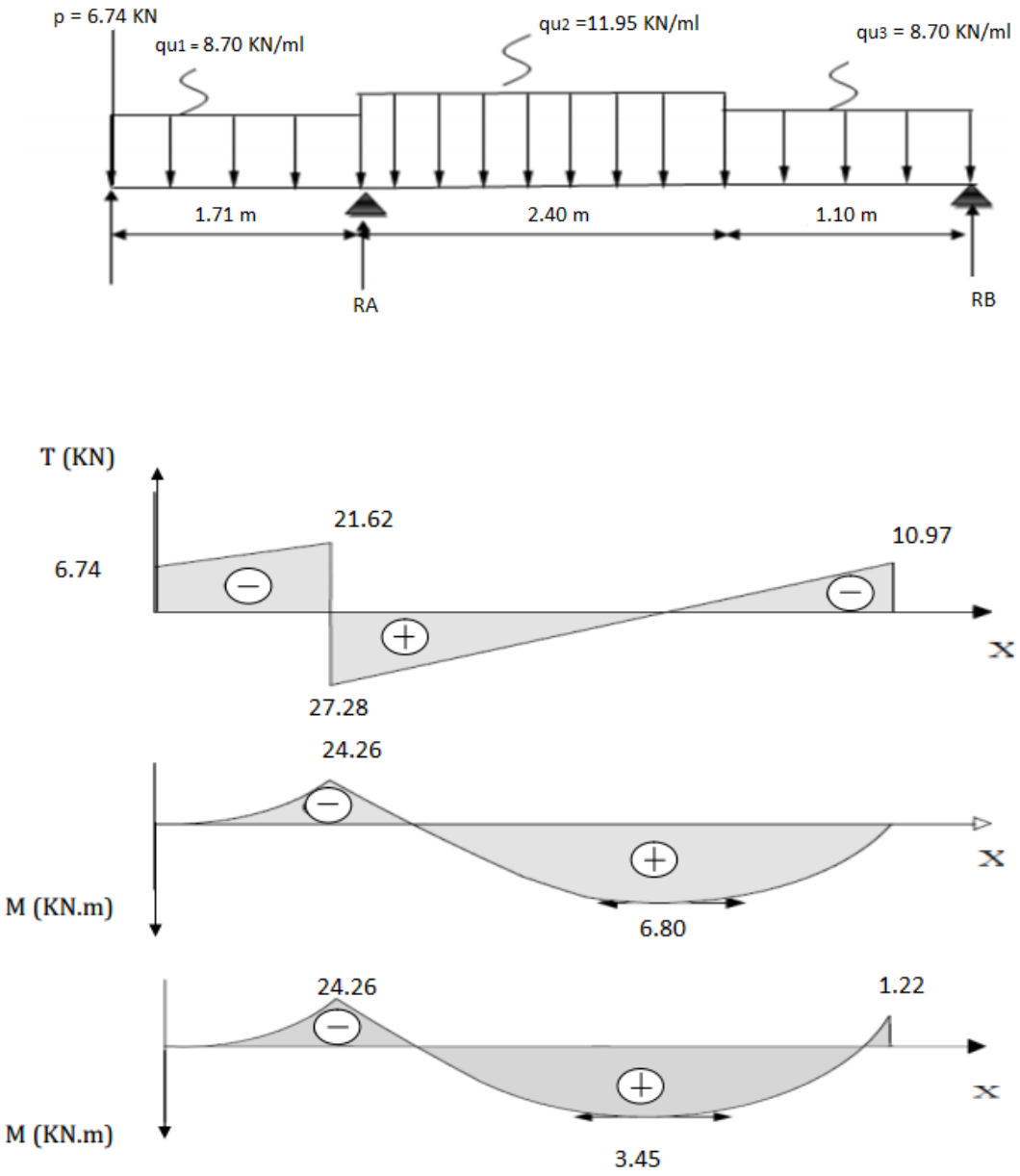


Figure III-6-5- : Diagramme des efforts internes à l'ELS

III-6-7- vérifications à l'ELS :

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

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

- **contrainte de compression dans le béton :**

On doit s'assurer que : $\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}}$

Avec : $\begin{cases} \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} \end{cases}$

✓ **Aux appuis:**

Appui A:

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 18} = 0.314$$

$$\rho_1 = 0.314 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.913 \\ \alpha_1 = 0.261 \end{cases}$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = 0.024$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 Mpa$$

$$\sigma_{sa} = \frac{M_a}{A_{sa} \times \beta \times d} = \frac{24.26 \times 10^6}{565 \times 0.913 \times 180} = 261.28 Mpa$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{sa} = 261.28 \times 0.024 = 6.27\ Mpa$$

$\boldsymbol{\sigma_{bc} = 6.27 Mpa \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 Mpa}$ **……Condition vérifiée**

Appui B:

$$\rho_1 = \frac{100 A_b}{bd} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 18} = 0.218$$

$$\rho_1 = 0.218 \Rightarrow \beta_1 = 0.925$$

$$\alpha_1 = 0.225$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = 0.019$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 Mpa$$

$$\sigma_{sa} = \frac{M_a}{A_{sa} \times \beta \times d} = \frac{1.22 \times 10^6}{392 \times 0.925 \times 180} = 18.69 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{sa} = 18.69 \times 0.019 = 0.36 \text{ Mpa}$$

$\boldsymbol{\sigma_{bc} = 0.36 Mpa \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 Mpa}$ **……Condition vérifiée**

✓ **En travée :**

$$\boldsymbol{\rho_1} = \frac{\boldsymbol{100At}}{\boldsymbol{bd}} = \frac{100\times3.92}{100\times18} = 0.218$$

$$\rho_1 = 0.218 => \begin{cases} \beta_1 = 0.925 \\ \alpha_1 = 0.225 \end{cases}$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = 0.019$$

$$\sigma_{sa} = \frac{M_t}{A_{st}\times\beta\times d} = \frac{3.45\times10^6}{345\times0.925\times180} = 60.06\text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{sa} = 60.06\times0.019 = 1.14\text{Mpa}$$

$$\boldsymbol{\sigma_{bc} = 1.14Mpa \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15Mpa}$$ ……**Condition vérifiée**

➢ **Vérification de la flèche (Art B.6.8, 424 /BAEL 91)** :

➢ **Pour la paillasse** :

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont Vérifiées :

a) $\frac{h}{L'} \geq \frac{1}{16}$

b) $\frac{h}{L'} \geq \frac{M_t}{10M_t}$

c) $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$

h : hauteur de la section est égale à 20 cm.

L : portée libre est égale à 306cm.

A : section des armatures tendues.

Mst : moment fléchissant max en travée :

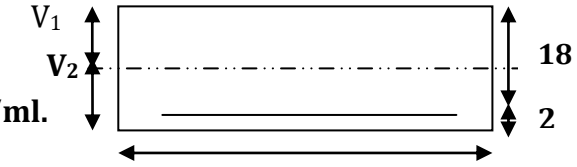
- $\frac{h}{L'} \geq \frac{1}{16}$ => $\frac{0.20}{3.06} = 0.065 > \frac{1}{16} = 0.062$……**Condition vérifiée.**
- $\frac{h}{L'} \geq \frac{M_t}{10M_t}$ => $\frac{0.20}{3.06} = 0.065 < \frac{3.45}{10\times4.06} = 0.085$ ……**Condition non vérifiée.**
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$ => $\frac{3.92}{100\times18} = 0.002 < \frac{4.2}{400} = 0.011$……**Condition vérifiée.**

La 2 ème Conditions n'est pas vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche.

- Calcul de la flèche :

$$\boldsymbol{f = \frac{5qL^4}{384E_v.I_{fv}} < \overline{f} = \frac{L}{500}}$$

Avec :



E_v : Module de la déformation diffère

$E_v = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = \mathbf{10818.86}\boldsymbol{Mpa}$

qs = max {**11.95KN/ml**, **8.70 KN/ml**} = **11.95 KN/ml.**

I_{fv} : Moment d'inertie de la section homogénéisée :

$I_{fv} = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C)^2$

Sxx : Moment statique ;$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t.d$

B0 : Aire de la section homogénéisée ; B0 = b.h + 15At

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2}+15A_t d}{bd+15A_t} = \frac{\frac{100\times20^2}{2}+15\times3.92\times18}{100\times18+15\times3.92} = \mathbf{11.33}\boldsymbol{cm}$$

V2 = h – V1 = 20– 11.33= **8,67cm**

D'où:

$$I_{fv} = \frac{100}{3}\left(\overline{11.33}^3 + \overline{8.67}^3\right) + 15 \times 3.92(8.67 - 2)^2$$

$$\boldsymbol{I_{fv} = 72819.74cm^4}$$

$$\boldsymbol{f} = \frac{\mathbf{5\times11.95\times3.06^4}}{\mathbf{384\times10818.86\times10^3\times72819.74\times10^{-8}}} = \mathbf{0.0017}\ \boldsymbol{cm} < \overline{\boldsymbol{f}} = \frac{\mathbf{306}}{\mathbf{500}} = \mathbf{0.612}\boldsymbol{m}$$

$\boldsymbol{f < \overline{f}} \Rightarrow$ **La Condition est vérifiée.**

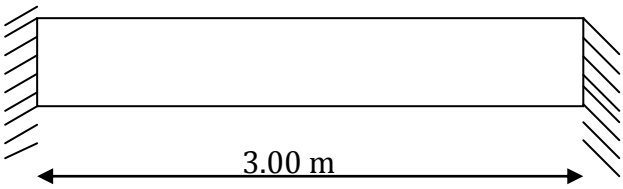
- **Pour la console :**

- $a)\ \frac{h}{L'} \geq \frac{1}{16}$ => $\frac{0.20}{1.71} = 0.1169 > \frac{1}{16} = 0.062$**……..Condition vérifiée.**
- $\frac{h}{L'} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_t}$ => $\frac{0.20}{1.71} = 0.1169 > \frac{24.26}{10\times24.26} = 0.98$……**Condition vérifiée.**
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$ => $\frac{3.92}{100\times18} = 0.002 < \frac{4.2}{400} = 0.011$……**Condition vérifiée.**

On remarque que toutes les conditions précédentes sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est nécessaire.

III-7-Calcul de la poutre palière :

C'est une poutre qui se situe au niveau du palier intermédiaire à mi-étage, elle est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et les réactions du palier. Elle est partiellement encastrée dans les poteaux. Sa portée est de 2.70m (entre nu d'appuis).
Le calcul se fera en flexion simple.



III-7-1-Pré dimensionnement:

- $\mathbf{0.4h \leq b \leq 0.7h}$
- $\mathbf{\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}}$

Avec : • **h :** hauteur de la poutre,
• **b :** largeur de la poutre,
• **L :** portée maximale entre nus d'appuis.

L=2.70m $\Rightarrow \begin{cases} \frac{300}{15} = 20 \leq h \leq \frac{300}{10} = 30 \\ 0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \Rightarrow 12 \leq b \leq 21 \end{cases}$

On prend : $\begin{cases} \mathbf{b=25\ cm} \\ \mathbf{h=30cm} \end{cases}$

➢ **Vérification des conditions de RPA 99 Version 2003 :**

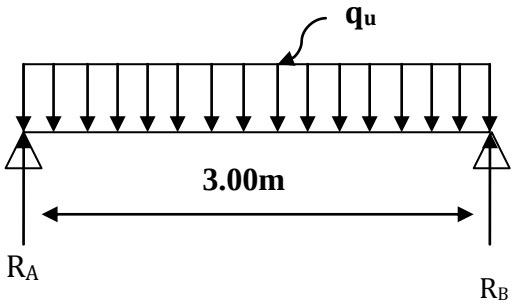
$\left.\begin{matrix} \boldsymbol{h = 30} \\ \boldsymbol{b = 25} \end{matrix}\right\} \Longrightarrow$ **Condition vérifiée**

$\mathbf{\frac{30}{25} = 1.2 < 4}$

III-7-2-Détermination des Charges et surcharges :

• Poids propre de la poutre :

-Poids propre : G = 0,30 x 0,25 x 25 = 1.875 KN/m
- Réaction du palier (**ELU**)**:** R_u = 32.37 KN
- Réaction du palier (**ELS**)**:** R_s= 23.40 KN



❖ **Calcul des efforts internes :**

• Combinaison de charges à l'ELU :

$q_u = 1{,}35\ G + R_u = (1{,}35 \times 1.875) + 32.37 =$ **34.90 KN/ml.**

- **Combinaison de charges à E LS :**

$q_s = G + R_s = 1.875 + 23.40 =$ **25.28KN/ml.**

- **Les réactions d'appuis (ELU) :**

$R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{34.90 \times 3.00}{2} = 52.35$ KN

- **Calcul des moments isostatique:**

$M_0 = M_{max} = \frac{q_{uL^2}}{8} = \frac{34.90 \times 3^2}{8}$ **=39.26KN.m**

- **Correction des moments**

- Aux appuis : $M_a = -0{,}3M_0 = -0{,}3 \times 39.26 = -11.78$ KN.m.

- En travée : $M_t = 0{,}85M_0 = 0{,}85 \times 39.26 = 33.37$ KN.m

❖ **Les diagrammes :**

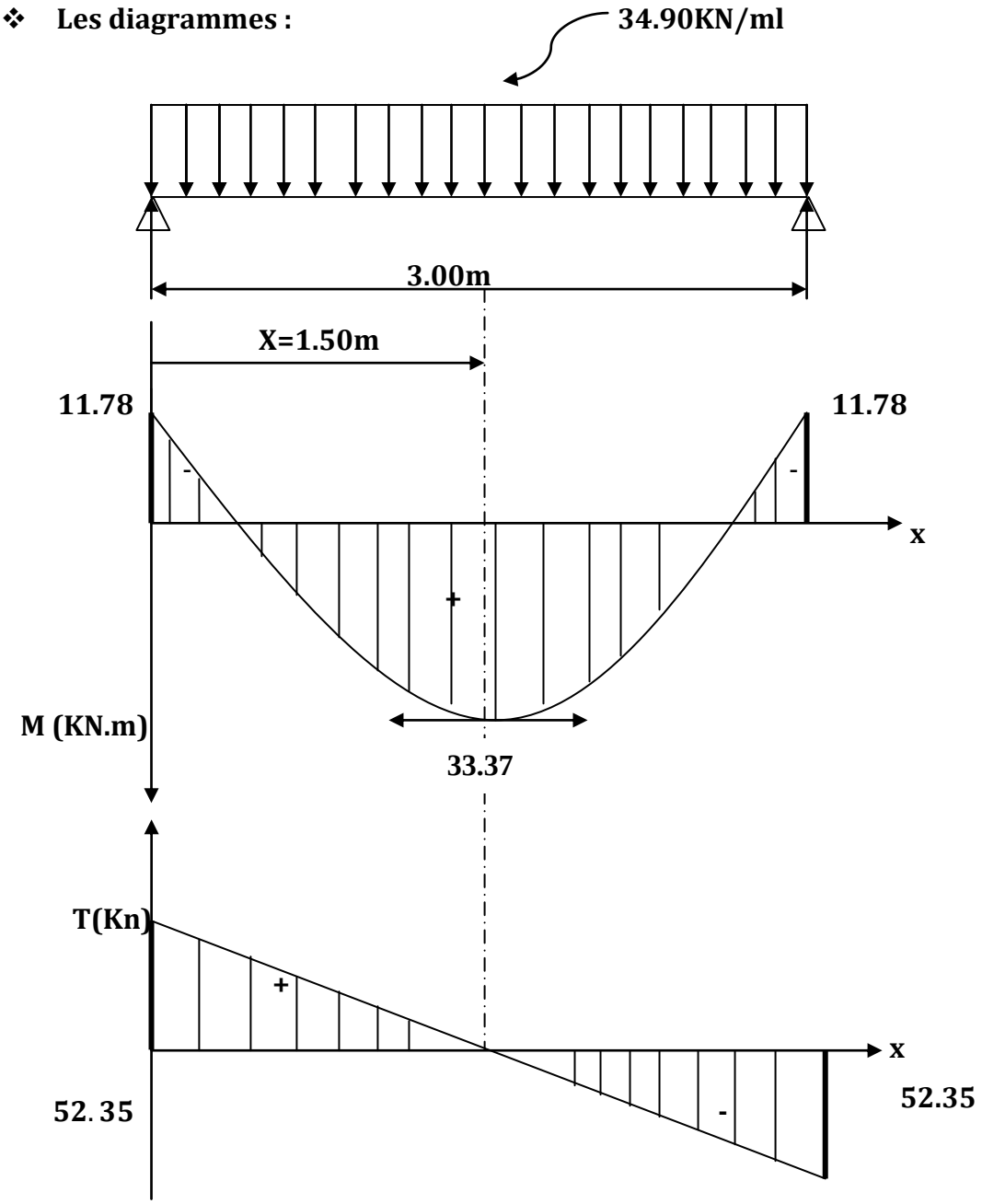


Fig III-7-1- diagrammes des efforts internes à l'ELU

III-7-3-Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

➢ **En travée:** Mu = 33.37 KN.m.

$$\boldsymbol{\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{33.37}{0.25\times 0.28^2 \times 14.2\times 10^3} = 0.120 < \mu_e = 0.392 \longrightarrow SSA}$$

Tableau

$$\boldsymbol{\mu_u = 0.120 \longrightarrow \beta = 0.936}$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{33.37}{0.936\times 0.28\times 348\times 10^3} = 0.00036m^2 = 3.60cm^2$$

On opte : 3HA14=4.62cm²

➢ **Aux appuis :** Mu = -11.78 KNm

$$\boldsymbol{\mu_a = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11.78}{0.25\times 0.28^2 \times 14.2\times 10^3} = 0.042}$$

Tableau

$$\boldsymbol{\mu_u = 0.042 \longrightarrow \beta = 0.979}$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta . d . f_{e/\gamma_s}} = \frac{11.78}{0.979\times 0.28\times 400\times 10^3/1.15} = 0.00012m^2 = 1.24cm^2$$

On opte : 3HA12=3.39cm²

❖ **Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux :(Art 7.5.2.1/RPA2003)**

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.

$A_{sTotale}$ =3HA12+3HA14**= 8.01 cm² >** 0.005xbxh**=3.75cm² condition vérifiée.**

III-7-4-Vérification à l'ELU :

➢ **condition de non fragilité (BAEL91modifié99/ Art A 4.2.1) :**

$$A_{adopte} > A_{min} = 0.23\frac{f_{t28}}{f_e}bd$$

▪ **En travée** : $A_{min} = \frac{0.23\times 2.1\times 10^3\times 0.25\times 0.28}{400\times 10^3} = 0.0000845m^2 = 0.85cm^2$

$\boldsymbol{A_{adopte} = 4.62cm^2 > A_{min} = 0.68cm^2}$ **condition vérifiée.**

▪ **Aux appuis :** $A_{min} = \frac{0.23bdf_{t28}}{f_e} = \frac{0.23\times 0.25\times 0.28\times 2.1\times 10^3}{400} = 0.0000845m^2 = 0.85cm^2$

$\boldsymbol{A_{adopte} = 3.39cm^2 > A_{min} = 0.68cm^2}$ **condition vérifiée.**

➢ **Contrainte tangentielle (art .A.5, 1.1 /BAEL 91 modifiées 99) :**

Nous avons des fissurations peu nuisibles :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{52.35\times 10^3}{250\times 280} = 0.75Mpa$$

$$\overline{\tau}_u = min\{0.13f_{c28}, 5Mpa\} = min\{3.25Mpa, 5Mpa\} = 3.25Mpa$$

$\boldsymbol{\tau_u = 0.75Mpa < \overline{\tau}_u = 3.25Mpa}$ => **Pas de risque de cisaillement.**

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art : A.5.1.3 /BAEL 91/ 99) :**

• **Sur le béton :** (BAEL 91/Art A 5.1, 313)

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

✓ $\sigma_{bc} = \frac{2 \times 52.35 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 280} = 1.66 Mpa$

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

$\longrightarrow$ $\mathbf{1.66 Mpa < 13.33 Mpa}$ **Condition vérifiée**

• **Sur l'acier : (BAEL 91/Art A.5.1, 312) :**

Ast min à ancrer $= \frac{V_u^{max}}{f_{su}} = \frac{1.15 \times 52.35 \times 10^3}{400} = 1.50 cm^2$; Ast $_{adopté}$ = 4.62 cm²

Ast min < Ast $_{adopté}$ => Les armatures calculées sont suffisantes.

- **l'ancrage des barre aux appuis (Art : A. 6 .1 .2 /BAEL 91 modifiées 99):**

$$\boldsymbol{\tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}}$$

✓ $\tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 Mpa$

✓ $L_s = \frac{f_e}{4 \tau_{su}} \emptyset = 35.27 \emptyset$

✓ $L_s = 35.27 \times 1.2 = 42.32 cm$

Pour des raisons pratiques il est nécessaire d'adopter un crochet normale, d'après le BAEL91 ; la longueur nécessaire pour les aciers HA est $0{,}4 l_s$= 0,4 x 42,32 = 16,93

On prend : lc =15cm.

- **contrainte d'adhérence et d'entraînement aux appuis** (**art .A.6, 1.3 /BAEL 91 modifiées 99)**

Il faut vérifiée que $\boldsymbol{\tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se}}$

✓ $\boldsymbol{\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}}$

$\sum u_i$ somme des périmètres utiles des armatures

✓ $\sum u_i = 3.\pi.\Phi = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04 mm$

✓ $\boldsymbol{\tau_{se} = \frac{52.35 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 113.04} = 1.84 Mpa}$

✓ $\overline{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = \mathbf{3.15 Mpa}$

Condition vérifiée

Donc : Pas de risque d'entraînement des barres.

❖ **Armatures de répartition :**

- **diamètres des armatures transversales :** (BAEL 91/Art A.7.2,2)

$$\emptyset_t \leq \min(\frac{h}{35} ; \emptyset ; \frac{b}{10})$$

$\Longrightarrow$ $\emptyset_t \leq \min(\frac{300}{35} ; 12 ; \frac{250}{10}) = 8.57\text{mm}$ => On prend $\boldsymbol{\emptyset_t}$ **= 8 mm**.

Nous adopterons 1cadre et un étrier en Ø**8 ;** Donc**: At =2,01cm²**

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

$s_{t\,max} \leq \ min\{0.9d ; 40cm\} = min\{25.2cm; 40cm\} = 25.2cm$

On prend : $\boldsymbol{s_{t\,max} = 25cm}$

- **Exigences du RPA pour les aciers transversales :**

- Zone nodale :

$S_t \leq min\left\{\frac{h}{4}; 12\emptyset\right\} = min\{7.5; 14.4\} = 7.5cm$

Soit **St = 7cm**

- Zone courante :

$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15cm$ On opte pour : **St max = 15 cm**

- **Quantité d'armatures transversales minimale :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$A_{t\,min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125cm^2$

Adopté = 2,01cm²> Amin du RPA $= 1.125\text{cm}^2$ **condition vérifiée**.

- **Pourcentage minimal des armatures transversales**: **:(Art 5.1, 22 / BAEL91):**

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$A_{adopté} > \frac{0.4bS_t}{f_e} = \frac{0.4\times25\times15}{400} = 0.375cm^2$

$A_{adopté}$ = 2,01cm² > $A_{min\ du\ BAEL}$=0.3cm²

III-7-5-Calcul des efforts internes à l'ELS : qs = 25.28 KN/ml.

-Moment isostatique :$M_{OS} = M_s^{max} = \frac{q_s\times L^2}{8} = \frac{25.28\times3^2}{8} = 28.44Kn.m$

-Effort tranchant : $T_s = T_s^{max} = \frac{q_s\times L}{2} = \frac{25.28\times3}{2} = 37.92Kn$

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

- ✓ **Aux appuis** : M_{ua} = -0,3 M_s^{max} **$=-8.53$ KN.m**
- ✓ **en travées** : M_{ut} = 0,85 M_s^{max} **= 24.17 KN**

❖ **Les diagrammes :**

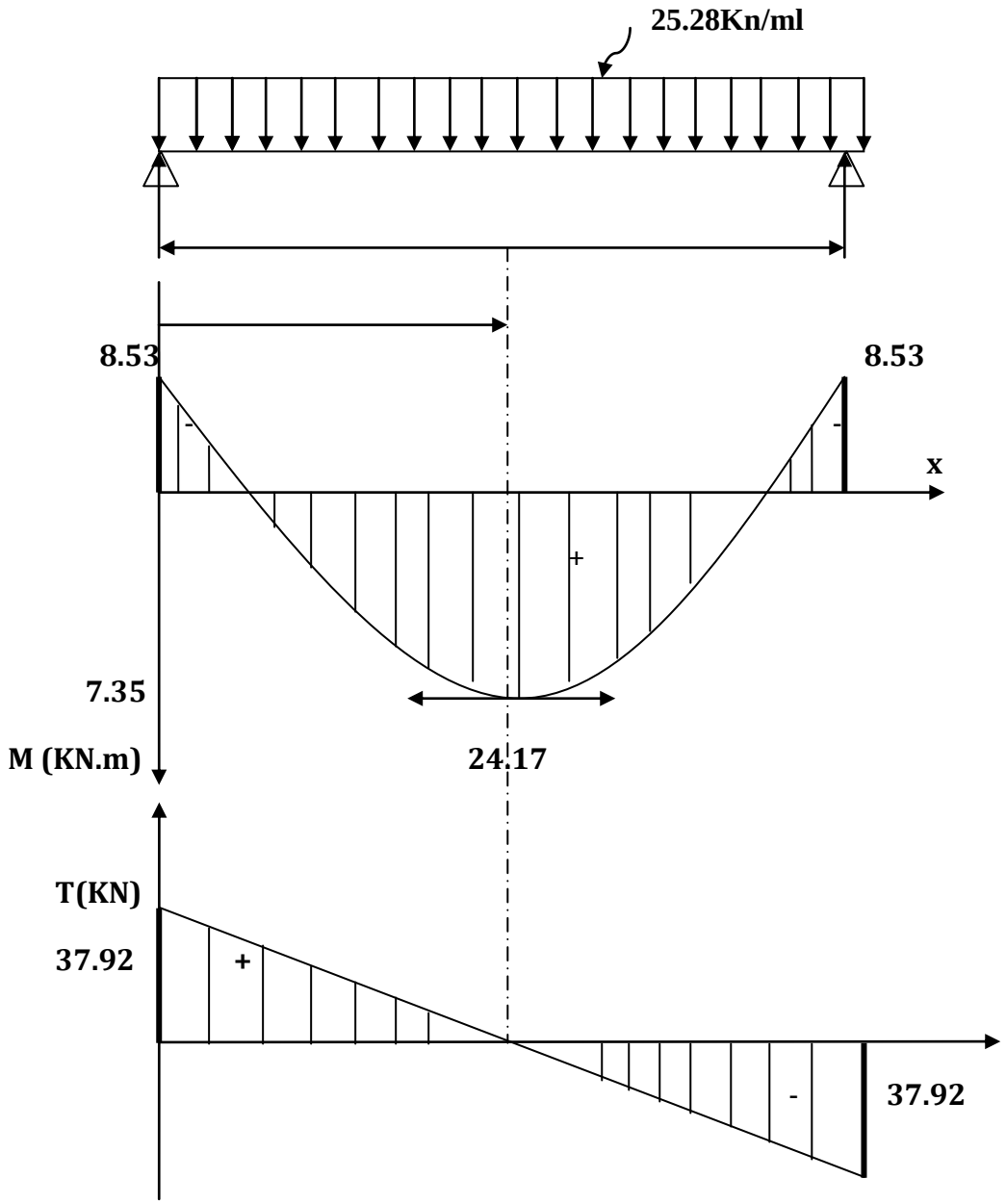


Fig III-7-2-Diagramme des efforts internes à l'ELS

III-7-5-Vérification à l'ELS :

Dans notre cas, les fissurations sont considérées comme peu nuisibles, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

- **Etat limite de compression de béton: (BAEL 91/Art A.4.5,2) :**

❖ **En travée :**

- **Contrainte dans l'acier :**

On doit donc s'assurer que : $\sigma_t \leq \overline{\sigma}_{st}$

✓ $\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100\times4.62}{25\times28} = 0.66$

$\rho_1 = 0.66 \quad => \quad \beta_1 = 0.916 \;\; ; \;\; K_1 = 98.60$

✓ $\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta_1 d A_t} = \frac{24.17\times10^6}{0.916\times280\times462} = 203.98Mpa$

✓ $\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348Mpa$

$\boldsymbol{\sigma_{st} = 203.98 < \overline{\sigma}_{st} = 348Mpa}$ …… **Condition vérifiée**

- **contrainte dans le béton:**

On doit donc s'assurer que : $\sigma_t \leq \overline{\sigma}_{st}$

✓ $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{203.98}{98.60} = 2.07Mpa$

✓ $\overline{\sigma}_{st} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15Mpa$

$\boldsymbol{\sigma_t = 2.07 \leq \overline{\sigma}_{st} = 15Mpa}$…… **Condition vérifiée**

- **Etat limite de déformation : (BAEL91/Art B.6.8, 424)**

Nous pouvons dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$\frac{h}{L} = \frac{0.30}{3.00} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625$ => Condition vérifiée

$\frac{h}{L} = 0.1 > \frac{M_t}{10M_o} = \frac{24.17}{10\times28.44} = 0.085$ => Condition vérifiée

$\frac{A_t}{b\times d} = \frac{4.62}{25\times28} = 0.0066 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$ =>Condition vérifiée

Les trois conditions sont vérifiées, on se dispense de calculer la flèche ; Les armatures calculées à l'ELU

Sont suffisantes et Le ferraillage de la poutre palière sera comme suit :

- **Armatures principales :**

- 3HA14 au niveau des travées.

- 3HA12 au niveau des appuis.

- **Armatures de répartition:**

- 1cadre et **1** étrier en **HA8**

Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis aux différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

IV .1.Concept de base de la M.E.F (méthode des éléments finis).

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur leurs limites. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

IV.2.Description du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique 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 modes de vibration…..etc.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000).

Rappel :(terminologie) :
Grid line : ligne de grille
Joints : nœuds
Frame : portique (cadre)
Shell : voile
Elément : élément
Restraints : degrés de liberté(D.D.L)
Loads : charge
Uniforme loads : point d'application de la charge
Define : définir
Materials : matériaux
Concrete : béton
Steel : acier
Frame section : coffrage
Column : poteau
Beam : poutre

IV.3.Choix de la Méthode de calcul :

- **Méthodes utilisables.**

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version 2003).
Dans notre cas les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA 99 version 2003. Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode Statique équivalente

IV.4.Présentation de la méthode modale spectrale:

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

- **Principe :**

Par cette méthode, il est recherché par chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentée par un spectre de calcul ; ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

- **Hypothèses de calcul.**

- ✓ Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- ✓ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- ✓ Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

Caractéristiques de la structure relativement à l'étude dynamique :

- La structure est classée en groupe d'usage **2 (RPA 2003/Art 3.2).**
- La structure est de catégorie **S3** (sol meuble).
- La structure se trouve dans une zone de moyenne sismicité Zone **IIa.**
- La structure à étudiée fait **31.62 m** (RDC+8+Sous-sol) de hauteur.

IV .5.Etapes de modélisation:

a)Première étape.

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

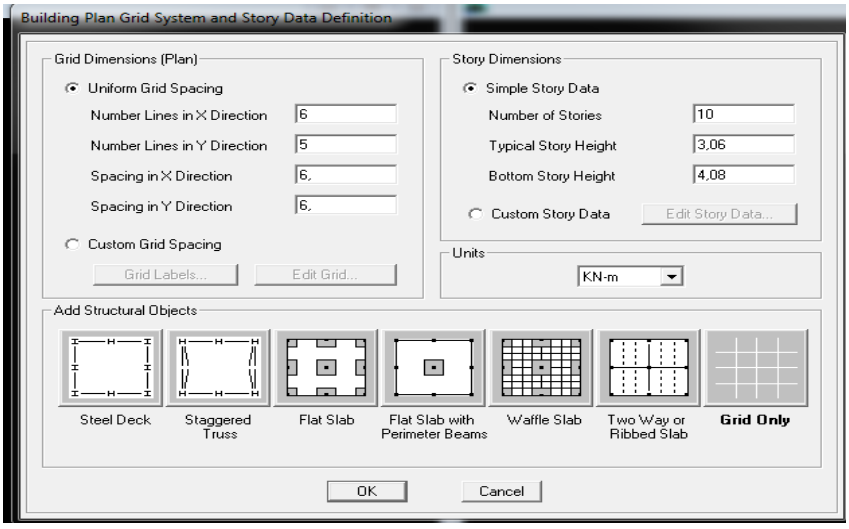
Choix des unités

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne Ton-m comme unités de base pour les forces et déplacements :

Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, cette option permet d'introduire :

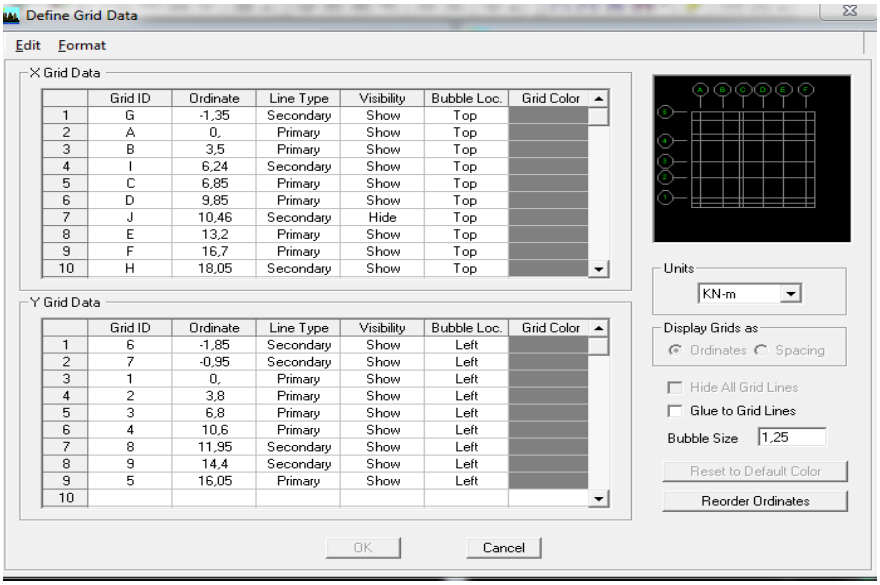
- Le nombre de portiques suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre des étages.



Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentants la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : **X-Y, X-Z, Y-Z.**

- **Modification de la géométrie de base :**

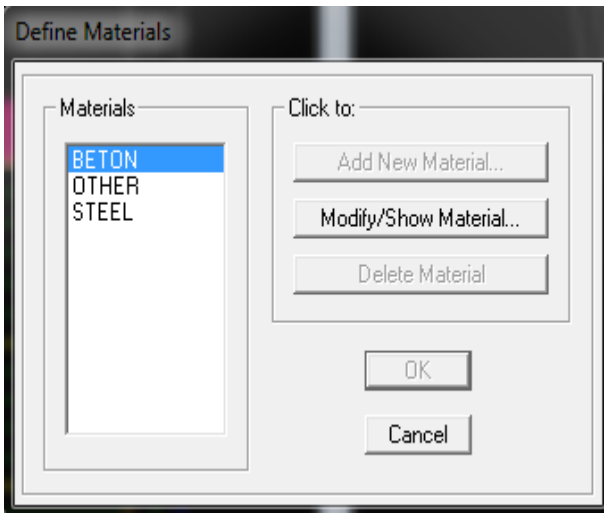
Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.
-On clique sur le bouton droit de la souris.
-On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok** .
-Pour modifié les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data.**

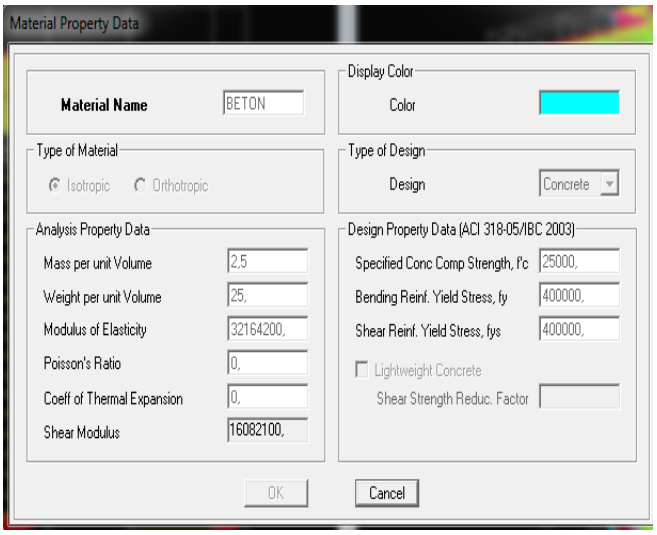


b)Deuxième étape:

La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Matériel proprietes** nous sélections le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :



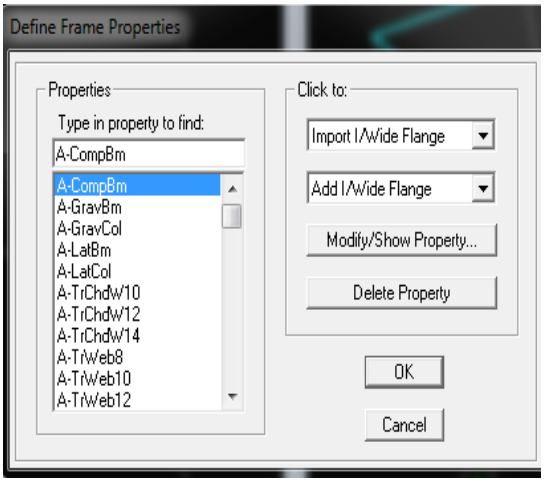


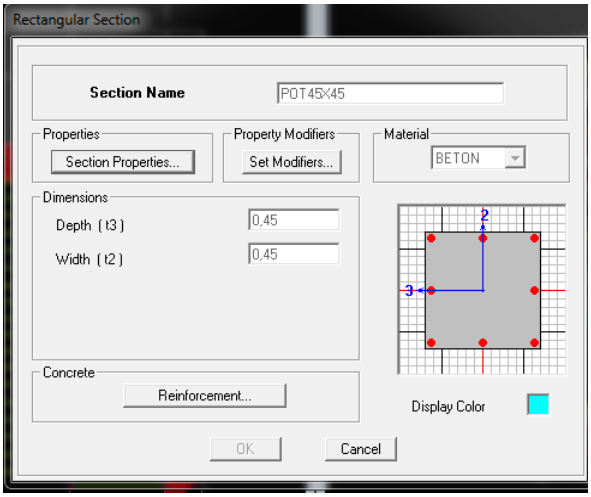
c)Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affection des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, dalle, voile...)

