

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme de Master en Génie Civil
Option : Constructions Civiles et Industrielles.

THEME

*Etude d'un Bâtiment R+9 à usage d'habitation et commercial
contreventé par voiles.*



Réalisé par :

Dirigé par :

❖ M_r : TARARBIT OMAR
❖ M_r : BOUAB ABDAREZAK

M_r : LARIBI

Promotion 2015/2016

Remerciements

*Tout d'abord, nous tenons à remercier **DIEU** le tout puissant qui nous a donné la force et la patience pour terminer ce travail.*

Nous exprimons nos sincères remerciements :

*A nos **PARENTS** pour leurs contributions pour chaque travail que nous avons effectué.*

*A notre promoteur **Mr LARIBI** pour l'aide précieux et les conseils judicieux qu'il nous a apporté.*

A l'ensemble des enseignants du département de Génie Civil.

A ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail et ceux qui ont fait l'honneur de juger ce Projet.

*Sans oublier tous **nos amis** pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.*

Dédicaces

Je dédie ce travail à :

À mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, Merci mes parents.

À mes très chers frères : Noureddine, Brahim, Mohamed et Abderrahmane.

À mes très chères sœurs : Horia, Nora, Fazia, Ouardia et Touas.

À mes neveux : Anis, Nassim, Rahim, et Adam.

À mes nièces : Imane, Raihana, Zineb, Mariam et Sarah.

À toute ma famille sans exception et tous mes proches.

À tous mes amis(es) et à tous ceux qui me connaissent de proche ou de loin.

Et, à toute la promotion Génie Civil (2015-2016).

OMAR



Dédicaces

Je dédie ce travail à :

À mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a Sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, Merci mes parents.

À mon très cher frère : ABDELHAK,

À ma très chère sœur : KATIA.

À toute ma famille sans exception et tous mes proches.

À tous mes amis(es) et à tous ceux qui me connaissent de proche ou de loin.

Et, à toute la promotion Génie Civil (2015-2016).

ABDAREZAK

Introduction générale

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Ce pendant les constatations faites dans le monde après les séismes des structures, ont montré que ce type de structure doit supporter d'importants déplacements relatifs entre deux étages consécutifs « interstorey drifts », et par conséquent des dommages sévères sur les éléments non structuraux. De plus les demandes excessives de ductilité et les effets des deuxièmes ordres dus aux grandes déformations, peuvent provoquer la ruine de la structure.

Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résistés, sans endommagement exagéré. Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles (murs de contreventement), en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques, notons pour cela les avantages importants que présente leur utilisation par rapport au portique : Grâce à leurs grandes rigidités vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les dommages sismiques des éléments non structuraux.

Lors de nombreux séismes modérés, les faibles déplacements latéraux permettent de réduire les effets psychologiques sur les habitants des immeubles.

Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragme. Entre chaque voile les sollicitations sont réparties proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation. Les voiles transmettent ces efforts à la base du bâtiment et finalement au sol.

C'est dans le contexte que nous proposons d'étudier un bâtiment (R+9) a usage multiple contreventé par des voiles.

Pour déterminer le comportement du bâtiment lors d'un séisme, on a utilisé le code national « règlement parasismique algérien RPA2003 ».

I) Introduction :

Le projet en question nous été confié par le bureau d'étude d'architecture et d'urbanisme BEDRAT Malek. Il consiste à calculer les éléments résistants d'un bâtiment en R+9 à usage d'habitation et commerciale.

I.1. Description de l'ouvrage :

Le bâtiment objet de notre étude est constitué de :

- 01 rez-de-chaussée à usage commerciale.
- 09 étages courants à usage d'habitation.

Cet ouvrage est d'importance moyenne (**groupe d'usage 2**), il sera implanté au lieu-dit **TAMDA, WILAYA DE TIZI OUZOU**, cette région est de sismicité moyenne ; classée selon le Règlement Parasismique Algérien (**RPA99 version 2003**) en zone (**IIa**).

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

L'ouvrage a pour dimensions :

- ❖ Longueur.....L = 27m
- ❖ Largeur.....l = 18m
- ❖ Hauteur de rez-de-chaussée.....h = 04,50m
- ❖ Hauteur d'étages courant.....h = 03.06m
- ❖ Hauteur totale.....H =32.04m

I.3. Eléments de l'ouvrage

La structure est composée des éléments ci-dessous :

a) Ossature :

La superstructure est constituée par des portiques en béton armé associés avec des voiles de contreventement dans les deux sens pour assurer une bonne tenue vis-à-vis des actions sismiques.

b) Les planchers :

- ❖ **Planchers en corps creux :** Ils sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées.
- ❖ **Dalle pleine en béton armé :** Des dalles pleines en béton armé sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux.

c) Balcons :

Ce sont des airs consolidés au niveau de chaque plancher, ils réalisés soit en dalle pleine ou bien en corps creux.

d) Les escaliers :

Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier allant du RDC jusqu'au dernier étage. Ce sont des escaliers en béton armé coulées sur place.

e) Cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en voiles et coulée sur place.

f) La maçonnerie :

- ❖ **Les murs extérieurs :** Ils seront réalisés en double cloisons de (30cm) d'épaisseur ; en brique creuse de 15cm pour les cloisons extérieures et de 10cm pour les cloisons intérieures et une lame d'air de 5cm.
- ❖ **Les murs intérieurs :** Ils sont constitués d'une simple cloison en brique creuse de 10cm d'épaisseur.

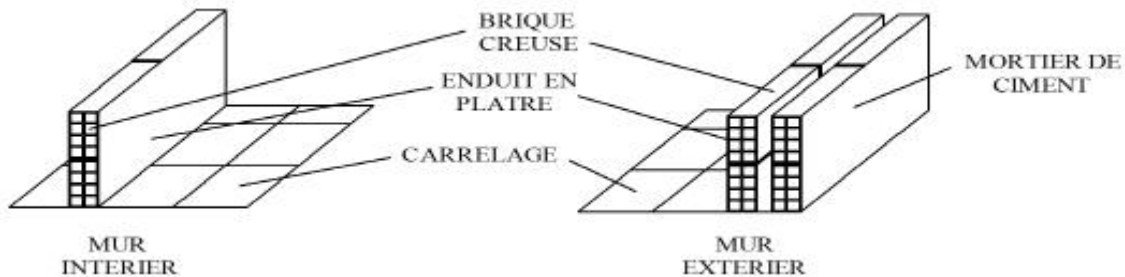


Figure I.1) Les murs intérieurs et extérieurs.

g) Les Revêtements :

Les revêtements seront comme suit :

- ❖ Mortiers des ciments de 2 cm d'épaisseur pour les murs de façades extérieures.
- ❖ Enduits plâtre de 2cm d'épaisseur pour tous les murs intérieurs et plafonds.
- ❖ Carrelage pour les planchers, les balcons et les escaliers.
- ❖ Céramique pour les salles d'eaux et les cuisines.

h) L'acrotère :

La toiture terrasse sera entourée d'un acrotère de 60cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur.

i) Voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé, appelés couramment refend, entrant dans la composition de l'ouvrage. Leur rôle est de reprendre les efforts horizontaux dus à l'action du séisme.

j) Le coffrage :

On utilise le coffrage traditionnel en bois pour les portiques et le coffrage métallique pour les voiles.

I.4. Caractéristiques mécaniques de matériaux :

Le béton et l'acier utilisés dans la construction du présent ouvrage seront choisis conformément aux règles (**BAEL 91**) et aux règles parasismiques algériennes (**RPA 99**) **modifié en 2003**.

I.4.1 Le béton :

Le béton est un mélange optimal des agrégats. Il est fabriqué suivant une étude à la composition par laboratoire. Il est constitué par le mélange de :

- liant (ciments artificiels) CJ325.....325KG/m
- granulats (sables, gravillons, graviers...)
- l'eau de gâchage.
- Eventuellement des adjuvants (plastifiant, hydrofuge,...)
- Il sera dosé à $350Kg/M^3$ de ciment portland artificiel (CPJ).

I.4.2 Résistance caractéristique à la compression f_{cj} :

Un béton est défini par la valeur de sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours, notée f_{c28} . Après plusieurs essais d'écrasement sur des éprouvettes cylindriques de diamètre 16cm et de hauteur de 32 cm on détermine une valeur moyenne de résistance de la manière suivante :

Soit a écrasé n éprouvettes, on aura donc n valeurs de la résistance du béton :

La résistance moyenne est :

$$f_{cmoy} = \frac{\sum_{i=1}^n f_{ci}}{n}$$

L'écart- type
$$S = \sqrt{\frac{(f_{ci} - f_{cmoy})^2}{n - 1}}$$

La variabilité
$$V(\%) = \frac{S}{f_{cmoy}} \times 100$$

A 28 jours la résistance caractéristique du béton a la compression est égale a :

$$f_{c28} = f_{cmoy} - kS$$

♦ k : coefficient dépendant de l'importance de l'ouvrage, dans notre cas il sera égale à 1,64

Pour le calcul du présent ouvrage, nous adopterons une valeur de $f_{c28} = 25$ MPa.

Notion également que La résistance à la compression varie avec l'âge du béton. Pour $j \leq 28$ jours, elle est déterminée est calculée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{(4.76 + 0.83 \times j)} \times f_{c28} \quad \xrightarrow{\text{pour}} \quad f_{c28} \leq 40 \text{ MPa,} \\ f_{cj} = \frac{j}{(1.40 + 0.95 \times j)} \times f_{c28} \quad \xrightarrow{\text{pour}} \quad f_{c28} > 40 \text{ MPa.} \end{array} \right\} \rightarrow$$

I.5.3 Résistance caractéristique à la traction f_{tj} :

La résistance caractéristique à la traction, notée f_{tj} , est donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \rightarrow \text{(BAEL91/A.2.1,12)}$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ \longrightarrow $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$.