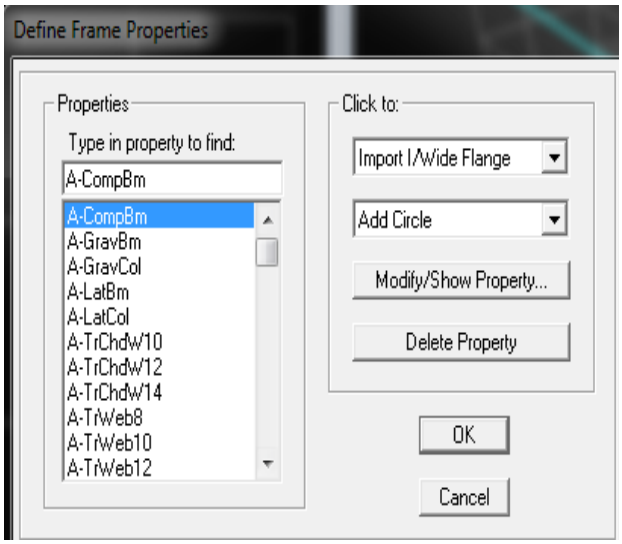
Nous commençons d'abord par affecter les sections des poteaux et ceci de la manière suivante :

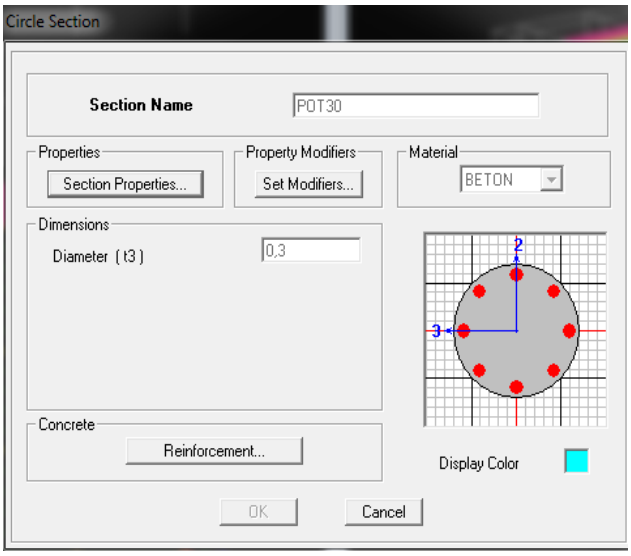
Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire.





Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Circle** pour ajouter une section circulaire.





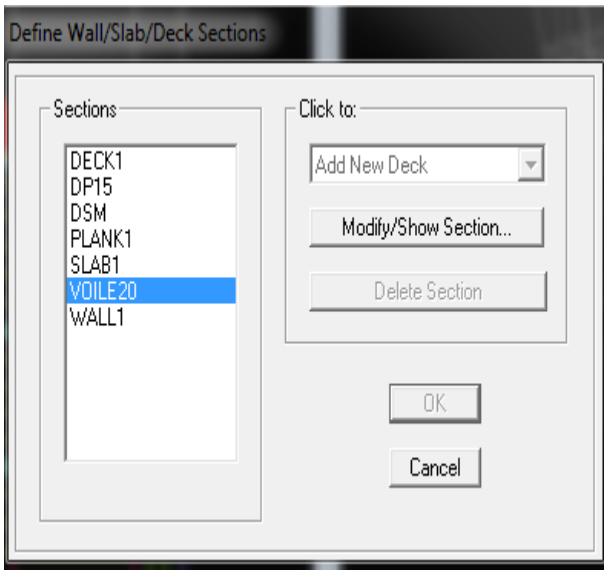
Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

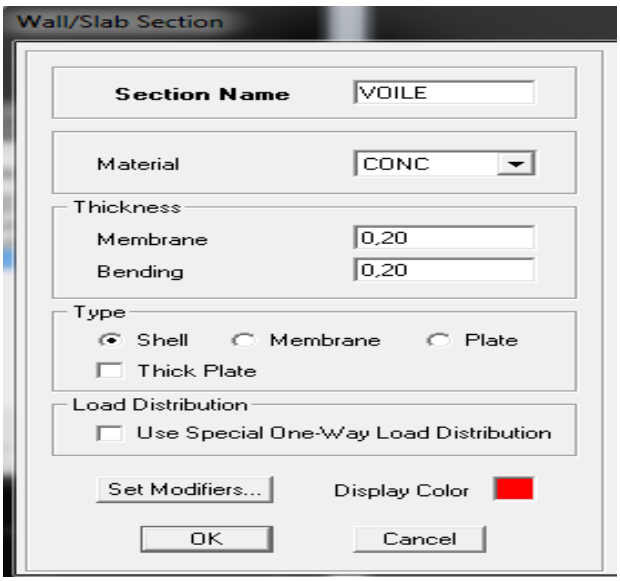
Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS**.**

Nous procéderont de la même manière pour les autres élements.

Après avoir finis de modéliser les éléments barres (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments plaques (voile).

On choisit le menu **Define** et **Wall /Slab ,** on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l épaisseur.





d) Quatrième étape: Charge dynamique (E)

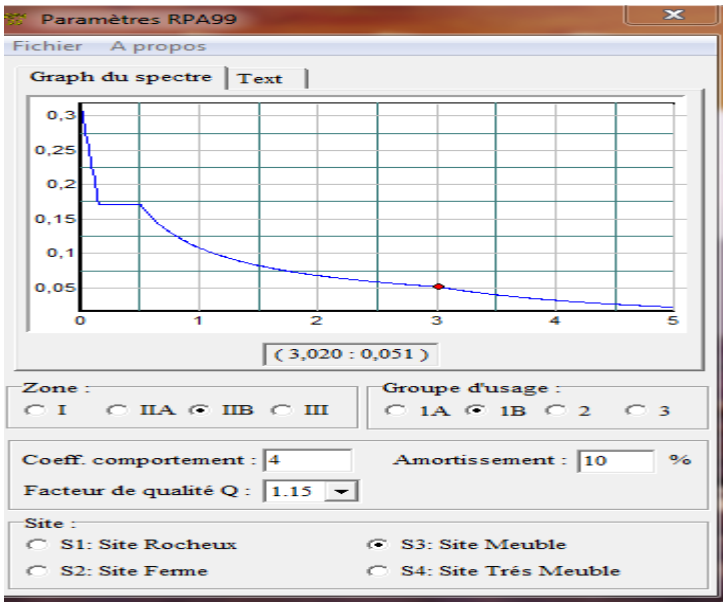
Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse .

-On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icone.

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text**

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

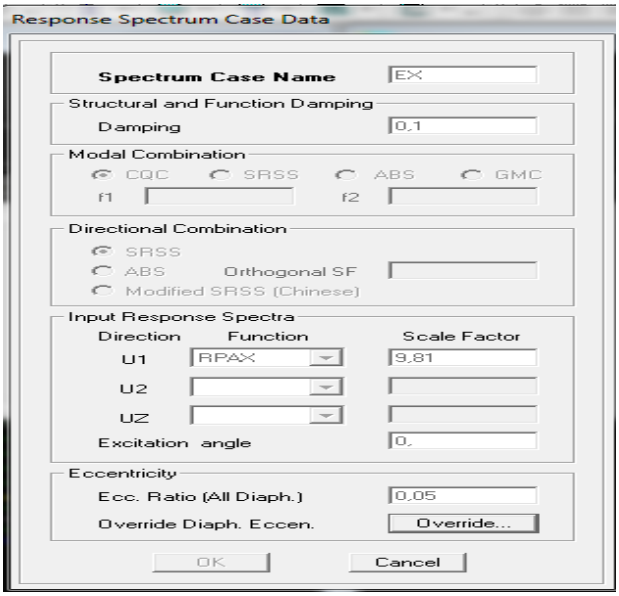
Define ⟶ Reponse Spectrum Function ⟶ Spectrum from file



Function Name (nom du spectre): RPA.

- Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement E (séisme), pour cela on clique sur :

Define ⟶ Reponses spectrum cases ⟶ Add New Spectrum



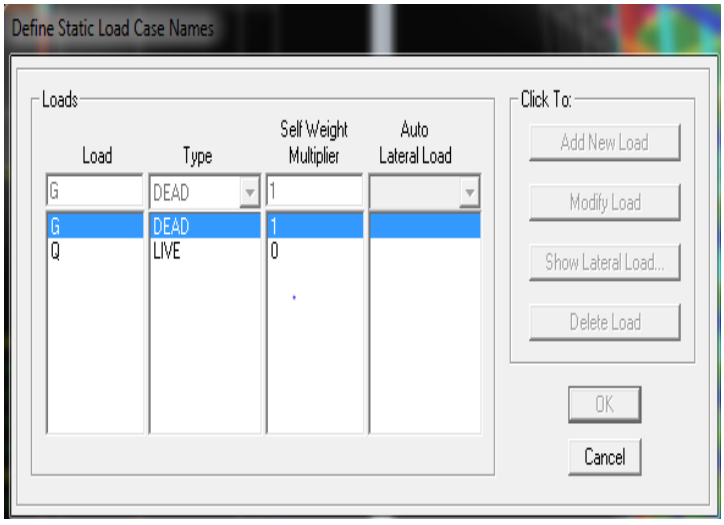
Dans la partie **Input réponse spectral**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales **(U1 et U2).**

- **définie les charge :**

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

- **Charges statiques (G et Q) :**

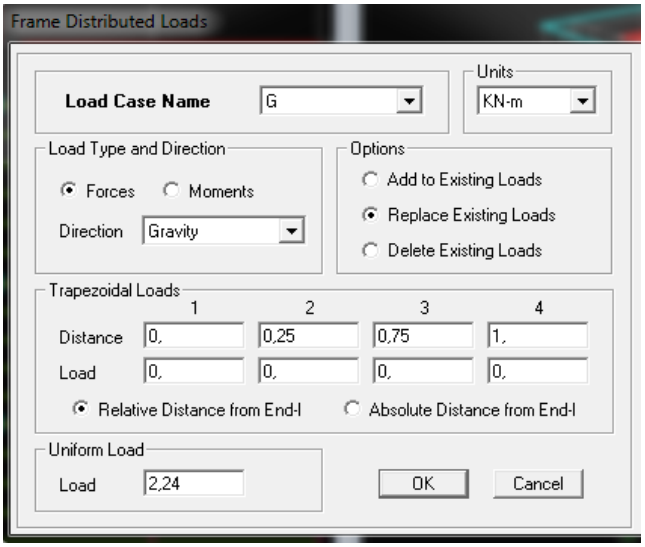
La structure est soumise à des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation Q, pour les définir on clique sur **: Define ⟶ Load Cases.**



E) Cinquième étape: chargement des poutres :

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement linéaire qui lui revient en cliquant sur

Assign ⟶ Frame/line loads ⟶ Distributed.



Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (G ou Q), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case Load.

F)Sixième étape: Introduction des combinaisons d'action :

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations et déformation sont :

- **Combinaison aux états limites:**

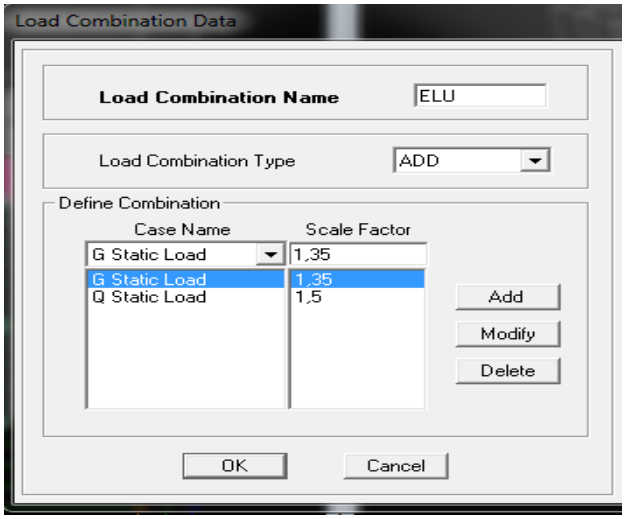
ELU : 1.35G+1 .5Q
ELS : G+Q

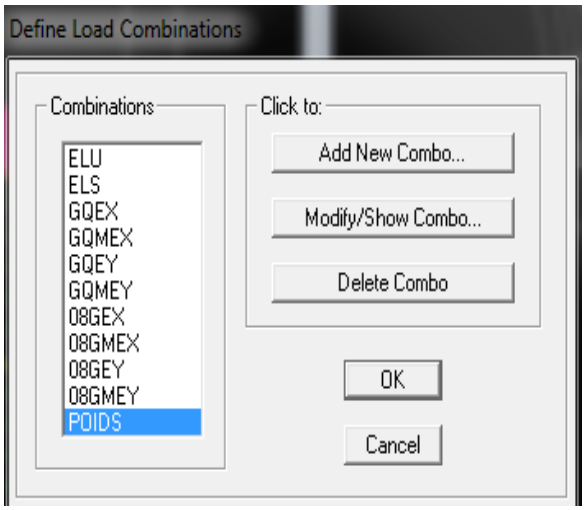
- **Combinaison d'actions accidentelles du RPA.**

G+Q+Ex
G+Q+Ey
0.8G+Ex
0.8G+Ey

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define ⟶ load combination ⟶ add New combo

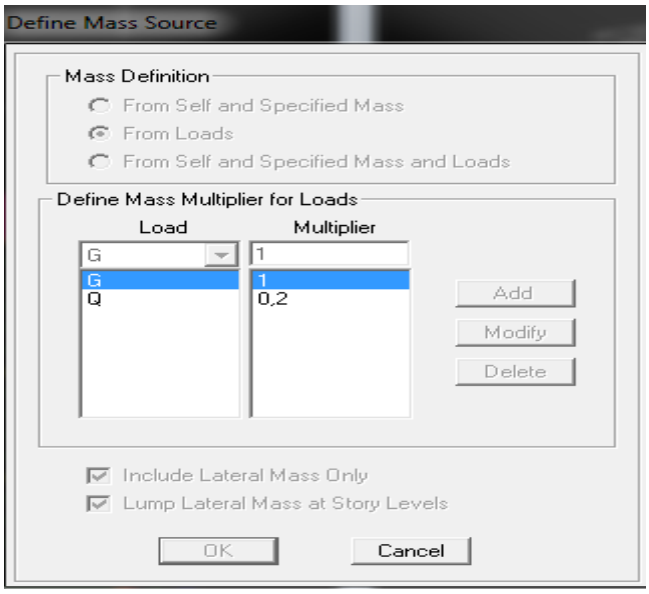




Pour reprendre les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

- **Masse source :**

On donne la valeur 1pour la charge permanente.
On donne la valeur de B suivant la nature de la structure pour Q.

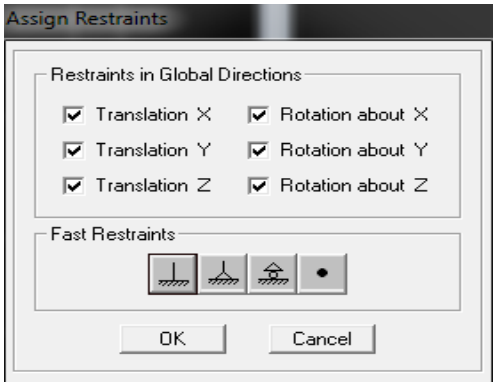


G) Septième étape : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) :
Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

- **Appuis :**

Les poteaux sont supposés parfaitement encastré dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du Base puis on clique sur :

Assign ⟶ Joint/point ⟶ Restreints

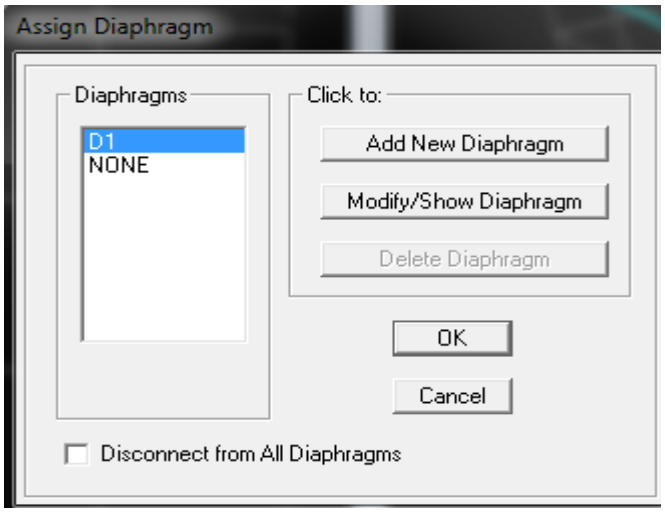


- **Diaphragme :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign ⟶ Joint/point ⟶ Diaphragme ⟶ Add New Diaphragme.



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case Diaphragm on clique sur OK pour valider.
On refait la même opération pour tous les autres planchers.

H)Huitième étape: Analyse et visualisation des résultats :

Lancement de l'analyse :

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis** .ou bien on clique sur **f_5.**

I) Visualisation des résultats :

- **Période et participation modale :**

Dans la fenêtre **display** ⟶ **show tables** , on click sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison **« Modal ».**

Efforts internes dans les éléments barres :

- **Les poutres:**

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur :

Display ⟶ **Show tables**

Dans **Element Output** on sélectionne **« Frame Forces**» (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/combo** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur OK.

- **Les poteaux:**

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

- **Efforts internes dans les voiles :**

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses »** et on sélectionne une combinaison d'actions.

- **Déplacements:**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur show tables puis on coche« Displacements» . Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel** ,la colonne Ux correspond au sens xx,et Uy au sens yy.

- **Effort tranchant à la base :**

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche **« Base Reactions** » ensuite dans **« Select Cases/comb** »on choisit **« EX ou EY**»

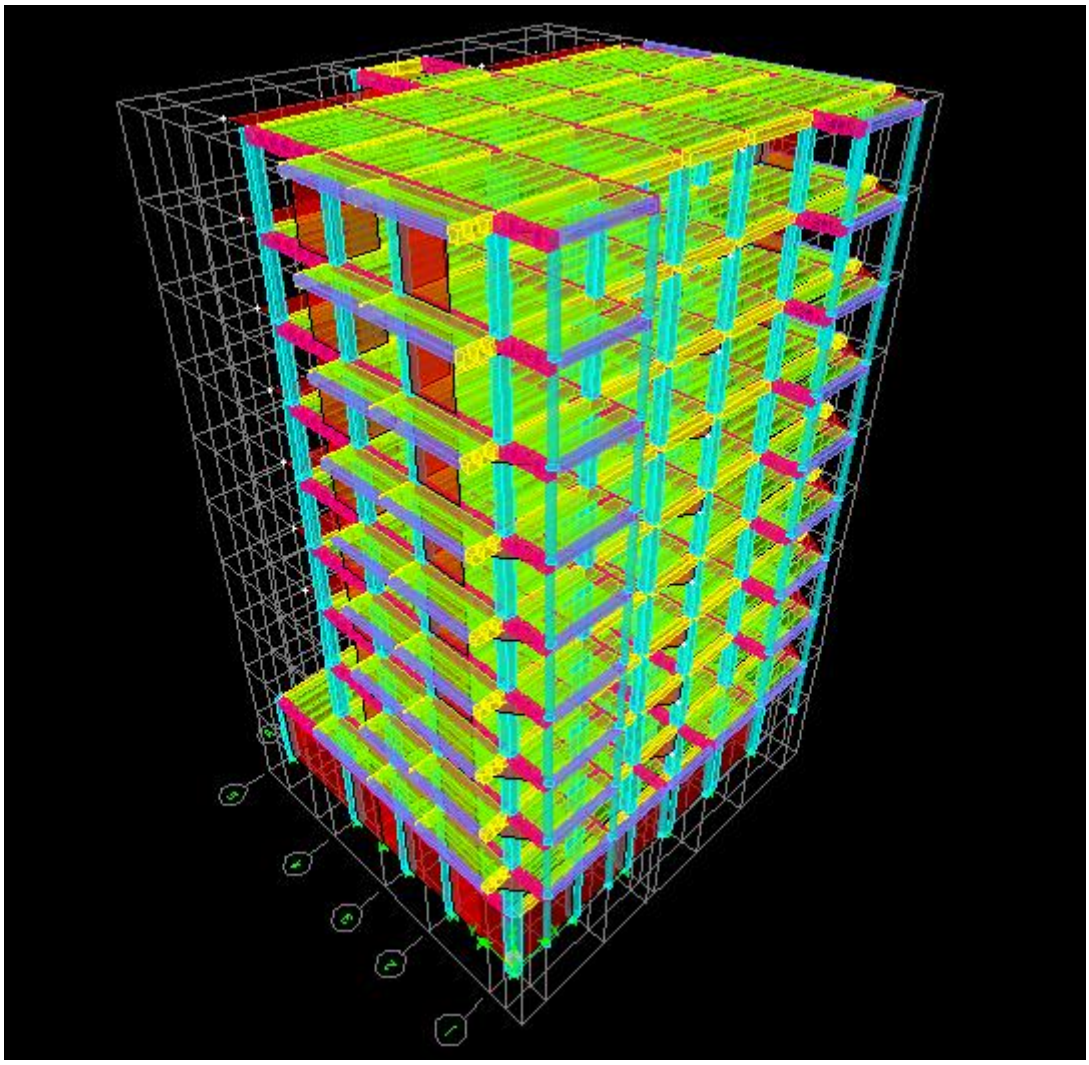


Fig. IV-1- Vue en trois dimensions de la structure

V) Vérification RPA:

V-1) Déterminations des paramètres de spectre de réponse de calcul :

A. Le spectre de réponse : C'est une courbes permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment a un séisme passe ou futur. Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante: **Article 4.3.3 et Formule 4.13 de RPA.**

$$\frac{S_a}{g}=\begin{cases} 1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0\le T\le T_1 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_1\le T\le T_2 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2\le T\le 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3}\left(\frac{Q}{R}\right) & T>3.0s \end{cases}$$

T (sec) : la période avec une précision de 0.1 sec.
A : coefficient d'accélération de zone.
η : facteur de correction d'amortissement.
R : coefficient de comportement de la structure.
T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
Q : facteur de qualité de la structure. $\mathbf{Q = 1 + \sum_{1}^{5} P_q}$ Formule (4-4)
Pq : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q.
Le site :
La zone : zone IIa TIZI OUZOU. (ANNEXE 1 de RPA).
Le groupe d'usage : groupe 2 selon (Article 3.2 de RPA).
Remplissage : dense d'après (Tableau 4.2 de RPA).
Calcul du facteur de qualité Q : (Tableau 4.4 de RPA)

- **Classification de l'ouvrage :** selon RPA 99/modifié 2003 d'après l'article 3.2
  Notre ouvrage est un bâtiment d'habitation collective, dont la hauteur H = 31.62 m < 48m, qui sera classé au **groupe d'usage 2** (Ouvrages courants ou d'importance moyenne). Il est situé à *Tizi-Ouzou (Zone* **IIa***).*

- **Classification du site :** Article 3.3.1 (RPA99 /version 2003)
  Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.
  Selon les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique,) **site meuble S3.**

- **Facteur de qualité :** selon le RPA 99/modifié 2003 D'après le Tableau 4.4
  Il est en fonction de :
  - La régularité en plan et en élévation.
  - La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
  - La qualité du contrôle de la construction.

  La valeur de **Q** est déterminée par la formule : **Q= 1+** $\sum_{q=1}^{6} Pq$

- **Sens longitudinal :**

Critère (q)	Pénalité P_q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05
2. Redondance en plan	0
3. Régularité en plan.	0
4. Régularité en élévation.	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	0

- **Sens transversal :**

Critère (q)	Pénalité P_q
1.Conditions minimales sur les files de contreventement	0
2. Redondance en plan	0.05
3. Régularité en plan.	0.05
4. Régularité en élévation.	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	0

Sens longitudinal:
Q = 1 + (0 + 0 + 0.05+ 0 + 0 + 0) = 1.05

Sens transversal:
Q = 1 + (0.05 + 0.05 + 0 + 0.05 + 0 + 0) = 1.15

Note : Dans le spectre de réponse la valeur de Q a introduire est la plus défavorable Q =1.15.

❖ **Etudes de contreventement et Calcul de coefficient de comportement R :**
Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont données par L'ETABS version 9.

- **Sous charge sismique** :

V_{Total} (KN)		$V_{portiques}$ (KN)		% $V_{portiques}$		% V_{voiles}	
Suivant x	Suivant y	Suivant x	Suivant y	Suivant x	Suivant y	Suivant x	Suivant y
962.6216	1167.6335	257.575	156.2362	26.75	13.38	73.24	86.61

- **Sous charge verticale** :

34261.214 ⟶ 100%
10682.6959 ⟶ x

% des voiles est de 31.18%.

Conclusion :

Dans ce cas les voiles reprennent plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales,

Donc notre structure est contreventée par voiles⇒ R=4.

V-2) Vérification selon les exigences du RPA :

V-2-1-Vérification de l'effort tranchant à la base : (RPA Version 2003 ART 4.3.6)

La résultante des forces sismiques à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inferieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si VD ≤0.8 Vt ; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces ; déplacements ; moments ;…….)dans le rapport 0.8Vt /VD

- **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

$$V_{st} = \frac{A.D.Q}{R} W_T$$ **RPA 99 [formule 4-1]**

A: coefficient d'accélération donne par le tableau des règles R P A en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R: facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure,

D: facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

Q:facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux…..etc.).

W: poids de la structure.

a) A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 de RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Tableau V-1 : Coefficient d'accélération de zone A.

Application :

Groupe / zone	**I**	**IIa**	**IIb**	**III**
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	**0,15**	0,20	0,25
2	0,07	0,10	0,14	0,18

Donc **: A=0.15**

b) D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure

$$D = \begin{cases} (T \quad 2{,}5\eta \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(T_2/T)^{2/3} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots T_2 \le T \le 3{,}0sec \\ 2{,}5\eta(T_2/T)^{2/3}(3{,}0/T)^{5/3} \ldots\ldots 3{,}0 \ge T \end{cases}$$

•T2 période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7

Tableau V-2 : Valeurs de T1et T2

Site S	S1	S2	S3	S4
T1 (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T2 (sec)	0.30	0.40	**0.50**	0.70

T2 (S2) = 0,4 sec

- **η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule** :

$$\boldsymbol{\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} \ge 0,7}$$

Tableau V-3 : Valeurs de ξ (%)

	Portiques		**Voiles ou murs**
Remplissage	**Béton armé**	**Acier**	**Béton armé/maçonnerie**
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel
Nous avons un contreventement mixte donc on prend : ξ=10 %

D'où η= 0.76> 0,7

- **Estimation de la période fondamentale de la structure.**

La valeur de la période fondamentale(T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques. $\boldsymbol{T = C_T h_N}$

h_N : Hauteur mesurée en mètres a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau *N*.

C_T: Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4-6 du RPA99/version2003. Dans notre cas $\mathbf{C_T=0.05}$
D'où T=0.67s

D'où D=2,5x0.76 (0,05/0,67)= 1.57
D=1,57

R : coefficient de comportement global de la structure **R =4**

c) Q : Facteur de qualité, défini par :
$Q = 1 + \sum p_a$
Sens longitudinal :
Q = 1 + (0 + 0 + 0.05 + 0 + 0 + 0) = 1,05
Sens transversal :
Q = 1 + (0.05+0.05 + 0 + 0.05 + 0 + 0) = 1.15

d) ***W*** : poids de la structure.
Donc pour chaque niveau « i » on aura : $\boldsymbol{Wi=WGi+\beta WQi}$ d'où $\boldsymbol{W_T= \Sigma_1^{10} W_i}$
WGi : Le poids de niveau i revenant a la charge permanente.
WQi : Le poids de niveau i revenant a la charge d'exploitation.
β: Coefficient de pondération fonction β **=0,20.**
Pour avoir ces résultats on va introduire une nouvelle combinaison dans logiciel :

Poids : G + 0.2 Q

Niv	poids En (KN)
Story10	344.1936
Story9	261.4153
Story8	237.788
Story7	245.6091
Story6	245.6091
Story5	244.9238
Story4	241.8062
Story3	238.661
Story2	238.661
Story1	235.4103
W_T	**2534.0774**

Tableau V-4-Poids de chaque niveau.

$V_L = \frac{0.15 \times 1,57 \times 1.05}{4} \times 2534.0774 = 156.65$ KN

$V_T = \frac{0.15 \times 1,57 \times 1.15}{4} \times 2534.0774 = 171.57$ KN

Vérification :

- **Sens x-x:**

V_{etabs}=1048.31 KN> 0.8 × 156.65= 125.32 KN

- **Sens y-y :**

V_{etabs}=1233.59>0.8× 171.57= 137.26 KN

Conclusion :
L'effort tranchant à la base est vérifié.

V-2-2-Déplacements relatifs :
D'après le **RPA 99 (art 5.10),** les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser ***1%*** de la hauteur d'étage
Le déplacement horizontal : à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit
D'après le RPA 99 (Art 4.4.3) : **δK = R x δek**
Avec :
δk : déplacement du aux forces sismique. Fi (y compris l'effet de torsion)
R : Coefficient de comportement.
Le déplacement relatif : au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à : $\Delta k = \delta_K - \delta_{K-1}$

Suivant E_X :

Story	UX	δk -δk-1	$1\%h_e$	Condition
Story10	0.0124	0.0011	0.0306	**Vérifiée**
Story9	0.0113	0.0011	0.0306	**Vérifiée**
Story8	0.0102	0.0014	0.0306	**Vérifiée**
Story7	0.0088	0.0015	0.0306	**Vérifiée**
Story6	0.0073	0.0017	0.0306	**Vérifiée**
Story5	0.0056	0.0017	0.0306	**Vérifiée**
Story4	0.0039	0.0016	0.0306	**Vérifiée**
Story3	0.0023	0.0014	0.0306	**Vérifiée**
Story2	0.0009	0.0008	0.0408	**Vérifiée**
Story1	0.0001	0.0001	0.0306	**Vérifiée**

Suivant E_Y :

Story	UY	δk -δk-1	$1\%h_e$	Condition
Story10	0.0102	0.0011	0.0306	**Vérifiée**
Story9	0.0091	0.0011	0.0306	**Vérifiée**
Story8	0.0080	0.0013	0.0306	**Vérifiée**
Story7	0.0067	0.0013	0.0306	**Vérifiée**
Story6	0.0054	0.0013	0.0306	**Vérifiée**
Story5	0.0041	0.0013	0.0306	**Vérifiée**
Story4	0.0028	0.0012	0.0306	**Vérifiée**
Story3	0.0016	0.001	0.0306	**Vérifiée**
Story2	0.0006	0.0005	0.0408	**Vérifiée**
Story1	0.0001	0.0001	0.0306	**Vérifiée**

V-2-3-Déplacement maximal :

O n doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante

$\boldsymbol{\delta_{max} \leq f = \frac{H_t}{500}}$

f : La flèche admissible.

H_t: La hauteur totale du bâtiment

- **Sens l'action de Ex :**

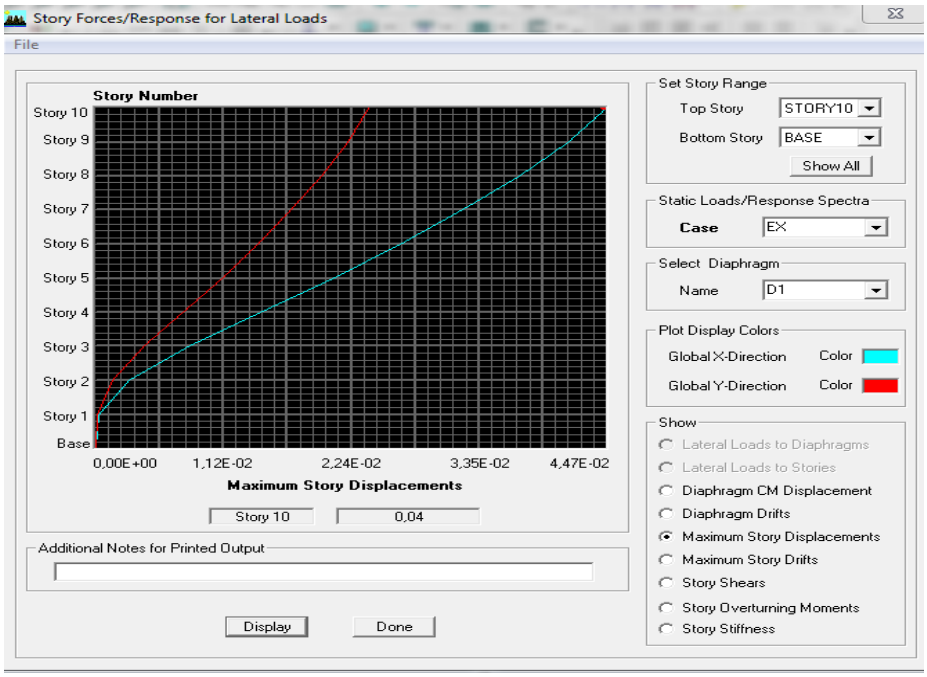


Fig V-1.Vérification des déplacements selon Ex

$\delta_{max} = 0.04 \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{31.62}{500} = 0.06$ …….. **Condition vérifiée**

- **Sous l'action Ey :**

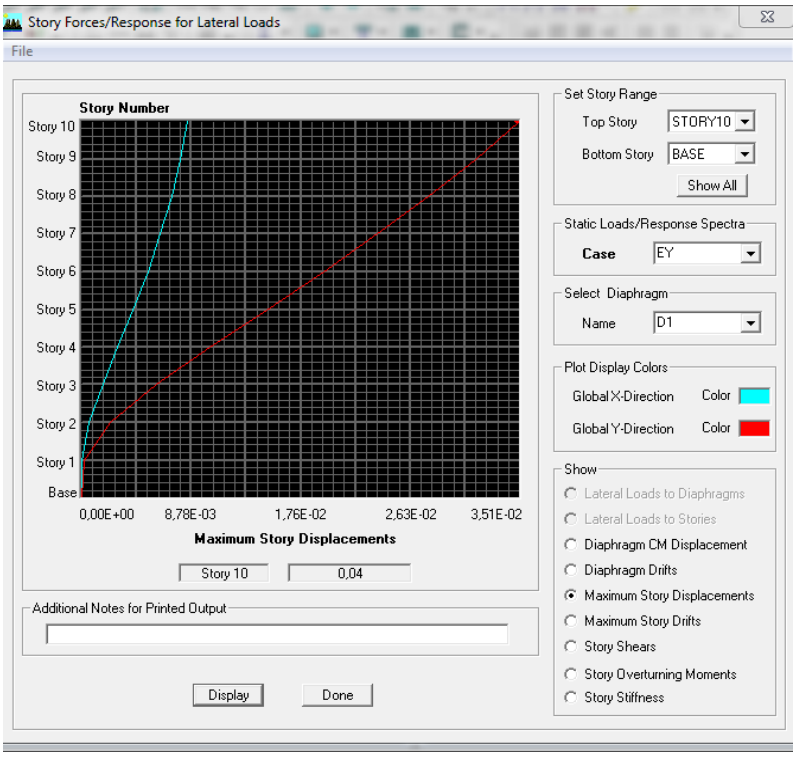


Fig.V-2-Vérification des déplacements selon Ey

$\delta_{max} = 0.04 \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{31.62}{500} = 0.06$ ..... **condition vérifiée**

V-2-4-.-Nombre de mode à considérer : (Art 4.3.4 / RPA2003)
Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure.
où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ

1	0.809291	**58.3679**	0.0001	0	58.3679	0.0001	0
2	0.647229	0.0014	**63.7013**	0	58.3693	63.7014	0
3	0.507948	7.2250	0.0085	0	65.5943	63.4099	0
4	0.240774	9.5448	0.0001	0	75.1391	63.7100	0
5	0.171034	0.0001	14.0212	0	75.1391	77.7311	0
6	0.124093	5.4285	0.0008	0	80.5676	77.7319	0
7	0.118462	1.5726	0.0031	0	82.1402	77.7350	0
8	0.078409	0.0005	6.0496	0	82.1407	83.7845	0
9	0.071675	2.3676	0.0026	0	84.5083	83.7871	0
10	0.055104	1.5254	0.0023	0	86.0337	83.7894	0
11	0.047856	1.2931	0.0001	0	87.3268	83.7895	0
12	0.046199	0.0005	4.3967	0	87.3272	88.1862	0
13	0.034754	2.0787	0.0002	0	89.4059	88.1864	0
14	0.033149	0.1153	0.0087	0	89.5212	88.1951	0
15	0.031356	0.0006	3.8064	0	89.5218	**92.0015**	0
16	0.026003	1.8401	0.0001	0	**91.3619**	92.0015	0
17	0.023741	0.6818	0.1544	0	92.0437	92.1559	0

Remarque :

Ce modèle présente une période fondamentale T=0.83sec.
Le 1er et 2ème mode sont des modes de translation
Le 3ème mode de torsion
La somme des masses modales dans le 16éme mode dépasse 90%de la masse totale du bâtiment.
Dans les deux directions, d'ou la condition du RPA est vérifiée.

V-2-5- Caractéristiques géométriques de la structure :

- **Le centre de masse et de torsion pour chaque niveau** :

Story	Masse suivantX	Masse suivantY	Centre de masse		Centre de torsion		Exc. théorique		Exc. Accidentelle	
			XCM	YCM	XCR	YCR	ex	Ey	ex	ey
Story1	344.1936	344.1936	8.350	7.906	8.350	8.433	0	-0.527	0.85	0.817
Story2	261.4152	261.4153	8.382	5.520	8.359	9.699	0.023	-4.179	0.85	0.817
Story3	237.7880	237.7880	8.512	5.606	8.384	10.51	0.128	-4.904	0.85	0.817
Story4	245.6091	245.6091	8.507	5.753	8.415	10.43	0.092	-4.677	0.85	0.817
Story5	245.6091	245.6091	8.507	5.753	8.446	10.12	0.061	-4.367	0.85	0.817
Story6	244.9238	244.9238	8.483	5.754	8.466	9.727	0.017	-3.973	0.85	0.817
Story7	241.8062	241.8062	8.509	5.749	8.474	9.316	0.035	-3.567	0.85	0.817
Story8	238.6610	238.6610	8.511	5.744	8.474	8.918	0.037	-2.801	0.85	0.817
Story9	238.6610	238.6610	8.511	5.744	8.470	8.545	0.041	-2.801	0.85	0.817
Story10	235.4103	235.4103	8.514	5.677	8.466	8.265	0.048	-2.588	0.85	0.817

- **L'excentricité** : Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragme horizontaux rigides dans leur plan ,on supposera qu'a chaque direction , la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale a la plus grande des deux valeurs :

➢ **5** % de la plus grande dimension du bâtiment a ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).

➢ Excentricité théorique résultant des plans

a)L'excentricité accidentelle :(RPA99ver2003/Art4.2.7)
Le RPA dicte que : ex = 0.05× 17 =0.85
ey = 0.05× 16.35 =0.817

b) L'excentricité théorique :
E_X = CM-CR ⟶ $E_X = 0.023 < 0.85$ ……..**condition verifiee**
$E_y = -0.527 < 0.817$…….....**condition vérifiée**

V-2-6-Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ:
L'effet P-Delta est un effet de second ordre qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis a des charges axiales, cet effet est étroitement lie a la valeur de la force axiale appliquée(P)et au déplacement « Delta »,la valeur de l'effet P-Delta dépend de :
- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse de structure, la valeur de l'effet P-Delta est souvent gérée de manière à ce qu'elle soit considérée « négligeable »et donc ignorée dans le calcul.
Le règlement RPA99/v2003.préconise que les effets P-Delta peuvent être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux de la structure.
$\theta = P_k . \Delta_k / V_k . h_k \leq 0{,}10$. **RPA99 (Art 5,9)**

Avec :
P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k » calculés suivant le formule ci-après

$P_K \sum_{i=k}^{n} (W_{Gi*} + \beta W_{Qi})$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ».
Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérons la le combinaison (G+Q+E).
h_k : hauteur de l'étage « k »

NIV	p_k	Δ_{kx}	Δ_{ky}	V_{kx}	V_{ky}	h_k	θ_{kx}	θ_{ky}	vérification
10	344.1936	0.0011	0.0011	208.78	286.22	3.06	0.00059	0.00043	**vérifiée**
9	261.4153	0.0011	0.0011	365.19	474.57	3.06	0.00030	0.00020	**vérifiée**
8	237.788	0.0014	0.0013	506.54	639.54	3.06	0.00021	0.00015	**vérifiée**
7	245.6091	0.0015	0.0013	624.14	782.26	3.06	0.00019	0.00013	**vérifiée**
6	245.6091	0.0017	0.0013	722.75	902.36	3.06	0.00018	0.00012	**vérifiée**
5	244.9238	0.0017	0.0013	805.91	998.24	3.06	0.00017	0.00011	**vérifiée**
4	241.8062	0.0016	0.0012	873.67	1071.08	3.06	0.00014	0.00008	**vérifiée**
3	238.661	0.0014	0.001	923.03	1122.91	3.06	0.00012	0.00007	**vérifiée**
2	238.661	0.0008	0.0005	962.65	1167.64	4.08	0.00005	0.00003	**vérifiée**
1	235.4103	0.0001	0.0001	1048.31	1233.59	3.06	0.000007	0.000006	**vérifiée**

Tableau. V-5- justification Vis-à-vis De l'effet P-Δdans les deux Sens

On constate que θ_{kx} et θ_{ky} sont inférieur à « ***0.1*** ».
Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure

Conclusion :
D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure :
- La structure est mixte portique-voiles.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effet P-Delta est vérifié.

Ce model présente toutes les caractéristiques recommandées par les règlements, donc on peut passer à l'extraction des efforts internes avec les quels nous allons ferrailler les différentes éléments structuraux.

VI-1)-Introduction

Les poteaux sont calculés en flexion composés dans les deux sens (transversal et longitudinal) sous les combinaisons les plus défavorables puis vérifier à l'ELS.

	γ_b	γ_s	$f_{c28}(MPa)$	$f_{bu}\ (MPa)$	$f_e\ (MPa)$	$\sigma_s\ (MPa)$
Situation durable	1,5	1,15	2,5	14,20	400	348
Situation accidentelle	1,15	1	25	18,48	400	400

Tableau VI.1 Caractéristique de calcul en situation durable et accidentelle

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal et le moment correspondant (N_{max} – M_{corr}).
- Effort normal et le moment correspondant (N_{min} – M_{corr}).
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant (M_{max} – N_{corr}).

M_X : moment du poteau dans le sens longitudinal.
M_y : moment du poteau dans le sens transversal.

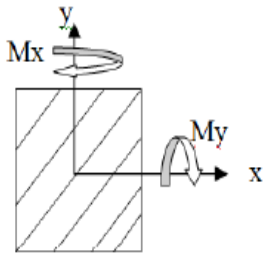


Figure VI-1 : Les moments dans les poteaux.

❖ **Combinaison de calcul :**

RPA 99/modifiée 2003:

G+Q∓E
0.8 G ± E

BAEL 91/ modifiée 99 :

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

VI-2)-Détermination des efforts internes à L'ELU:

La détermination des efforts internes dans les poteaux se fera grâce à la méthode des éléments finis (MEF) en utilisant le logiciel ETABS.
Les résultats sont donnés dans les diagrammes suivants :

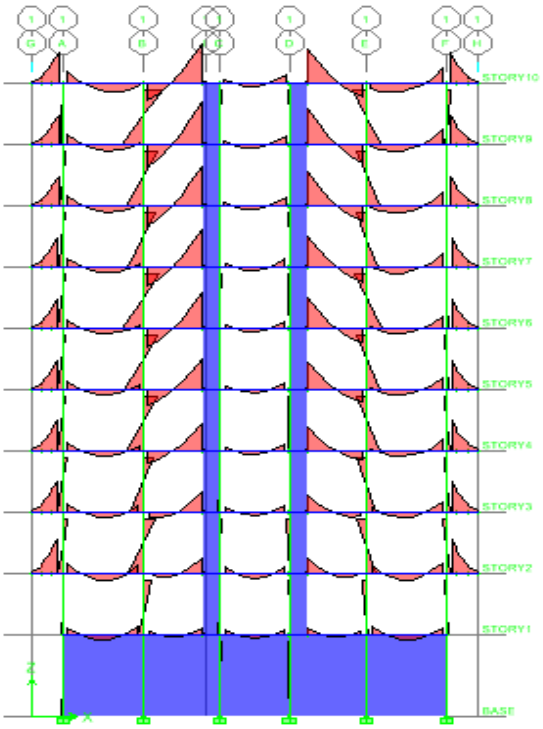


Fig .VI.2.Diagramme des moments fléchissant à L'ELU

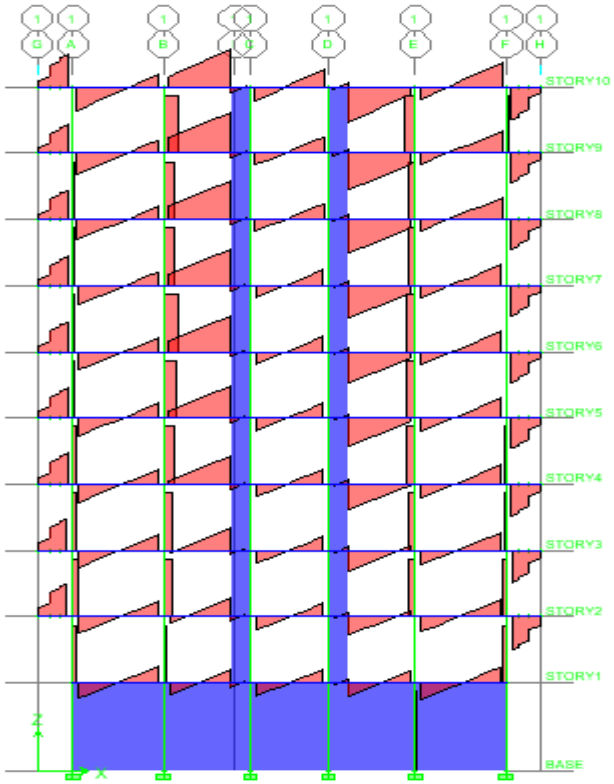


Fig.VI.3 Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.

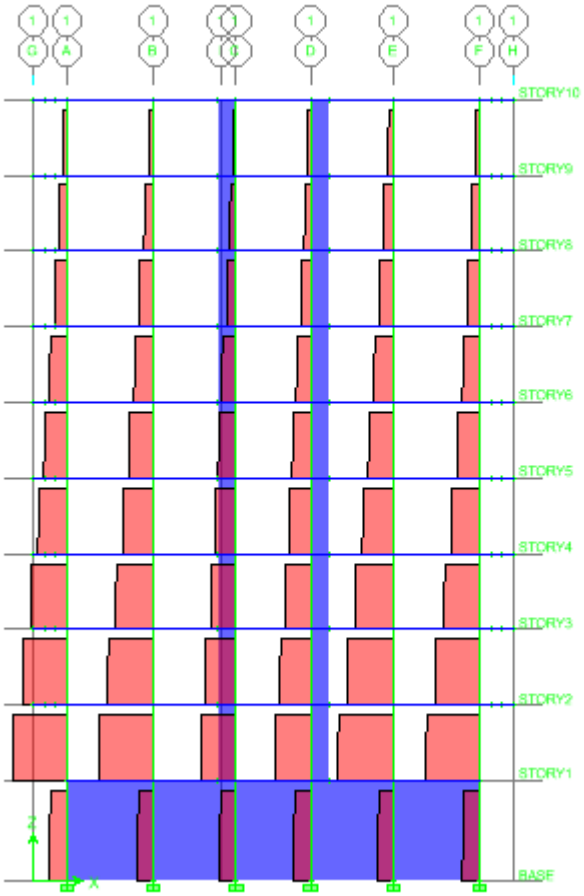


Fig .VI.4.Diagramme des efforts normaux à L'ELU.

VI.3)- Recommandation du RPA 2003:

a) Les armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

	Pourcentage minimal	Pourcentage Maximal	
Section des poteaux (cm²)	Amin =0.8%bxh (cm²)	Zone de recouvrement Amax = 6% x bxh (cm^2)	Zone courante Amax = 4% x bxh (cm²)
Sec 45x45	16.20	121.5	81
Sec 40x40	12.80	96	64
Sec 35x35	9.80	73.5	49
D30	5.65	42.39	28.26

Tableau VI-2: Section minimal dans les poteaux

- Le diamètre minimum est de **Ø12**
- La longueur de recouvrement minimal est de LR=40Ø (zoneII_a)
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas Dépasser : **L = 25cm (zoneII_a).**
- Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critique).

b).Les armatures transversales:

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h f_e}$$

Avec:

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant .

$\rho_a = 2.5 \Rightarrow \quad \lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3.75 \Rightarrow \quad \lambda_g < 5$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau

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

a et **b** sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : La longueur de flambement des poteaux.

S_t : espacement des armatures transversales.

- **Zone nodale** : $S_t \leq \min\left[10\emptyset_l^{min}, 15(cm)\right]$.
- **Zone courante** : $S_t \leq \left[15\ \emptyset_l^{min}\right]$

$\emptyset_l^{min}$: est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{b.S_t}$ en % est donnée comme suit

-Si $\lambda_g \geq 5$……$A_t^{min} = 0.3\% \; S_t \times b_1$

-Si $\lambda_g \leq 3$……$A_t^{min} = 0.8\% \; S_t \times b_1$

-Si $3 < \lambda_g \leq 5$……...interpoler entre les deux valeurs précédentes

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135^0 ayant une longueur droite de 10 ∅ minimum.

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants $\emptyset > 12mm$ pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

VI.4)-Calcul du ferraillage:

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence et sans crochets.Pour la détermination des armatures longitudinales, trois cas peuvent être représentés.

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

-Calcul du centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

a- Section partiellement comprimée (SPC)

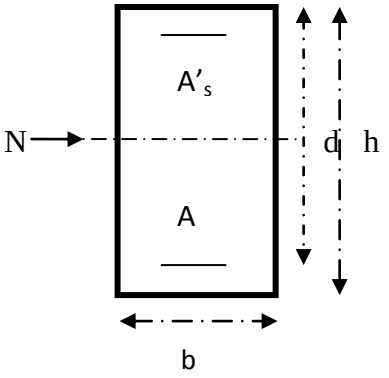
La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. (Que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

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

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :

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



Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante:

$$N_u\,(d-c') - M_f \le \left[0.337 - 0.81\frac{c'}{h}\right] bh^2 f_{bc}$$

Avec :
Nu : effort de compression :
Mf : moment fictif

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

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \begin{cases} \gamma_b = 1.50 \text{ et } \theta = 1 \text{ situation durable} \\ \gamma_b = 1.15 \text{ et } \theta = 0.85 \text{ situation accidentelle.} \end{cases}$$

-Détermination des armatures

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

-1er cas :

Si $\mu \le \mu_1 = 0.392$ ⟶ la section est simplement armée. (A'=0)

* Armatures fictives: $A_f = \frac{M_f}{\beta . d . \sigma_s}$

* Armatures réelles : $A = A_f \mp \frac{N_u}{\sigma_s}$ $\begin{cases} \text{(-) si N : effort de compression} \\ \text{(+) si N : effort de traction} \end{cases}$

Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

-2ème cas :

Si $\mu \ge \mu_1 = 0.392$ ⟶ la section est doublement armée. (A'≠0)

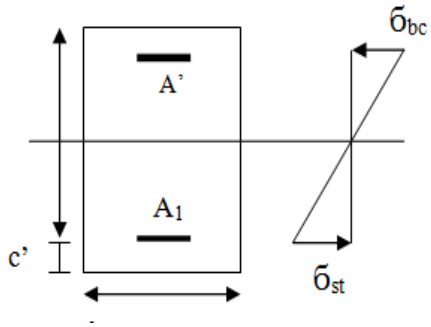
On Calcul:

$$M_r = \mu_1 . bd^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_1=\frac{M_f}{\beta\, d\sigma_s}+\frac{\Delta M}{(d-c').\sigma_s}$$

$$A'=\frac{\Delta M}{(d-c').\sigma_s}$$



Avec:

$\sigma_s=\frac{f_e}{\gamma_s}=\frac{400}{1.15}=347.83Mpa\sim 348Mpa$

Mr: moment ultime pour une section simplement armée

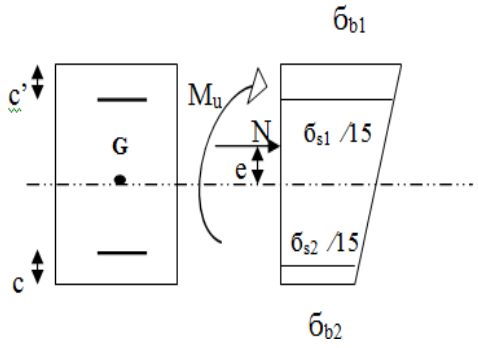
La section réelle d'armature A_s'= A' ;

$$A_s= A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

b- **Section entièrement comprimée (SEC):**

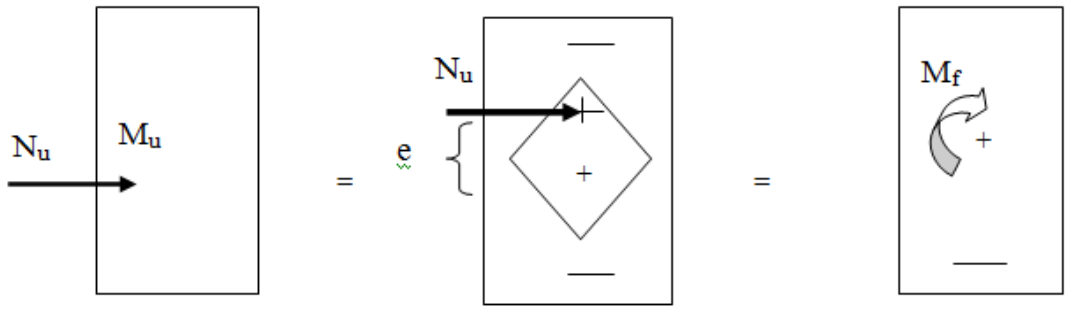
La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

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



- le centre de pression se trouve dans la Zone délimitée par les armatures.
- N : effort de compression.
- $N_u\,(d-c')-M_f > (0.337h-0.81c)\,bh^2\,f_{bc}$
  C ∈ noyau central →**SEC**

Deux cas peuvent se présenter

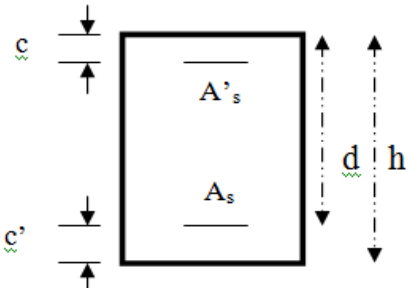


-1er cas :

Si $N_u(d-c')-M_f \geq (0.5-\frac{c}{h})\, bh^2 f_{bc}$ ⟶ la section est doublement armée

$A_S > 0$ et $A_{s'} > 0$

La section d'armature :



$$A'_s = \frac{M_{f(d-0.5h)}\, bh.f_{bc}}{(d-c')\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u - bhf_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

-2eme cas :

Si $N_u\,(d-c')-M_f < (0.5-\frac{c}{h})\, bh^2 f_{bc}$ ⟶ la section est Simplement armée

$A_S > 0$ et $A_{s'} = 0$

$$A_S = \frac{N - \Psi bhf_{bc}}{\sigma_s}$$

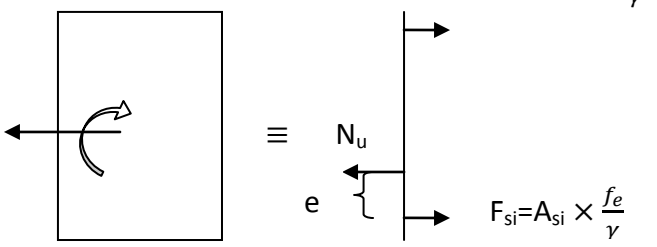
Avec

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c')-M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

c- Section entièrement tendue :

$$e_u = \frac{N_u}{M_u} \leq (\frac{h}{2} - c)$$

$$\begin{cases} A_{si} = N_u \frac{\frac{h}{2} - c + e_u}{\sigma_{10}(d-c)} \\ A_{ss} = (\frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{si}) \end{cases}$$



Avec :

$\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s}$ = 348 Mpa

VI.5)-Comparaison entre la méthode de calcul manuel et socotec :

a)Exemple de calcul manuel :

- **Poteaux (45x45) : Situation accidentelle (0.8G+Ey):**

M_{max}= 47.107 (KN.m) ⟶ N_{cor}=-43.94(KN) (effort de compression).

Situation accidentelle : f_{bu}=18,48 (Mpa).

σ_s=400(Mpa).

$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{47.107}{43.94} = 1.07\ m\ < \frac{h}{2} - c = 0{,}205m$ ⟹ **section prtiellement comprimée.**

- **Calcul de moment fictif à la flexion simple :**

$M_f = 47.107 + 43.94 \times \left(\frac{0{,}45}{2} - 0{,}02\right) = 56.11(KN.m).$

$N_u(d - c') - M_f \leq \left(0{,}037 - 0{,}81\frac{c}{h}\right).b.h^2.f_{bc}$

$43.94(0{,}43 - 0{,}02) - 47.107 \leq \left[0{,}337 - 0{,}81 \times \frac{0{,}02}{0{,}45}\right].[0{,}40 \times 0{,}45^2 \times 18{,}48.10^3]$

$-29.09 < 506.88 \Longrightarrow$ **la condition est vérifiée** .

Donc lasection et partiellement comprimée .$\boldsymbol{A'_s = 0(cm^2)}$.

$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{56.11\times10^6}{450\times(430)^2\times18{,}48} = 0.036 < \mu_l = 0{,}392$ (S.S.A) ⟹ β = 0.982

-Donc les armatures fictives sont :

$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{56.11\times10^4}{0{,}982\times0.43\times400\times10^3} = 3.32(cm^2)$

-Les armatures réelles :

$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 3.32 - \frac{43.94\times10^3}{400\times10^2} = 2.23(cm^2)$

b)Exemple de calcul avec socotec :

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts.

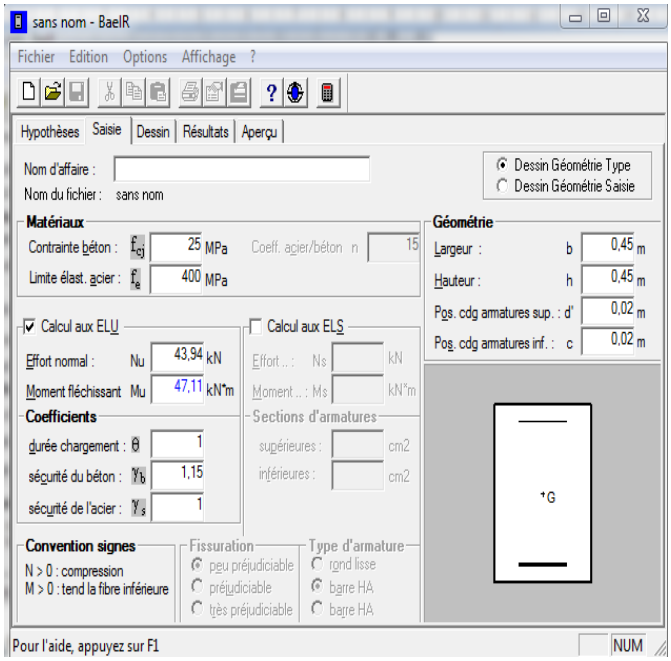
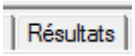
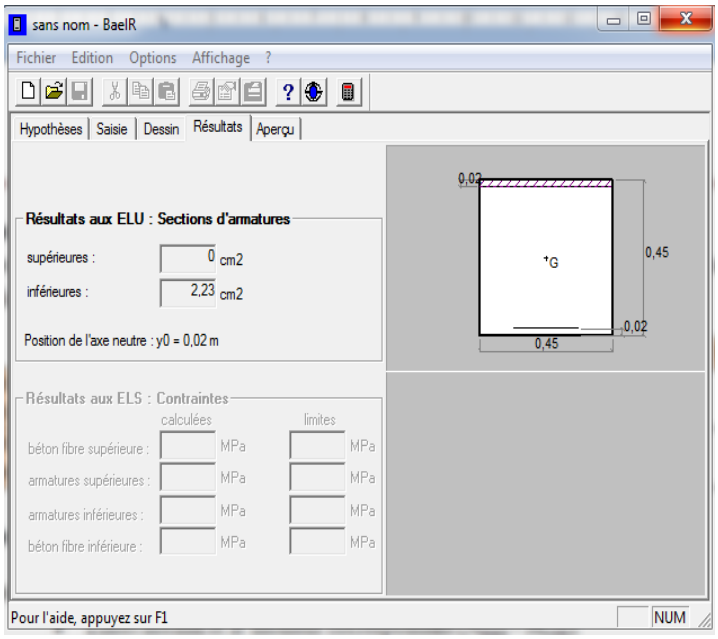


Fig.VI-5- caractéristiques et sollicitation de la section

Cliquons sur l'icône Résultats pour extrait nos résultats 



VI.6)- : Calcul des armatures longitudinales:

Le ferraillage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel **« Socotec».** On utilise les efforts internes max donnés par le logiciel **ETABS** pour tous les poteaux :

- **Étages : Sous-sol ,RDC 1 ; : (poteaux 45 x 45) :**
  b= 45cm ; h= 45 cm ;

Niv	N(KN)	M(KN.m)	Obs	A_{inf} cm²	A_{sup} cm²	A_{min} cm²	Ferraillage	A_{adop} Cm²
ELU	N_{max}=-1347.02	M_{2cor}= 1.333	**SEC**	0	0	**16.2**	**8HA16**	**16.08**
		M_{3cor}=-0.153						
	N_{min}=27.91	M_{2cor}=-1.739	**SEC**	0	0			
		M_{3cor}=-1.512						
	N_{cor}=-29.07	M_{2max}=43.706	**SPC**	2.56				
	N_{cor}=-753.42	M_{3max}=24.399	**SEC**		0			
0.8G+EX	N_{max}=-693.36	M_{2cor}==-20.32	**SEC**	0	0			
		M_{3cor}=-40.208						
	N_{min}=202.91	M_{2cor}=0.681	**SEC**	0	0			
		M_{3cor}=1.903						
	N_{corr}=-392.49	M_{2max}=41.326	**SEC**	0	0			
	N_{corr}=-449.66	M_{3max}=56.08						
0.8G+EY	N_{max} =-959.78	M_{2cor} =-30.198	**SEC**	0	0			
		M_{3cor}=-8.737						
	N_{min}=196.31	M_{2cor}=3.711	**SEC**	0	0			
		M_{3cor}=0.375						
	N_{cor}=-43.94	M_{2max}=47.107	**SPC**	2.23	0			
	N_{cor}=-454.13	M_{3max}=-13.167	**SEC**	0	0			
G+Q+EX	N_{max} =-1029.7	M_{2cor}= -22.101	**SEC**	0	0			
		M_{3cor}=-40.203						
	N_{min}=156.99	M_{2cor}=0.109	**SEC**	0	0			
		M_{3cor}=1.991						
	N_{cor}=-660.21	M_{2max}=49.032	**SEC**	0	0			
	N_{cor}=-707.38	M_{3max}=59.942						
G+Q+EY	N_{max} =1295.97	M_{2cor}=-31.906	**SEC**	0	0			
		M_{3cor}=-8.61						
	N_{min}=150.39	M_{2cor}=3.14	**SEC**	0	0			
		M_{3cor}=0.463						
	N_{cor}=-139.11	M_{2max}=53.988	**SPC**	1.46	0			
	N_{cor}=-110.30	M_{3max}=18.406	**SEC**	0	0			

- **Étages : 2,3,4,5 ; : (poteaux 40x 40) :**
  b= 40cm ; h= 40 cm ;

Niv	N(KN)	M(KN.m)	Obs	A_{inf} cm²	A_{sup} cm²	A_{min} cm²	Ferraillage	A_{adop} Cm²
ELU	N_{max} =-897.64	M_{2cor}= -9.341	**SEC**	0	0	**12.80**	**4HA16 + 4HA14**	**14.19**
		M_{3cor}=-3.044						
	N_{min}=-101.23	M_{2cor}=-0.551	**SEC**	0	0			
		M_{3cor}=0.08						
	N_{cor}=-310.73	M_{2max}=-30.258	**SEC**	0	0			
	N_{cor}=-423.81	M_{3max}=19.585						
0.8G+EX	N_{max}=-495.61	M_{2cor}=-1.013	**SEC**	0	0			
		M_{3cor}=-1.339						
	N_{min}=19.80	M_{2cor}=0.858	**SEC**	0	0			
		M_{3cor}=0.726						
	N_{corr}=-386.42	M_{2max}=-33.154	**SEC**	0	0			
	N_{corr}=-307.96	M_{3max}=51.806	**SEC**	0				
0.8G+EY	N_{max} =-627.85	M_{2cor}=-17.343	**SEC**	0	0			
		M_{3cor}=-5.911	**SEC**	0				
	N_{min}=66.02	M_{2cor}=21.799	**SPC**	0.6	0			
		M_{3cor}=8.025	**SEC**					
	N_{cor}=-484.40	M_{2max}=-46.642	**SEC**	0	0			
	N_{cor}=-196.82	M_{3max}=-18.518	**SEC**	0	0			
G+Q+EX	N_{max} =669.06	M_{2cor}=-10.052	**SEC**	0	0			
		M_{3cor}=-18.304						
	N_{min}=-13.40	M_{2cor}=0.298	**SEC**	0	0			
		M_{3cor}=1.327						
	N_{cor}=-491.52	M_{2max}=-38.293	**SEC**	0	0			
	N_{cor}=-475.83	M_{3max}=55.683						
G+Q+EY	N_{max} =-840.48	M_{2cor}= -13.178	**SEC**	0	0			
		M_{3cor}=-6.553						
	N_{min}=18.72	M_{2cor}=0.386	**SEC**	0	0			
		M_{3cor}=0.223						
	N_{cor}=-589.50	M_{2max}=-51.781	**SEC**	0	0			
	N_{cor}=-270.01	M_{3max}=-20.226	**SEC**	0	0			

- **Étages : 6,7,8 : (poteaux 35x 35) :**
  b= 35cm ; h= 35 cm ;

Niv	N(KN)	M(KN.m)	Obs	A_{inf} cm²	A_{sup} cm²	A_{min} cm²	Ferraillage	A_{adop} Cm²
ELU	N_{max} =-380.41	M_{2cor}= -7.921 M_{3cor}=-0.124	**SEC**	0	0	**9.80**	**8HA14**	**12.30**
	N_{min}=-9.58	M_{2cor}=-0.363 M_{3cor}=0.157	**SEC**	0	0			
	N_{cor}=-65.63	M_{2max}=-31.185	**SPC**	1.87	0			
	N_{cor}=-46.94	M_{3max}=21.962	**SPC**	1.27				
0.8G+EX	N_{max}=-192.37	M_{2cor}=-5.387 M_{3cor}=-17.772	**SEC**	0	0			
	N_{min}=16.85	M_{2cor}=0.045 M_{3cor}=0.476	**SEC**	0	0			
	N_{corr}=-13.05	M_{2max}=17.868	**SPC**	1.2	0			
	N_{corr}=-143.09	M_{3max}=30.337	**SPC**	0.57				
0.8G+EY	N_{max} =-191.48	M_{2cor}= -19.115 M_{3cor}=-0.967	**SEC**	0	0			
	N_{min}=10.47	M_{2cor}=1.186 M_{3cor}=0.689	**SEC**	0	0			
	N_{cor}=-26.91	M_{2max}=26.748	**SPC**	1.73	0			
	N_{cor}=-52.33	M_{3max}=-18.245	**SPC**	0.73	0			
G+Q+EX	N_{max} =-279.88	M_{2cor}=-7.043 M_{3cor}=-18.539	**SEC**	0	0			
	N_{min}=10.44	M_{2cor}=-0.159 M_{3cor}=0.444	**SEC**	0	0			
	N_{cor}=-76.76	M_{2max}=-23.227	**SPC**	1.81	0			
	N_{cor}=-217.81	M_{3max}=33.801	**SEC**	0				
G+Q+EY	N_{max} =-279	M_{2cor}= -0.91 M_{3cor}=-0.11	**SEC**	0	0			
	N_{min}=5.37	M_{2cor}=0.363 M_{3cor}=-0.196	**SEC**	0	0			
	N_{cor}=-65.26	M_{2max}=32.10	**SPC**	1.67	0			
	N_{cor}=-55.71	M_{3max}=-22.284	**SPC**	1.01	0			

Note : Pour le poeteaux circulaire (D= 30 cm) qui sont des chainages verticaux on opte : **6HA12**

VI.7)-Vérifications à l'ELU :

- **Armatures transversales :**

Leur calcul se fait à l'aide de la formule.(RPA 99 révisé 2003/Art 7-4-2-2).

Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h.f_e}$

L'élancement géométrique du poteau est donné par la relation :

l_0=408cm pour le RDC ⟶ $\mathbf{L_f = 0.707 \times 4.08 = 2.88 m.}$

l_0=306cm pour étages courants ⟶ $\mathbf{L_f = 0.707 \times 3.06 = 2.16\ m.}$

l_0= 306 cm pour S/Sol. ⟶ $\mathbf{L_f = 0.707 \times 3.06 = 2.16\ m.}$

- **Diamètre des armatures transversales :(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)**

$\emptyset_t = \frac{\emptyset_l}{3} = \frac{20}{3}$ = 6.67 cm² soit: $\emptyset_t$= 8 mm

$\emptyset_l$:Diamètre max des armatures longitudinales. (Art.7.5.2.2 RPA99 version 2003).

- **L'espacement des armatures transversales (Art A.8.1.3/BAEL91 modifiées 99)**

$S_t \leq \min\{15\emptyset_L^{min}, 40cm, (a+10)\ cm\} = \min\{15\times1.4 ; 40cm ; 35+10\}$

$S_t \leq 21cm$

Avec a: est la petite dimension du poteau

Soit St = 15 cm.

Nous optons des cadres de $\mathbf{A_t = 2.01\ cm^2 = 4HA8}$

- **Espacement maximal des armatures transversales : (Art .7.4.2.RPA2003)**

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

- **Zone nodale** : $S_t \leq \min\left[10\emptyset_l^{min}, 15(cm)\right] \rightarrow S_t \leq \min[14(cm), 15(cm)]$.
  On adopte : $S_t = 10[cm]$.
- **Zone courante** : $S_t \leq \left[15\ \emptyset_l^{min}\right] = [15 \times 1.4] = 21(cm)$.
  On adopte : $S_t = 15[cm]$.