I.4.4 Contraintes limites du béton :

Tous les calculs effectués au cours de cette étude sont basés sur la théorie des états limites, un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable d'une des actions appliquées.

a) Contrainte de compression :

❖ A l'Etat limite ultime [ELU]

Celle-ci est donnée par la formule ci-dessous (BAEL91/A4.3, 41)

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} [\text{MPa}]$$

γ_b : Coefficient de sécurité $\begin{cases} \gamma_b = 1.5 \mapsto \text{situation courante,} \\ \gamma_b = 1.15 \mapsto \text{situation accidentel le.} \end{cases}$

θ : Coefficient de durée d'application dès l'actions considérées

$\theta=1$: si la durée d'application est $>24\text{h}$,

$\theta=0.9$: si la durée d'application est entre 1h et 24h,

$\theta=0.85$: si la durée d'application est $< 1\text{h}$,

▪ Pour $\gamma_b = 1.5$ et $\theta=1$, on aura $f_{bu} = 14.2 \text{ [MPa]}$

▪ Pour $\gamma_b = 1.15$ et $\theta=1$, on aura $f_{bu} = 18.48 \text{ [MPa]}$

❖ Diagramme contraintes déformations du béton a l'ELU :

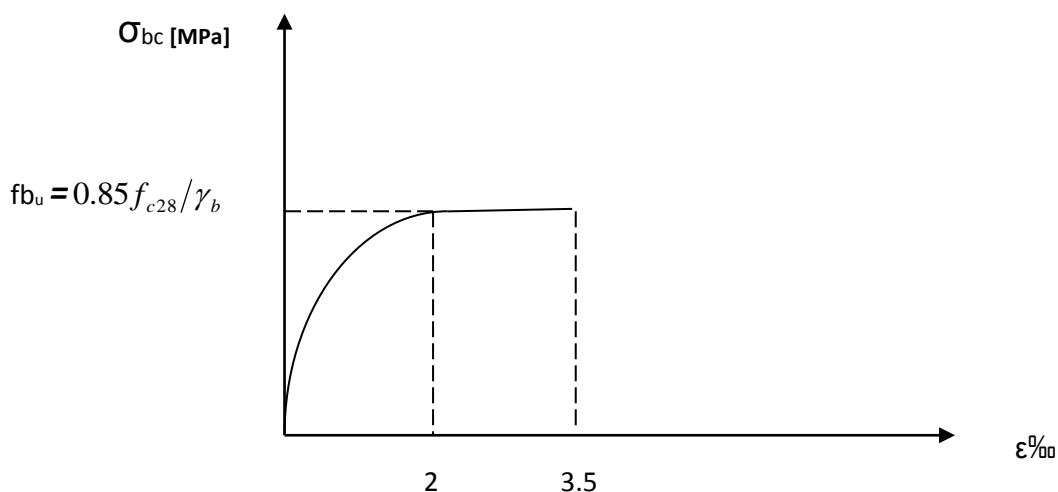


Figure : I.2) Diagramme contraintes déformations du béton a l'ELU

❖ Diagramme contraintes déformations du béton a l'ELS :

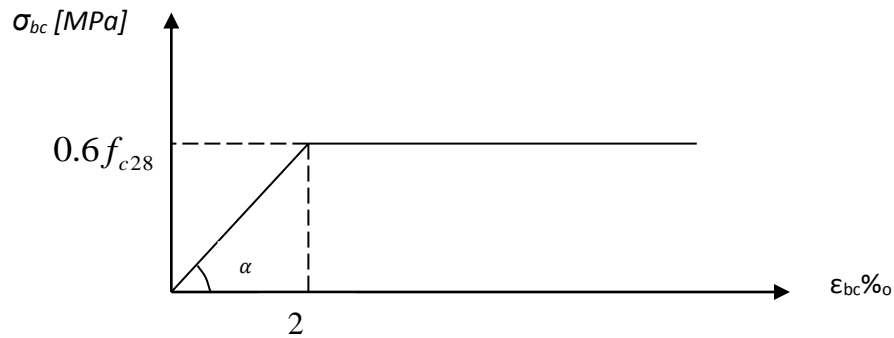


Figure I.3) Diagramme contraintes déformations du béton a l'ELS

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

$Tg\alpha = E_b =$ module d'élasticité.

❖ A l'Etat limite de service [ELS] : (BAEL91/A.4.5,2)

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} [Mpa]$$

Donc : La contrainte de compression a l'ELS est égale a : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 Mpa$

b) Contrainte limite de cisaillement [BAEL 91/ A.5.1, 21] :

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{F.P. N}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{F.P ou F.T.P}$$

I.5.5 Module d'élasticité longitudinal :

Selon la durée d'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

▪ Module d'élasticité instantané du béton [BAEL/ A2.1, 21]

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24h, il en résulte un module d'élasticité égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [MPa]}.$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ [MPa]} \longrightarrow E_{i28} = 32164.20 \text{ [MPa]}.$

▪ Module de déformation longitudinale différée du béton [BAEL/ A2.1, 22]

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet de fluage du béton (déformation instantanée augmentée du fluage), Nous prendrons un module égal :

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [MPa]}.$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ [MPa]} \longrightarrow E_{v28} = 10819 \text{ [MPa]}.$

I.5.6 Module d'élasticité transversal : [BAEL91/A.2.1,3]

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

- ν : Coefficient de poisson $\begin{cases} \nu = 0 \longrightarrow A \text{ l' } ELU, \\ \nu = 0,2 \longrightarrow A \text{ l' } ELS. \end{cases}$

I.5.7 Coefficient de poisson [BAEL/A2.1, 3]

C'est le rapport entre les déformations transversales et longitudinales :

- $\nu = 0.2$ à l'état limite de service.
- $\nu = 0$ à l'état limite ultime.

I.5.8 L'acier

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas, ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface (R.L, H.A). Dans le présent ouvrage, nous aurons à utiliser deux types d'aciers :

Aciers à haute adhérence [**feE400**].....**fe = 400 MPa,**

Treillis soudés [**TL 520**]..... **fe = 520 MPa.**

- **fe** : limite d'élasticité de l'acier.

Remarque :

Les valeurs de limite élastique sont les mêmes en traction et en compression.

1-Module de déformation longitudinale

$E_s = 200000 \text{ MPa}$, Sa valeur est constante quel que soit la nuance de l'acier.

2-Contraintes limites❖ **A L'état limite ultime (ELU) [BAEL91/A.2.1,3]**

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- $\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'élasticité de l'acier
- f_e : Limite d'élasticité.
- γ_s : Coefficient de sécurité.

Avec

- $\gamma_s = 1,15$ situation courante
- $\gamma_s = 1,00$ situation accidentelle

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
$f_e = 400 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ Mpa}$
$f_e = 520 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 452 \text{ Mpa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 500 \text{ Mpa}$

❖ **A L'état limite de service (ELS) [BAEL91/A.2.1,3]**

Afin de réduire les risques d'apparition de fissures dans le béton et selon l'appréciation de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

• **Fissuration peu nuisible [BAEL91/A.4.5,32]**

La fissuration est considérée comme peu nuisible lorsque :

Les éléments sont situés dans les locaux couverts et clos, non soumis (sauf exceptionnellement et pour de courtes durées à des condensations). Dans ce cas aucune vérification n'est à effectuer.

▪ **Fissuration préjudiciable [BAEL91/A.4.5,33]**

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations. Dans ce cas, il importe de respecter les règles suivantes :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}) \right\}$$

▪ **Fissuration très préjudiciable [BAEL91/A.4.5,34]**

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité. Dans ce cas, il importe de respecter les règles suivantes :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right\}$$

η : Est le coefficient de fissuration : $\eta = 1$ pour les RL, $\eta = 1.6$ pour les HA ($\phi \geq 6$ mm)

$\eta = 1.3$ Pour les HA ($\phi < 6$ mm).

3-Diagramme de contrainte déformation de l'acier :

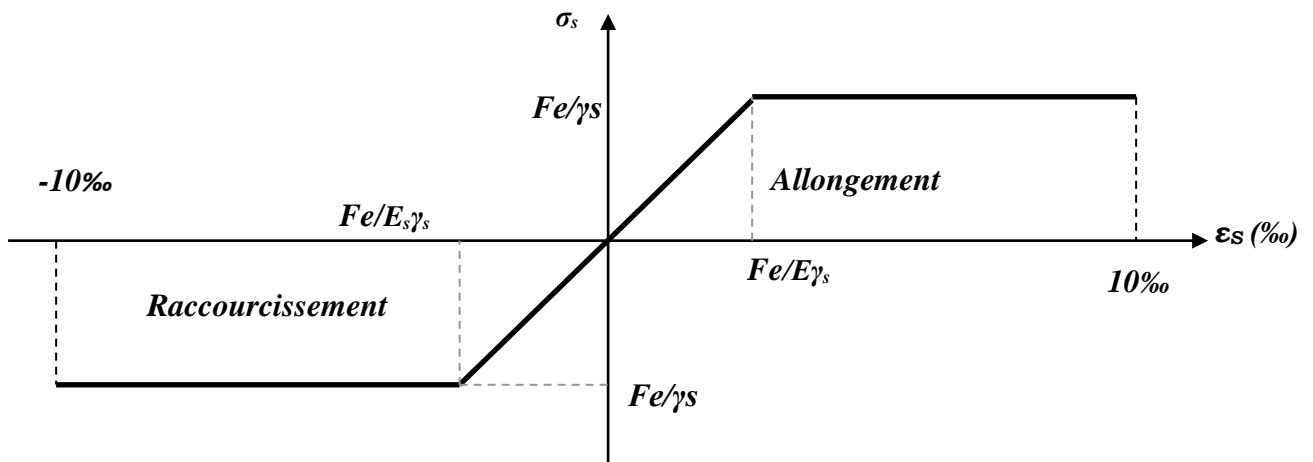


Figure I.4) Diagramme (contraintes- déformation) de l'acier

Avec :

σ_s : Contrainte de l'Acier.

La contrainte limite de l'acier adoptée est la suivante : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 \dots\dots\dots \text{Situation durable} \\ 1,00 \dots\dots\dots \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier, il est pris égal à :

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

ϵ_s : Allongement relatif de l'acier : $\epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

I-4.2-4) État Limite de Service (ELS) :

Afin de réduire le risque d'apparition des fissures dans le béton, on a été amené à limiter les contraintes des armatures tendues sous les sollicitations de service.

- Fissuration peu nuisible : la contrainte n'est soumise à aucune limitation (pas de vérification).
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min [2/3f_e, \max (240 \text{ MPa}, 110 \sqrt{\eta f_{tj}})]$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min [1/2f_e, \max (200 \text{ MPa}, 90 \sqrt{\eta f_{tj}})]$.

Avec : η est le coefficient de fissuration.

$$\begin{cases} \eta = 1 ; \text{ pour les ronds lisses et treillis soudés} \\ \eta = 1,6 ; \text{ pour les aciers à haute adhérence } \varnothing \geq 6 \text{ mm.} \\ \eta = 1,3 ; \text{ pour les aciers à haute adhérence } \varnothing < 6 \text{ mm.} \end{cases}$$

I-4.2-5) Protection des armatures :

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

- $C \geq 5 \text{ cm}$, pour les éléments exposés à la mer, aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives ;
- $C \geq 3 \text{ cm}$, pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations) ;
- $C \geq 1 \text{ cm}$, pour les parois situées dans les locaux couverts et clos non exposés aux condensations.

Les enrobages des armatures doivent être strictement assurés à l'exécution.

I-5) HYPOTHESES DE CALCUL :

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

I-5.1) État limite ultime (ELU) :

- Les sections planes restent planes après déformation (Hypothèse de BERNOUILLI).
- Il n'y a pas de glissement entre le béton et les armatures.