- **Vérification de la quantité d'armatures :**

$$\boldsymbol{\lambda_g = \frac{l_f}{i}\ ; i = \sqrt{\frac{I}{B}}\ l_f = 0.7\ h_e}$$

- **Poteaux (45x45) :**

***Pour le RDC V_u=20.74KN**

$L_f = 0.707 \times 4.08 = 2.88\ m.$

$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.88}{0.45} = 6.40$

$\lambda_g > 5\ d'ou\ \rho = 2.5$

– **la zone nodale :**

$$A_t = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e} s_t = \left(\frac{2.5 \times 20.74}{0.45 \times 400}\right) \times 0.1 \times 10 = 0.28 cm^2$$

Soit un cadre de **Φ8 At=1.00 cm²**. (2 brins Ø8)

– **la zone courante:**

$$A_t = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e} s_t = \left(\frac{2.5 \times 20.74}{0.45 \times 400}\right) \times 0.15 \times 10 = 0.43\ cm^2$$

Soit un cadre de **Φ8At=1.00 cm²**. (2 brins Ø8)

***Pour le sous –sol et le 1 er étage V_u=20.74KN**

$L_f = 0.707 \times 3.06 = 2.16\ m$

$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.16}{0.45} = 4.80$

$\lambda_g < 5\ d'ou\ \rho = 3.75$

– **la zone nodale :**

$$A_t = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e} s_t = \left(\frac{3.75 \times 20.74}{0.45 \times 400}\right) \times 0.1 \times 10 = 0.43 cm^2$$

Soit un cadre de **Φ8 At=1.00 cm²**. (2 brins Ø8)

– **la zone courante:**

$$A_t = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e} s_t = \left(\frac{3.75 \times 20.74}{0.45 \times 400}\right) \times 0.15 \times 10 = 0.65\ cm^2$$

Soit un cadre de **Φ8At=1.00 cm²**. (2 brins Ø8)

➢ **Poteaux (40x40) :**

***Pour le 2 ,3,4,5 etage V_u=20.44KN**

$L_f = 0.707 \times 3.06 = 2.16\ m$

$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.16}{0.40} = 5.40$

$\lambda_g > 5\ d'ou\ \rho = 2.5$

– **la zone nodale :**

– $$A_t = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e} s_t = \left(\frac{2.5 \times 20.44}{0.40 \times 400}\right) \times 0.1 \times 10 = 0.32\ cm^2$$

Soit un cadre de **Φ8 At=1.00 cm²**. (2 brins Ø8)

– **la zone courante:**

$$A_t = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e} s_t = \left(\frac{2.5 \times 20.44}{0.40 \times 400}\right) \times 0.15 \times 10 = 0.48\ cm^2$$

Soit un cadre de **Φ8At=1.00 cm²**. (2 brins Ø8)

➢ **Poteaux (35x35) :**

***Pour le 6,7,8 etage V_u=23.42KN**

$L_f = 0.707 \times 3.06 = 2.16\ m$

$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.16}{0.35} = 6.17$

$\lambda_g > 5\ d'ou\ \rho = 2.5$

– **la zone nodale :**

– $A_t = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e} s_t = \left(\frac{2.5 \times 23.42}{0.35 \times 400}\right) \times 0.1 \times 10 = 0.42\ cm^2$

Soit un cadre de **Φ8 At=1.00 cm²**. (2 brins Ø8)

– **la zone courante:**

$A_t = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e} s_t = \left(\frac{2.5 \times 20.44}{0.35 \times 400}\right) \times 0.15 \times 10 = 0.55\ cm^2$

Soit un cadre de **Φ8At=1.00 cm²**. (2 brins Ø8)

La section minimale de RPA est :

❖ **Poteaux (45 x 45)**

Pour le sous-sol et 1 er etage:

$\lambda_g < 5\ d'ou\ \rho = 3.75$

- Zone nodale : A_t^{min} =0.0045 × 10 ×45=2.02 cm²
- Zone courante : A_t^{min} =0.0045 × 15 ×45=2.03 cm²

✓ Pour le RDC

$\lambda_g > 5\ d'ou\ \rho = 2.5$

- Zone nodale : A_t^{min} =0.003 × 10 ×45=1.35 cm²
- Zone courante : A_t^{min} =0.003 × 15 ×45=2.02 cm²

❖ **Poteaux (40 x40) :**

✓ Pour le 2eme au 5 eme etage:

$\lambda_g > 5\ d'ou\ \rho = 2.5$

- Zone nodale : A_t^{min} =0.003 × 10 ×40=1.20 cm²
- Zone courante : A_t^{min} =0.003 × 15 ×40=1.80cm

❖ **Poteaux (35 x35) :**

✓ Pour le 6eme au 8 eme etage:

$\lambda_g > 5\ d'ou\ \rho = 2.5$

- Zone nodale : A_t^{min} =0.003 × 10 ×35=1.05 cm²
- Zone courante : A_t^{min} =0.003 × 15 ×35=1.58cm²

.

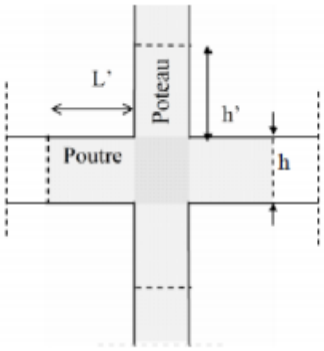
La longueur minimale des recouvrements est de:

✓ Pour la **zone II** : **L_r = 40Φ**

- Ø20 ⟶ L_r =40×2=80 cm **L_r = 80 cm**
- Ø16 ⟶ L_r =40×1.6= 64cm **L_r = 70 cm**
- Ø14 ⟶ L_r =40×1.4=56 cm **L_r = 60 cm**

- **Détermination de la zone nodale** : La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

(Art.7.4.2.1) **h'= Max (h_e/6;b_1;h_1;60)**



h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire

- **Poteaux (45 x 45)**
  - ✓ **Sous –sol et 1 er etage:**

h'= Max (he/6;b1;h1;60) = Max ($\frac{306-35}{6}$; 45;45;60)

h'= Max (45.16 ;45;45;60)

h'=60cm

  - ✓ **RDC:**

h'= Max (he/6;b1;h1;60) = Max ($\frac{408-35}{6}$; 45;45;60)

h'= Max (62.16 ;45;45;60)

h'=70cm

- **Poteaux (40 x 40)**
  - ✓ **2 eme au 5 ame etage;**

h'= Max (he/6;b1;h1;60) = Max ($\frac{306-35}{6}$; 40;40;60)

h'= Max (45.16;40;40;60)

h'=60cm

- **Poteaux (35x 35)**
  - ✓ **6 eme au 8 eme etage:**

h'= Max (he/6;b1;h1;60) = Max ($\frac{306-35}{6}$; 35;35;60)

h'= Max (45.16;35;35;60)

h'=60cm

- **Vérification des contraintes tangentielles : (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003)**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

On doit vérifier : $\tau_b \leq \overline{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \longrightarrow \rho_b = 0.075 \longrightarrow \overline{\tau}_{bu} = 1.875 \text{ MPa} \\ \lambda_g < 5 \longrightarrow \rho_b = 0.04 \longrightarrow \overline{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\tau_b = \frac{T_u}{bd}$$

- **Poteaux (45x45) :**
  - ✓ Pour le RDC:

$\tau_b = \frac{20.74 \times 10^3}{450 \times 430} = 0.107\ MPa < 1.875 \longrightarrow$ cv

  - ✓ Pour le sous sol:

$\tau_b = \frac{20.74 \times 10^3}{450 \times 430} = 0.107\ MPa < 1 \longrightarrow$ cv

- **Poteaux étage 2,3,4,5 (40x40) :**

$\tau_b = \frac{20.44 \times 10^3}{400 \times 380} = 0.134\ MPa < 1.875 \longrightarrow$ cv

- **Poteaux étage 6, 7,8 (35x35) :**

$\tau_b = \frac{23.42 \times 10^3}{350 \times 330} = 0.202 MPa < 1.875 \longrightarrow$ cv

Conclusion :

Les contraintes tangentielles sont vérifiées

VI.8)- : Vérification à l'ELS :

- **Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1/BAEL99) :**

$$A_{min} = \frac{0{,}23\ .b.d.f_{t28}}{f_e}\left[\frac{e_s - 0{,}455\ .d}{e_s - 0{,}185\ .d}\right]$$

Les vérifications seront résumées dans le tableau suivant :

Section (cm^2)	Comb	N_s (KN)	Ms (KN.m)	e_s(m)	h/6 (m)	Nature	A_{min} cm^2	$A_{adoptée}$ cm^2	OBS
Pot (45x45)	**ELS**	N_{max}=-976.41	M_{cor}=0.945	0.0009	0.075	**S.E.C**	5.78	4HA20+ 4HA16	**CV**
		N_{min}=20.33	M_{cor}=-1.258	0.06	0.075	**S.E.C**	16.20	4HA20+ 4HA16	**CV**
		N_{cor}=-20.93	M_{max}=-31.361	1.49	0.075	**S.P.C**	2.14	4HA20+ 4HA16	**CV**
Pot (40x40)		N_{max}=-653.64	M_{cor}=-6.747	0.010	0.066	**S.E.C**	4.96	4HA16+ 4HA14	**CV**
		N_{min}=-74.42	M_{cor}=-0.4	0.005	0.066	**S.E.C**	4.72	4HA16+ 4HA14	**CV**
		N_{cor}=-226.49	M_{max}=-21.928	0.096	0.066	**S.E.C**	0	4HA16+ 4HA14	**CV**
Pot (35x35)		N_{max}=-227.33	M_{cor}=-5.738	0.025	0.058	**SEC**	4.84	8HA14	**CV**
		N_{min}=-7.05	M_{cor}=-0.265	0.038	0.058	**SEC**	6.79	8HA14	**CV**
		N_{cor}=-48.02	M_{max}=22.646	0.47	0.058	**S.P.C**	1.09	8HA14	**CV**

Tableau VI-3: vérification de la condition de non fragilité.

- **Vérification des contraintes :**

a) Etat limite d'ouvertures des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

b) Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 15[Mpa]\ .$$

Nous avons deux cas à vérifier , en flexion composé et à l'ELS :

* Si $\frac{M_s}{N_s} \leq \frac{h}{6}$ → La section est entièrement comprimée .

* Si $\frac{M_s}{N_s} \geq \frac{h}{6}$ → La section est partiellement comprimée .

C) Vérification des contraintes :

La section homogène est :

$$B_0 = b.h + 15(A + A')$$

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

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

- **Avec** $\boldsymbol{V_2}$ **:** Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue.
  $\boldsymbol{I_0}$ **:** Moment d'inertie de la section homogène.

On doit vérifier que :

a)section entièrement comprimée (S.E.C) :

- **Calcul des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_b^1 = \frac{N}{B_0} + M_s\frac{V_1}{I_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6f_{c28} = 15[Mpa]$$

$$\sigma_b^2 = \frac{N}{B_0} + M_s\frac{V_2}{I_0} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$\sigma_{bc} = K.y_s < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_s = 15\,.K.(d - y_s) \leq \bar{\sigma}_{st} = 348[Mpa]$$

- **Avec** : $S = \frac{b}{2}.y_s + 15[A'(y_s - c') - A(d - y_s)]$

$$y_s = y_c + c \quad ; \quad K = \frac{N_s}{S}$$

$$e_a = \frac{M_s}{N_s} + \left(d - \frac{d}{2}\right) \quad ; \quad c = d - e_a$$

y_c : Sera obtenu par résolution de l'équation :

$$y_c^3 + P.y_c + q = 0$$

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

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

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

$$\Delta = q^2 + \frac{4.P^3}{27}$$

Si : $\Delta < 0 \implies \begin{cases} \cos p = \frac{3.q}{2.P}\sqrt{\frac{-3}{P}} \\ P = 2\sqrt{\frac{-P}{3}} \end{cases}$

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à déterminer les contraintes dans le béton $\boldsymbol{\sigma_{bc}}$ et dans les aciers $\boldsymbol{\sigma_{st}}$ et à démonter que ces contraintes sont au plus égales aux admissibles $\overline{\sigma}_{bc}$ et $\overline{\sigma}_{st}$

Niveau	N (kn)	M (kn)	σ_{bs} [Mpa]	σ_{bi} [Mpa]	σ_{ss} [Mpa]	σ_{si} [Mpa]	$\overline{\sigma}_{bc}$	$\overline{\sigma}_{st}$	OBS
Sous-sol ,RD,1	N_{max}=-976.41	M_{cor}=0.945	4.02	3.94	60.3	59.20	15	348	**Verifiée**
	N_{min}=20.33	M_{cor}=-1.258	0.14	0.03	1.99	0.5	15	348	**Verifiée**
	N_{cor}=-20.93	M_{max}=-31.361	1.75	0	22.8	-49.5	15	348	**Verifiée**
Etage 2,3,4,5	N_{max}=-653.64	M_{cor}=-6.747	3.61	2.84	53.6	43.20	15	348	**Verifiée**
	N_{min}=-74.42	M_{cor}=-0.4	0.39	0.34	5.82	5.20	15	348	**Verifiée**
	N_{cor}=-226.49	M_{max}=-21.928	2.37	0	33.7	-0.22	15	348	**Verifiée**
Etage 6,7 ,8	N_{max}=-227.33	M_{cor}=-5.738	2.12	1.24	31.1	19.3	15	348	**Verifiée**
	N_{min}=-7.05	M_{cor}=-0.265	0.05	0.03	0.76	0.52	15	348	**Verifiée**
	N_{cor}=-48.02	M_{max}=22.646	2.27	0	29.6	- 32.90	15	348	**Verifiée**

Conclusion : Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

Introduction :

Les poutres sont ferraillées à l'**ELU** et vérifiées à l'**ELS,** les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- 1,35 G+1,5 Q …...à l'ELU
- G + Q ……... à l'ELS
- G + Q ± E ……. RPA 99 révisé 2003
- 0,8 G ± E …….RPA 99 révisé 2003

VIII.1) Recommandation de RPA pour le ferraillage des poutres :

a) Armatures longitudinales :

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section.
  - Poutres principales de (30 × 40) : A_{min}=0,005×30×40 = **6 cm²**
  - Poutres secondaires de (30 × 35) : A_{min}=0,005× 30×35 = **5,25 cm²**
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de **4 %** en zone courante et de **6%** en zone de recouvrement.

- Poutres principales de (30×40) : A_{max}=0,04×30 ×40 = **48 cm²**
  A_{max} =0,06×30× 40= **72 cm²**
- Poutres secondaires de (30 × 35) : A_{max}=0,04×30×35 =**42 cm²**
  A_{max}= 0,06×30×35 =**63 cm²**
- La longueur minimale de recouvrement est de **40 Ø** en zone **Iia**
-

b) Armatures transversales :

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

A_t=0,003×S_t ×b

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$S_t^{max} = \min(\frac{h}{4}, 12\emptyset)$: En zone nodale.

$S_t \leq \frac{h}{2}$: En zone de recouvrement.

Avec : Ø le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales.

Tableau VIII-1 : Différentes sollicitations :

- **Poutres principales**

Poutres principales	ELU (KN.m)	Combinaison de RPA (KN.m)
Zone 1	34.642	95.656
Zone 2	27.55	106.5
Zone 3	30.089	82

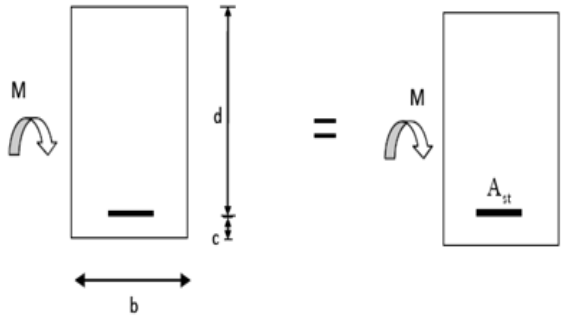
- **Poutres secondaires :**

Poutres principales	ELU (KN.m)	Combinaison de RPA (KN.m)
Zone 1	21.711	65.783
Zone 2	25.234	76.006
Zone 3	28.826	63.395

VIII-2) Calcul de ferraillage :

a) Calcul des armatures longitudinales :

a-1) calcul de la section d'armatures



Avec : M : moment de flexion à l'ELU.

h: hauteur de la section du béton.

b : largeur de la section du béton.

d : hauteur utile (d = h - c)

c : distance entre la fibre la plus tendue de gravité des armatures tendues

A_{st} : section d'armatures tendues.

- **Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bc}}$$

1er cas : section simplement armée :

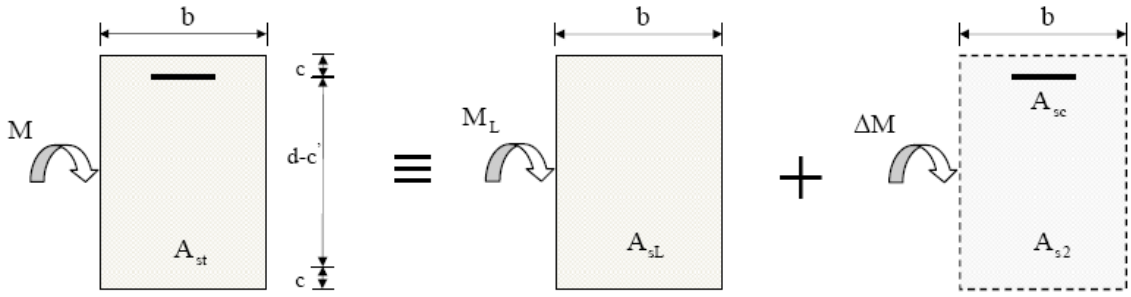
$\mu < \mu_l = 0{,}392$ pour les aciers FeE400

La section d'armatures tendues est égale à :

$$A_s = \frac{M}{\beta . d . \sigma_{st}}$$

2ème cas : section doublement armée :

$$\mu > \mu_l = 0{,}392$$



On calcul :

$M_L = \mu_l . b . d^2 . f_{bc}$

$\Delta M = M - M_L$ avec : $\Delta M \leq 40\ \%. M_u$

$A_{sL} = \frac{M_L}{(d-c')\sigma_{st}}$

$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma'_{st}}$

$A_{s2} = \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_{st}}$

$A_{s\,t} = A_{sL} + A_{s2}$

Avec: $\sigma'_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Les calculs sont résumés dans les tableaux ci-après :

Remarque : le ferraillage des poutres se fait par zones tel que :

Zone 1 : sous sol au 1ème étage

Zone 2 : du 2ème au 5éme étage

Zone 3 : du 6ème au 8éme étage

Tableau VIII-2 : Ferraillage des poutres principales

Zone	Travée / Appuis	M_u (KN. m)	μ	Obs	β	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
Zone 1	Travée	34.642	0.056	SSA	0.971	2.698	6	3HA 16= 6.03
	Appui	95.656	0.156	SSA	0.915	7.905	6	3HA16+3HA10 = 8.38
Zone 2	Travée	27.55	0.045	SSA	0 .977	2.132	6	3HA16=6.03
	Appui	106.5	0.173	SSA	0.9045	8.904	6	3HA16+3HA10 = 8.38
Zone 3	travée	30.089	0.049	SSA	0.9745	2.335	6	3HA16=6.03
	appui	82	0.133	SSA	0.9285	6.678	6	3HA16+3HA10 = 8.38

VIII-3 : Ferraillage des poutres secondaires

Zone	Travée / Appuis	M_u (KN.m)	μ	obs	β	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
Zone 1	Travée	21.711	0.047	SSA	0.9755	1.938	5,25	3 HA14+3HA10 =6.97
	Appui	65.783	0.142	SSA	0.923	6.206	5,25	3 HA14+3HA10 =6.97
Zone 2	Travée	25.234	0.054	SSA	0.972	2.26	5,25	3 HA14+3HA10 =6.97
	Appui	76.006	0.164	SSA	0.910	7.27	5,25	3 HA14+3HA10 =6.97
Zone 3	travée	28.826	0.062	SSA	0.968	2.59	5,25	3 HA14+3HA10 =6.97
	appui	63.395	0.137	*SSA*	0.926	5.96	5,25	3 HA14+3HA10 =6.97

a-2) Vérification :

- **A l'ELU**

a-2-1) Condition de non fragilité du béton (article B.6.4 BAEL 91)

$$A > A_{min} = 0{,}23 \times b.d\frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\begin{cases} A_{min} = 0{,}23 \times 30 \times 38 \times \dfrac{2{,}1}{400} = 1{,}38\ cm^2 \quad (poutres\ principales) \\ A_{min} = 0{,}23 \times 30 \times 33 \times \dfrac{2{,}1}{400} = 1{,}195 \qquad (poutres\ secondaires) \end{cases}$$

La condition de non fragilité du béton est vérifiée.

a-2-2) Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis

$T_u \leq \overline{T_u} = 0{,}40 \times \frac{0{,}9 \times d \times b \times f_{t28}}{\gamma_b}$ ... ... **(BAEL 91 .art A.5.1.32)**

- Poutres principales : $T_u = 104.39\ KN < \overline{T_u} = 0{,}40 \times \frac{\mathbf{0{,}9 \times 0{,}30 \times 0{,}38 \times 25 \times 10^3}}{\mathbf{1{,}5}} = 684\ KN$
- Poutres secondaires : $T_u = 75.43\ KN < \overline{T_u} = 0{,}40 \times \frac{\mathbf{0{,}9 \times 0{,}30 \times 0{,}33 \times 25 \times 10^3}}{\mathbf{1{,}5}} = 594\ KN$

a-2-3) Vérification de la contrainte d'adhérence et de l'entrainement des barres aux appuis :

- **Contrainte d'adhérence**

La contrainte d'adhérence des aciers dans le béton est :

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0{,}9 \times d \times \Sigma U_i} \leq \overline{\tau_u}$$

Avec : $\overline{\tau_u} = \psi_s . f_{t28} = 2{,}1 \times 1{,}5 = 3{,}15$ MPa. ($\psi_s = 1{,}5$ coefficient de scellement).

$\overline{\tau_u}$: La contrainte limite d'adhérence des barres.

ΣU_i : n . $\pi . \emptyset$ (périmètre des aciers).

❖ **Pour les poutres principales :**

$\Sigma U_i = 6 \times 3{,}14 \times 1{,}4 = 26.38\ cm.$

$\tau_s = \frac{104.39 \times 10^3}{0{,}9 \times 380 \times 2638} = 0{,}12$ MPa $< \overline{\tau_u} = 3{,}15$ MPa.

❖ **Pour les poutres secondaires :**

$\Sigma U_i = 6 \times 3{,}14 \times 1{,}4 = 26.38\ cm.$

$\tau_s = \frac{104.39 \times 10^3}{0{,}9 \times 380 \times 2638} = 0{,}12$ MPa $< \overline{\tau_u} = 3{,}15$ MPa..

a-2-4) Ancrage des aciers :

- **Condition d'équilibre**

Sur une longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante est égale à sa valeur ultime fixée à :

$\overline{\tau_{se}} = 0{,}6 . \psi_s^2 . f_{t28} = 0{,}6 . (1{,}5)^2 . 2{,}1 = 2{,}835$ MPa.

- **Calcul de la longueur de scellement droit des barres :**

Elle correspond à la longueur d'acier, adhérent au béton, nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$L_s = \frac{\phi x f_e}{4x\overline{\tau_e}}$ Avec : $\overline{\tau_e} = 0{,}6.\psi_s^2.f_{t28} = 2{,}835\ MPa.$

Pour $\phi 14$ $L_s = 49{,}38\ cm.$

Les règles du **(BAEL 91 Art .A.6.1)** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, mesurée hors crochet, au moins égale à **0,4 L_s** pour les aciers HA.
Pour $\phi 14$: $L_a = 19{,}75\ cm.$

a-2-5) Vérification de la contrainte tangentielle :
Pour justifier les armatures transversales droites on doit vérifier :
$\frac{T_u}{b.d} < \overline{\tau_u}$ Avec : $\overline{\tau_u} = min\left(\frac{0{,}2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\ MPa\right) = 3{,}33\ MPa$ **(Fissuration non préjudiciable).**

- **Pour les poutres principales** :

$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{104.39.10^3}{300\times380} = 0.92MPa < \overline{\tau_u} = 3{,}33\ MPa \rightarrow$ **Condition vérifiée**

- **Pour les poutres secondaires** :

$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{75.43\times10^3}{300\times330} = 0.76\ MPa < \overline{\tau_u} = 3{,}33\ MPa \rightarrow$ **Condition vérifiée**

a-2-6) Calcul des armatures transversales

- **Poutres principales**

D'après le **BAEL91.Art .A.7.2.2)** le diamètre des armatures transversales est donné par :
$\emptyset_t \leq Min\left\{\frac{b}{10}, \frac{h}{35}, \emptyset\right\} = min\{30; 11{,}43;\ 12\}$
$\emptyset_t$: étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.
Soit : $\emptyset_t = 8\ mm$
La section des armatures transversales
On choisira un cadre et un étrier : A_t= 4HA 8= 2,01 cm^2

- **Calcul des espacements :**

  Zone nodale (appui) : $S_t \leq min\left\{\frac{h}{4}, 12\emptyset\right\}$ $= S_t \leq min\{10; 14.4\}$

  Soit : **S_t = 8 cm**

- **Zone courante (travée) :** $S_t' \leq \frac{h}{2}$ donc $S_t' \leq 20\ cm$

  Soit **: $S_t' = 15\ cm$**

- **Délimitation de la zone nodale**

L ' = 2× h

h: hauteur de la poutre.

L ' = 2× 40 = 80 cm pour les poutres longitudinales et transversales.

a-2-7) Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$A_t^{min} = 0{,}003.S_t b = 0{,}003 \times 8 \times 30 = 0{,}72\ cm^2$ Pour les poutres secondaires.

$A_t = 2{,}01\ cm^2 > A_t^{min} = 0{,}72\ cm^2$……**condition vérifiée.**

$A_t^{min} = 0{,}003.S_t\ b = 1{,}35\ cm^2$ Pour les poutres principales.

$A_t = 2{,}01\ cm^2 > A_t^{min} = 1.35\ cm^2$……**condition vérifiée.**

- **A l'ELS**

Les états limites de services sont définis compte tenue des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leurs sont relatives :

-Etat limite d'ouverture des fissurations (exemple de calcul pour les fissurations non préjudiciables).

-Etat limite de résistance du béton en compression.

-Etat limite de déformation.

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

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

- **Etat limite de résistance du béton en compression :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s \leq 0{,}6\ f_{c28} = \overline{\sigma_{bc}} = 15\ MPa.$ Avec K=1/K_1

Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d.A}$ (A : armatures adoptées à l'ELU)

σ_s : la contrainte dans l'acier.

On calcule : $\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0 d}$ $\sigma_{bc} = K \times \sigma_s$; $\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6 \times f_{c28}$

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

Les contraintes sont en (MPa)

Tableau VIII-4- : vérification du ferraillage des poutres principales aux appuis à l'ELS

Zones	M_S (KN.m)	A_s(cm^2)	ρ_1	β_1	K_1	σ_S	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	obs
Zone 1	57.869	8.38	0.735	0.876	25.32	207.45	8.19	15	vérifier
Zone 2	40.101	8.38	0.735	0.876	25.32	143.75	5.68	15	vérifier
Zone 3	43.543	8.38	0.735	0.876	25.32	156.09	6.16	15	vérifier

Tableau VIII-5 vérification du ferraillage des poutres principales en travées à l'ELS

Zones	M_S (KN.m)	A_s (cm^2)	ρ_1	β_1	K_1	σ_S	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	obs
Zone 1	36.31	6.03	0.53	0.891	30.87	177.85	5.76	15	vérifier
Zone 2	19.965	6.03	0.53	0.891	30.87	97.79	3.16	15	vérifier
Zone 3	21.983	6.03	0.53	0.891	30.87	107.67	3.48	15	vérifier

Tableau VIII-6 vérification du ferraillage des poutres secondaires à l'ELS

a) Aux appuis

Zones	M_S (KN.m)	A_s(cm^2)	ρ_1	β_1	K_1	σ_S	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	obs
Zone 1	28.421	6.97	0.704	0.878	25.98	140.73	5.41	15	vérifier
Zone 2	30.524	6.97	0.704	0.878	25.98	151.15	5.82	15	vérifier
Zone 3	34.511	6.97	0.704	0.878	25.98	170.89	6.57	15	vérifier

Tableau VIII-7 vérification du ferraillage des poutres secondaires à l'ELS

b) En travées :

Zones	M_S (KN.m)	$A_s(cm^2)$	ρ_1	β_1	K_1	σ_S	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	obs
Zone 1	9.897	6.97	0.704	0.878	25.98	49	1.89	15	vérifier
Zone 2	18.263	6.97	0.704	0.878	25.98	90.43	3.48	15	vérifier
Zone 3	20.892	697	0.704	0.878	25.98	103.45	3.98	15	vérifier

Conclusion : les contraintes admissibles ne sont pas atteintes.

- **Etat limite de déformation de la flèche :**
  On doit justifier l'état limite de déformation par le calcul de la flèche « f», qui ne doit pas dépasser la valeur limite «$\bar{f}$».

  Valeurs limites de la flèche :
  Pour $L \leq 5\ m \Longrightarrow\ \bar{f} = \frac{L}{500}$
  Pour $L > 5\ m\ \Longrightarrow \bar{f} = 0{,}5\ cm + \frac{L}{1000}$

L : la portée mesurée entre nus d'appuis.

- **Sens xx :** $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{35}{500} = 0{,}074\ cm$

La flèche lue par l'ETAB est : $f = 0{,}0096\ cm < \bar{f} = 0{,}074\ cm \Longrightarrow$ **condtion vérifiée**

- **Sens yy :** $\bar{f} = 0{,}5 + \frac{545}{1000} = 1{,}045\ cm$

La flèche lue par l'ETABS est : $f = 0{,}2\ cm < \bar{f} = 1{,}045\ cm\ \Longrightarrow$ **condtion vérifiée**

Conclusion : La flèche est vérifiée.

VIII-1-Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferraillage 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 aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Pour réduire le calcul on a décomposées la structure en trois zones de calcul :

- Zone I : Niveaux Sous-sol, RDC et 1
- Zone II : Niveaux 2, 3, 4, et 5
- Zone III : Niveaux 6, 7, 8

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

Selon le BAEL 91 ⟶ ELU : 1.35G+1.5Q
ELS : G+Q

Selon le RPA 2003 ⟶ G+Q+E
0.8G±E

VIII-2-Ferraillage des trumeaux :

La méthode utilisée est la méthode de **RDM** qui se fait pour une bande de largeur **(d).**

- **Exposé de la méthode :**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\begin{cases} \boldsymbol{\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}} \\ \boldsymbol{\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}} \end{cases}$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du trumeau.

V et V': bras de levier, V=V' = L voile / 2

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur **(d)** donnée par :

$$d \leq min\ (\frac{h_e}{6}; \frac{2}{3} l_c)$$

he : hauteur entre nus du plancher du voile considéré

Lc : la longueur de la zone comprimée $l_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max}+\sigma_{min}} . l$

L t : longueur tendue **= L - Lc**

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

- **Section entièrement comprimée : (SEC)**

$N_i = \frac{\sigma_{max}+\sigma_1}{2}.d.e$

$N_{i+1} = \frac{\sigma_1+\sigma_2}{2}.d.e$

Avec : e **:** épaisseur du voile.

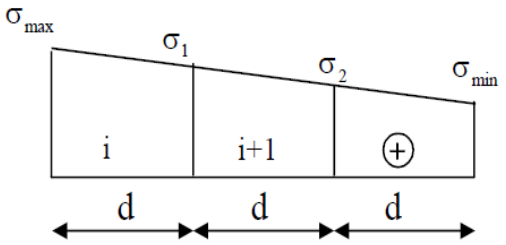


Fig. VIII-1 : Diagramme des contraintes sur les voiles

- **Section partiellement comprimée : (SPC)**

$N_i = \frac{\sigma_{max}+\sigma_1}{2}.d.e$

$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2}.d.e$

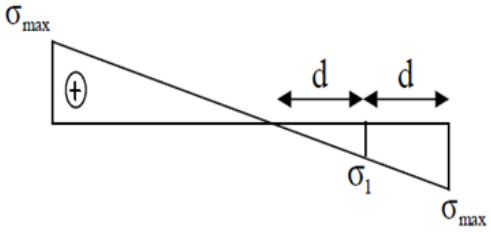


Fig.VIII-2 : Diagramme des contraintes (S.P.C)

- **Section entièrement tendue : (SET)**

$N_i = \frac{\sigma_{max}+\sigma_1}{2}.d.e$

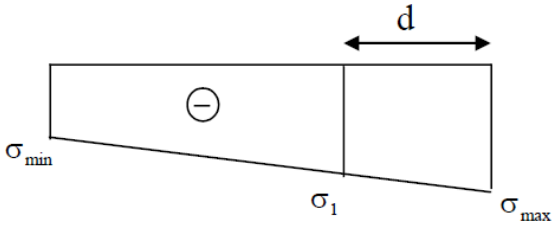


Fig. VIII-3 : Diagramme des contraintes (S.E.T)

a) Armatures verticales :

- **Section entièrement comprimée :**

$A_v = \frac{N_i+B.f_{bc}}{\sigma_s}$

B : section du voile.

σ_s : Contrainte de l'acier.

- **Section partiellement comprimée :**

$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$

σ_s : Contrainte de l'acier.

- **Section entièrement tendue :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier.

b) Armatures minimales :

- **Pour une Section entièrement comprimée :**

$A_{min} \geq \frac{4cm^2}{ml}$ (Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99)

$0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\%$ (Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99)

- **Pour une Section entièrement tendue:**

$$A_{min} \geq \max\left\{\frac{Bf_{t28}}{f_e}; 0.15\%B\right\}$$

- **Section partiellement comprimée :**

$$A_{min} \geq \max\left\{\frac{Bf_{t28}}{f_e}; 0.002B\right\}$$

Avec :

B : section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à **0.2 %** de la section horizontale du béton tendu.

c) Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Φ et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

$$A_h = \frac{A_v}{4}$$

$\begin{cases} A_h \geq 0.15\%B & \text{Globalement dans la section du voile.} \\ A_h \geq 0.10\%B & \text{En zone courante.} \end{cases}$

B : Section du béton

A_V: Section d'armature verticale.

d) Armatures de montages :

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) épingles au mètre carré.

e) Armatures de coutures :

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

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

Avec: $T=1.4V_u$

Vu : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

f) Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est ≥ 4HA10 avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

- **Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$S_t \leq \min\{1.5e; 30cm\}$ Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003).

Avec :

e = épaisseur du voile.

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.

Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

- **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

- **40**Φ pour les barres situées dans les zones ou le recouvrement du signe des efforts est possible.
- **20**Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser l/10 de l'épaisseur du voile.

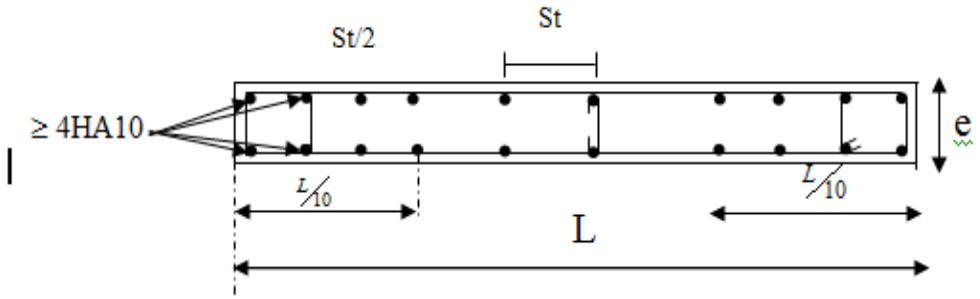


Fig. VIII-4: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

VIII-3-Vérification :

a)Vérification à L'ELS :
Pour cet état, il considère :
$N_{ser} = G + Q$
$\sigma_b = \frac{N}{B+15.A} \leq \bar{\sigma}_B$
$\bar{\sigma}_B = 0.6 f_{c28}$ =15MPa
Avec :
N_{ser} : Effort normal applique.
B: Section du béton.
A: Section d'armatures adoptée.

b) Vérification de la contrainte de cisaillement :

- **D'après le RPA99 révise 2003 :**

$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$
$\tau_b = \frac{V}{b_0.d}$
$V = 1.4 V_{u.calcul}$
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 91 :**

Il faut vérifier que :
$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$
Avec : τ_u :contrainte de cisaillement
$\tau_u = \min\left\{0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa\right\}$; Pour la fissuration très préjudiciable.

- **Exemple de calcul :**

Soit à calculer le ferraillage du voile longitudinal **VL1** de la zone I **:**

- **Caractéristiques géométrique :**

L = 1.25 m, e = 0.20m, B=0.258m2, I=0.97m4, V=V'=0.625m.

$\sigma_{max} = 2091.82 KN/m^2$
$\sigma_{min} = --6723.77 KN/m^2$

- **Calcul de Lc:**

$l_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max}+\sigma_{min}} \times l = \frac{2091.82}{2091.82+6723.77} \times 1.25 = 0.30m \rightarrow l_c = 0.30m$

Lt = L−Lc =1.25−0.30 = 0.95m.→ $l_t = 0.95$
Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d1et d2) respectivement.
Avec : d1 ≤ min $(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} l_c) = \min(1.94m; 0.20m) \rightarrow d_1 = 0.20m$
On prend d = lt /2 = 0.477

➢ **Longueur d'extrémité:**

L/10=1.25/10=0.125 m=12.5 cm

➢ **Calcul de N** :

Zone tendue :

$\sigma_1 = (l_t - d) \times \frac{\sigma_{max}}{l_t} = (0.95 - 0.475) \times \frac{2091.82}{0.95} = 1045.910 KN/m^2$

$N_1 = \left(\frac{\sigma_{max}+\sigma_1}{2}\right).d.e = \left(\frac{2091.82+1045.910}{2}\right) \times 0.477 \times 0.20 = 149.57 KN$

$N_2 = \frac{\sigma_1}{2}.d.e = \frac{1045.910}{2} \times 0.477 \times 0.20 = 49.88 KN$

➢ **Calcul des armatures :**

Armatures verticales :

$A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{149.57}{400} \times 10 = 3.74 cm^2$

$A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{49.88}{400} \times 10 = 1.25 cm^2$

Armatures minimales dans le voile :

$A_{min} \geq max\left\{\frac{B f_{t28}}{f_e}; 0.002B\right\}$

$A_{min} \geq max\left\{\frac{0.477 \times 0.20 \times 2.1}{400} \times 10^4; 0.002 \times 954\right\}$

$A_{min} \geq max\{5.01; 1.91\} \Rightarrow A_{min} = 5.01 \text{ cm}^2$

Armature de couture :

$A_{vj} = 1.1\frac{\overline{V}}{f_e} avec : \overline{V} = 1.4V$

$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 354.13 \times 10}{400}$

$A_{vj} = 13.63 \text{ cm}^2$

➢ **Armature total :**

- **Bande 1 :** $A_{totl} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = \mathbf{7.15\ cm^2}$ **On adopte : 2x3HA14=9.23m²** avec espacement de 15cm
- **Bande 2 :** $\boldsymbol{A_{totl} = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 4.65 cm^2}$ **On adopte : 2x3HA12=6.78 cm²** avec espacement de 15cm

Armatures horizontales :

D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_V}{4} = 2.31 \text{ cm}^2$

On adopte : **5HA10=3.93 cm² avec e = 20 cm**

Armature transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré. On adopte **4HA8** (2,01 cm^2) par m^2.