- Le béton tendu est négligé dans le calcul de résistance, à cause de sa faible résistance en traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de compression simple
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10 ‰.

I-5.2) État limite de service (ELS) :

A l'état limite de service, les calculs sont faits en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable, les hypothèses sont les suivantes :

- Conservation des sections planes.
- Par convention, le coefficient d'équivalence est :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

- La résistance du béton à la traction est négligeable.
- pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but le pré-calcul des différents éléments résistants en utilisant les règlements **RPA99** (version 2003) et **BAEL91** (modifié 99). Dans ce présent chapitre on fera un pré dimensionnement et une descente de charges pour chaque type d'élément.

Ce calcul préliminaire concerne les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles.

II.2.les planchers :

Les planchers sont des éléments porteurs horizontaux qui séparent deux étages consécutifs d'un bâtiment .ils sont réalisés en corps creux (hourdis+ dalle de compression), qui reposent sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens de la plus petite portée.

Qui ont un rôle pour :

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les éléments de contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

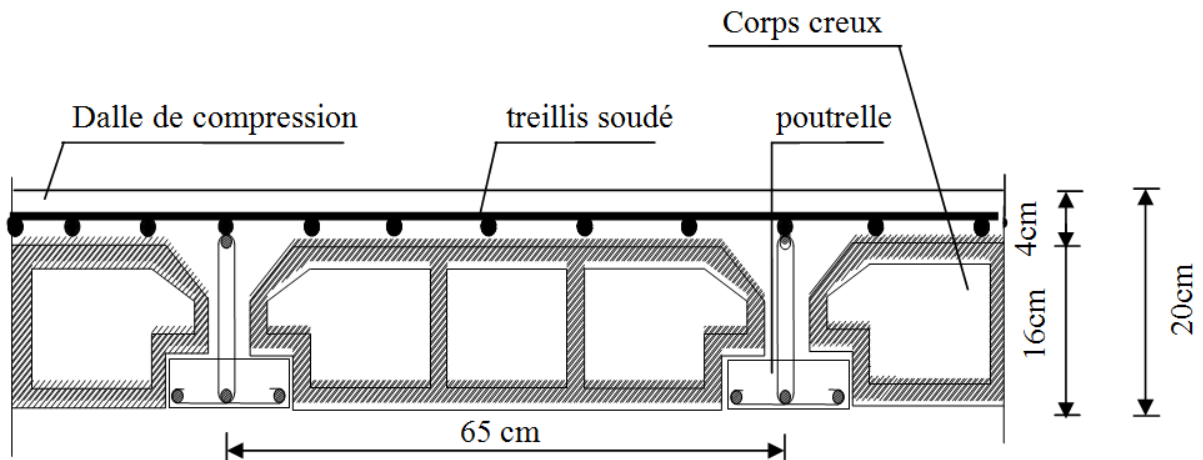


Figure. II-1) Coupe d'un plancher en corps creux

La hauteur du plancher est donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad (\text{BAEL 91, modifié 99 ; Art. B.6.5.1})$$

Avec : h_t : Hauteur du plancher.

L_{\max} : portée libre maximale de la plus grande travée.

$$L_{\max}=400-30=370\text{cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{370}{22,5} = 16,44\text{cm}$$

On prend : $h_t= 20\text{cm}$.

Donc on adopte un plancher de 20 cm d'épaisseur composé d'un corps creux de 16cm et d'une dalle de compression de 4 cm.

II.3. Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé ; qui assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles). Elles assurent aussi la fonction de chaînage des éléments.

Les dimensions des poutres sont définies en fonction de leurs portée L, Elles doivent respectées les conditions suivantes :

➤ D'après le RPA 99 (modifier 2003) [1]

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

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

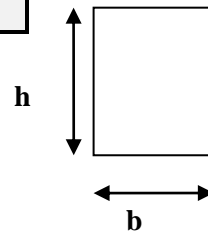


Figure. II-2) Section d'une poutre

- h : hauteur de la poutre,
- b : largeur de la poutre,
- L : portée maximum entre nus d'appuis ,

Coffrage minimum des poutres (RPA 99 Art 7.5.1)..... [2]

$$b \geq 20 \text{ cm} ; h \geq 30 \text{ cm} ; h/b < 4$$

❖ **Poutres principales (sens transversal) :**

Elles supportent des poutres secondaires, des poutrelles et elles se reposent sur des éléments porteurs.

Pour la hauteur h :

$$\frac{500 - 30}{15} \leq h \leq \frac{500 - 30}{10} \Rightarrow 31.33 \text{ cm} \leq h \leq 44 \text{ cm}$$

On prend : h = 40 cm.

Pour la largeur b :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \Rightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm.}$$

Pour des raisons de sécurité on prend : b = 30 cm

❖ **Poutres secondaires (sens longitudinal) :**

Elles assurent le chaînage, elles sont parallèles aux poutrelles. Leur rôle est de transmettre les charges aux poutres principales.

La hauteur h :

$$\frac{400 - 30}{15} \leq h \leq \frac{400 - 30}{10} \Rightarrow 24,66\text{cm} \leq h \leq 37\text{cm}$$

On prend : h = 35 cm.

La largeur b :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \Rightarrow 14\text{cm} \leq b \leq 24,5\text{cm}$$

Pour des raisons de sécurité on prend : b = 30cm

c) Vérification au coffrage selon RPA99 mod 2003/ Art7.5.1 (Zone de moyenne Sismicité II.a) :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après (Art7.5.1/RPA99 version2003)

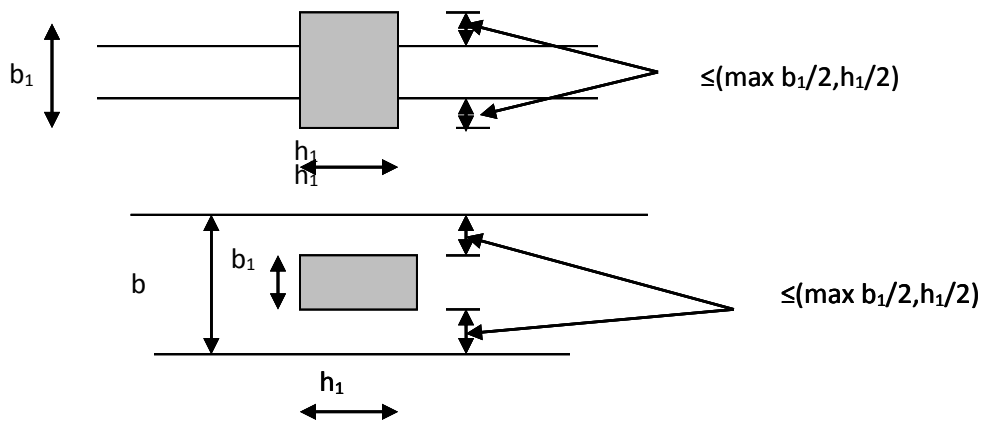


Figure II.3) : les dimensions à respecter pour les poutres

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \\ b_{\max} \leq 1,5h + b \end{array} \right.$$

Tableau II-1) Vérification de RPA :

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	40 cm	35 cm	OK
$b \geq 20 \text{ cm}$	30 cm	30 cm	OK
$h/b \leq 4$	1,33	1,16	OK
$b_{\max} \leq 1.5h+b$	$1.5(40) + 20 = 80 \text{ cm}$	$1.5(35) + 20 = 72,5 \text{ cm}$	OK

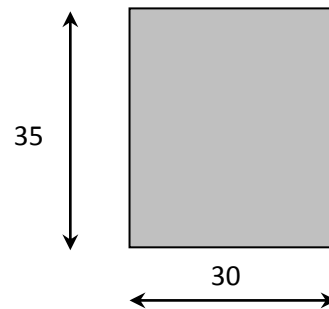
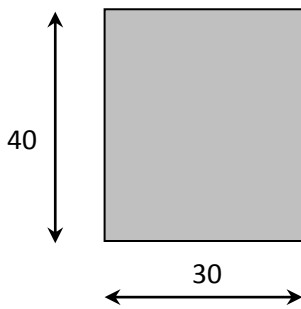


Figure II.4). : Dimensions de la poutre principale Figure II.5). : Dimension de la poutre secondaire

Conclusion :

Les conditions de RPA 99 version 2003 et de BAEL 91 sont vérifiées. Finalement on prend :

- La section des poutres principales est : (30x40) cm².
- La section des poutres secondaires est : (30x 35) cm².

II-4. Pré dimensionnement des voiles (RPA99/7.7.1) :

Les voiles sont des éléments en béton armé coulés sur place, ils sont destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'action des charges horizontales et d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.

Selon le RPA99 version 2003 Les voiles doivent avoir comme épaisseur minimale 15cm, cette épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la figure ci-dessous :

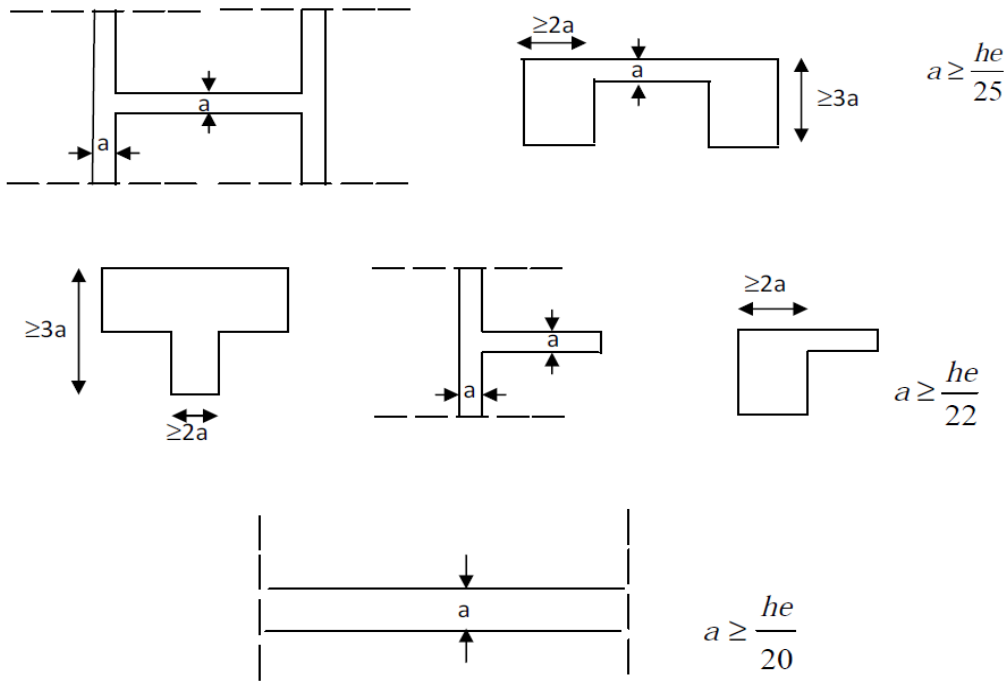


Figure II.4.1) : Coupe de voile en plan.

On a donc:

$$h_e = h - h_t$$

Tel que : h_t : épaisseur de la dalle.

h_e : hauteur du voile.

h : hauteur d'étage.

L'étage courant : $h_e = 306 - 20 = 286\text{cm}$

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

On prend $a = 20\text{ cm}$

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

Remarque :

Seuls les voiles vérifiant la condition $L \geq 4a$ participent au contreventement.

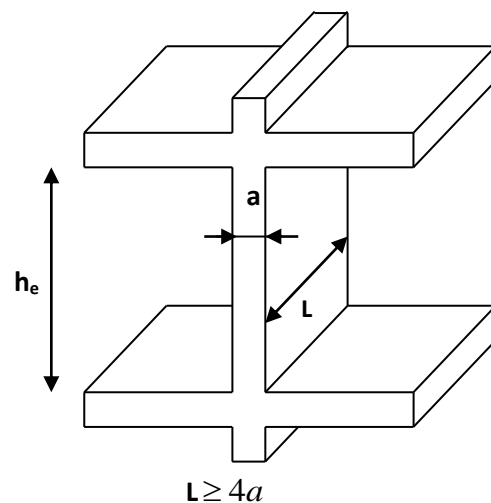


Figure II.4.2) : Coupe d'un voile en élévation

II-5. Détermination des charges et surcharges (DTR B.C 2.2) :

II-5.1. Charges permanentes :

On a la charge $G = \rho e$

ρ : C'est le poids volumique

e : L'épaisseur de l'élément

a) Plancher terrasse :(inaccessible) :

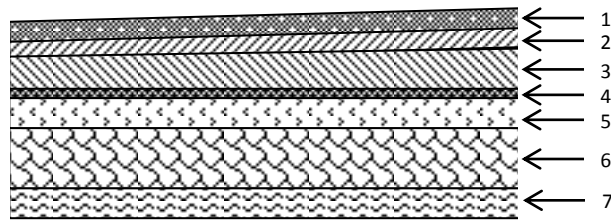


Figure II-5-1) Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible

01-Couche de gravier roulé (ep=5 cm).....	0,85 KN/m ²
02-Etanchéité multicouche (ep=2 cm).....	0,12 KN/m ²
03-Béton en forme de pente(ep=7 cm).....	1,54 KN/m ²
04-Pare vapeur (feuille polyane).....	0,01 KN/m ²
05-Isolation thermique(ep=4 cm).....	0,16 KN/m ²
06-Plancher à corps creux (16+4)	2,8 KN/m ²
07-Enduit sous plafond (ep=2 cm).....	0,20 KN/m ²
	G = 5,68 KN/m²

b) Plancher d'étage courant :

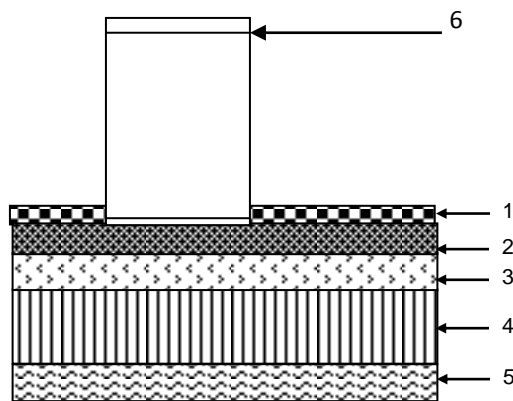


Figure II-5-2) Coupe transversale du plancher d'étage courant

01-Carrelage scellé (ep=2 cm).....	0,40 kN/m ²
02-Mortier de pose (ep=3 cm).....	0,60 kN/m ²
03-Couche de sable (ep=3 cm).....	0,66 kN/m ²
04-Dalle en corps creux (16+4) cm.....	2,8kN/m ²
05-Enduit en plâtre (ep=2 cm).....	0,20 kN/m ²
06-Cloison de séparation interne (ep=10cm).....	0,90 kN/m ²
	G = 5,56kN/m²

c) Les murs :

- Mur extérieur :

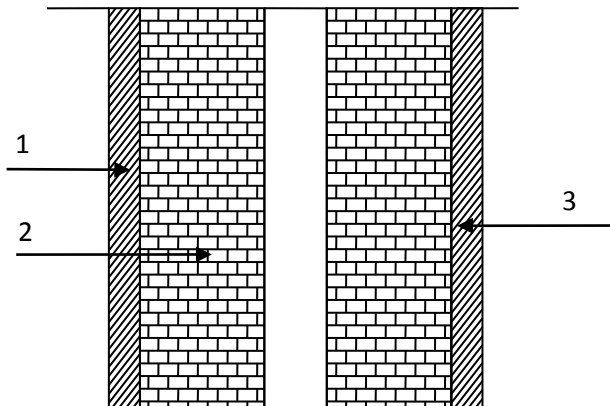


Figure II-5-3) Coupe transversale du mur double cloison

01-Mortier de ciment (ep=2 cm).....	0,36 kN/m ²
02-Brique creuse (ep=2X10 cm).....	1,80 kN/m ²
03-Enduit de plâtre (ep=2 cm).....	0,20 kN/m ²
	G = 2,36 kN/m²

- Mur intérieur :

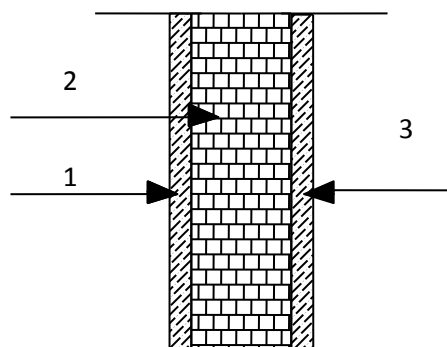


Figure II-5-4) Coupe transversale du mur en simple cloison

01- Enduit de plâtre (ep=2 cm).....	0,20 kN/m ²
02-Brique creuse(ep=10cm).....	0,90 kN/m ²
03-Enduit de plâtre(ep=2 cm).....	0,20 kN/m ²
<hr/>	
G = 1,30 kN/m²	

d) les balcons :



Figure II-5-5) Coupe transversale d'un balcon

1- Revêtement en carrelage (ep = 2cm).....	0,44kN/m ²
2- Mortier de pose (ep = 2cm).....	0,40kN/m ²
3- Couche de sable (ep = 2cm).....	0,36kN/m ²
4- Dalle en corps creux (ep = 16+4cm).....	2,8kN/m ²
5- Mortier de ciment (ep=2 cm).....	0,44kN/m ²
<hr/>	
G = 4,44kN/ m²	

e)l'acrotère :

calcul du poids propre de l'acrotère :

$$G = S \times \rho$$

$$G = [(0.7 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) - ((0.03 \times 0.1)/2)] \times 25$$

$$G = 1.887 \text{ KN/ml}$$

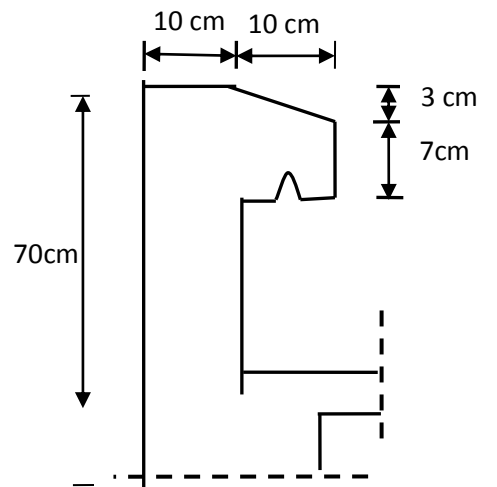


Figure II-5-6) schéma statique de l'acrotère

II.5.2 Les surcharge d’exploitation :

Les surcharges d’exploitation sont données par le DTR comme suit

- Plancher terrasse inaccessible..... Q =1,00 kN/m²
- Plancher étage courant : à usage d’habitation Q =1,50 kN/m²
- Plancher du RDC commerce Q= 5kN/m²
- L’acrotère..... Q=1,00 kN/ml
- L’escalier..... Q=2,50 kN/m²
- Balcons..... Q=3,50 kN/m²

II.6.prés dimensionnement des poteaux :

II.6.1.Introduction :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la descente de charges pour le poteau le plus sollicité.

Les poteaux sont pré dimensionnés à l’ELS en compression simple en supposant que seul le béton reprend l’effort normal Ns tel que : **Ns = G + Q**

La section transversale du poteau le plus sollicité est donnée par : **Ap = Ns/σ**

Avec : **σbc** : contrainte limite de service du béton en compression.

σbc = 0.6 fc28 = 15 MPa

Ns : effort normal maximal à la base du poteau déterminé par la descente de charge.

a) Poids propre des planchers :

Plancher	Surface d’influence S (m ²)	Charges G (KN/m ²)	Charges permanente du plancher P (KN)
Terrasse	17.4	5.68	98.83
Etage courant	17.4	5.56	96.74
Etage de RCD	15.21	5.28 ou 8.30	3×(1.85×2.35×3×5.28)+[1/2 (1.85×2.35)×8.30]=86.90

Tableau II.2 : Charges permanentes des planchers

b) Poids propre des poutres

Il y a deux type sont les suivantes :

Poutres	Charge permanente des poutres G (KN/m ²)	Charge permanente totale des poutres $P_{totale} = G_{PP} + G_{PS}$ (KN)
Poutres principales	$G = [0.30 \times 0.40 \times (5 - 0.30)] \times 25 = 14.1$	$P_{totale} = 14.1 + 9.71 = \mathbf{23.81}$
Poutres secondaires	$G = [0.30 \times 0.35 \times (4 - 0.30)] \times 25 = 9.71$	

Tableau II.3 : Charges permanentes des poutres

c) Poids propres des Poteaux

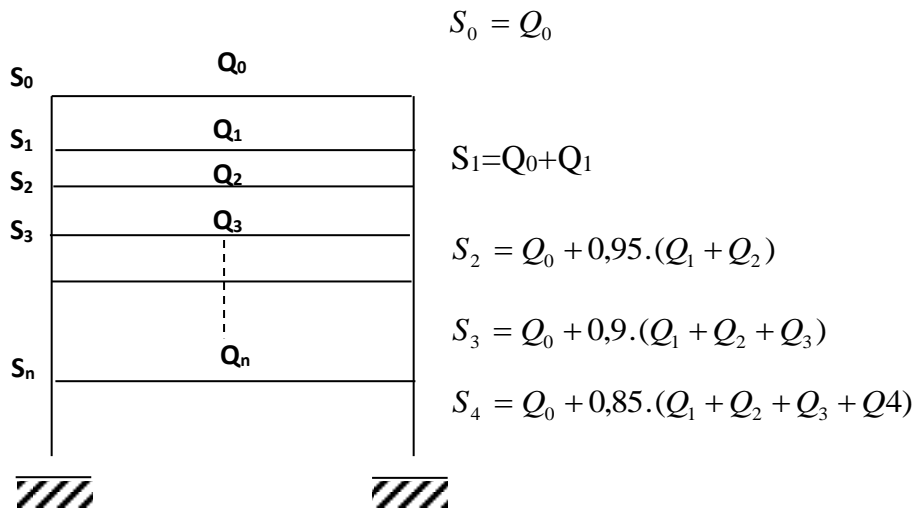
Poteaux	Charge permanente des poteaux G (KN)	Charge permanente totale des poteaux $P_{totale} = G_{PP} + G_{PS}$ (KN)
Poteau de RDC	$G = [0.25 \times 0.25 \times 4.5] \times 25 = 7.03$	$P_{totale} = 7.03 + 4.78 = 11.8$
Poteaux d'étages courants	$G = [0.25 \times 0.25 \times 3.06] \times 25 = 4.78$	

Tableau II.3) Charges permanentes des poteaux

II.6.3. Dégressions de charges d'exploitation :

Les règles du BAEL 91 exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, ou les occupations des divers peuvent être considérées comme indépendantes.