Pour les potelets :

Vu que la section d'armatures doivent dans les poteaux est supérieure à celle du voile, alors on adopte le même ferraillage que celui du poteau.

VIII-4- Vérification à l'ELS :

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**
  - **BAEL 91 :**

$$\tau_b = \frac{V}{b_0.d} = \frac{354.13 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3880} = 0.51 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = min\left\{0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4Mpa\right\} = min\left\{0{,}15\frac{25}{1{,}15}\ ;\ 4Mpa\right\} = 3{,}26Mpa$$

(Fissuration préjudiciable)

$\tau_u = 0.51\text{MPa} < \overline{\tau}_u$ 3.26 MPa……**Condition vérifiée**

  - **RPA 2003 :**

$$\overline{\tau_b} = 0{,}2f_{c28} = 5Mpa$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0.d} = \frac{1.4 \times 354.13 \times 10^3}{200 \times 3880} = 0.64 \text{ MPa}$$

τ_b 0.64 MPa $<$ $\overline{\tau_b} = 5\text{MPa}$…… **Condition vérifiée**

- **Vérification de la contrainte du béton :**

$$\overline{\tau_b} = 0{,}6f_{c28} = 15Mpa$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15.A} = \frac{5048.85 \times 10^3}{200 \times 3880 + 15 \times 9.23 \times 10^4} = 2.34 \text{ MPa}$$

$\sigma_b = 2.34 < \overline{\tau_b} = 15$ MPa…….. **..Condition vérifiée**

➢ **Les voiles longitudinaux :**

- **Voile VL1 :**

	Zone			Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométrique	**L (m)**			1.25	1.2	1.15
	e (m)			0.2	0.2	0.2
	B (m^2)			0.25	0.24	0.23
Sollicitation de calcul	**σ_{max} (KN/m^2)**			2091.82	1696.07	2849.77
	σ_{min} (KN/m^2)			-6723.77	-4518.68	-3809.9
	Nature de la section			SPC	SPC	SPC
	V_u (KN)			354.13	268.68	183.09
	L_t (m)			0.95	0.87	0.66
	L_c (m)			0.30	0.33	0.49
	d (m)			0.477	0.436	0.329
	σ_1 (KN/m^2)			1045.910	848.035	1424.885
	N (KN)	**N_1 (KN)**		149.57	110.99	140.61
		N_2 (KN)		49.858	36.996	46.871
	A_V (KN)	**Av1 (cm^2)**		3.74	2.77	3.52
		Av2 (cm^2		1.25	0.92	1.17
	A_{vj} (cm^2)			13.63	10.34	7.05
	A (cm^2)	**$A_1=A_{v1+}A_{vj/4}$ (cm^2)**		7.15	5.36	5.28
		$A_2=A_{v1+}A_{vj/4}$ (cm^2)		4.65	3.51	2.93
	A_{min} (cm^2)/bande			5.01	4.58	3.45
	$A_{V\ adopté}$ (cm^2)		**Bande 1**	9.23	6.78	6.78
			Bande 2	6.78	6.78	4.71
			Voile	16.01	13.56	11.49
Ferraillage des voiles	**Choix des barres/nappe**		**Bande 1**	3HA14	3HA12	3HA12
			St (cm)	15	15	10
			Bande 2	3HA12	3HA12	3HA10
			St (cm)	15	15	10
			Voile	2*(3HA14+3 HA12)	2*(HA12+ 3HA12)	2*(3HA12+3 HA10)0
	A_{hmin}= 0.0015*B (cm2)/bande			2.86	2.62	1.97
	A_h /nappe (cm^2)			2.31	1.70	1.70
	A_h choix des barres/nappe (cm^2)			5HA10	5HA10	5HA10
	St (cm)			20	20	20
	Armature transversal			**4 épingle HA8 /m^2**		
Vérification des contraintes	**Contrainte (MPa)**	**$\bar{\tau}_u$ =3.26**		0.51	0.53	0.35
		$\bar{\tau}_b$ = 5		0.64	0.66	0.45
	ELS	**N_S**		5048.85	3945.53	1711.02
		$\bar{\tau}_{bc}$ =15		2.34	2.48	1.08

- **Voile VL2 :**

	Zone			Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométrique	**L (m)**			1.45	1.4	1.35
	e (m)			0.2	0.2	0.2
	B (m^2)			0.29	0.28	0.27
Sollicitation de calcul	**σ_{max} (KN/m^2)**			837.36	626.75	585.38
	σ_{min} (KN/m^2)			-4920.23	-2976.87	-1818.62
	Nature de la section			**SPC**	**SPC**	**SPC**
	V_u (KN)			140.04	72.85	51.47
	L_t (m)			1.24	1.16	1.02
	L_c (m)			0.21	0.24	0.33
	d(m)			0.620	0.578	0.511
	σ_1 (KN/m^2)			418.680	313.375	292.690
	N (KN)	**N_1 (KN)**		77.82	54.36	44.84
		N_2 (KN)		25.940	18.121	14.946
	A_V (KN)	**Av1 (cm^2)**		1.95	1.36	1.12
		Av2 (cm^2		0.65	0.45	0.37
	A_{vj} (cm^2)			5.39	2.80	1.98
	A (cm^2)	**$A_1=A_{v1+}A_{vj/4}$ (cm^2)**		**3.29**	**2.06**	**1.62**
		$A_2=A_{v1+}A_{vj/4}$ (cm^2)		**2.00**	**1.15**	**0.87**
	A_{min} (cm^2)/bande			6.51	6.07	5.36
	$A_{V\ adopté}$ (cm^2)		**Bande 1**	9.05	6.28	6.28
			Bande 2	6.28	6.28	6.28
			Voile	15.33	12.56	12.56
Ferraillage des voiles	**Choix des barres/nappe**		**Bande 1**	4HA12	4HA10	4HA10
			St (cm)	15	15	15
			Bande 2	4HA10	4HA10	4HA10
			St (cm)	15	15	15
			Voile	2*(4HA12+ 4HA10)	2*(4HA10+4 HA10)	2*(4HA10+4 HA10)
	A_{hmin}= 0.0015*B (cm2)/bande			3.72	3.47	3.06
	A_h /nappe (cm^2)			2.26	1.57	1.57
	A_h choix des barres/nappe (cm^2)			5HA10	5HA10	5HA10
	St (cm)			20	20	20
	Armature transversal			**4 épingle HA8 /m^2**		
Vérification des contraintes	**Contrainte MPa**	**$\bar{\tau}_u$ =3.26**		0.21	0.15	0.10
		$\bar{\tau}_b$ =5		0.25	0.18	0.13
	ELS	**N_S**		1860.80	1480.52	621.61
		$\bar{\tau}_{bc}$ =15		0.87	0.41	0.41

- **Voile VL3 :**

	Zone			Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométrique	**L (m)**			3.60	3.50	3.40
	e (m)			0.2	0.2	0.2
	B (m^2)			0.72	0.7	0.68
Sollicitation de calcul	**σ_{max} (KN/m^2)**			1149.28	427.21	128.11
	σ_{min} (KN/m^2)			-2827.22	-1937.89	-672.52
	Nature de la section			**SPC**	**SPC**	**SPC**
	V_u (KN)			452.95	321.49	117.88
	L_t (m)			2.56	2.87	2.86
	L_c (m)			1.04	0.63	0.54
	d (m)			1.280	1.434	1.428
	σ_1 (KN/m^2)			574.640	213.605	64.055
	N (KN)	**N_1 (KN)**		220.62	91.89	27.44
		N_2 (KN)		73.541	30.629	9.147
	A_V (KN)	**Av1 (cm^2)**		5.52	2.30	0.69
		Av2 (cm^2		1.84	0.77	0.23
	A_{vj} (cm^2)			17.44	12.38	4.54
	A(cm^2)	**$A_1=A_{v1+}A_{vj/4}$ (cm^2)**		**9.88**	**5.39**	**1.82**
		$A_2=A_{v1+}A_{vj/4}$ (cm^2)		**6.20**	**3.86**	**1.36**
	A_{min} (cm^2)/bande			13.44	15.06	14.99
	$A_{V\ adopté}$ (cm^2)		**Bande 1**	18.10	12.56	12.56
			Bande 2	12.56	12.56	12.56
			Voile	30.66	25.12	25.12
Ferraillage des voiles	**Choix des barres/nappe**		**Bande 1**	8HA12	8HA10	8HA10
			St (cm)	15	15	15
			Bande 2	8HA12	8HA10	8HA10
			St (cm)	15	15	15
			Voile	2*(8HA12+ 8HA12)	2*(8HA10+8H A10)	2*(8HA10+ 8HA10)
	A_{hmin}= 0.0015*B (cm2)/bande			6.72	7.62	7.69
	A_h /nappe (cm^2)			4.53	3.14	3.14
	A_h choix des barres/nappe (cm^2)			5HA12	5HA12	5HA12
	St (cm)			20	20	20
	Armature transversal			**4 épingle HA8 /m^2**		
Vérification des contraintes	**Contrainte**	**$\bar{\tau}_u$=3.26**		0.65	0.63	0.23
		$\bar{\tau}_b$ =5		0.82	0.79	0.29
	ELS	**N_S**		1293.3	833.73	355.70
		$\bar{\tau}_{bc}$ =15		0.37	0.34	0.15

➢ **Les voiles transversaux :**

- **Voile VT1 :**

	Zone			Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométrique	**L (m)**			2.25	2.20	2.15
	e (m)			0.20	0.2	0.2
	B (m^2)			0.45	0.44	0.43
Sollicitation de calcul	**σ_{max} (KN/m^2)**			3503.31	1464.55	2790.36
	σ_{min} (KN/m^2)			-7938.32	-4681.52	-3540.77
	Nature de la section			**SPC**	**SPC**	**SPC**
	V_u (KN)			946.07	529.25	324.44
	L_t (m)			1.56	1.68	1.20
	L_c (m)			0.69	0.52	0.95
	d (m)			0.781	0.838	0.601
	σ_1 (KN/m^2)			1751.655	732.275	1395.180
	N (KN)	**N_1 (KN)**		410.17	184.07	251.64
		N_2 (KN)		136.723	61.356	83.879
	A_V (KN)	**Av1 (cm^2)**		10.25	4.60	6.29
		Av2 (cm^2		3.42	1.53	2.10
	A_{vj} (cm^2)			36.42	20.38	12.49
	A (cm^2)	**$A_1=A_{v1+}A_{vj/4}$ (cm^2)**		**19.36**	**9.70**	**9.41**
		$A_2=A_{v1+}A_{vj/4}$ (cm^2)		**12.52**	**6.63**	**5.22**
	A_{min} (cm^2)/bande			8.20	8.80	6.31
	$A_{V\ adopté}$ (cm^2)		**Bande 1**	24.12	13.56	13.56
			Bande 2	18.46	9.42	9.42
			Voile	42.58	22.98	22.98
Ferraillage des voiles	**Choix des barres/nappe**		**Bande 1**	6HA16	6HA12	6HA12
			St (cm)	15	15	10
			Bande 2	6HA14	6HA10	6HA10
			St (cm)	15	15	10
			Voile	2*(6HA16+ 6HA14)	2*(6HA12+6 HA10)	2*(6HA12+6 HA10)
	A_{hmin}= 0.0015*B (cm2)/bande			4.68	5.03	3.61
	A_h /nappe (cm^2)			6.03	3.39	3.39
	A_h choix des barres/nappe (cm^2)			5HA12	5HA12	5HA10
	St (cm)			20	20	20
	Armature transversal			**4 épingle HA8 /m^2**		
Vérification des contraintes	**Contrainte**	**$\bar{\tau}_u$ =3.26**		1.35	0.92	0.63
		$\bar{\tau}_b$ =5		1.70	1.30	0.79
	ELS	**N_S**		4009.64	3074.03	1428.34
		$\bar{\tau}_{bc}$ =15		0.91	1.18	0.55

- **Voile VT2 :**

	Zone			Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométrique	**L (m)**			2.55	2.5	2.45
	e (m)			0.2	0.2	0.2
	B (m^2)			0.51	0.5	0.49
Sollicitation de calcul	**σ_{max} (KN/m^2)**			1865	329.72	531.35
	σ_{min} (KN/m^2)			-4507.88	-2213.33	-1333.23
	Nature de la section			**SPC**	**SPC**	**SPC**
	V_u (KN)			587.76	380.68	231.4
	L_t (m)			1.80	2.18	1.75
	L_c (m)			0.75	0.32	0.70
	d (m)			0.902	1.088	0.876
	σ_1 (KN/m^2)			932.500	164.860	265.675
	N (KN)	**N_1 (KN)**		252.30	53.81	69.81
		N_2 (KN)		84.100	17.936	23.271
	A_V (KN)	**Av1 (cm^2)**		6.31	1.35	1.75
		Av2 (cm^2		2.10	0.45	0.58
	A_{vj} (cm^2)			22.63	14.66	8.91
	A (cm^2)	**$A_1=A_{v1+}A_{vj/4}$ (cm^2)**		**11.96**	**5.01**	**3.97**
		$A_2=A_{v1+}A_{vj/4}$ (cm^2)		**7.76**	**4.11**	**2.81**
	A_{min} (cm^2)/bande			9.47	11.42	9.20
	$A_{V\ adopté}$ (cm^2)		**Bande 1**	18.10	12.56	12.56
			Bande 2	12.56	12.56	12.56
			Voile	30.66	25.12	25.12
Ferraillage des voiles	**Choix des barres/nappe**		**Bande 1**	8HA12	8HA10	8HA10
			St (cm)	10	15	10
			Bande2	8HA10	8HA10	8HA10
			St (cm)	10	15	10
			Voile	2*(8HA12+ 8HA10)	2*(8HA10+8 HA10)	2*(8HA10+8 HA10)
	A_{hmin}= 0.0015*B (cm2)/bande			5.41	6.53	5.26
	A_h /nappe (cm^2)			3.53	3.14	3.14
	A_h choix des barres/nappe (cm^2)			5HA12	5HA12	5HA12
	St (cm)			20	20	20
	Armature transversal			**4 épingle HA8 /m^2**		
Vérification des contraintes	**Contrainte**	**$\bar{\tau}_u$ =3.26**		0.84	0.74	0.45
		$\bar{\tau}_b$ =5		1.48	0.93	0.57
	ELS	**N_S**		1466.99	1054.71	465.07
		$\bar{\tau}_{bc}$ =15		0.42	0.54	0.19

Introduction :
La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.
Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure pour transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée dont il convient de connaitre les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultante de l'action de séisme, qui peut etre variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

❖ **Fondations superficielles :**

Elles sont utilisées pour des sols de grande capacité, réalisées prés de la surface, les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur.
- Les semelles continues sous poteaux.
- Les semelles isolées.
- Les radiers.

❖ **Fondations profondes :**

Elles sont utilisées dans le cas de sol ayant une faible capacité portante ou dans les cas ou le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits

IX.1.Etude du sol de fondation :
Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

-la contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2$ bars
-absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

IX.2.Choix du type de fondation :
Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain et sa résistance.
- Profondeur du bon sol.
- Le terrassement du sol.

IX.3.Dimensionnement :

a) Semelle isolée :

Pour les prés dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous sol

$$A.B \geq \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma_{sol}}}$$

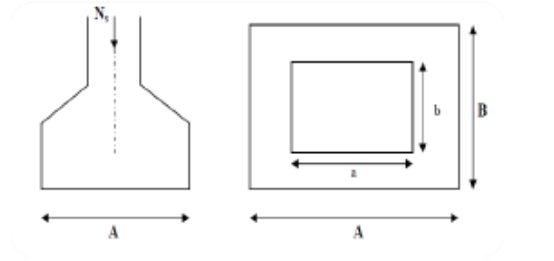


Fig. IX.1.Schéma statique de la fondation

- **Homothétie des dimensions :**

$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$

$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\overline{\sigma_{sol}}}}$

Avec :
B : largeur de la semelle.
A : longueur de la semelle.
σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.
N_s : Effort normal à l'ELS.

- **Exemple de calcul :**

$\sigma_{sol} = 2\ bars = 0{,}2\ MPa = 200\ KN/m^2$;

$N_s = 976.41\ KN$

$B \geq \sqrt{\frac{976.41}{200}} = \sqrt{4.88205} = 2{,}2\ m$ ⟶ B= 2,2

Remarque :

Les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, donc il faut opter pour des semelles filantes.

b) Semelles filantes :

- **Semelles sous poteaux :**

- **Hypothèses de calcul :**

- La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.
- Les réactions du sol distribuées suivant une droite ou une surface plane tel que leurs centres de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante de charges agissantes sur la semelle.

- **Etape de calcul :**

a) déterminer la résultante des charges $R = \sum N_i$

b) déterminer la coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i . e_i + \sum M_i}{R}$

c) déterminer la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

-Si $e < \frac{L}{6}$ → répartition trapézoïdale.

-Si $e > \frac{L}{6}$ → répartition triangulaire.

$$\begin{cases} \sigma_{min} = \frac{R}{L} \times (1 - \frac{6.e}{L}) \\ \sigma_{max} = \frac{R}{L} \times (1 + \frac{6.e}{L}) \\ \sigma_{(\frac{L}{4})} = \frac{R}{L} \times (1 + \frac{3.e}{L}) \end{cases}$$

-Détermination de la largeur de la semelle :

$$\boldsymbol{B \geq \frac{q(\frac{B}{4})}{\overline{\sigma_{sol}}}}$$

- **Exemple de calcul :**

Le calcul se fera pour le portique le plus sollicité (portique).

poteau	N_s (KN)	e_i (m)	$N_i e_i$ (KN.m)	M_i (KN.m)
E_1	273.04	-8.05	-2191.146	0.669
E_2	976.41	-4.225	-4125.33	0.532
E_3	912.75	-1.225	-1118.12	2.745
E_4	753.77	2.575	1940.96	6.614
E_5	261.54	6.375	1667.32	0.246
E_6	32.12	8.025	257.76	0.129
$\sum$	3209.63		-3568.556	10.935

Tableau IX.1 : Détermination de la résultante des charges.

1) **Détermination de la résultante des charges R :**

R= $\sum N_i$ =3209.63KN.

2) **Détermination de la coordonnée de la résultante des forces :**

$e = \frac{\sum N_i . e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-3568.616 + 10.935}{3209.63}$ = -1.1 m.

3) **Distribution de la réaction par mètre linéaire :**

e= -1.1 m < $\frac{L}{6} = \frac{5,45}{6}$ = 0,908' m.

⟶ Nous avons répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle.

$$\sigma_{min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6.e}{L}\right) = \frac{3209.63}{16.05} \times \left(1 - \frac{6 \times (-1.1)}{16.05}\right) = 282.21\ KN/m^2$$
$$\sigma_{max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6.e}{L}\right) = \frac{3209.63}{16.05}\left(1 + \frac{6 \times (-1.1)}{16.05}\right) = 117.74\ KN/m^2$$
$$\sigma_{\left(\frac{L}{4}\right)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3.e}{L}\right) = \frac{3209.63}{16.05} \times \left(1 + \frac{3 \times (-1.1)}{16.05}\right) = 158.86\ KN/m^2$$

4) détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{\sigma_{\left(\frac{L}{4}\right)}}{\sigma_{sol}} = \frac{158.86}{200} = 0.794\ m$$

Soit B=0.8 m

On aura S_s = B× L=0.8×16.05= 12.84m^2.

La surface totale des semelles sous poteaux : S_p= n × S_s.

S_p = 6× 16.05= 96.3 m^2

- **Semelles filantes :**

a) semelles filantes sous voiles :

$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \implies \frac{G+Q}{B \times L} \leq \sigma_{sol} \implies B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \times L}$

Avec :

B : largeur de la semelle.

L : longueur de la semelle.

G ; charge permanente revenant au voile considéré.

Q : charge d'exploitation revenant au voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol (σ_{sol} =0,2 MPa).

- **Voile (sens longitudinal)**

Voile	N_s (KN)	L(m)	B (m)	S (m^2)
VL_4	1293.3	3	2.16	6.4665
VL_1	5009.08	16.70	1.499	25.0454
Somme				31.51

Tableau IX.2 : surface de la semelle filante sous voiles longitudinaux.

- **Voile (sens transversal) :**

Voile	N_s (KN)	L(m)	B (m)	S (m^2)
VL_4	1466.99	2.45	2.99	7.335
VL_1	8286.47	16.05	2.58	41.43 48.765
Somme				

Tableau IX.3 : surface de la semelle filante sous voiles transversaux.

La surface totale des semelles filantes sous voiles ⟶ S_v = 31.51+ 48.765 = 80.275 m^2

- La surface totale des semelles filantes des semelles filantes : $S_t = S_p + S_v$ = 96.3+80.275 = 176.575 m^2.
- La surface totale du bâtiment : S_{bat} = 16.70x16.05= 268.035 m^2.

Calcul du rapport :

$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{176.575}{268.035} = 0.6587 = 65.87\%$ de la surface de l'assise.

⟹ La surface totale des semelles représentent 65.87 % de la surface du bâtiment.

Conclusion :

La surface totale des semelles filantes est supérieure à 50 % de la surface de sol d'assise donc on opte pour un radier générale.

IX.4.Calcul du radier général

Un radier est définit comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une meilleur répartition de la charge sur le sol de la fondation ;
- Facilité de coffrage ;
- Rapidité d'exécution ;

❖ **Pré dimensionnement du radier :**

a-1 /Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25$ cm)

a-2/Selon la condition forfaitaire :

- **Dalle :** la dalle de radier doit satisfaire la condition suivante :

$h_d \geq \frac{l_{max}}{20} = \frac{545}{20} = 27.25cm$; Soit h_d=30cm

- **Nervure:** $h_n \geq \frac{l_{max}}{10} = \frac{545}{10} = 54.5\,cm$ **;** **soit h_n =80 cm**

La base de la nervure :

$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n$ => 0.4x80=32≤ b_n≤0.7x80=56

On prend b_n**=50 cm**

Conclusion :

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant :

h_n = 80 cm (Hauteur des nervures suivant les deux sens).

h_d = 30 cm (Épaisseur de la dalle de radier).

b_n = 50 cm (Largeur de la nervure).

❖ **détermination des efforts :**

On prend comme surface du radier celle du bâtiment.

Remarque :

La surface du bâtiment supérieur à celle du radier, les règles du BAEL nous impose un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{debord} \geq \max\left(\frac{h}{2}, 30cm\right) = \max\left(\frac{80}{2}, 30cm\right) = 40cm$$

On ajoute au radier un débord de **$l_{déb}$ = 70 cm**

Donc : la surface totale du radier : $S_{rad} = s_{batiment} + s_{débord}$ = 320m²

Avec $s_{débord}$ = (16.70+16.05) x2x0.7+0.7x0.7x4=47.81m²

- Combinaisons d'actions :

G = 38502.18 KN (Les résultats du l'ETABS)

Q = 8512.19KN

L'ELU : $N_u = 1{,}35 \cdot G + 1{,}5 \cdot Q = 64746.228\,KN$

L'ELS : $N_s = G + Q = 47014.37\,KN$

❖ **Détermination de la surface nécessaire du radier :**

L'ELU : $S_{nrad} \geq \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{64746.228}{1.33 \times 200} = 243.4m^2$

L'ELS : $S_{rad} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{47014.37}{200} = 235.07m^2$

D'où :

$$S_{nrad} = \max\left(S_{rad}; S_{rad}\right) = 244.88\,m^2$$

s_{bat} > s_{nrad} -·-·→Condition vérifiée.

➢ **Charge permanente :**

Poids rad = (Pds de la dalle) + (Pds de la nervure) + (poids TVO)+(pds de la dalle flottante)

G_{rad} = 6312.995Kn

- Poids de la dalle :

$P_{de\ la\ dalle}$ = S_{radier} x H_d xρ_b

$P_{de\ la\ dalle}$ = (320x0.3) x 25 =2400 KN

- Poids de la nervure :

$P_{de\ la\ nervure}$ = 0.5x (h_n –h_d)x L x n x ρ_b .

$P_{de\ la\ nervure}$ = 0.5x (0.8 –0.5)x 6 x 25x(16.05+16.7)=1228.125 KN.

- poids TVO :

P_{TVO} = (S_{radier} –$S_{nervure}$)x(h_n-h_d)xρ

Avec: S_{ner} =0.5x6x (16.05+16.7) =98.25 KN.

P_{TVO} = (320 –98.25)x(0.80-0.30)x 17 =1884.87 KN.

- pds de la dalle flottante :

P_{df} =S_{rad}xepxρ_b =320x0.1x25=800

$$\boldsymbol{G_{rad}} = \mathbf{6312.995\ KN}$$

- **ELU**: $N_{u\ total} = N_u + 1.35G_{rad}$ =64746.228+1.35x6312.995=73268.77 ***KN***
- **ELS** : $N_{s\ total} = N_s + G_{rad}$ =47014.37+6312.995=53327.365***KN***

Vérification de la surface :s=$\frac{N_S}{\sigma_{sol}}$=$\frac{53327.365}{200}$ =266.64< 320 m^2 $\Rightarrow$ Condition vérifiée

- **Surcharge d'exploitations :**

Surcharge de bâtiment :Q=38502.18 KN
Surcharge de radier :Q=4x320=1280 KN

IX.5. Vérification :

1. Vérification à la contrainte de cisaillement :

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min\left\{\frac{0{,}15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right\}$$

Avec : b =100 cm ; d = 0,9 h = 27c

$$T_u^{max} = q_u \frac{L_{max}}{2}$$

$$T_u^{max} = \frac{N_u \,.\, b}{S_{rad}} \frac{L_{max}}{2} = \frac{73268..77}{320} \times \frac{5.45}{2} = 623.93KN$$

$$\tau_u = \frac{623.93*1000}{1000*270} = 2.3MPa \leq \tau_u = 2.5\ Mpa \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Vérification de la stabilité du radier :

- caractéristiques géométriques :

$X_G = 8.35\,m$

$y_G = 8.025$

$I_{xx} = 5753.87\,m^4$

$I_{yy} = 6229.36\,m^4$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base de la structure ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base de la structure ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

✓ **Sens longitudinal :**

- **L'ELU :**

On doit vérifier que : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.33\overline{\sigma_{sol}} = 266KN/m^2$

$M = M_0 + T_0 h$ = 129.269+1048.31x0.8=967.917KN.m

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{radier}} + \frac{M.X_G}{Iyy} = \frac{73268.77}{320} + \frac{967.917x8.35}{6229.36}$$

$$\sigma_1 = 230.26KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{radier}} - \frac{M.X_G}{Iyy} = \frac{73661.14}{320} - \frac{967.917x8.35}{6229.36}$$

$$\sigma_2 = 227.67KN/m^2$$

$$\sigma_m = \frac{3x230.26 + 227.67}{4} = 229.61 < 1.33\overline{\sigma_{sol}} = 266KN/m^2$$

$\sigma_m = 229.68KN/m^2 \leq 266KN/m^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

- **L'ELS :**

On doit vérifier que : $\sigma_m < \overline{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{radier}} + \frac{M.X_G}{Iyy} = \frac{53327.365}{320} + \frac{967.917x8.35}{6229.36}$$

$$\sigma_1 = 167.95KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{radier}} + \frac{M.X_G}{Iyy} = \frac{53327.365}{320} - \frac{967.917x8.35}{6229.36}$$

$$\sigma_2 = 165.35KN/m^2$$

$\sigma_m = 167.3KN/m^2 \leq 200KN/m^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

✓ **Sens transversal :**

- **L'ELU :**

On doit vérifier que : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.33\overline{\sigma_{sol}} = 266KN/m^2$

$M = M_0 + T_0 h$ = 133.731+1233.59x0.8=1120.603KN.m

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{radier}} + \frac{M.X_G}{Iyy} = \frac{73268.228}{320} + \frac{1120.603x8.025}{6229.36}$$

$$\sigma_1 = 230.4KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{radier}} - \frac{M.X_G}{Iyy} = \frac{73268.77}{320} - \frac{1120.603x8.025}{6229.36}$$

$$\sigma_2 = 227.52KN/m^2$$

$$\sigma_m = \frac{3x230.4 + 227.52}{4} = 229.68$$

$\sigma_m = 229.68KN/m^2 \leq 266KN/m^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

- **L'ELS :**

On doit vérifier que : $\sigma_m < \overline{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{radier}} + \frac{M.X_G}{Iyy} = \frac{53327.365}{320} + \frac{1120.603x8.025}{6229.36}$$

$$\sigma_1 = 168.09KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{radier}} + \frac{M.X_G}{Iyy} = \frac{53327.365}{320} - \frac{1120.603x8.025}{6229.36}$$

$$\sigma_2 = 165.2KN/m^2$$

$\sigma_m = 167.37KN/m^2 \leq 200KN/m^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

$\sigma_m = 167.37KN/m^2 \leq 266KN/m^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

3. Vérification au poinçonnement : (art A.5.2 4 BAEL)

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$N_u \leq 0{,}045.U_c.h.f_{c28}$

Avec :

N_u : charge de calcul pour le poteau le plus sollicite.

U_c : périmètre du contour cisaillé projeté sur le plan moyen du radier.

h : la hauteur de la nervure.

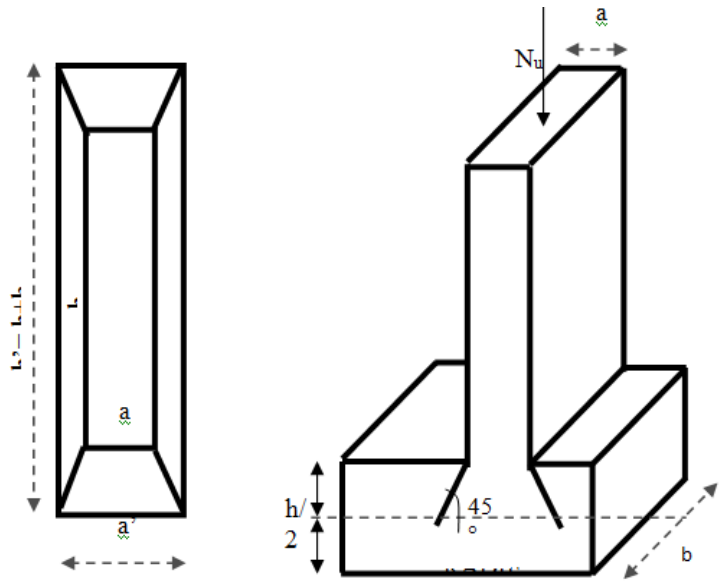


Fig 1 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

a-Vérification pour les poteaux :

$\mu_c = (a+b+2h)\times 2 = 2(0.45+0.50+2*0.8) = 5.1m$

$0{,}045U_c.h.f_{c28}$ = 0,045x6.2 x 1.00x 25000=4590 KN

N_u = 1347.02 < 4590 $\Rightarrow$ **condition vérifiée.**

b- Vérification pour les voiles:

On considère une bonde de 1 ml du voile :

e = 20 cm, b = 1 m

$\mu_c = (a+b+2h)\times 2 = (0.2+1+2x0.8)x2 = 5.6$ m

$0{,}045U_c\ f_{c28} = 0{,}045$x 5.6x0.8x25000= 5040 KN

$N_u = 2000.52\,KN < 5040\,KN \Rightarrow$ **condition vérifiée.**

IX.6. Ferraillage du radier :

Un radier fonction comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les paliers de l'ossature. il est sollicité par la réaction du sol diminué du poids propre du radier.

Les contraintes prises en compte dans le calcul sont :

- **E.L.U :** $q_u = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 229.68 - \frac{38502.18}{320} = 109.36 \ \ KN/m^2$

- **E.L.S :** $q_S = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 167.36 - \frac{38502.18}{320} = 47.05 \ \ KN/m^2$

1/Identification des panneaux :

Les panneaux les plus sollicités ont pour dimensions :

$l_x = 3{,}50\,m$

$l_y = 5{,}45\,m$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0{,}64$$

$0{,}4 \le \alpha \le 1 \Rightarrow$ La dalle travail dans les deux sens.

Les tableaux de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μx et μy

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés sont minorés comme suite :

$M_t = 0{,}75\ M_0$

$M_a = 0{,}5\ M_0$

Après le calcul des moments isostatiques dans les différents panneaux dans les deux sens on constate que le panneau 01 est le plus défavorable. Pour cela on calculera le ferraillage du panneau 01 et on adoptera le même ferraillage pour les autres panneaux.

Avec Lx=3,5m et ly=5,45m

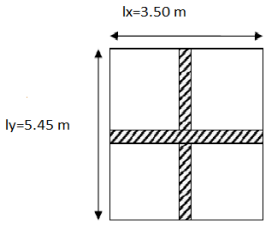


Figure.2 : dimension du panneau le plus défavorable(1)

2 / Calcul à l'ELU :

$q_u = 109.36\,KN/m^2$

$$\alpha = 0,64 \rightarrow \begin{cases} u_x = 0,0759 \\ u_y = 0,356 \end{cases}$$

Calcul des moments M_x *et* M_y :

$$\begin{cases} M_x = u_x.q_u.l_x^{\,2} = 0,0759x109.36x(3.5^2) = 101.68KNm \\ M_y = u_y\,M_x = 0,356x101.68 = 36.19KNm \end{cases}$$

3/ Ferraillage dans le sens X-X:

- **Aux appuis :**

M_a = -0,5 M_x =0.5*101.68= -50.84KN.m

$$u_b = \frac{M_a}{bd^2\,f_{bc}} = \frac{50.84x10^3}{100x27^2x14,2} = 0,05 < u_y = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{50.84x10^3}{0,974x27x348} = 5.56cm^2\ soit: 5HA14/ml = 7.70cm^2\ .$$ **avec St = 20 cm**

- **En travées :**

$M_t = 0,75\,M_x = 76.26\,KN.m$

$$u_b = \frac{M_t}{bd^2\,f_{bc}} = \frac{76.26x10^3}{100x27^2x14,2} = 0,074 < u_y = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$A_t = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{76.26x10^3}{0,962x27x348} = 8.43cm^2\ soit: 5HA16/ml = 10.05cm^2$$ **avec St = 20cm**

4/ Ferraillage dans le sens Y-Y :

- **Aux appuis :**

M_a = -0,5 M_y =0.5*36.19 =-18.095 $KN.m$

$$u_b = \frac{M_a}{bd^2\,f_{bc}} = \frac{18.095x10^3}{100x27^2x14,2} = 0,018 < u_y = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{18.095x10^3}{0,991x27x348} = 1.943cm^2/ml\ soit: 5HA12 = cm^2$$ **avec St = 20cm**

➢ **En travées :**

$M_t = 0{,}75 M_y = 27.14\,KN.m$

$u_b = \dfrac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \dfrac{27.14x10^3}{100x27^2x14{,}2} = 0{,}026 < u_y = 0{,}392 \Rightarrow \text{SSA}$

$A_a = \dfrac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \dfrac{27.14x10^3}{0{,}987x27x348} = 2.93cm^2\ soit : 5HA12 = 4.72cm^2$ **avec St = 15cm**

- Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	Sens x-x	**Sens y-y**
Armatures en appui	$4HA16/ml = 8.04cm^2$	$6HA10 = 4.72\,cm^2$
Armature en travée	$5HA16/ml = 10.05cm^2$	$6HA10 = 4.72\,cm^2$

Tableau récapitulation du ferraillage

Remarque :

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inferieur .

➢ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$A_{min} = \delta_0 \cdot b \cdot h \cdot \dfrac{3 - L_x / L_y}{2}$ Avec δ_0 = 0,0008 pour HA FeE400

$A_{min} = 0{,}0008 \times 100 \times 30 \times \dfrac{3 - 3.5/5.45}{2} = 2.83cm^2/ml$

***Aux appuis :**
$A_{ua}^x = 8.04cm^2 > A_{min} = 2{,}83cm^2/ml \rightarrow$ *condition vérifiée*
$A_{ua}^y = 4.72cm^2 > A_{min} = 2{,}83cm^2/ml \rightarrow$ *condition vérifiée*

***En travée :**
$A_{ua}^x = 10.05cm^2 > A_{min} = 2{,}83cm^2/ml \rightarrow$ *condition vérifiée*
$A_{ua}^y = 4.72\,cm^2 > A_{min} = 2{,}83cm^2/ml \rightarrow$ *condition vérifiée*

5/ Calcul à L'ELS :

$q_s = 47.05\,KN$

$$\alpha = 0{,}64 \rightarrow \begin{cases} u_x = 0{,}0813 \\ u_y = 0{,}519 \end{cases}$$

Calcul des moments M_x *et* M_y :

$$\begin{cases} M_x = u_x .q_s .l_x^{\,2} = 0{,}0813x47.05x(3.5^2) = 46.86KNm \\ M_y = u_y\, M_x = 0{,}519x46.86 = 24.32KNm \end{cases}$$

Sens X-X :

Moments aux appuis

$M_{sa} = 0{,}5 \cdot M_x$

$M_{sa} = 0{,}5 \times 46.86$

$M_{sa} = 23.43\,kN.m$

Moments en travée

$M_{st} = 0.75 \cdot M_x$

$M_{st} = 0.75 \times 46.86$

$M_{st} = 35.145kN.m$

Sens Y-Y :

Moments aux appuis

$M_{sa} = 0{,}5 \cdot M_y$

$M_{sa} = 0{,}5 \times 24.32$

$M_{sa} = 12.16kN.m$

Moments en travée

$M_{st} = 0.75 \cdot M_y$

$M_{st} = 0.75 \times 24.32$

$M_{st} = 18.24kN.m$

- **Vérification des contraintes dans le béton**

On peut se disposer de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \qquad \text{avec} : \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Zone	Mu	Ms	γ	μ	α	Rapport	Obs.
X- X	**Appuis**	50.84	23.43	2.16	0.05	0.0641	0.83	*Vérifiée*
	Travée	76.26	35.145	2.16	0.074	0.0962	0.83	*Vérifiée*
Y- Y	**Appuis**	18.095	12.16	1.49	0.018	0.0227	0.495	*Vérifiée*
	Travée	27.14	18.24	1.49	0.026	0.0330	0.495	*Vérifiée*

IX.7. Ferraillage du débord

Le débord est assimilé à une console (console courte) soumise à une charge uniformément répartie; le calcul se fera pour une bonde de 1m de largeur.