La loi de dégression est :



$$S_n = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n} \right) \cdot (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ pour } n \geq 5$$

- ✓ **Q0** : surcharge d'exploitation de la terrasse.
- ✓ **Qi** : surcharge d'exploitation de l'étage i.
- ✓ **N** : nombre de l'étage du haut vers le bas, pour $n \geq 5$

Avec :

$$Q_0 = 1,00 \times 17,4 = 17,4 \text{ KN}$$

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_8 = 1,5 \times 17,4 = 26,1 \text{ KN}$$

Coefficients de dégression des surcharges

Niveaux	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Coeff	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,687	0,66

Les surcharges cumulées

$$Q_0 = 17,4 \text{ KN}$$

$$Q_0 + Q_1 = 17,4 + 26,1 = 43,5 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 17,4 + 0,95(2 \times 26,1) = 67 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 17,4 + 0,90(3 \times 26,1) = 87,87 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 17,4 + 0,85(4 \times 26,1) = 106,14 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 17,4 + 0,80(5 \times 26,1) = 121,8 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 17,4 + 0,75(6 \times 26,1) = 134,85 \text{ KN}$$

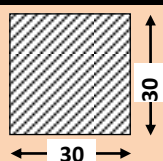
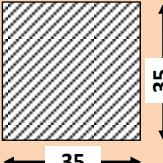


$$Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 17,4 + 0,71(7 \times 26,1) = 147,12 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,66(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 17,4 + 0,66(8 \times 26,1) = 161,47 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 17,4 + 0,66(9 \times 26,1) = 172,43 \text{ KN}$$

NIV	charges permanentes KN					Charges d'exploitations (KN)		efforts normaux	Section en cm ²	
	G plancher	G poutre	G poteau	G total	G cum	Q plancher	Q cum	N=Gc+Qc	$S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$	Section adopté en cm ²
09	98.83	23.81	0	122.64	122.64	17.4	17.4	140.04	93.36	(30x30)
08	96.74	23.81	4.78	125.33	247.97	26.1	69.6	317.57	211.71	(35x35)
07	96.74	23.81	4.78	125.33	373.3	26.1	95.7	469	312.66	(35x35)
06	96.74	23.81	4.78	125.33	498.63	26.1	121.8	620.43	413.62	(35x35)
05	96.74	23.81	4.78	125.33	623.96	26.1	147.9	798.86	532.57	(40x40)
04	96.74	23.81	4.78	125.33	749.29	26.1	174	923.29	615.52	(40x40)
03	96.74	23.81	4.78	125.33	874.62	26.1	200.1	1074.72	716.48	(40x40)
02	96.74	23.81	4.78	125.33	999.95	26.1	226.2	1226.15	817.43	(45x45)
01	96.74	23.81	4.78	125.33	1125.28	26.1	252.3	1377.58	918.38	(45x45)
RDC	86.90	23.81	7.03	117.74	1243.02	38.02	290.32	1533.34	1022.22	(45x45)

Tableau II.4 : récapitulatif de la descente de charge

Etages	Section transversale	Géométrie de la section
terrasse	900 cm ² .	
6, 7, 8	1225 cm ² .	
3, 4, 5	1600cm ² .	
RDC, 1, 2	2025cm ²	

Remarque :

Le tableau ci-dessus résume les sections adoptées pour les poteaux sur les différents niveaux.

Le choix des sections des poteaux s'effectue en tenant compte :

- des valeurs trouvées dans le tableau II-1.
- pour des raisons pratiques et une bonne répartition des armatures.

Afin d'avoir des sections qui résistent à d'éventuelles efforts dynamiques.

II.6.4 Vérifications :

- **Les conditions relatives au RPA 99 modifié 2003 (Art 7.4.1) :**

Pour la zone sismique IIa il faut vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{cases}$$

➤ **Pour (45x45) cm² (RDC, 1,2) :**

- $\text{Min}(45\text{cm}, 45\text{cm}) = 45\text{ cm} \geq 25\text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$
- $\text{Min}(45\text{cm}, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \geq 306/20 = 15.3\text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$
- $\text{Min}(45\text{cm}, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \geq 450/20 = 22.5\text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$
- $1/4 = 0, 25 \leq 45/45 = 1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV}$

➤ **Pour (40x40) cm² (étage courant 3, 4,5) :**

- $\text{Min}(40\text{cm}, 40\text{cm}) = 40\text{ cm} \geq 25\text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$
- $\text{Min}(40\text{cm}, 40\text{cm}) = 40\text{ cm} \geq 306/20 = 15.3\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$
- $1/4 \leq 40/40 = 1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV}$

➤ **Pour (35x35) cm² (étage 6, 7,68) :**

- $\text{Min}(35\text{cm}, 35\text{cm}) = 35\text{ cm} \geq 25\text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$
- $\text{Min}(35\text{cm}, 35\text{cm}) = 35\text{ cm} \geq 306/20 = 15.3\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$
- $1/4 \leq 35/35 = 1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV}$

➤ **Pour (30 × 30)cm²(terrasse):**

- $\text{Min}(30\text{cm}, 30\text{cm}) = 30\text{cm} \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$
- $\text{Min}(30\text{cm}, 30\text{cm}) = 30\text{ cm} \geq 306/20 = 15.3\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$
- $1/4 \leq 30/30 = 1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV}$

Conclusion :

Les sections des poteaux sont toutes carrées, les valeurs sont retenues car elles sont conformes aux exigences du **RPA99 version 2003**.

II.6.5) Vérification au flambement :

Lorsque un élément élancé (**poteau**) est soumis à un effort de compression ; il se produit un phénomène d'instabilité transversale (comportement analogue à celui d'une poutre fléchie) ; c'est le flambement.

Cette instabilité dépend de :

- ✓ La longueur de flambement.
- ✓ La section (caractéristiques géométriques).
- ✓ La nature des appuis.

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier la condition suivante :

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

λ : Elancement du poteau.

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

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

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

B : Section transversale du poteau ($B = h \times b$)

l_0 : Longueur d'un poteau entre faces supérieures de deux planchers consécutifs.

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

$$\lambda = 2.42 \frac{L_0}{b}$$

- **Poteau (30x30) cm² (terrasse):**..... $\lambda = 2.42 \times 3.06 / 0.30 = 24.68 < 50$
- **Poteau (35x35) cm² (étage 6, 7,8):**..... $\lambda = 2.42 \times 3.06 / 0.35 = 21.15 < 50$
- **Poteau (40x40) cm² (étage 3, 4,5):**..... $\lambda = 2.42 \times 3.06 / 0.40 = 18.51 < 50$
- **Poteau (45x45) cm² (RDC, 1,2):**..... $\lambda = 2.42 \times 4.5 / 0.45 = 24.2 < 50$

Conclusion :

La condition étant vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

Introduction :

Dans ce chapitre, nous ferons l'étude des éléments du bâtiment qui, contrairement aux poutres, poteaux et voiles qui participent à la fois à l'ensemble de la structure, peuvent être isolés et calculés séparément sous l'effet des seules charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément au règlement BAEL 91 modifié 99.

III. Calcul des éléments :**III.1. Calcul de l'acrotère :**

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme un écran évitant toute chute, elle sera calculée comme console encadrée au niveau de la poutre du plancher.

Le calcul des armatures se fera à l'ELU et la vérification à l'ELS pour une bande d'un mètre soumise à la flexion composée due au poids propre de l'acrotère « N » et d'une poussée latérale « Q » due à la main courante provoquant un moment de renversement « M_r ».

L'acrotère est exposé aux intempéries donc les fissurations sont préjudiciables

III.1.1. Dimension de l'acrotère :

Largeur : 100 cm ; Hauteur : 60 cm ; Epaisseur : 10 cm

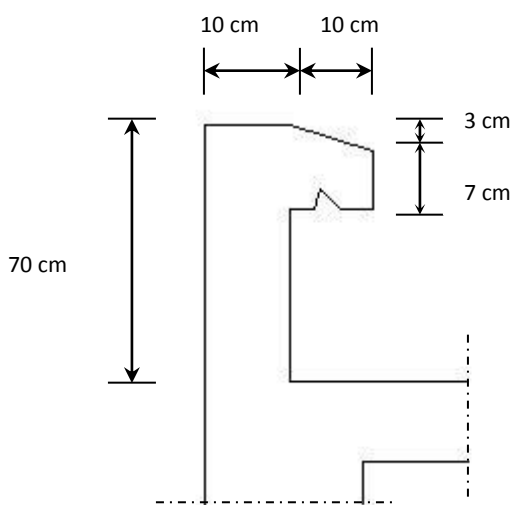


Figure III.1) Coupe transversale de l'acrotère

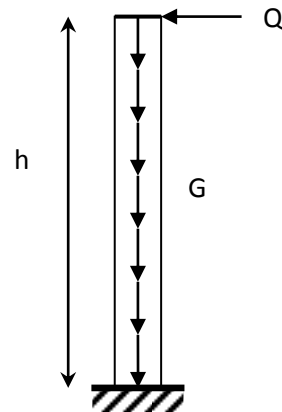


Figure III. 2) : Schéma statique

III.1.2. Calcul des sollicitations :