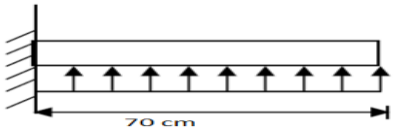


Figure.3 : Schéma statique du débord.

1. Sollicitation de calcul :

- **A l'ELU** : **qu=**109.36kn/ml

$$M_u = \frac{-P_u \cdot l^2}{2} = \frac{-109.36 \times 0{,}7^2}{2} = -26.79\ kN.m$$

- **A l'ELS**

q_s = 47.05 kN/ml

$$Ms = \frac{-P_s \cdot l^2}{2} = \frac{-47.05 \times 0{,}7^2}{2} = -11.52\,kN.m$$

2-Calcul des armatures :

a) Armatures principales :

b= 1 m ; d = 27 cm ; f_{bc} = 14,20 MPa ; σ_s = 348 MPa

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{26.79 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14{,}20} = 0{,}026 < \mu_r = 0{,}392$$

$\mu_u = 0{,}026 \rightarrow \beta_u = 0{,}987$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{26.79 \times 10^3}{0{,}987 \times 27 \times 348} = 3cm^2 / ml$$

$A_u = 3cm^2 / ml$

Soit Au=4HA12/ml=4,52cm^2

- **vérifications à l'ELU**

- **La condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26\ cm^2$$

4.52cm^2 > Amin=**3.26cm^2 …….condition vérifiée**

b) Armatures de répartition :

$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 cm^2 \Rightarrow$ Soit Ar = 4 HA10 /ml = 3.14cm2/ml avec S_t = 25 cm

- **Vérification à l'ELS :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{26.79}{11.52} = 2.26$$

$$\alpha = 0,026 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,88 \Rightarrow \text{cv}$$

il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; a fin d'homogénéiser le ferraillage, les armatures de la dalle seront prolonger et constitueront ainsi le ferraillage du débord.

IX.8. Ferraillage de la nervure :

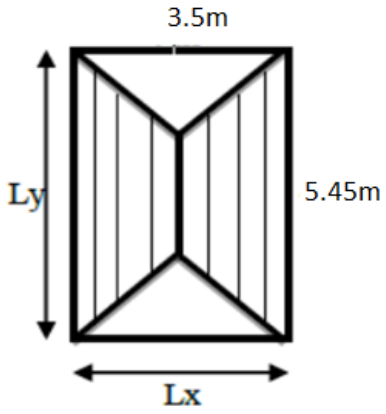
Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci sera muni de nervures dans les deux sens, qui sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis.

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

h = 80 cm ; b = 50 cm ; c = 5 cm

Pour le calcul des efforts internes, on utilisera le logiciel

ETABS,



Sens xx

$$\left.\begin{array}{l} L_m = 0.333 l_x = 0.333 \times 3.5 = 1.1655 m \\ L_t = 0.25 l_x = 0.25 \times 3.5 = 0.875 m \end{array}\right\} ch\,arg\,es\ triangulaires$$

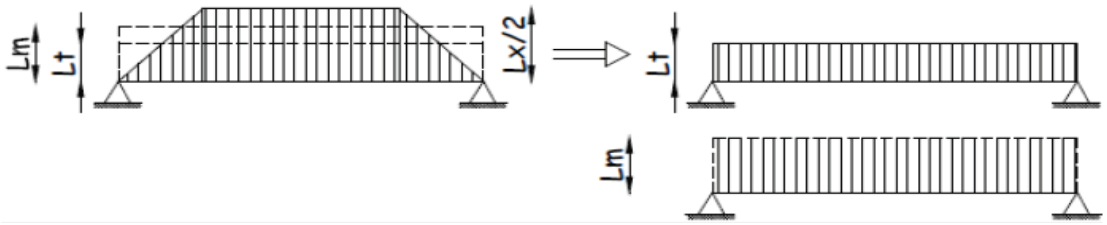


Figure-2- : Présentation des chargements simplifiés.

Sens yy

$$\left.\begin{array}{l} L_t = l_y\left(0.5 - \dfrac{\rho_x}{4}\right) = 5.45 \times \left(0.5 - \dfrac{0.642}{4}\right) = 1.85 \\ L_m = l_y\left(0.5 - \dfrac{\rho_x^2}{6}\right) = 5.45 \times \left(0.5 - \dfrac{0.642^2}{6}\right) = 2.35 \end{array}\right\} ch\,arg\,es\ trapézoidals$$

- **Charges à considérer :**

qu=109.36 kN/ml
qs= 47.05 kN/ml

SENS X-X

$$\left.\begin{aligned} q_{mu} &= q_u \times l_m = 109.36 \times 1.1655 = 127.46 Kn/ml \\ q_{ms} &= q_u \times l_m = 47.05 \times 1.1655 = 54.84 Kn/ml \\ q_{mt} &= q_u \times l_t = 109.36 \times 0.875 = 95.69 Kn/ml \end{aligned}\right\}$$

SENS Y-Y

1-

$$\left.\begin{aligned} q_{mu} &= q_u \times l_m = 109.36 \times 2.35 = 256.996 Kn/ml \\ q_{ms} &= q_u \times l_m = 47.05 \times 2.35 = 110.57 Kn/ml \\ q_{mt} &= q_u \times l_t = 109.36 \times 1.85 = 202.316 Kn/ml \end{aligned}\right\}$$

Les charges revenant aux nervures :

X-X

qu =254.92KN/ml.

qs = 109.68KN/ml.

.**Y-Y**

qu=513.992 KN/ml.

qs= 221.14 KN/ml

- **Sens transversal (yy)**

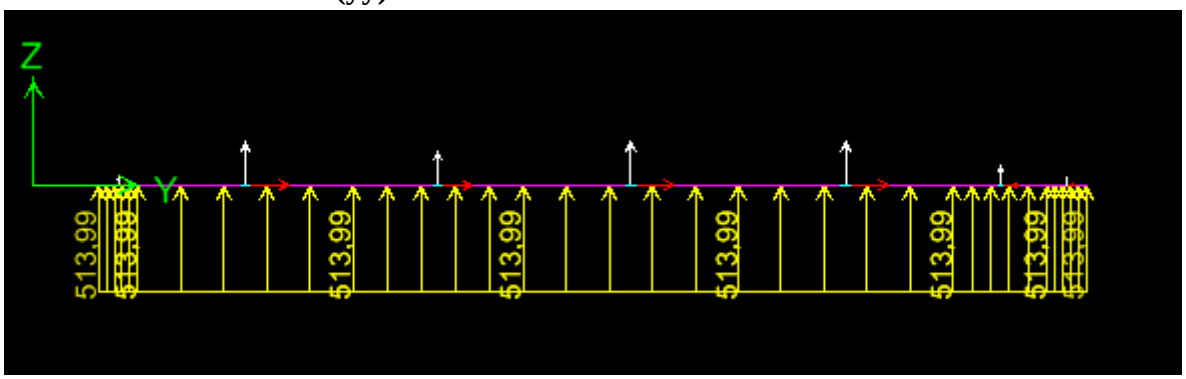


Figure.4: Le chargement à ELU en KN

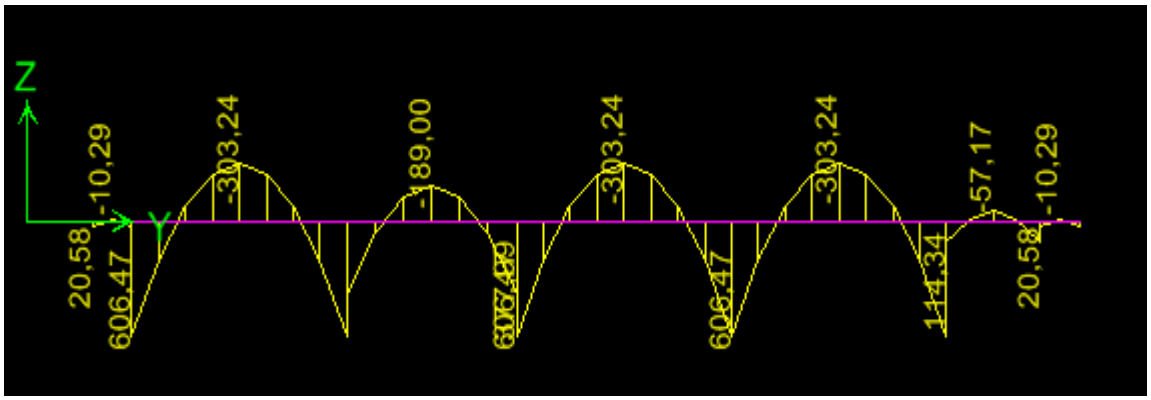


Figure.5: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en KN.m

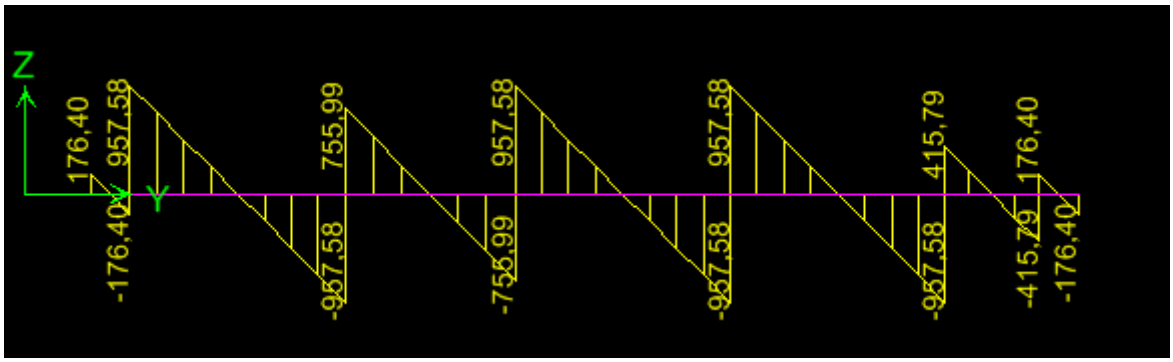


Figure.6: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU en KN.m

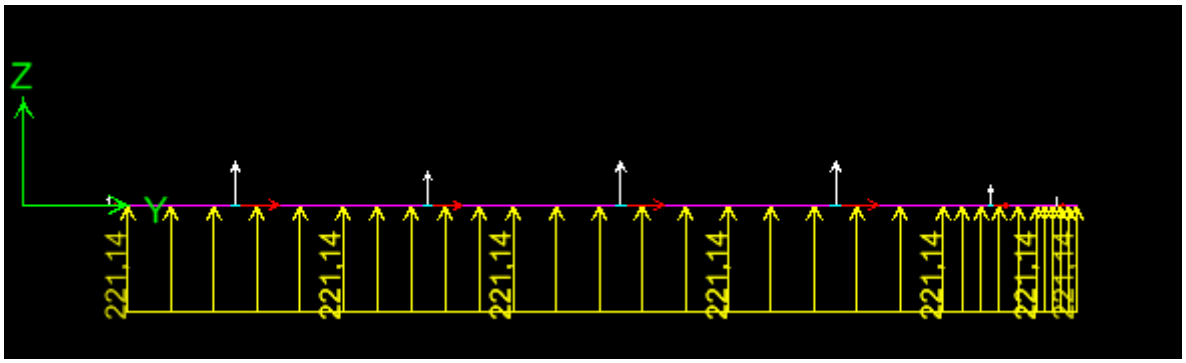


Figure.7: Le chargement al' ELS.

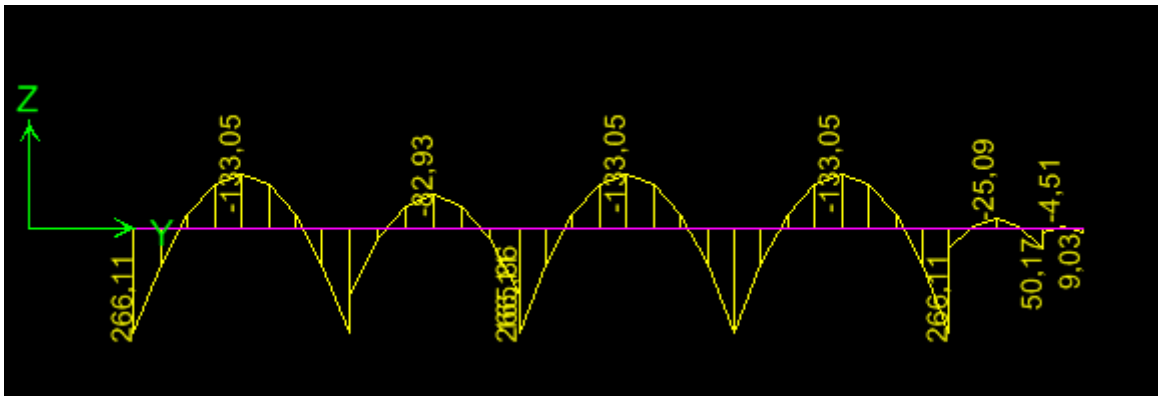


Figure.8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

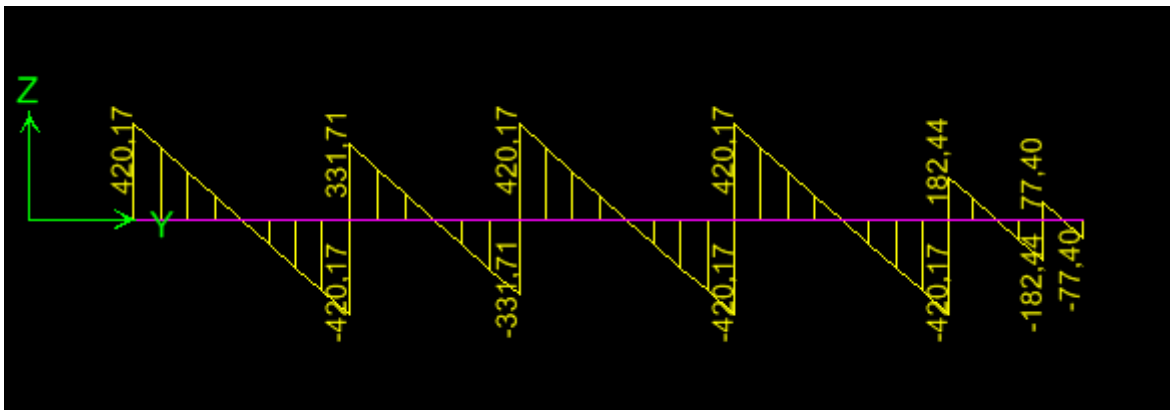


Figure.9 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

❖ **Sens longitudinal (X-X) :**

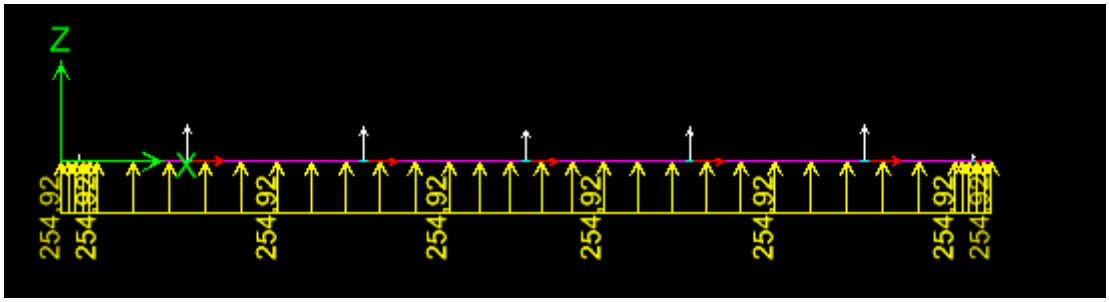


Figure.10 : Le chargement à ELU en KN

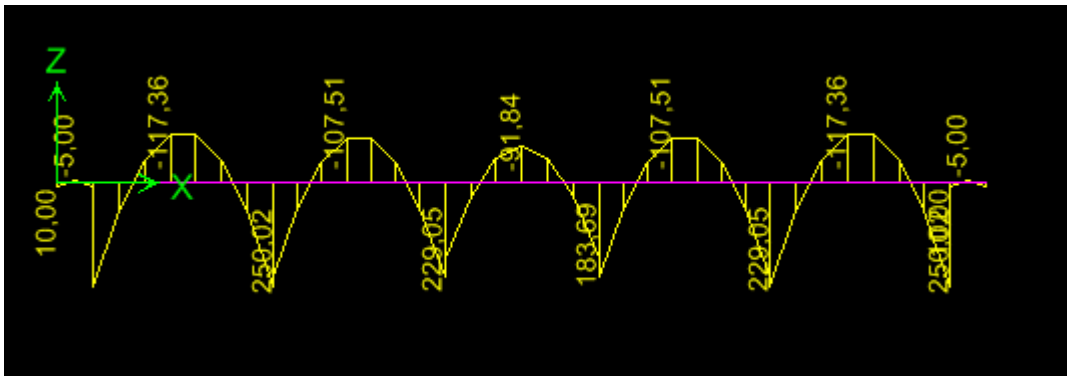


Figure.11 : Diagramme des moments fléchissant à ELU en KN.m

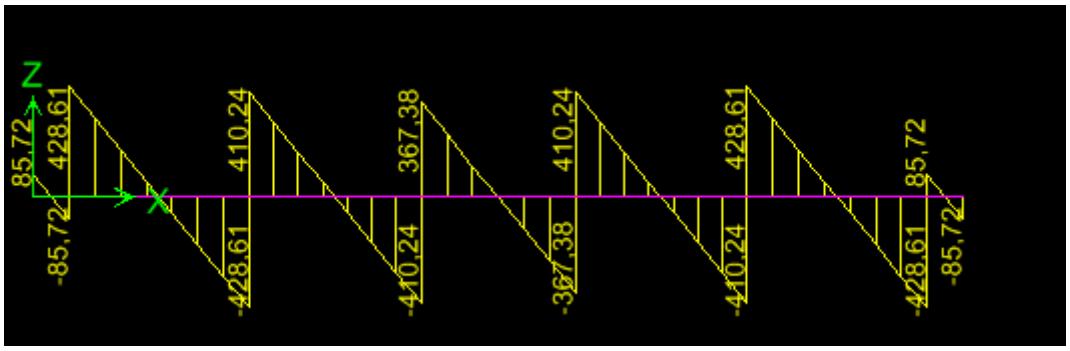


Figure.12 : Diagramme des efforts tranchants à ELU en KN

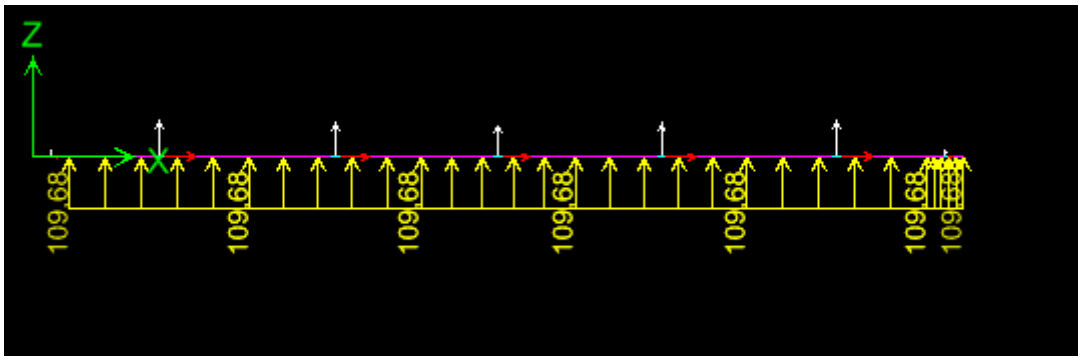


Figure.13 : Le chargement à ELS en KN

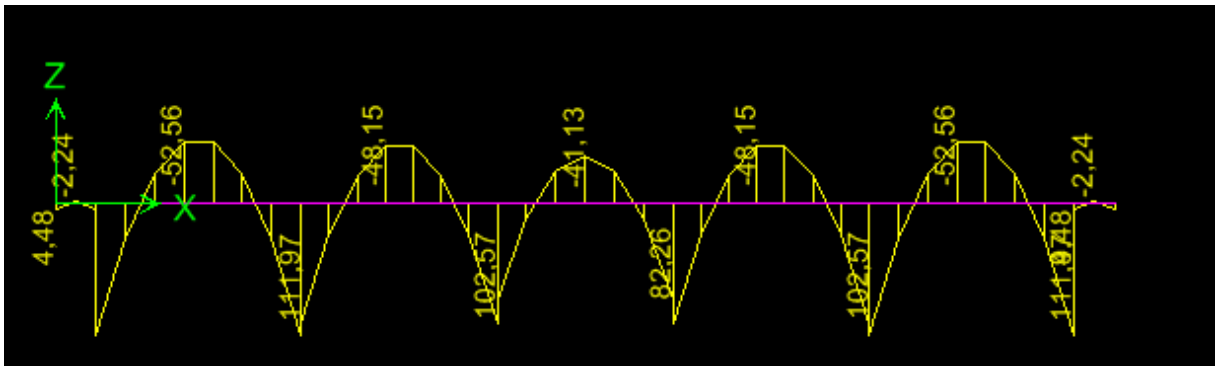


Figure.14 : Diagramme des moments fléchissant à ELS en KN.m

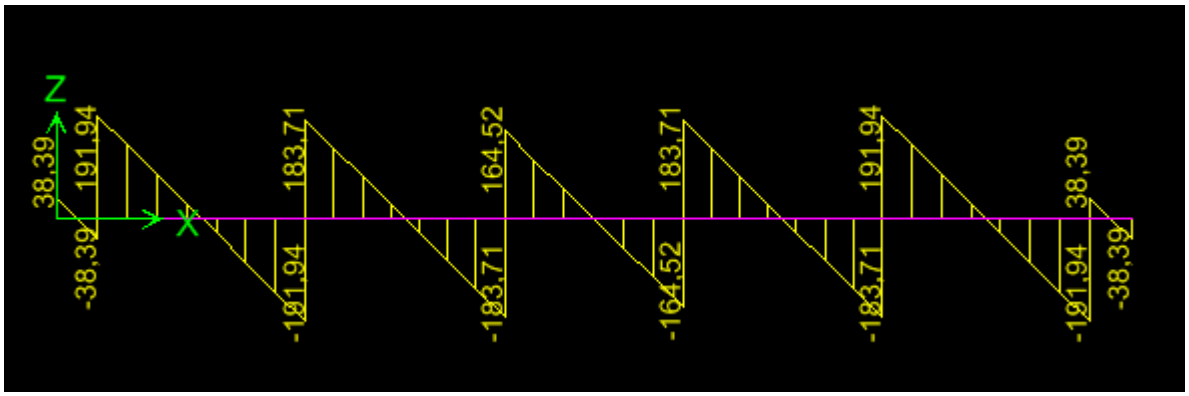


Figure.15 : Diagramme des efforts tranchants à ELS en KN

- **Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :**

Sensx-x	**Sens y-y**
$M_{tu\ max}$ =117.36	$M_{tu\ max}$ = 303.24
$M_{au\ max}$ = 250.02	$M_{au\ max}$ = 455.5
$M_{ts\ max}$ = 52.56	$M_{ts\ max}$ = 133.05
$M_{as\ max}$ = 102.57	$M_{as\ max}$ = 266.186
$T_{U\ max}$ = 428.61	$T_{U\ max}$ =755.99

- **Calcul des armatures :**

h = 80 cm; b = 50 cm; c = 5 cm, .f_{bc}= 14, 2 MPa, σ_{st} = 348 MPa

❖ **Sens longitudinal (X-X) :**

- Aux appuis :

$M_{app} = 250.02\,KN.m$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{250.02 \times 10^3}{50 \times 75^2 \times 14,2} = 0.06 \prec 0,392$$

La section est simplement armée

$\mu_u = 0,062 \rightarrow \beta = 0.969$

$$A_{ua} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{250.02 \times 10^3}{0,969 \times 75 \times 348} = 9.89 cm^2$$

Soit : 6HA16=12.06 cm^2/ml. *Avec* : S_t = 15 cm

- **En travée :**

$Mt = 117.36KN.m$

$$\mu_u = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{117.36 \times 1000}{50 \times 75^2 \times 14,2} = 0,03 \prec 0,392$$

La section est simplement armée.

$\mu_u = 0,03 \rightarrow \beta = 0,985$

$$A_{st} = \frac{Mt}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{117.36 \times 1000}{0,985 \times 75 \times 348} = 4.57 cm^2$$

***Soit :* 4HA14 = 6.15 cm^2/ml. *Avec* : S_t = 25 cm.**

❖ **Sens transversal (Y-Y) :**

- **Aux appuis :**

$M_{app} = 455.5\,KN.m$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{455.5 \times 10^3}{50 \times 75^2 \times 14,2} = 0.12 \prec 0,392$$

La section est simplement armée

$\mu_u = 0,12 \rightarrow \beta = 0.936$

$$A_{ua} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{455.5 \times 10^3}{0,936 \times 75 \times 348} = 18.64 cm^2$$

Soit : 6 HA20=18.85 cm^2. *Avec* : S_t = 15 cm

- **En travée** :

$Mt = 303.24KN.m$

$$\mu_u = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{303.24 \times 1000}{50 \times 75^2 \times 14,2} = 0,07 \prec U_l = 0,392$$

La section est simplement armée.

$\mu_u = 0,07 \rightarrow \beta = 0,964$

$$A_{st} = \frac{Mt}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{303.24 \times 1000}{0,964 \times 75 \times 348} = 12.05\,cm^2$$

Soit : **6HA16 = 12.06 cm²/ml.** ***Avec*** **: S_t =15 cm.**

❖ **Vérification à l'ELU :**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 50 \times 75 \times \frac{2,10}{400}$$

$$\Rightarrow A_{min} = 4.5cm^2$$

As ≥Amin…..... => **Condition vérifiée**

- **Armatures transversales**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66\ mm$$; Soit ϕ = 8 mm

- **Espacement des armatures transversales :**

- **En zone nodale:**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L\right)$$

$$S_t \leq \min(20; 24)$$

$$S_t \leq 20$$

S_t = 15 cm : *en zone nodale*

- **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{80}{4}$$

$$S_t \leq 20$$

S_t = 15cm : *en zone courante*

- **La quantité Armatures transversale minimales *:***
  -En zone nodale : $A_{min} = 0.003\ S_t\, b = 2.46\ cm^2$
  -En zone courante **:** $A_{min} = 0.003\ S_t\, b = 2.46\ cm^2$
- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u\,max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.15\ f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4\ MPa\right\} = 2.5\ MPa$$

Avec : $T_{u\,max}$ =755.99 kN

$$\tau_u = \frac{755.99 \times 10^3}{500 \times 750} = 2.01\ \ MPa \Rightarrow Condition\ vérifiée$$

IX.9. Vérification a l'ELS :

Peut se disposer de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \qquad \text{avec} : \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- **Sens y-y**

❖ **Aux appuis**

$$\gamma = \frac{455.5}{266.186} = 1.7 \text{ et } \mu = 0{,}12 \rightarrow \alpha = 0{,}1603$$

$$\alpha = 0{,}1603 < \frac{1.7 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0{,}6$$ **…….....Condition vérifiée**

❖ **En travée**

$$\gamma = \frac{303.24}{133.05} = 2.27 \quad \text{et } \mu = 0{,}07 \rightarrow \alpha = 0{,}0907$$

$$\alpha = 0{,}0907 < \frac{2.27 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0{,}89$$ …….....**Condition vérifiée**

- **Sens x-x**

❖ **Aux appuis**

$$\gamma = \frac{250.02}{102.57} = 2.44 \quad \text{et } \mu = 0{,}06 \rightarrow \alpha = 0{,}0774$$

$$\alpha = 0{,}0774 < \frac{2.44 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0{,}97$$ **…… Condition vérifiée**

❖ **En travée**

$$\gamma = \frac{117.36}{52.56} = 2.23 \quad \text{et } \mu = 0{,}03 \rightarrow \alpha = 0{,}0381$$

$$\alpha = 0{,}0381 < \frac{2.23 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0{,}87$$ **…… … Condition vérifiée.**

Introduction :

Pour assemblé l'infrastructure à la superstructure et réaliser l'encastrement de la structure dans le sol, on prévoit un voile périphérique qui ceinture la structure et retient toutes les poussées de terre. Le voile forme un caisson rigide capable de remplir avec les fondations les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations.
- Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.
- Assurer la fonction de soutènement des terres.

X.1 : Pré-dimensionnement du voile périphérique de soutènement:

L'épaisseur minimale imposée par le **RPA 99 (Article.10.12)** le voile périphérique est de **15 cm**. On opte pour une épaisseur de **20 cm.**

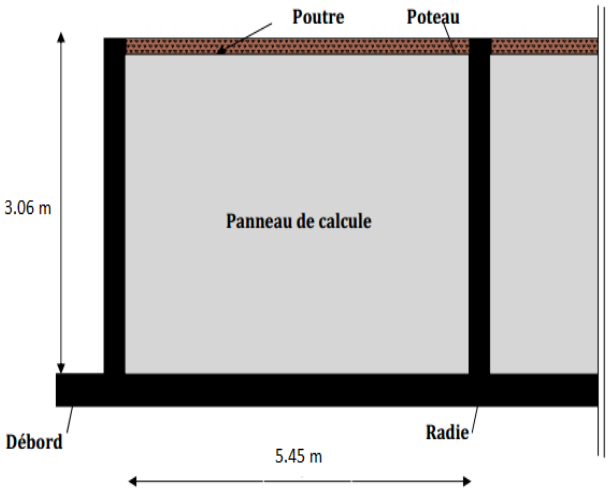


Figure X.1 : Panneau a calculée.

XI .2 : Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont σ_H et σv tel que : $\sigma_H = K_0 \times \sigma v$

Avec :

K_0: Coefficient des poussées de terre au repos $K_0 = \frac{1-\sin\varphi}{\cos\varphi}$

σ_H : Contraintes horizontales.

σ_V : Contrainte verticales.

φ : Angle de frottement interne

❖ **Données de calcul :**

- Surcharge éventuelles : q = 10 KN/ml
- Poids volumique des terres : γ = 22 KN/m
- Angle de frottement interne :φ =35°.
- Cohésion : c = 0.

❖ **Calcul des sollicitations :**

$K_0 = \frac{1-\sin\varphi}{\cos\varphi} = \frac{1-\sin 35}{cos35} = 0.52$

$\sigma v = q + \gamma \times h$ Avec : $0 < h < H$

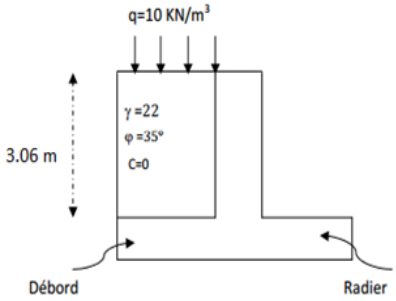


Fig. X.2 Schéma statique du voile périphérique

- **A l'ELU :**

$\sigma_H = k_0 \times (1.5 \times q + 1.35 \times \gamma \times h)$

h = 0 m: σ_H= 7.8 KN /m

h = 3.06 m: σ_H = 55.06 KN

- **A l'ELS:**
- $\sigma_H = k_0 \times (q + \gamma \times h)$
- h = 0 m: σ_H= 5.2 KN /m
- h = 3.06 m : σ_H = 40.20 KN

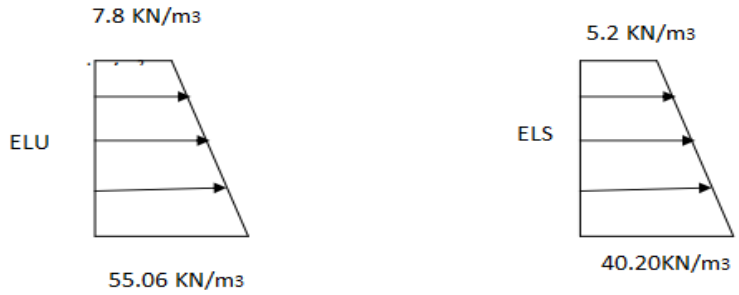


Figure X.3 : Diagramme des contraintes.

❖ **Charge moyenne :**

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bonde de 1 mètre est :

- **A l'ELU :**

$q_u = \frac{(3\times\sigma max + \sigma\min)\times 1}{4} = \frac{3\times 55.06 + 7.8}{4}$ = 43.25 KN/ml

- **A l'ELS:**

$q_s = \frac{(3\times\sigma max + \sigma\min)\times 1}{4} = \frac{3\times 40.20 + 5.2}{4}$ = 31.45 KN/ml

X.3 : Ferraillage du voile périphérique :

1. Méthode de calcul

Le voile périphérique de soutènement sera considérer comme un ensemble de dalles continues encastrées de 4 cotés au niveau des nervures, des poteaux, ainsi qu'au niveau des longrines.

2. 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 de rive, 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 0,75.
- Moment d'encastrement sur les grands coté :
  - 0,3 (appuis de rive).
  - 0,5 (autres appuis).

3. Identification des panneaux:

- Dans le sens de la petite potée Lx **:$M_{0x}= \mu_X .q_u .l_x^2$**
- Dans le sens de la grande potée Ly :**$M_{0y} = \mu_y .M_{0x}$**

L_x = 3.06 m ; L_y = 5.45 m

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.06}{5.45} = 0.56$

$0.4 \leq \rho = 0.56 \leq 1$ la dalle travaille dans les deux sens

$\rho = 0.56$ $\begin{cases} \mu_x = 0.0855 \\ \mu_y = 0.253 \end{cases}$

On aura donc : $M_{0x} = 0.0855 \times 43.25 \times 3.06^2 = 34.63$ KN.m

$M_{0y} = 0.253 \times 34.63 = 8.76$ KN.m

4.Correction des moments :

- **Sens x-x**

Ma = 0.5× 34.63 = 17.32 KN.m

M_t = 0.85× 34.63 = 29.44 KN.m

- **Sens y-y**

Ma = 0.5× 8.76 = 4.38 KN.m

M_t = 0.85× 8.76 = 7.45 KN.m

5. Ferraillage :

Sens	Zone	M_u(KN.m)	μ	β	A (cm^2)/ml	A_{min} (cm^2)	Adopté	St (cm)
X-X	Appuis	17.32	0.042	0.979	2.99	2.05	5HA12	20
	Travée	29.44	0.072	0.963	5.17	2.05	5HA14	20
Y-Y	Appuis	4.38	0.012	0.994	0.74	2.05	5HA12	20
	Travée	7.45	0.018	0.991	1.27	2.05	5HA12	20

Tableau X.1: Ferraillage du voile périphérique.

6. Recommandations du RPA 99

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :
- Les armatures sont constitues de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10 %B dans les deux sens (horizontal et vertical).

$A \geq 0.001\ b.h = 0.001 \times 100 \times 20 = 2\ cm^2$

Les deux nappes sont reliées par 4 épingles par m^2 de HA 8.

7. Vérification à l'ELS :

$\rho = 0.56$ $\quad \begin{cases} \mu_x = 0.0909 \\ \mu_y = 0.431 \end{cases}$
$\nu = 0.2$

On aura donc : $M_{0x} = 0.0909 \times 31.45 \times 3.06^2 = 29.77$KN.m

$M_{0y} = 0.431 \times 29.77 = 11.54$ KN.m

4.Correction des moments :

- **Sens x-x**

Ma = 0.5× 29.77= 14.89 KN.m
M_t = 0.85× 29.77= 25.30 KN.m

- **Sens y-y**

Ma = 0.5× 11.54 = 5.77 KN.m
M_t = 0.85× 11.54 = 9.81KN.m

- **Vérification des contraintes :**

Le voile périphérique étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

- **Dans les aciers :**

$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e \; ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right\} = = \min\left\{\frac{2}{3} \times 400 \; ; 110\sqrt{1.4 \times 2.1}\right\}$

$\overline{\sigma_{st}}$ **=188.61 MPa**

- **Dans le béton :**

$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b.d}$, $\sigma_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times A_{st} \times d}$; $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$

Sens		$A_S(cm^2)$	M_S(KN.m)	ρ_1	β	K	σ_s(MPa)	$\overline{\sigma_{st}}$	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	OBS
X-X	Appuis	5HA12	14.89	0.332	0.912	41.82	169.98	188.61	4.06	15	Vérifiée
	Travée	5HA14	25.30	0.452	0.898	34.02	215.23	188.61	6.33	15	Vérifiée
Y-Y	Appuis	5HA12	5.77	0.332	0.912	41.82	65.87	188.61	1.58	15	Vérifiée
	Travée	5HA12	9.81	0.332	0.912	41.82	111.99	188.61	2.68	15	Vérifiée

Tableau X.2 : vérification des contraintes a l'ELS.