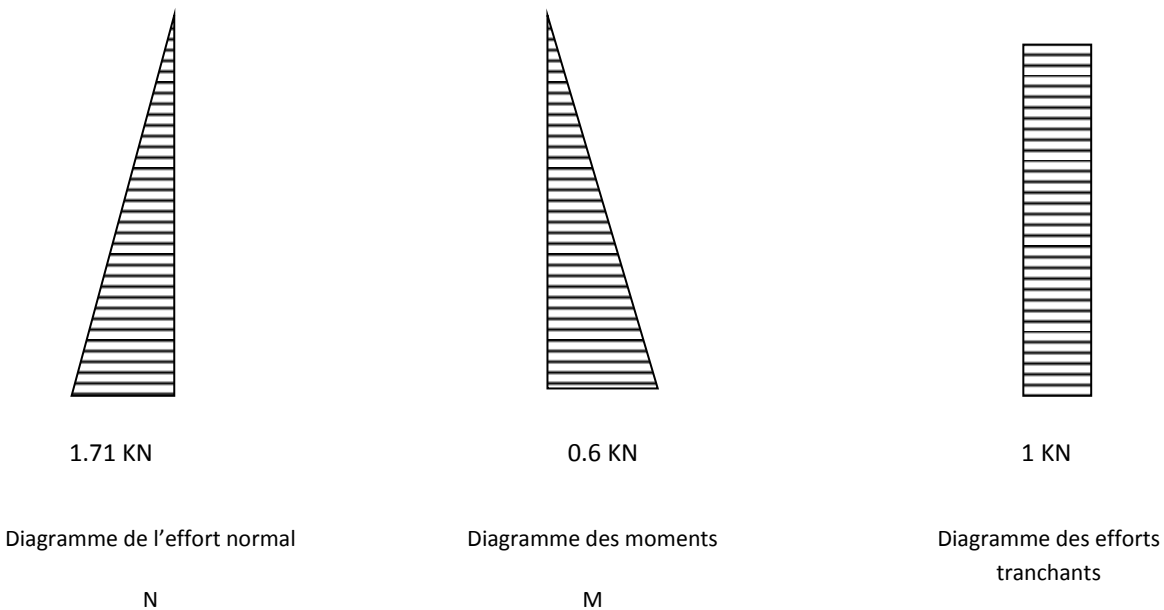
- Effort normal dû au poids propre : $G = \rho \times S \times 1ml$.

Avec : ρ : Masse volumique du béton.

S : Section transversale de l'acrotère.

$$G = 25 \left[0.7 \times 0.1 + 0.1 \times 0.07 + \frac{0.03 \times 0.1}{2} \right] = 1.96 \text{ KN} / \text{m}.$$

- Surcharge due à la poussée latérale Q : $Q = 1\text{KN} / \text{ml}$.
- Effort tranchant dû à la poussée latérale : $T = Q \times 1\text{ml} = 1\text{KN}$.
- Effort normal dû au poids propre G : $N_G = G \times 1 = 1.96\text{KN}$.
- Effort normal dû à la surcharge Q : $N_Q = 0$.
- Moment de renversement dû à G : $M_G = 0$.
- Moment de renversement dû à Q : $M_Q = Q \times h = 1 \times 0.7 = 0.7\text{KN.m}$.

Diagrammes :**Figure III.3) Diagrammes des efforts****III.1.4. Combinaisons de charges :**

❖ **A'ELU** : La combinaison de charge est : **$1.35 G + 1.5 Q$**

- Effort normal de compression :

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = 1.35 \times 1.96 + 0 = 2.64\text{KN}.$$

- Moment de renversement :

$$M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q = 0 + 1.5 \times 0.7 = 1.05\text{KN.m}.$$

❖ **A'ELS** :

La combinaison de charges est : **$G + Q$**

- Effort normal de compression :

$$N_s = N_G + N_Q = 1.96\text{KN}.$$

❖ Moment de renversement :

$$M_s = M_G + M_Q = 0.7 \text{ KN.m.}$$



III.1.5. Ferrailage :

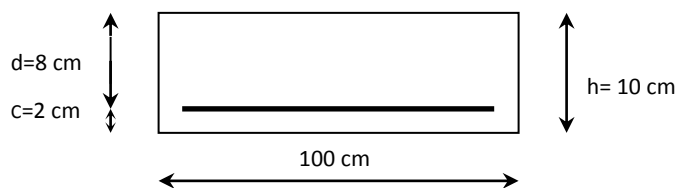
Le calcul se fera à l'ELU puis la vérification à l'ELS.

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

Donc, ça consiste en l'étude d'une section de béton rectangulaire soumise à la flexion composée.

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

III.1.6. Calcul à l'ELU :



❖ Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = e_u = \frac{1.05}{2.64} = 0.39 \text{ m} = 39 \text{ cm.}$$

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

39cm > 3cm

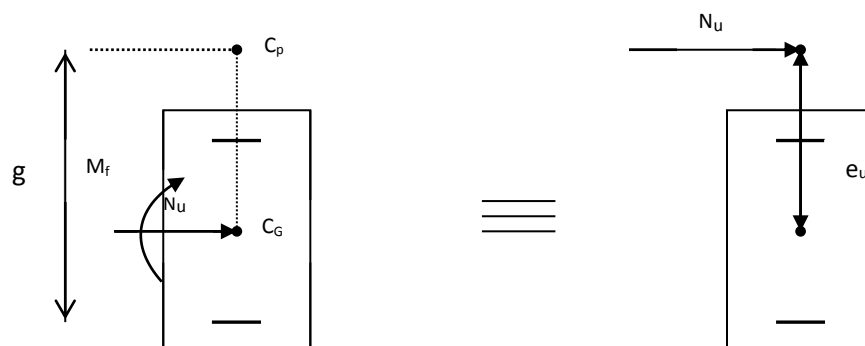


Figure III.4) section rectangulaire soumise à la flexion composée

Le centre de pression « c_p » se trouve à l'extérieur de la section limitée et l'effort normal (N) est un effort de compression. Section partiellement comprimée (SPC).

Donc la section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif « M_f » puis on se ramène à la flexion composée.

❖ **Calcul de la section d'armatures en flexion simple :**

➤ **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \cdot g \quad \text{Avec } g = e_u + 0.5h + C \quad \text{et } c \text{ C'est l'enrobage}$$

Avec : g distance entre « c_p » et le centre de gravité des armatures inférieures tendues.

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c = 39 + \frac{10}{2} - 2 = 42 \text{ cm.}$$

$$D'où : M_f = 2.64 \times 0.42 = 1.11 \text{ KN.m.}$$

➤ **Moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1.11 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.0122$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_b = 0.0122 < \mu_l = 0.392. \quad \Rightarrow \quad \text{Section simplement armé S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.0122 \Rightarrow \beta = 0.994.$$

➤ **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1.11 \times 10^3}{0.994 \times 8 \times 348} = 0.36 \text{ cm}^2.$$

❖ **Calcul de la section des armatures réelles en flexion composée :**

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} ; \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_u = 0.36 - \frac{2.64 \times 10}{348} = 0.29 \text{ cm}^2.$$

III.1.7. Vérifications à l'ELU :**❖ Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1/BAEL 91)**

Un élément est considéré non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de la première fissuration de la section droite.

• Armatures principales :

$$A_s \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.455 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d} \right]$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.7}{1.96} = 0.36 \text{ m} = 36 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 8 \times 2.1}{348} \left[\frac{36 - 0.455 \times 8}{36 - 0.185 \times 8} \right] = 1.04 \text{ cm}^2$$

D'où les armatures principales :

$$A_u = 0.28 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 1.04 \text{ cm}^2.$$

La condition étant non justifiée, on adoptera la section minimale d'armatures :

$$A = A_{\min} = 1.04 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Soit : } A_{\text{adoptée}} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.}$

• Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{\text{adoptée}}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Soit : } A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec un espacement : $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.}$

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement : (Art A.5.2.1/BAEL91)

La fissuration est préjudiciable, donc :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}, 4 \text{MPa} \right\} \text{ avec } \tau_U \text{ contrainte de cisaillement}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}, 4 \right\} = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \right\} = \min \{2.5; 4\} = 2.5 \text{MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}; \quad V_u : \text{effort tranchant} : V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{KN.}$$

$$\text{D'où : } \tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{100 \times 80} = 0.019 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.019 < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa.} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

❖ **Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3/BAEL91)**

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}; \quad f_{t28} = 2.1 \text{MPa}$$

ψ_s : Coefficient de scellement ; $\psi_s = 1.5$ (Acier de haute adhérence)

$$\text{D'où : } \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa.}$$

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

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des armatures.

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.05 \text{cm.}$$

$$\text{D'où : } \tau_{se} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 8 \times 10.05} = 0.21 \text{MPa}$$

$\tau_{se} = 0.21 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{MPa.} \Longrightarrow$ Condition vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement.

❖ **Espacement des barres :**

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

$$< \min \{3h; 33 \text{cm}\} = (3 \times 10 \text{cm}; 33 \text{cm}) = 30 \text{cm.}$$

\Longrightarrow Condition vérifiée.

Armatures de répartition : $S_t = 25 \text{cm.} < \min \{4h; 45 \text{cm}\} = 40 \text{cm.}$

\Longrightarrow Condition vérifiée.

❖ **Ancrage des barres verticales :**

La longueur de scellement droit est : $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$

Avec : $\bar{\tau}_s = 0.6(\psi_s)^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$.

D'où : $L_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.84} = 281.69 \text{ mm} = 28.17 \text{ cm}$

⇒ Soit : $L_s = 30 \text{ cm}$.

III.1.8. Vérification à L'E L S :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \quad \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte limite dans les aciers tendus.

❖ **Vérification des contraintes dans l'acier :** l'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable

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

Avec : $\rho_1 = \frac{100 \times A_u}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.25$

$$\rho_1 = 0.25 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0.912$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.7 \times 10^3}{0.920 \times 8 \times 2.01} = 47.32 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

Avec : $\eta = 1.6$ pour les Barres H.A

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \{266.6 ; 201.63\}$$

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

$\sigma_{st} = 47.32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad$ Condition vérifiée.

❖ Vérification des contraintes dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$$

On a : $\rho_1 = 0.25 \implies \beta_1 = 0,912 \implies K = 48.29$

$$\sigma_{bc} = \frac{47.32}{48.29} = 0.98MPa$$

$\sigma_{bc} = 0.84MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \implies$ Condition vérifiée

Donc il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé.

III.1.9. Vérification de l'acrotère au séisme : (Art 6.2.3 RPA99)

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

$$F_p = 4.A.C_p.W_p < Q \text{ avec } Q \text{ charge d'exploitation}$$

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas : A= 0.15 (Zone IIa, groupe d'usage2).

C_p : facteur des forces horizontales , C_p = 0.8.