Conclusion :

-L'épaisseur du voile périphérique est de 20cm.

-Le calcul du voile périphérique est fait pour une bande de 1m.

-Le ferraillage du voile périphérique est comme suit :

- **Sens X-X :**

En travée : 5HA12 avec un espacement de 20 cm.

Aux appuis : 5HA14 avec un espacement de 20 cm.

- **Sens Y-Y :**

En travée : 5HA12 avec un espacement de 20 cm.

Aux appuis : 5HA12 avec un espacement de 20 cm.

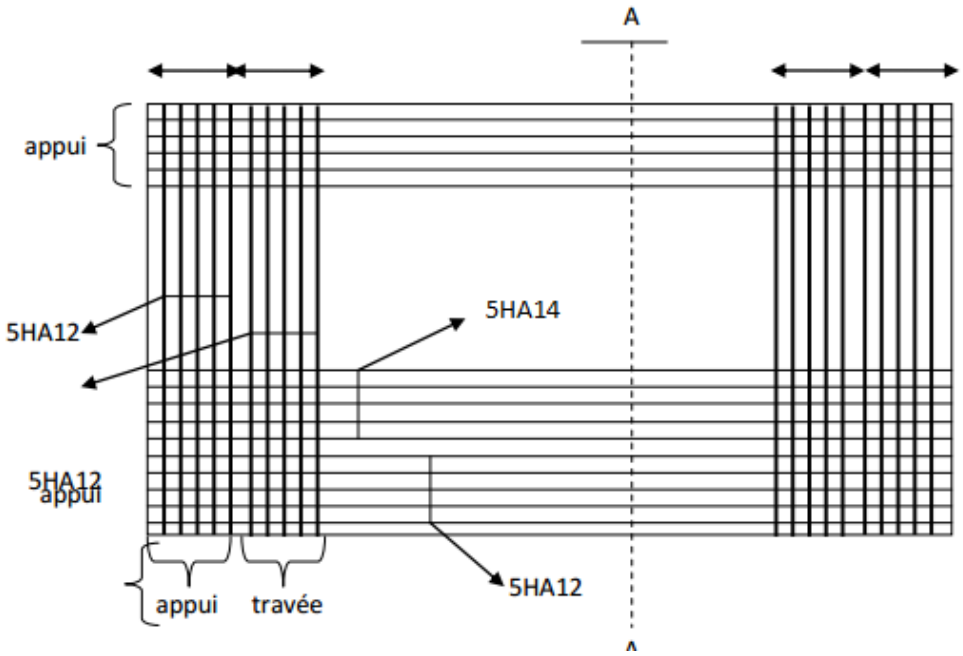


Figure X.4 : Ferraillage du voile périphérique

conclusion

Ce projet, fut tout d'abord une très bonne expérience avant le début de la vie professionnelle.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude de notre projet, nous ont conduit à nous sourcier, à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant notre cursus, et à travailler avec d'autres personnes dans le domaine qui ont suffisamment d'expérience. Tout cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en GENIE CIVIL.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, ETABS 9.6 que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet

On a constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul théorique mais surtout sur sa concordance avec le côté pratique d'où la nécessité d'une bonne critique des résultats.

Espérons que ce modeste travail sera d'un grand apport pour les prochaines promotions car c'est par la mise en commun des connaissances et des expériences que l'on avance

Bibliographie

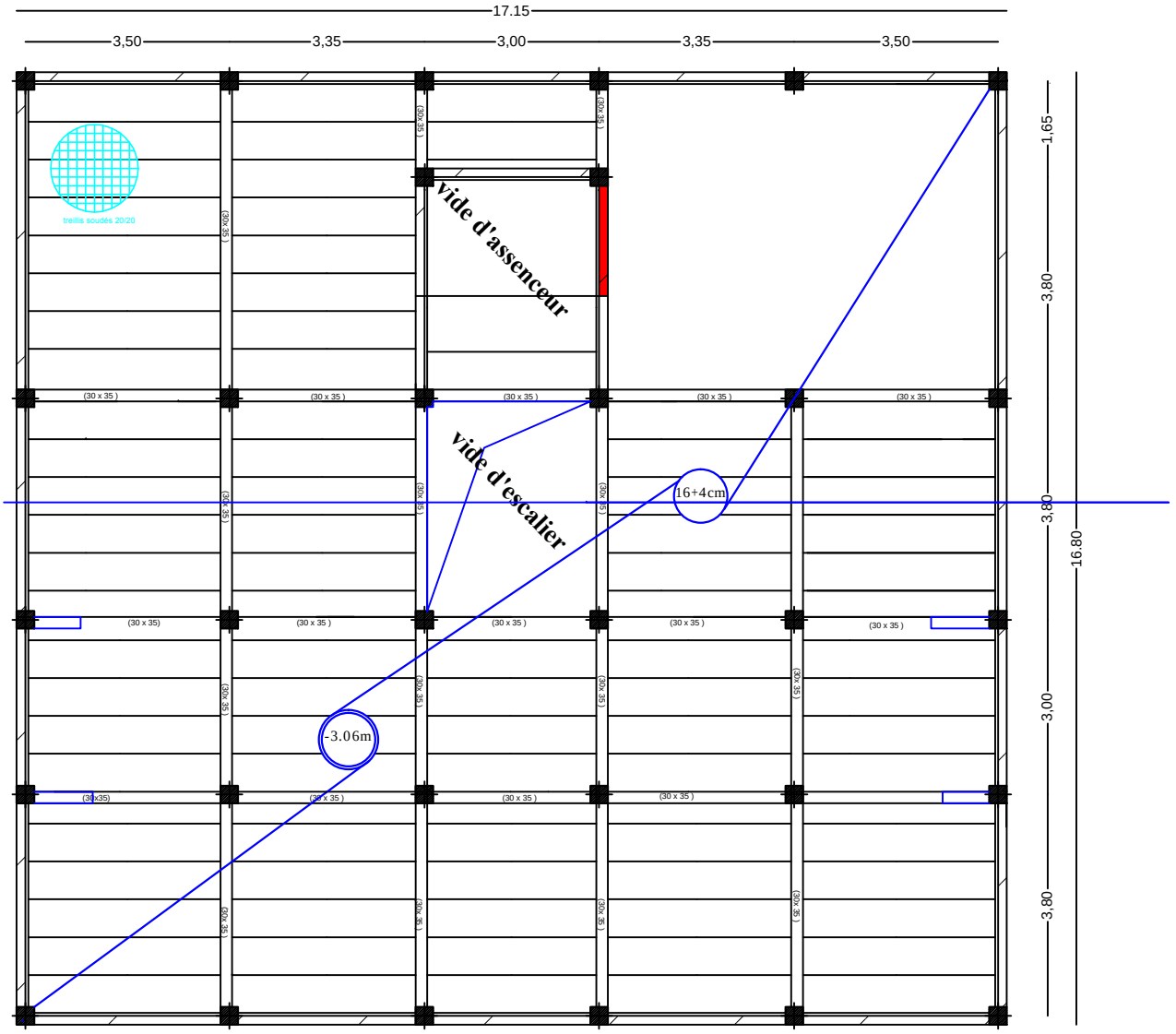
- Règlements :

RPA99 V2003
DTR B.C. 2.2
BAEL 91

- Ouvrage :

Calcul des ouvrages en béton armé.....Mohamed Bellazougui
Ouvrages en béton armé.....H.Renaud
Aide-mémoire RDM.....Edition Dunod

- Cours et TD des années de spécialité.



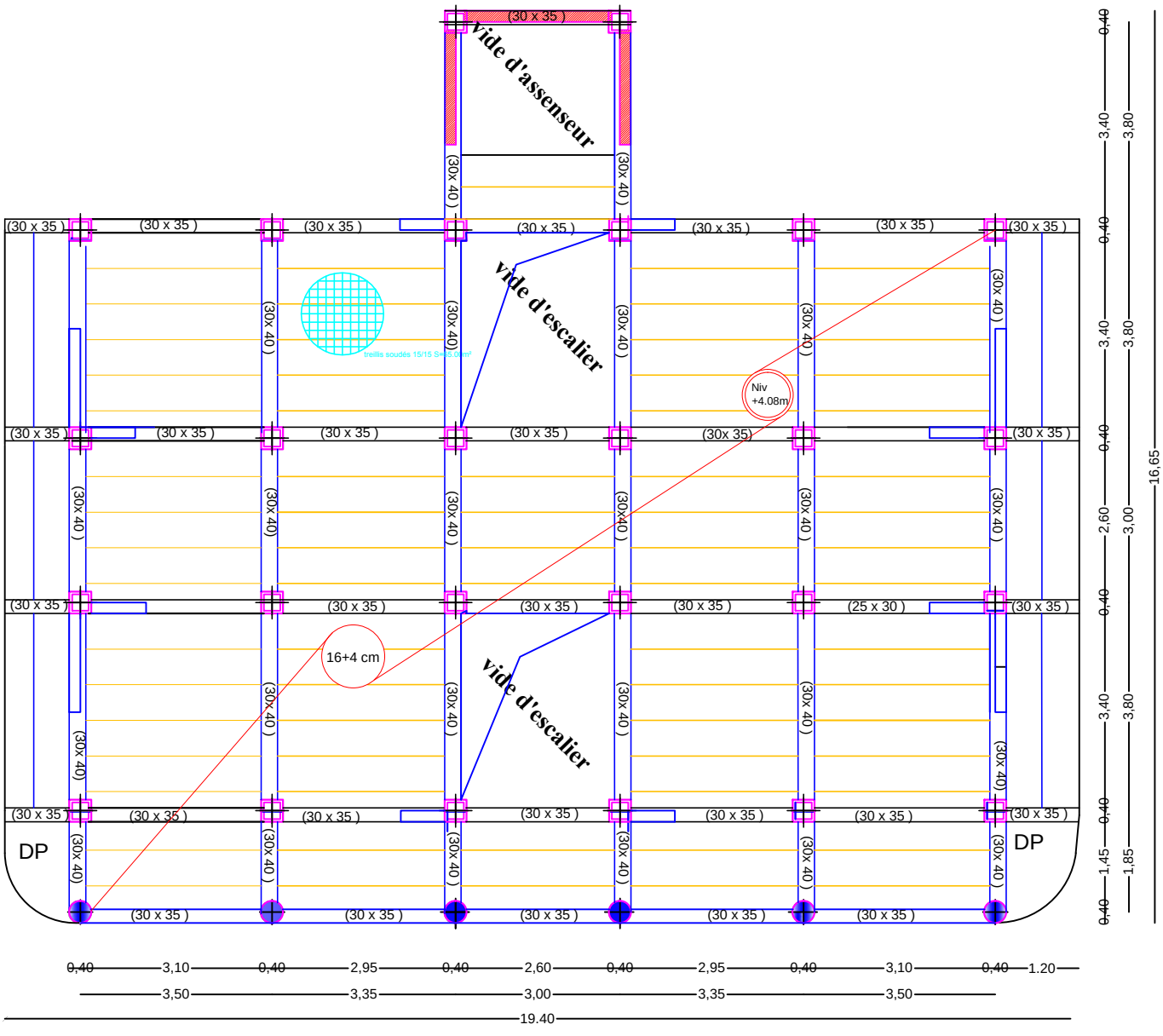
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :
ZINE HASSINA
MAKHLOUFI FARROUDJA

DIRIGE PAR :
Mer BOUAFIA.Y

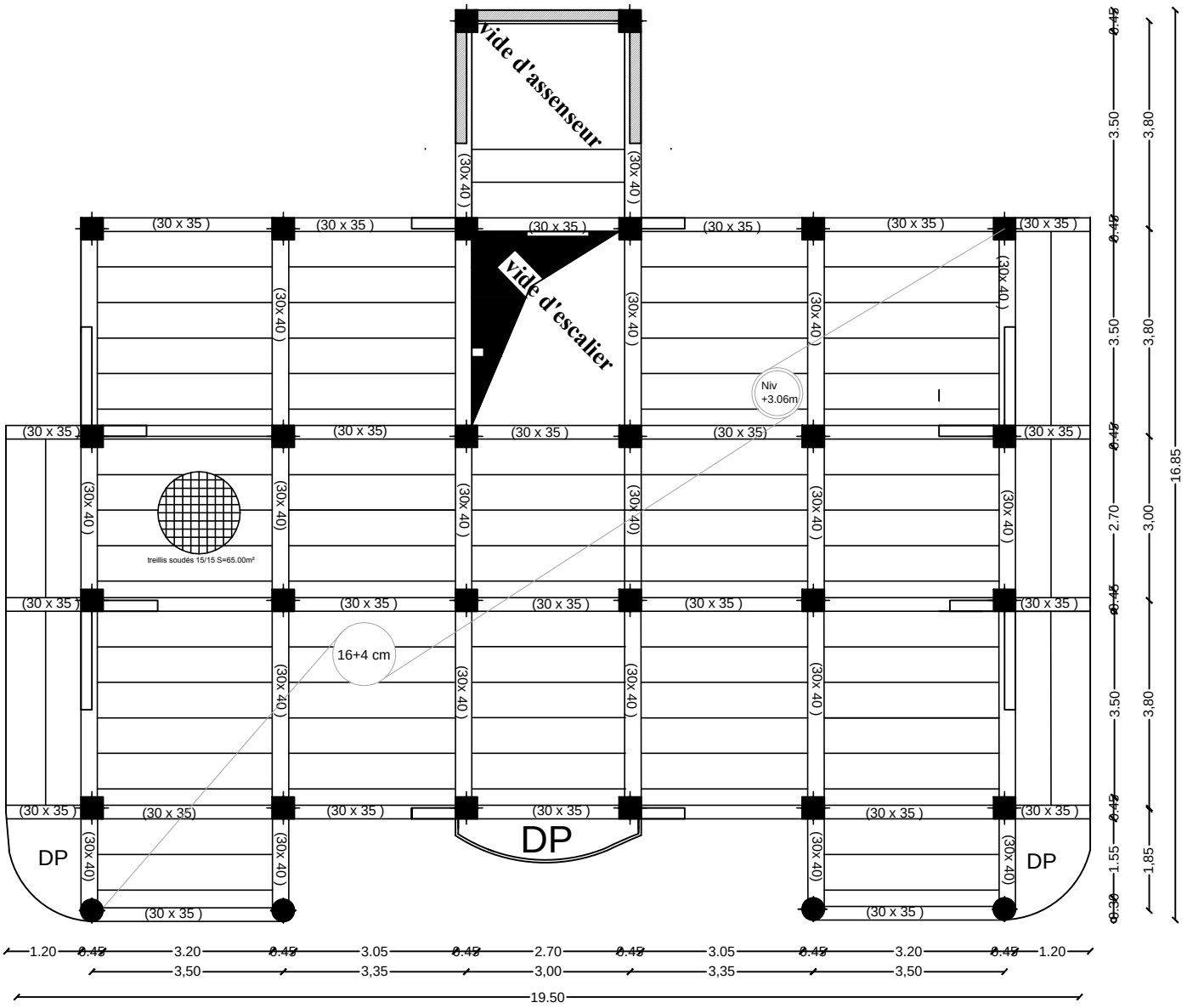
TITRE :
Plan de coffrage de sous-sol

PROMOTION 2015-2016 | PLANCHE N° | ECHELLE



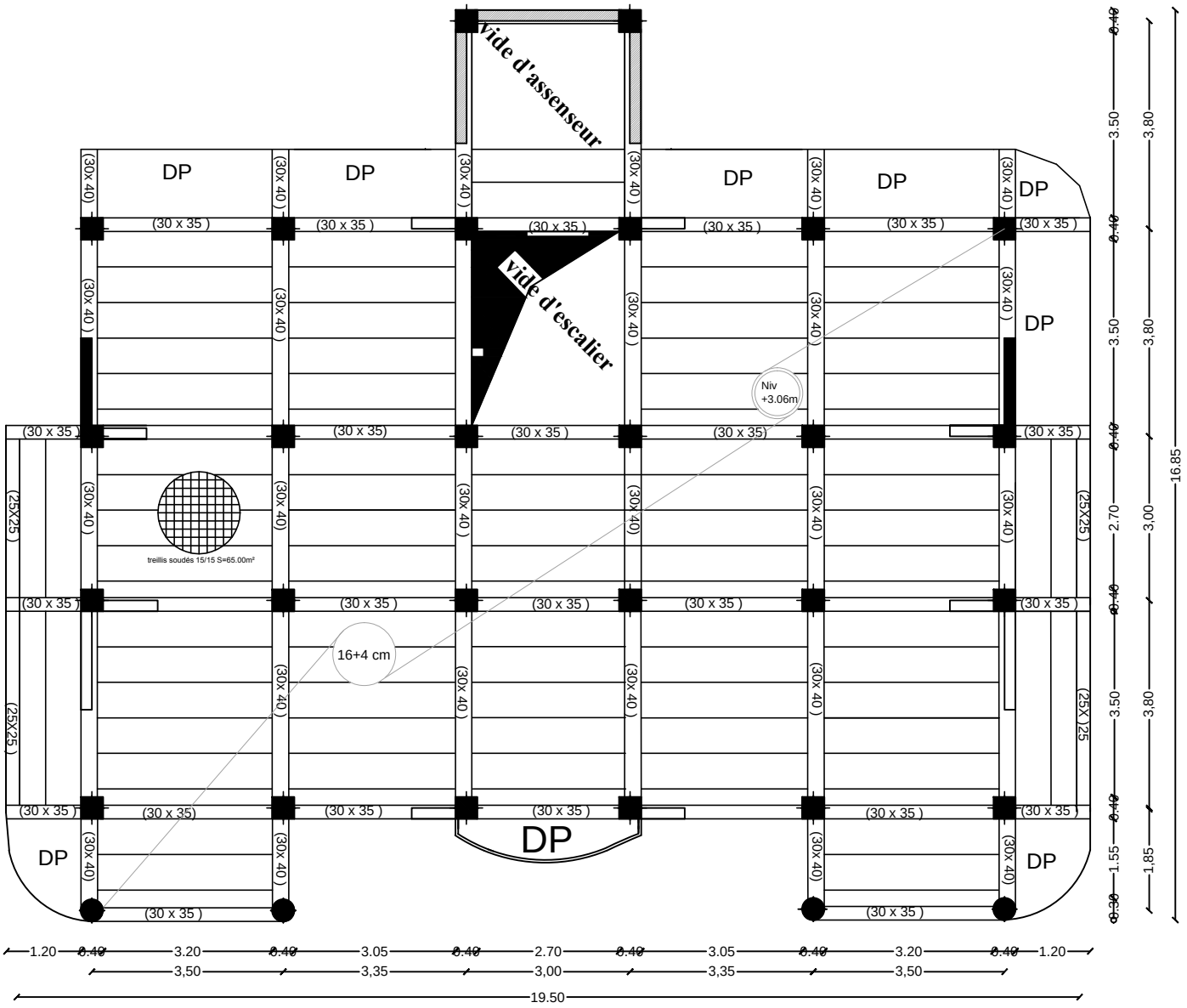
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : ZINE HASSINA MAKHLOUFI FARROUDJA .	TITRE: PLAN de coffrage RDC
DIRIGE PAR : M er BOUAFIA.Y	
PROMOTION 2015-2016	PLANCHE N° / ECHELLE



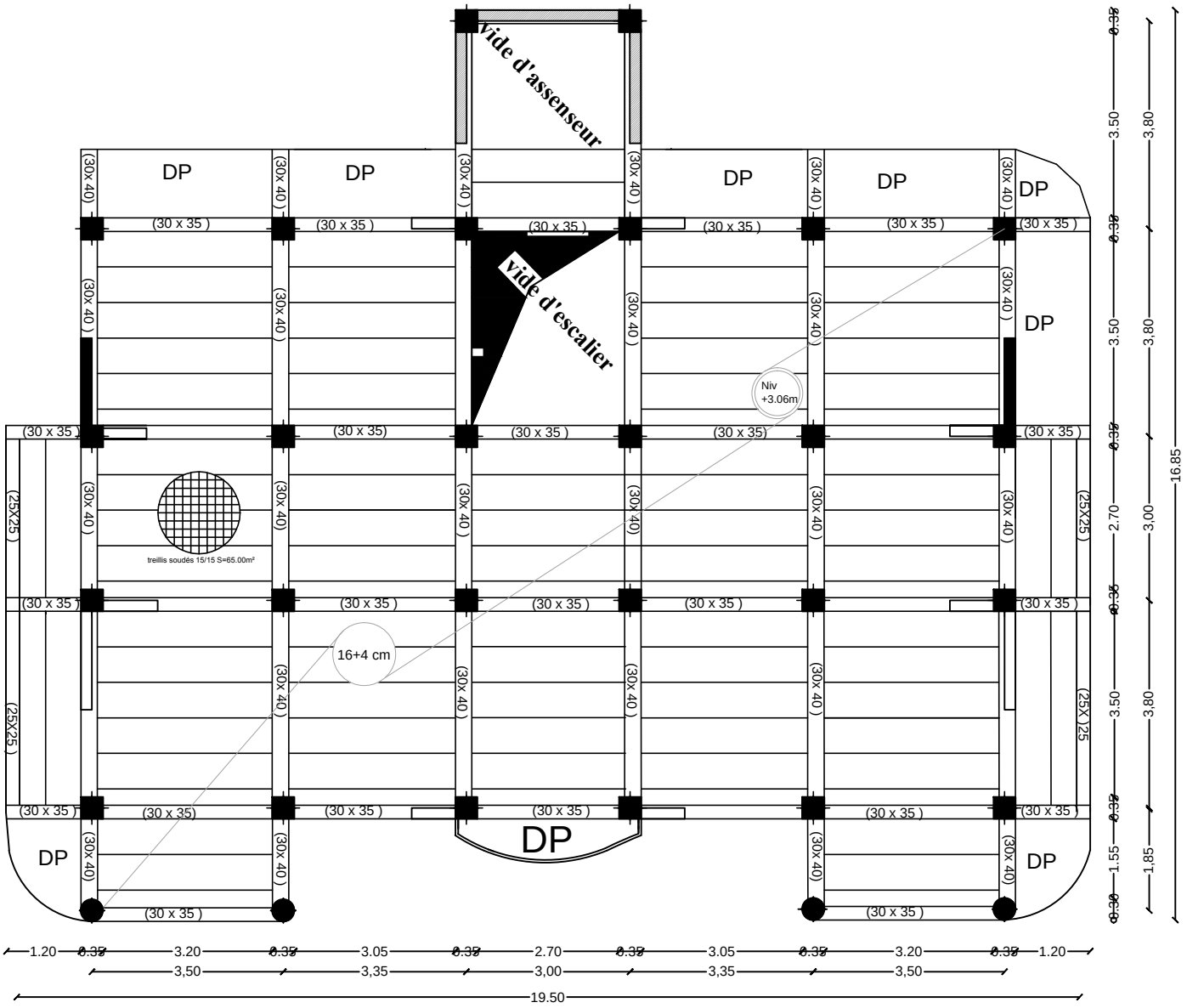
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : ZINE HASSINA MAKHLOUFI FARROUDJA .	TITRE: PLAN de coffrage du 1 er étage
DIRIGE PAR : M er BOUAFIA .Y	
PROMOTION 2015-2016	PLANCHE N° / ECHELLE



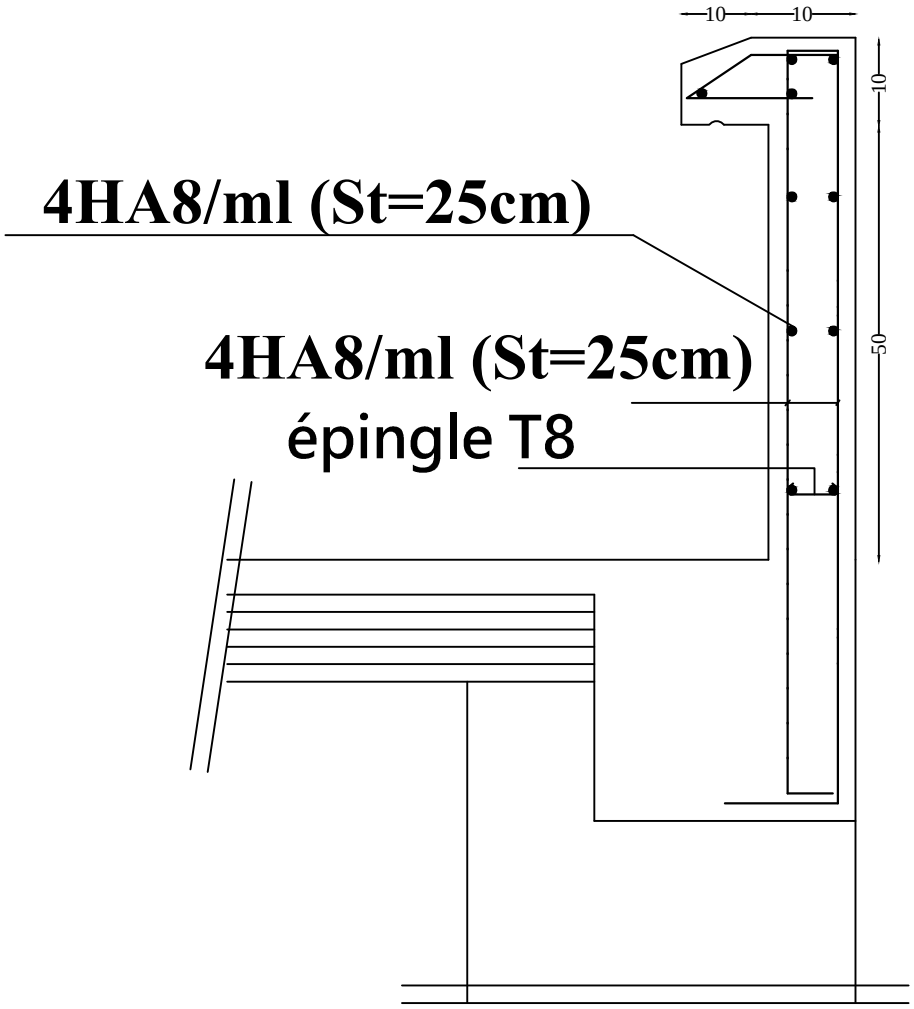
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : ZINE HASSINA MAKHLOUFI FARROUDJA .	TITRE: PLAN de coffrage étage courant
DIRIGE PAR : Mer BOUAFIA.Y	
PROMOTION 2015-2016	PLANCHE N° / ECHELLE

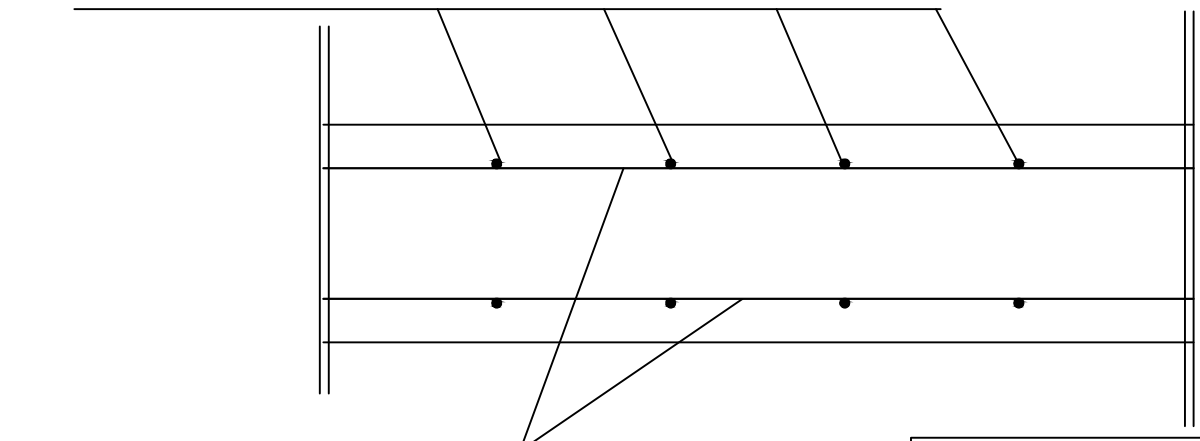


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : ZINE HASSINA MAKHLOUFI FARROUDJA .	TITRE: PLAN de coffrage étage courant
DIRIGE PAR : Mer BOUAFIA	
PROMOTION 2015-2016	PLANCHE N° / ECHELLE

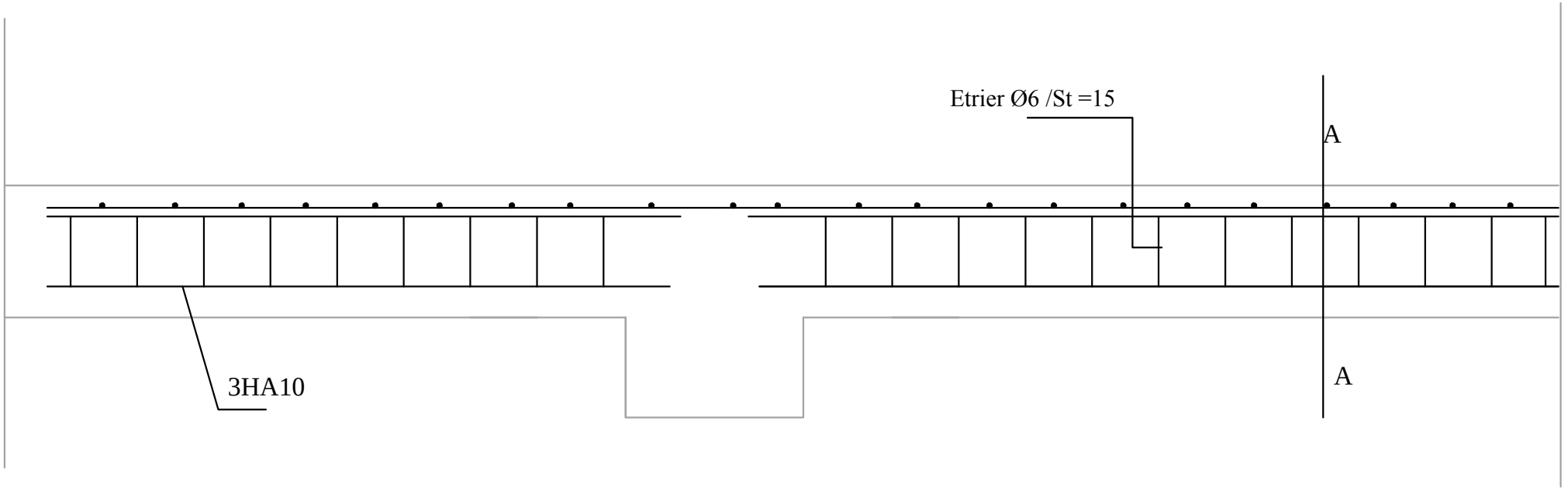


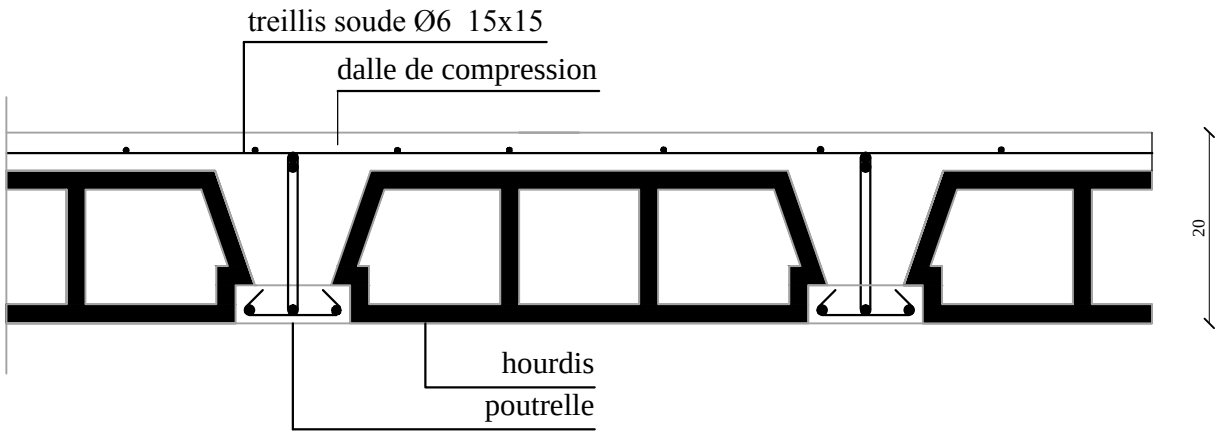
Coupe en élévation



Coupe A-A

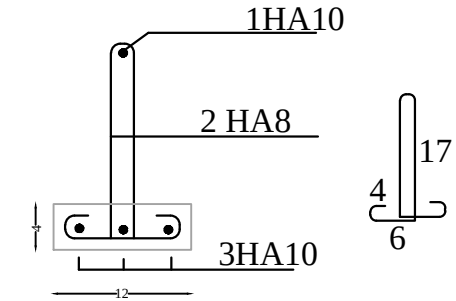
République algerienne démocratique et populaire Université Mouloud MAMMERI de T.O Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
PROJET: Etude d'un bâtiment S/S - R+8 à usage multiple	
PARTIE DU PROJET: Ferraillage de l'acrotere	
Etudie par	ZINE Hassina MAKHLOUFI Farroudja Echelle 1/50
Dirigé par	Me BOUAFIA.Y





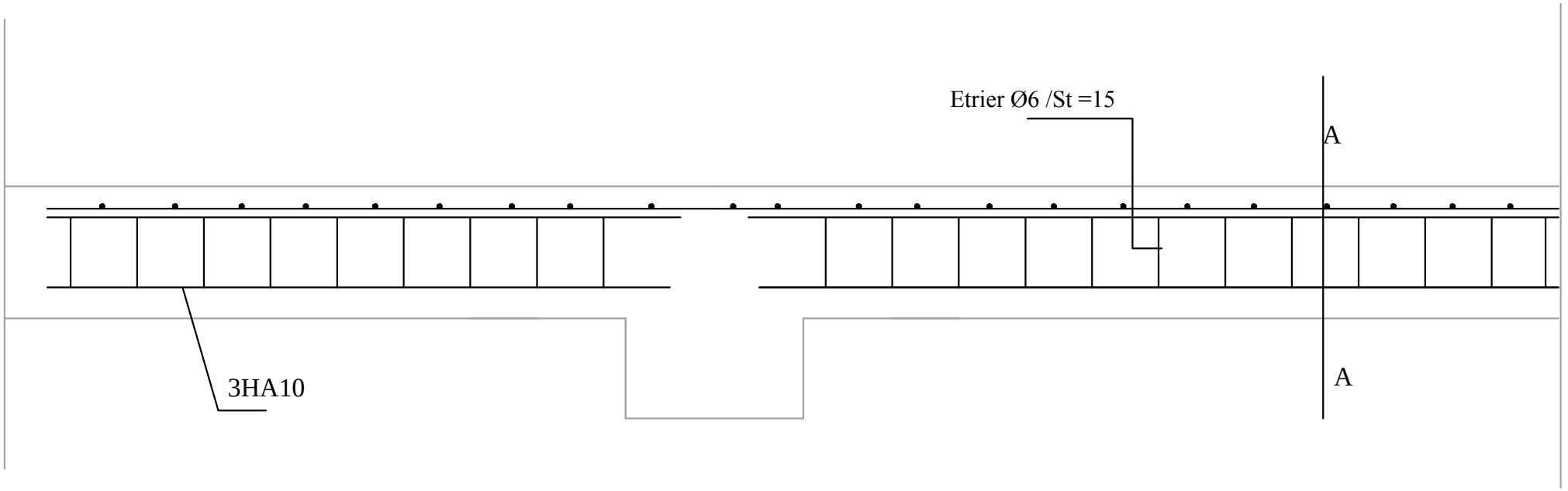
COUPE TYPE

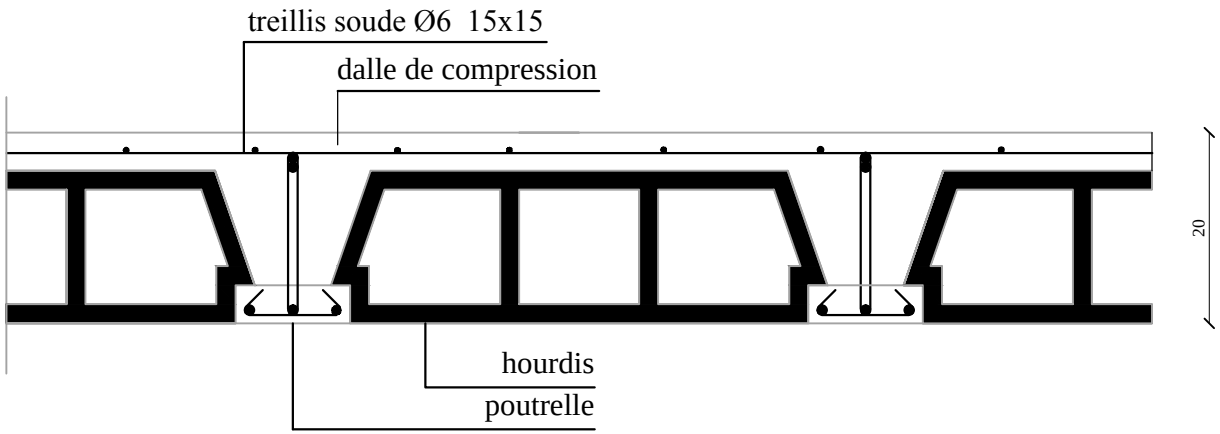
DETAIL POUTRELLE



Coupe A-A

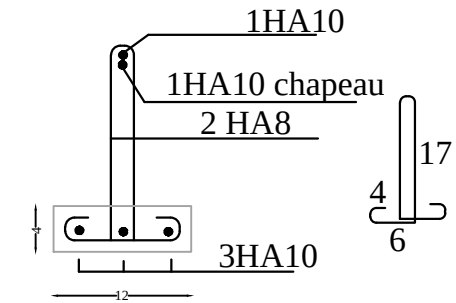
République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud MAMMERI de T.O Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Projet: Etude d'un bâtiment S/S - R+8 à usage multiple	
PARTIE DU PROJET:	Ferraillage de plancher (étage courant)
Etudie par	ZINE Hassina MAKHLOUFI Farroudja
	Echelle 1/50
Dirigé par	Mr BOUAFIA. Y