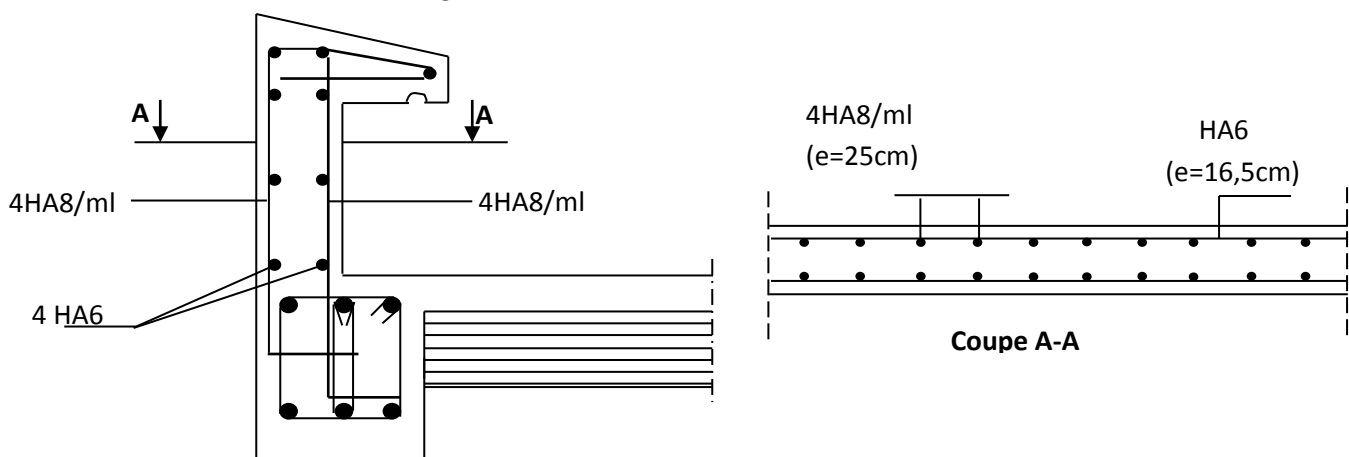
W_n : poids de l'acrotère, W_p = 1.96 KN/ml.

$$F_p = 4 \times 0.8 \times 0.15 \times 1.96 = 0.94KN/ml < Q = 1KN/ml.$$

III.1.6. Conclusion :

Condition vérifiée, donc l'acrotère est calculé avec un effort horizontal Q=1KN/ml supérieur à la force sismique, d'où le calcul au séisme est inutile. On adopte donc pour le ferrailage celui choisi précédemment.

Schémas de ferrailage de l'acrotère



III.2. Calcul des planchers :

Introduction :

Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité, le plancher à corps creux est d'épaisseur (16 + 4) avec une dalle de compression de 4 *cm*.

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles préfabriquées de section en T, elles assurent la fonction de portance ; la distance entre axes des poutrelles est de 65 *cm*.

- Remplissage en corps creux ; sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de 16 *cm*.

- Une dalle de compression en béton de 4 *cm* d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :

- Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
- Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées, notamment celles correspondantes aux cloisons.

III.2.1.calcul et Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 *cm* d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles seront au plus égales :

- 20 *cm* pour les armatures perpendiculaires aux nervures (poutrelles).
- 33 *cm* pour les armatures parallèles aux nervures (poutrelles).

Soit L : l'entraxe des poutrelles (l= : l'entraxe des poutrelles (L=65cm).

a) Calcul des armatures

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times l}{f_e} \quad \text{lorsque } (50 \text{ cm} \leq l \leq 80 \text{ cm}).$$

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \quad \text{lorsque } l \leq 50 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Soit : $A_{\perp} = 5T5 = 0.98 \text{ cm}^2$; avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

b Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{//} = 5T5 = 0.98 \text{ cm}^2$; avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension $(5 \times 5 \times 200 \times 200) \text{ mm}^2$.

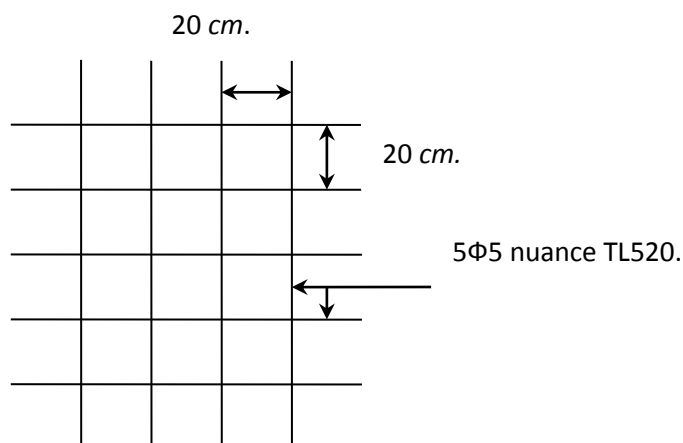


Figure III.2-1) Treillis soudés (200×200)

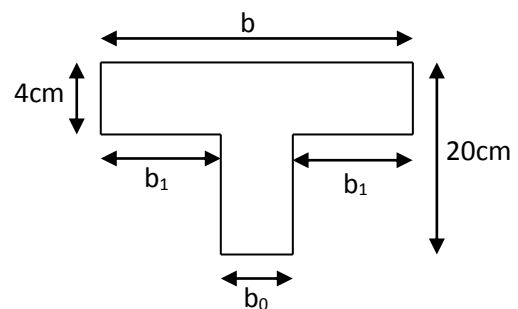
III-2-2) Calcul de largeur de la table de compression :

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{a}{2}. \\ b_1 \leq \frac{L}{10}. \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0. \end{cases}$$

Avec a : distance entre deux faces voisines de nervure.

L : portée libre entre nus de la poutre.

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{65-12}{2} = 26.5. \\ b_1 \leq \frac{370}{10} = 37. \\ 24 \leq b_1 \leq 32. \end{cases}$$



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

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

III-2-3) Calcul des poutrelles :

Dans ce qui suit, on s'intéressera à l'étude de la poutrelle du plancher le plus sollicité, c'est-à-dire celui qui supporte la plus grande charge d'exploitation (plancher du RDC) ; ce calcul se fera en deux étapes :

-Étape1: Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle sera considérée comme simplement appuyée à ces deux extrémités, elle doit supporter en plus de son poids propre la charge due à la main d'œuvre et le poids du corps creux.

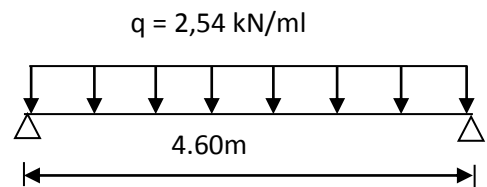
Chargement :

- Poids propre : $G = 0,05 \times 0,12 \times 25 = 0,15 \text{ kN/ml}$
- Poids du corps creux : $G' = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ kN/ml}$
- Poids total : $G_t = 0,15 + 0,62 = 0,77 \text{ KN/ml}$
- Poids de la main d'œuvre : $Q = 1 \text{ kN/ml}$

1) Ferrailage à l'ELU

La combinaison de charge à considérées est : $q = 1,35G_t + 1,5Q$

$$q = 1,35(0,15 + 0,62) + 1,5 \times 1 = 2,54 \text{ KN/ml}$$



- **Moment en travée :**

$$M_t = \frac{q l^2}{8} = \frac{2,54 \times (3,7)^2}{8} = 4,34 \text{ KN.}$$

$$M_t = 4,34 \text{ KNm.}$$

- **Effort tranchant sur appuis :**

$$T = \frac{q l}{2} = \frac{2,54 \times 3,7}{2} = 4,70 \text{ KN}$$

$$T = 4,70 \text{ KN}$$

- **Calcul des armatures :**

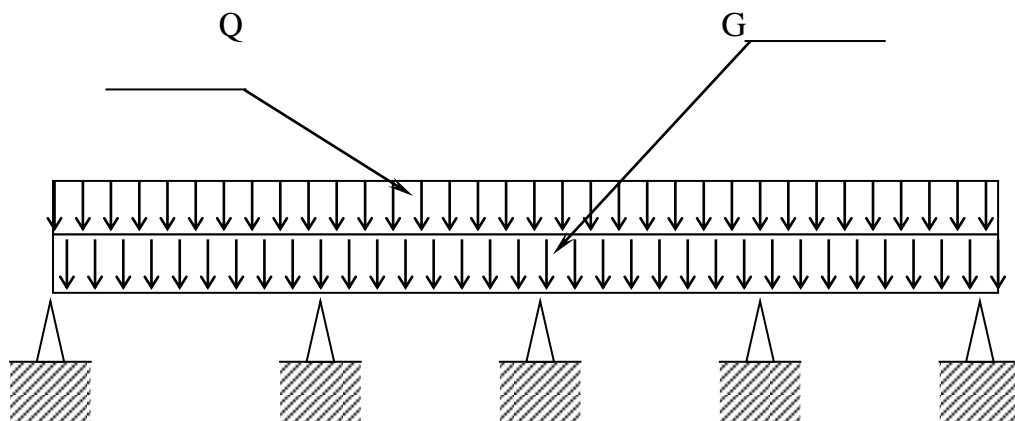
$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{4,70 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2} = 8,89 > \mu_r = 0,394 \Rightarrow \text{S.D.A}$$

NB : Vue la faible hauteur de la poutrelle par rapport à sa portée donc on est obligé de prévoir des étais intermédiaires, à fin d'aider les poutrelles à supporter les charges d'avant coulage ; ces étais sont généralement distant de 80 à 120cm.

-Etape2 : Après coulage de la dalle de compression :

Considérant notre poutrelle continue de section en Té, avec une inertie constante; reposant sur huit appuis, les appuis de rives seront considérés comme des semi encastrement, et les autres comme des appuis simples. La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge q .

On notera que la longueur de chaque travée est prise entre nus d'appuis.



III-2-4) Choix de la méthode de calcul :

a) **Méthode forfaitaire** : Condition d'application

1) La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois de la charge permanente ou à 5 KN/m^2

$$Q \leq \max \{ 2G ; 5 \text{ kN/m}^2 \}$$

$$Q = 2.5 \text{ kN/m}^2 < 2G = 10.56 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2) Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées.

⇒ Condition vérifiée

3) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

- $L_i/L_{i+1} = 370/370 = 1$
- $L_i/L_{i+1} = 370/270 = 1.37$

⇒ Conditions n'est pas vérifiées

Conclusion :

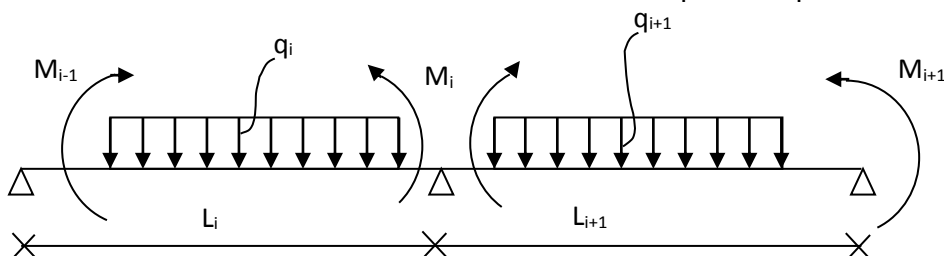
La méthode forfaitaire n'est pas applicable pour nos calculs alors le calcul se fera avec la méthode des trois moments.