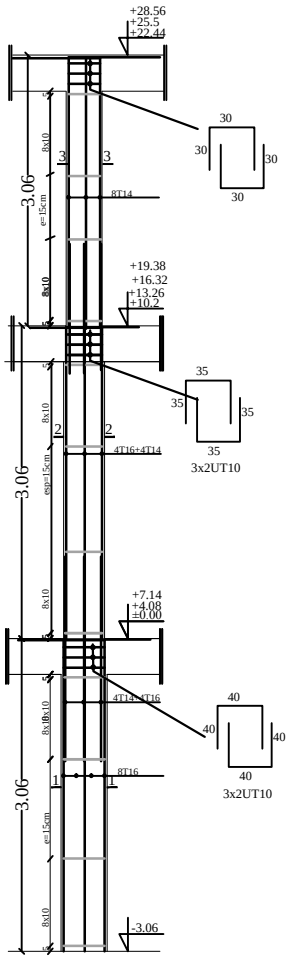
COUPE TYPE

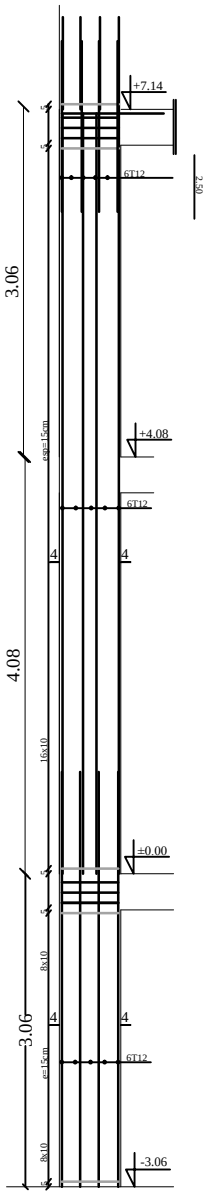
DETAIL POUTRELLE



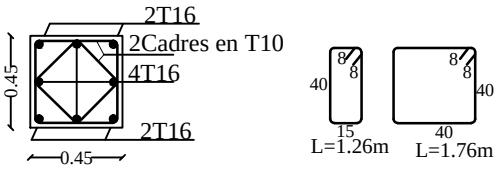
Coupe A-A

République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud MAMMERI de T.O Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
PROJET: Etude d'un bâtiment S/S - R+8 à usage multiple	
PARTIE DU PROJET:	Ferraillage de plancher (étage de commerce)
Etudie par	ZINE Hassina MAKHLOUFI Farroudja
	Echelle 1/50
Dirigé par	Mr BOUAFIA. Y

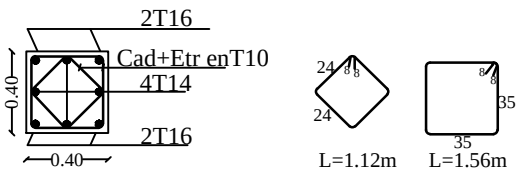




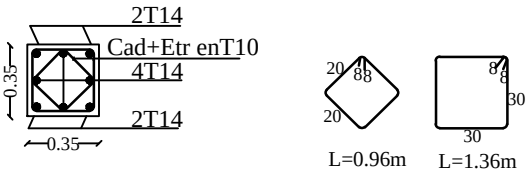
Coupe : 1-1



Coupe :2-2

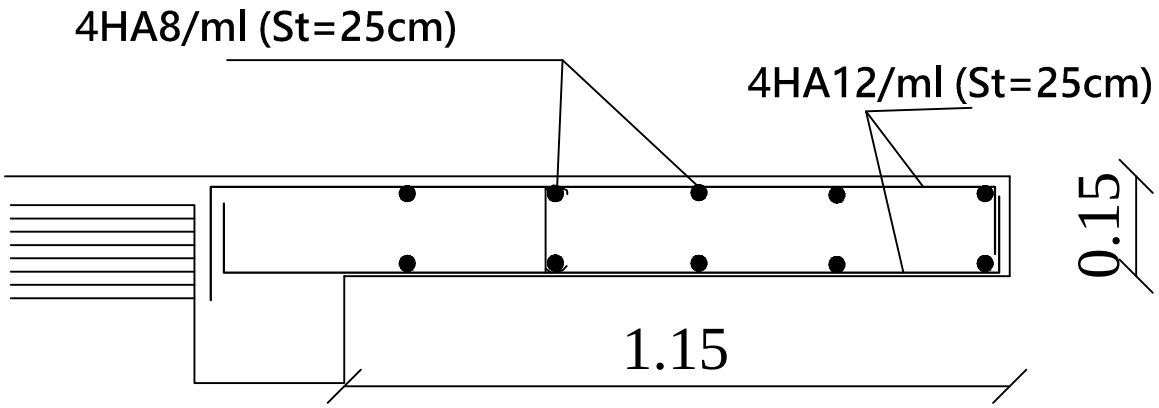


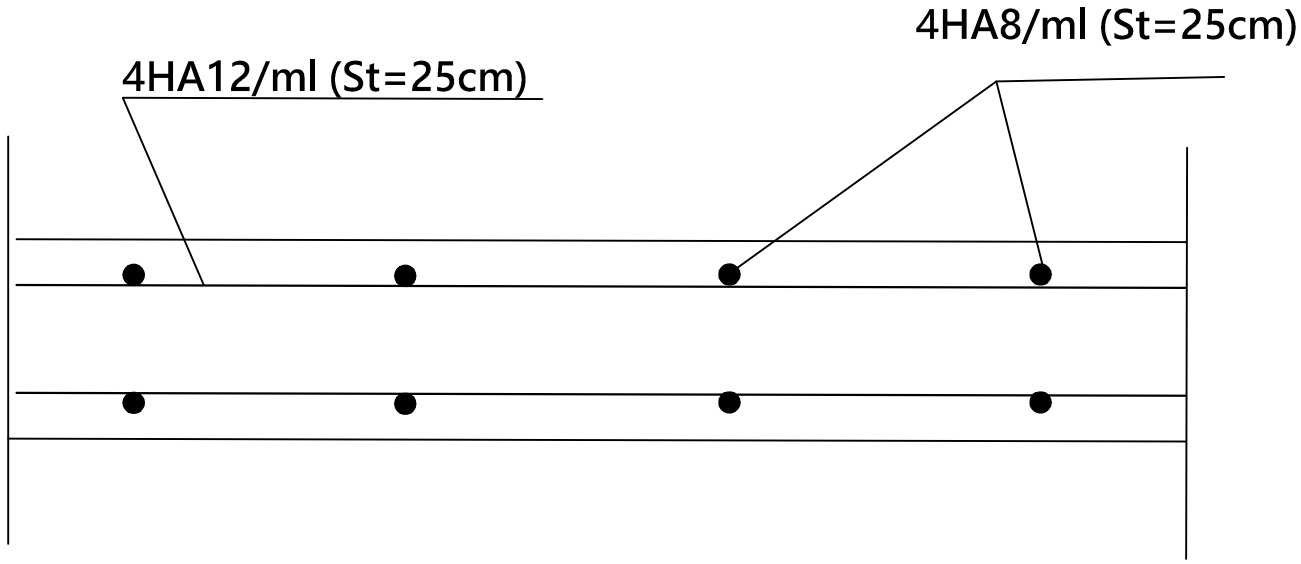
Coupe :3-3



Coupe : 4-4

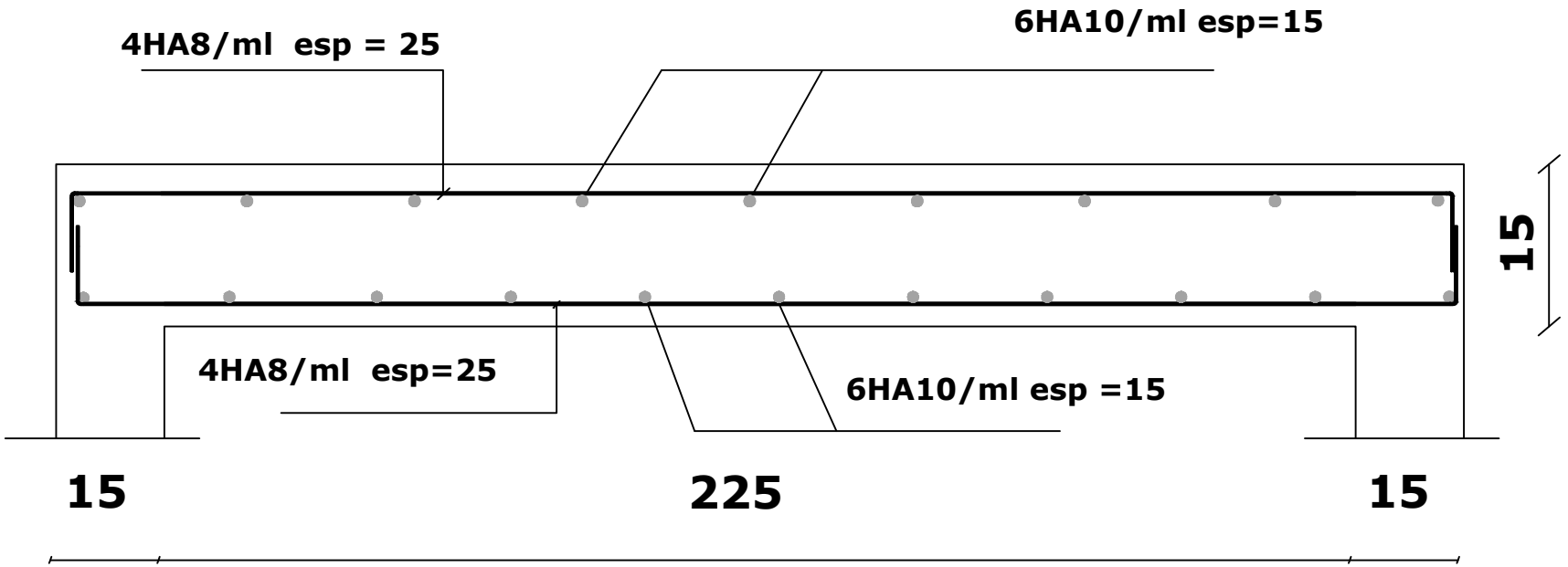
République algerienne démocratique et populaire Université Mouloud MAMMERI de T.O Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
PROJET: Etude d'un bâtiment S/S - R+8 à usage multiple	
PARTIE DU PROJET: Ferraillage des poteaux	
Etudie par	ZINE Hassina MAKHLOUFI Farroudja Echelle 1/50
Dirigé par	Mr BOUAFIA. Y



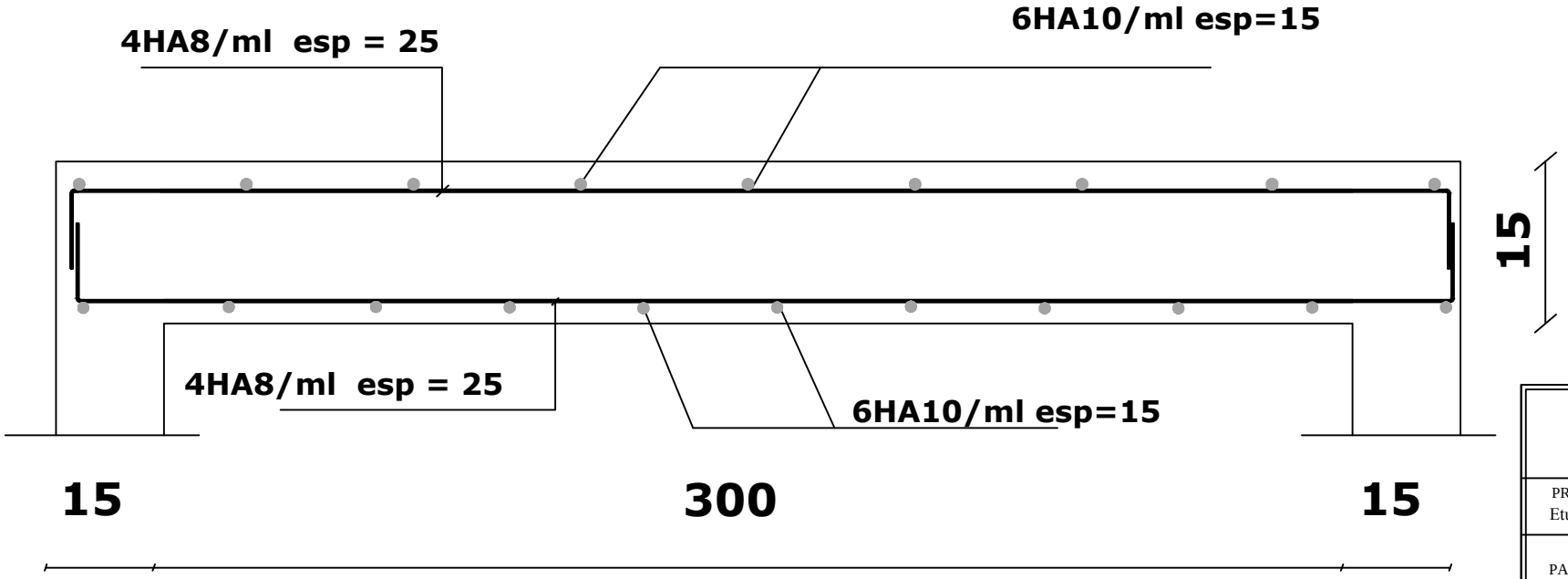


République algerienne démocratique et populaire Université Mouloud MAMMERI de T.O Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
PROJET: Etude d'un bâtiment S/S - R+8 à usage multiple	
PARTIE DU PROJET: Ferraillage de balcon	
Etudie par	ZINE Hassina MAKHLOUF Farroudja Echelle 1/50
Dirigé par	Mr BOUAFIA. Y

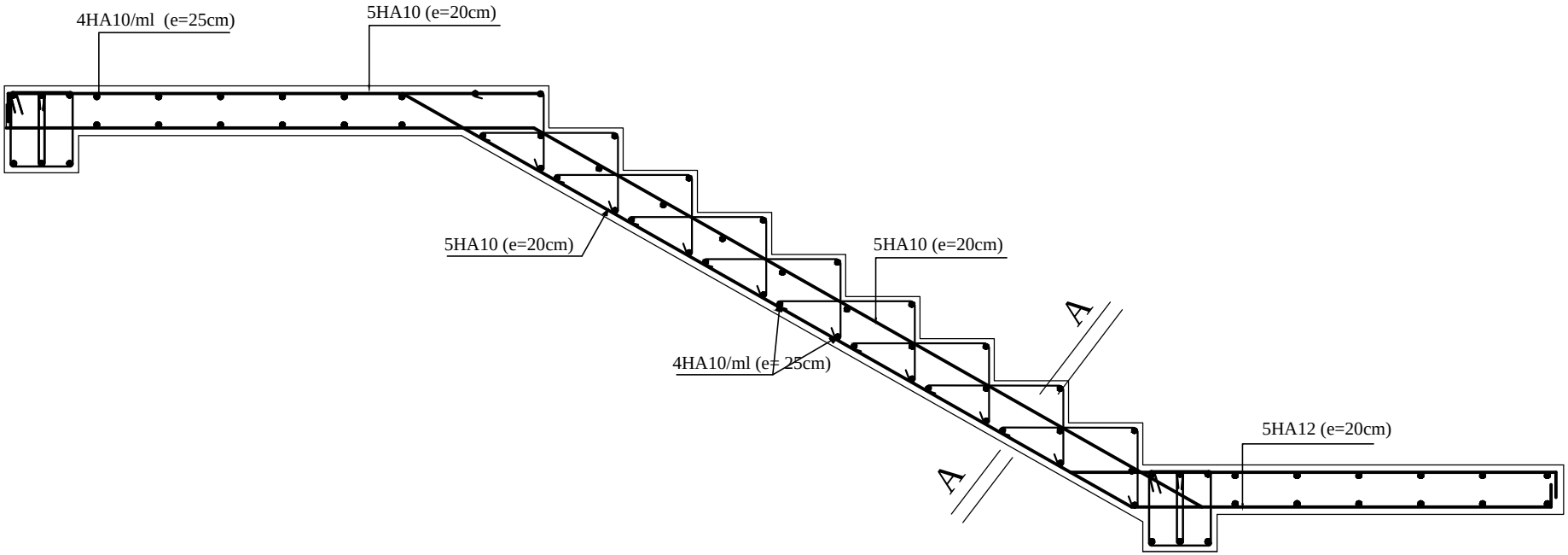
SENS X-X

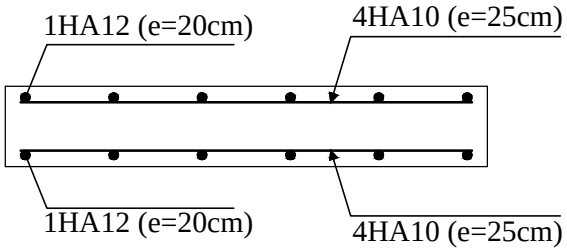


SENS Y-Y



République algerienne démocratique et populaire Université Mouloud MAMMERI de T.O Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
PROJET: Etude d'un bâtiment S/S - R+8 à usage multiple	
PARTIE DU PROJET: Ferraillage de la salle machine	
Etudie par	ZINE Hassina MAKHLOUFI Farroudja Echelle 1/50
Dirigé par	Mr BOUAFIA. Y





Coupe A-A

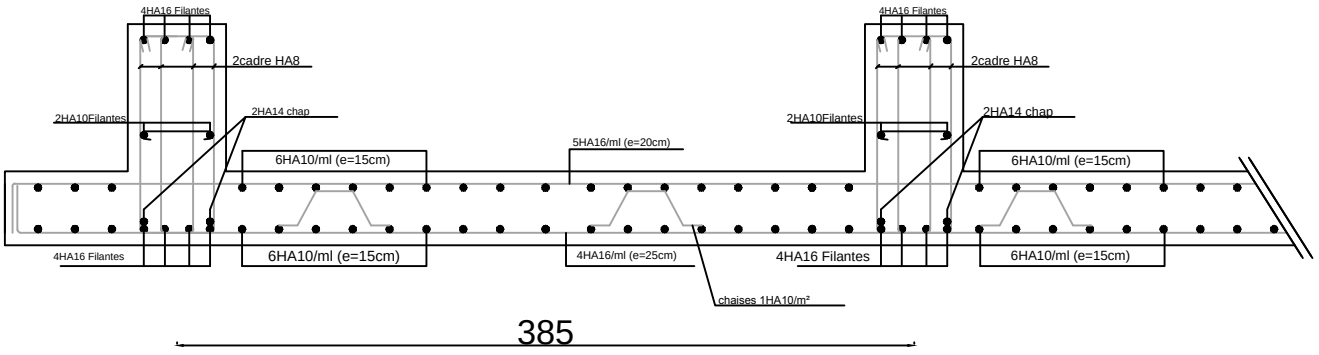
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

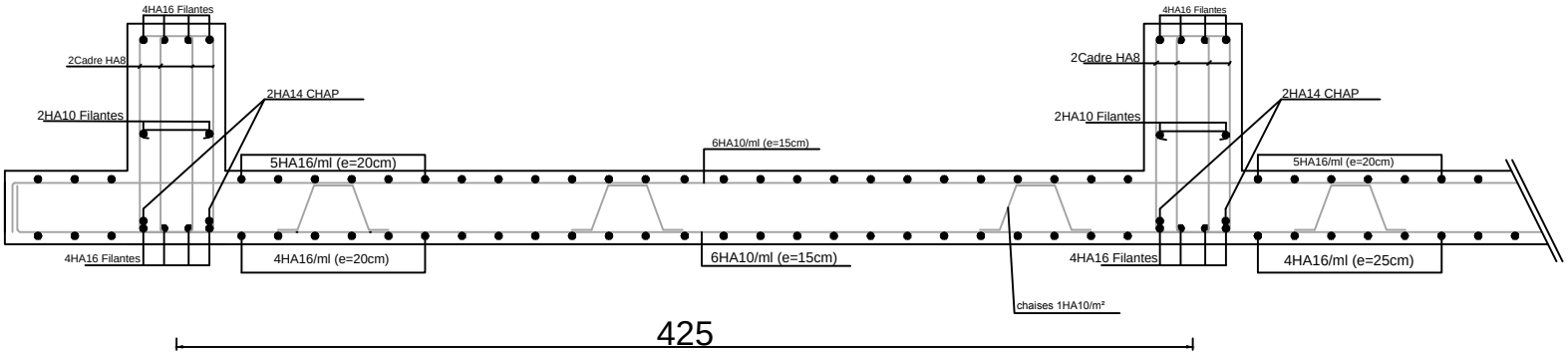
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : ZINE HASSINA MAKHLOUFI FARROUDJA	TITRE : PLAN DE FERRAILLAGE DES ESCALIERS
DIRIGE PAR : Mer BOUAFIA .Y	
PROMOTION 2015/2016	PLANCHE / ECHELLE:



FERRAILLAGE DE RADIER GENERAL DANS LE SENS X-X

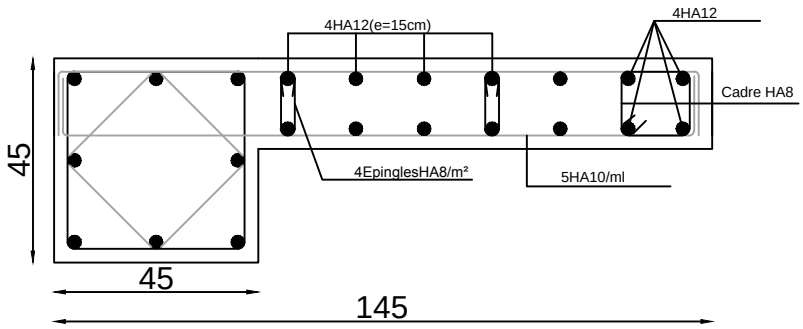


FERRAILLAGE DE RADIER GENERAL DANS LE SENS Y-Y

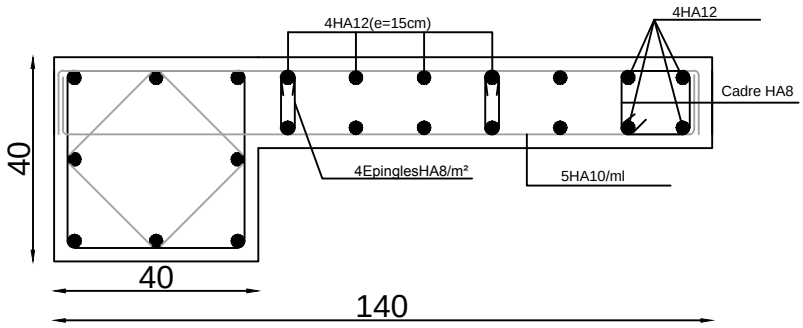
REPUBLIQUE ALGERIENNE DIMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MEMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : ZINE HASSINA MAKHLOUFI FARROUDJA	TITRE PLAN DE FERRAILLAGE RADIER GENERAL
DIRIGE PAR : Mer BOUAFIA. Y	
PROMOTION 2015/2016	ECHELLE

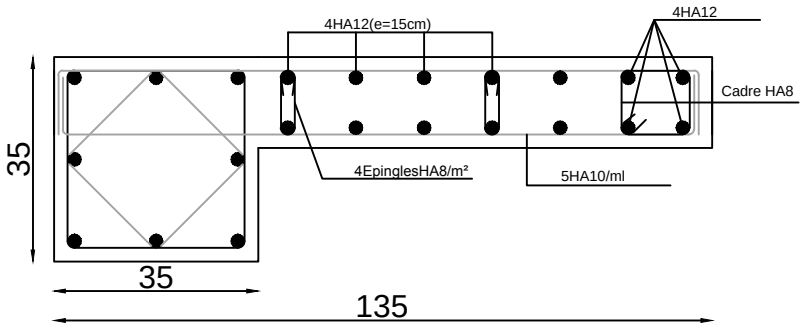
VL2(zoneI)



VL2(zoneII)



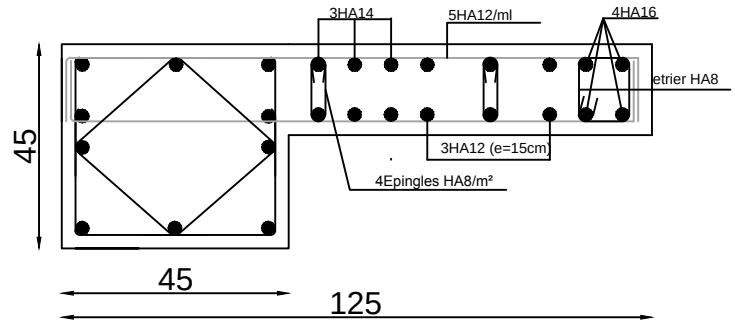
VL2(zoneIII)



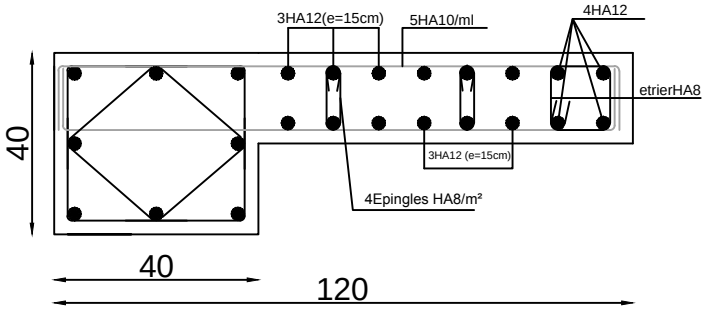
REPUBLIQUE ALGERIENNE DIMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MEMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : ZINE HASSINA MAKHLOUFI FARROUDJA	TITRE PLAN DE FERRAILLAGE DES VL2 (zoneI, zoneII, zoneIII)
DIRIGE PAR : MR BOUAFIA. Y	
PROMOTION 2015/2016	ECHELLE 1/50

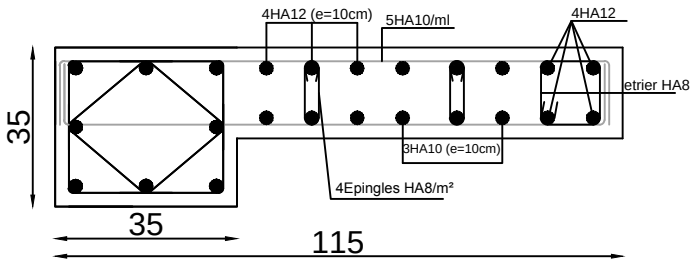
VL1(zoneI)



VL1(zoneII)



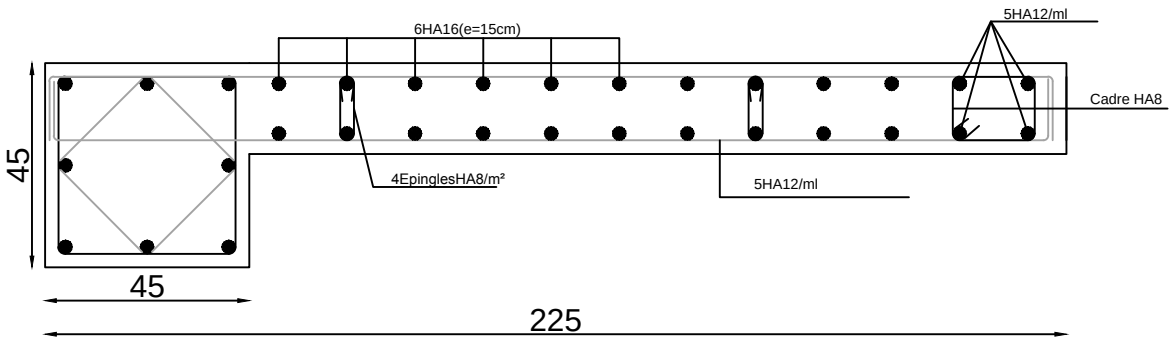
VL1(zoneIII)



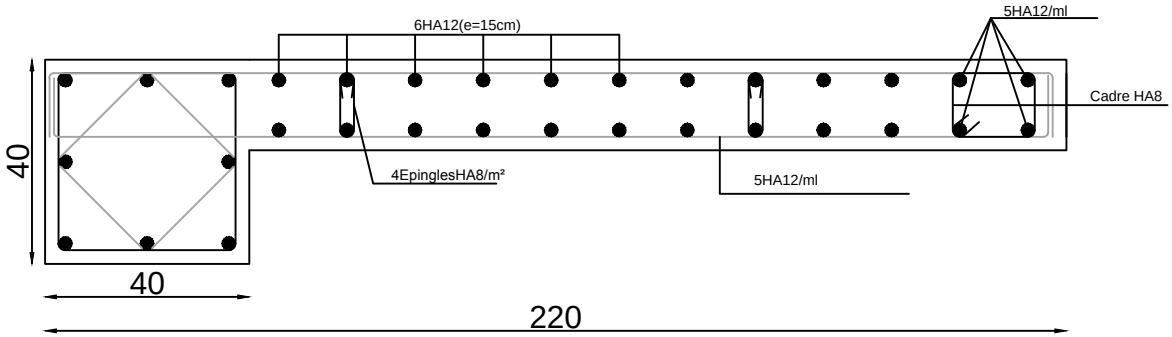
REPUBLIQUE ALGERIENNE DIMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MEMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : ZINE . HASSINA MAKHLOUFI . FARROUDJA	TITRE PLAN DE FERRAILLAGE DES VL1 (zoneI, zoneII, zoneIII)
DIRIGE PAR : MR BOUAFIA. Y	
PROMOTION 2015/2016	ECHELLE 1/50

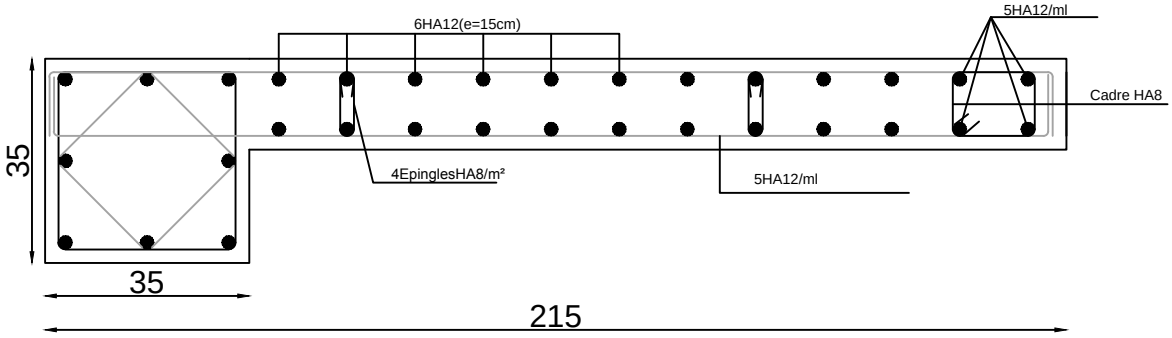
VT1(zoneI)



VT1(zoneII)

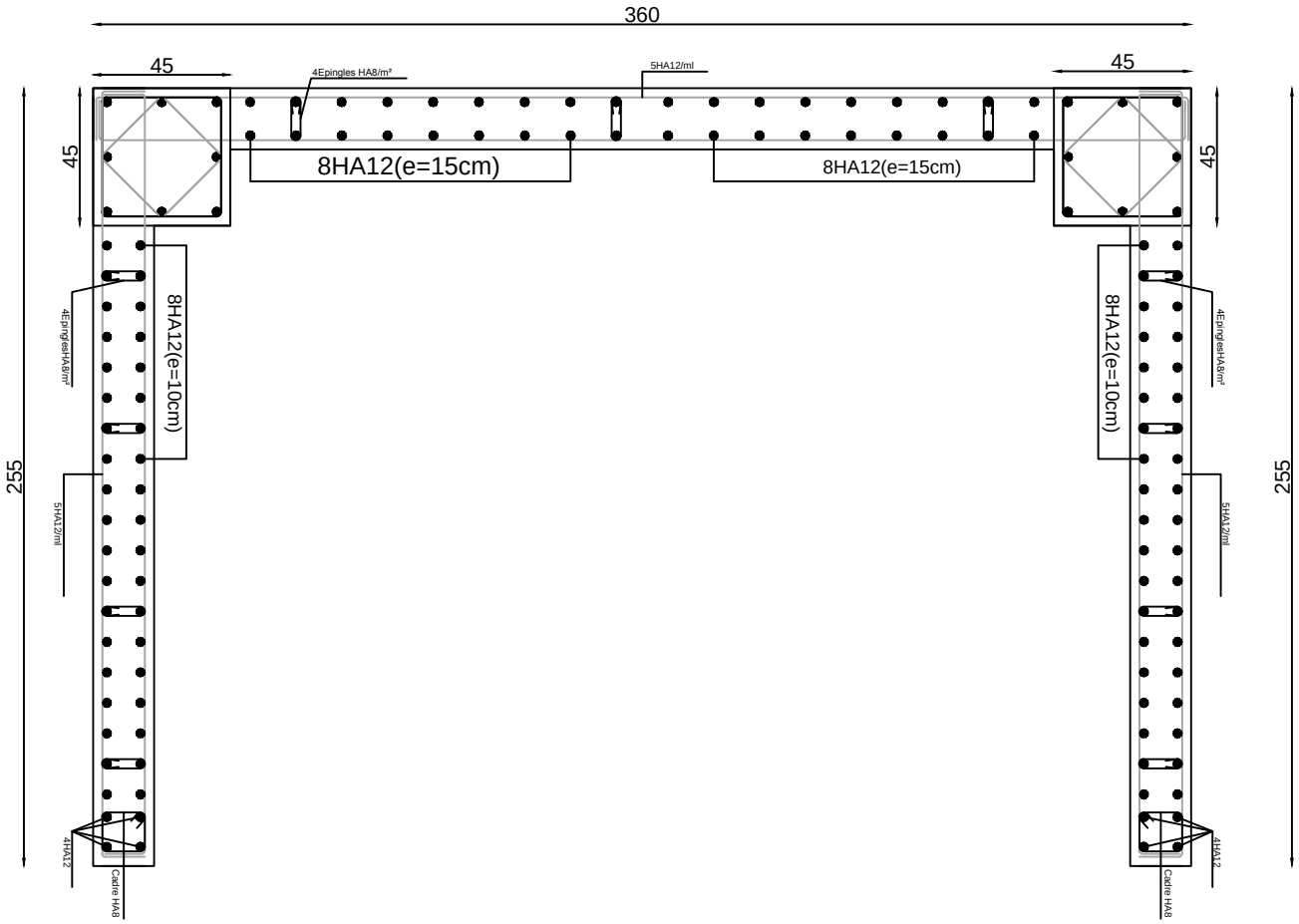


VT1(zoneIII)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DIMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MEMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : ZINE . HASSINA MAKHLOUFI . FARROUDJA	TITRE PLAN DE FERRAILLAGE DES VT1 (zoneI, zoneII, zoneIII)
DIRIGE PAR : MR BOUAFIA. Y	
PROMOTION 2015/2016	ECHELLE 1/50



REPUBLIQUE ALGERIENNE DIMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MEMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : ZINE . HASSINA MAKHLOUFI . FARROUDJA	TITRE PLAN DE FERRAILLAGE SALLE MACHINE
DIRIGE PAR : MR BOUAFIA. Y	
PROMOTION 2015/2016	ECHELLE 1/50