III-2-4-1 Rappel sur la méthode des trois moments :

L'expression de cette méthode est donnée par les équations suivantes :

➤ Moments aux appuis :

$$M_{i-1} \cdot L_i + 2M_i(L_i + L_{i+1}) + M_{i+1} \cdot L_{i+1} = -\left(\frac{q_i \cdot L_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} \cdot L_{i+1}^3}{4}\right)$$



➤ **Moment en travées :**

$$M(X) = \mu(X) + M_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} X \rightarrow \text{Moment à l'abscisse X de la travée (i+1)}$$

$$\mu(X) = q \cdot \frac{L_i}{2} \cdot X - q \cdot \frac{X^2}{2}$$

M(X) prend la valeur maximale quand T(X) = 0

C'est-à-dire :
$$X = \frac{L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot L_i}$$

➤ **Efforts tranchants :**

$$T(X) = \frac{dM(X)}{dX} = \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} - q \cdot X + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

Pour X = i $\rightarrow T(i) = \frac{q \cdot L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$

Pour X = i + 1 $\rightarrow T(i+1) = \frac{-q \cdot L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$

➤ **Plancher**

- Poids de plancher : G = 5.28 x 0.65 = 3.43 KN/ml
- Surcharges d'exploitation Q = 5 x 0.65 = 3.25 KN/ml

• **Combinaison des charges :**

A L'ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 9.50$ KN/ml.

A L'ELS : $q_s = G + Q = 6.68$ KN/ml.

a) **Calcul des moments à l'ELU :**

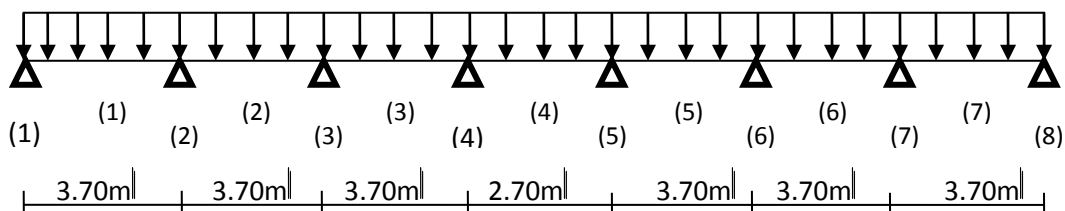


Schéma statique de la poutrelle.

On a une symétrie parfaite alors ; $M_1=M_8$; $M_2=M_7$; $M_3=M_6$; et $M_4=M_5$.

a-1-1) Moments aux appuis :

$$4 M_1 + M_2 = -65.03$$

$$M_1 + 4 M_2 + M_3 = -65.03$$

$$M_2 + 3.46 M_3 + 0.73 M_4 = -45.15$$

$$M_3 + 4.74 M_4 + 1.73 M_5 = -61.87$$

La résolution du système nous donne :

$$M_1 = M_8 = -13.54 \quad \text{KN.ml}$$

$$M_2 = M_7 = -10.87 \quad \text{KN.ml}$$

$$M_6 = M_3 = -8.02 \quad \text{KN.ml}$$

$$M_4 = M_5 = -8.81 \quad \text{KN.ml}$$

- Les moments calculés par la méthode des trios moments sont faits pour un matériau homogène, à cause de sa faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

❖ Augmentation de 1/3 pour le moment en travée.

❖ Diminution de 1/3 pour le moment aux appuis.

a-1-2) Moments corrigés aux appuis :

$$M_1 = M_8 = -9.03 \text{ KN.ml}$$

$$M_2 = M_7 = -7.24 \text{ KN.ml}$$

$$M_3 = M_6 = -5.34 \text{ KN.ml}$$

$$M_4 = M_5 = -5.87 \text{ KN.m}$$

a-1-3) En travées :

Travée (1-2) ; $x_1 = 2.57 \text{ m}$; $M_{\max} = 2.11 \text{ KN.m}$.

Travée (2-3) ; $x_2 = 2.62 \text{ m}$; $M_{\max} = 4.59 \text{ KN.m}$.

Travée (3-4) ; $x_3 = 1.64 \text{ m}$; $M_{\max} = 7.68 \text{ KN.m}$.

Travée (4-5) ; $x_4 = 1.35 \text{ m}$; $M_{\max} = -0.15 \text{ KN.m}$.

a-1-4) Moments corrigés en travées :

Travée (1-2) ; $x_1 = 2.57 \text{ m}$; $M_{\max} = 2.81 \text{ KN.m}$.

Travée (2-3) ; $x_2 = 2.62 \text{ m}$; $M_{\max} = 6.12 \text{ KN.m}$.

Travée (3-4) ; $x_3 = 1.64 \text{ m}$; $M_{\max} = 10.24 \text{ KN.m}$.

Travée (4-5) ; $x_4 = 1.35 \text{ m}$; $M_{\max} = -0.1 \text{ KN.m}$.

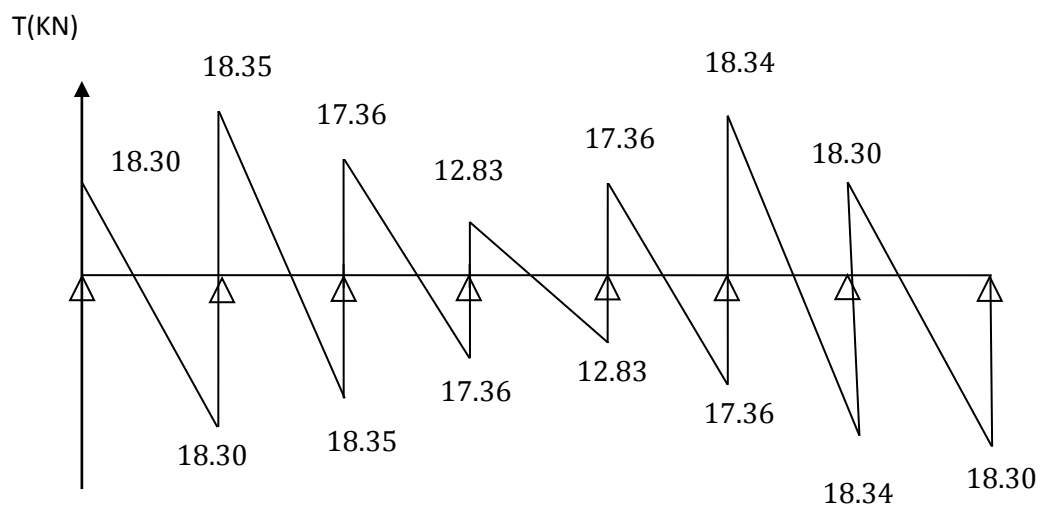
a-2) les efforts tranchants :

$$\text{Travée 1-2 : } \left\{ \begin{array}{l} T_w = 18.30 \text{ KN} \\ T_e = -18.30 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée 2-3 : } \left\{ \begin{array}{l} T_w = 18.35 \text{ KN} \\ T_e = -18.35 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée 3-4 : } \begin{cases} T_w = 17.36 \text{ KN} \\ T_e = -17.36 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée 4-5 : } \begin{cases} T_w = 12.83 \text{ KN} \\ T_e = -12.83 \text{ KN} \end{cases}$$



Le diagramme des efforts tranchants à l'ELU (en KN).

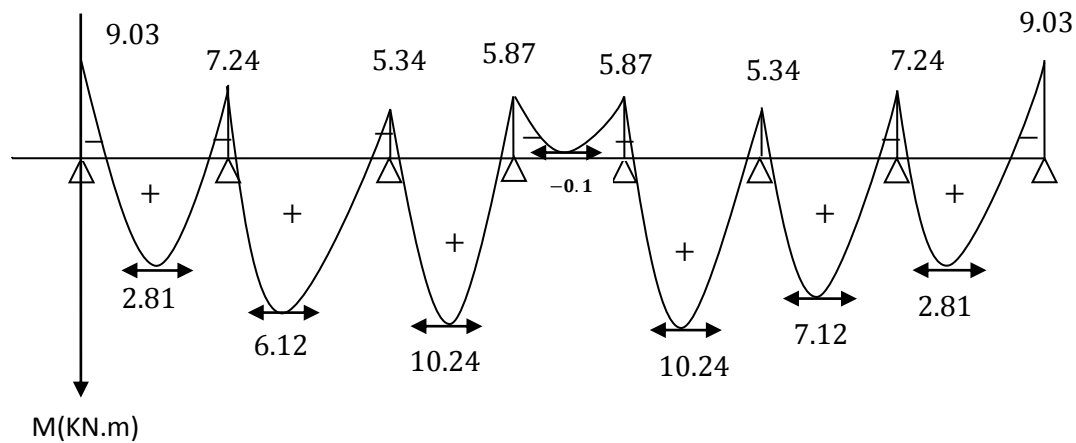


Diagramme des moments fléchissant e à l'ELU (en KN.m).

a-3) Calcul des armatures :

1-Armatures longitudinales :

❖ En travées :

Le moment maximal en travée

$$M_{\max}^t = 10.24 \text{ KN.m}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$$

$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

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

Le moment équilibré par la table de compression :

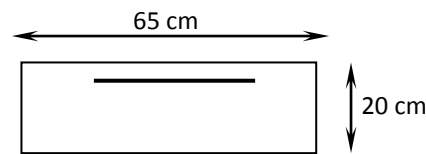
$$M = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 14.2 \times 10^3$$

$$M = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_{\max}^t < M \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression

Le calcul se fera pour une section rectangulaire (b,h)

$$\mu = \frac{M_{\max}^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10.24 \times 10^3}{65 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.034$$



$$\mu = 0.04 < 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.04 \rightarrow \beta = 0.998$$

$$A_{st} = \frac{M_{\max}^t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{10.24 \cdot 10^3}{0.998 \times 18 \times 348} = 1.63 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$

❖ Aux appuis :

Le moment maximal aux appuis

$$M_{\max}^t = 9.03 \text{ KN.m}$$

Puisque le béton tendu est négligé, on fait le calcul pour une section rectangulaire (b₀×h)

$$\mu = \frac{M_{\max}^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.03 \times 10^3}{65 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.030$$

$$\mu = 0.029 \rightarrow \beta = 0.9985$$

$$A^a = \frac{M'_{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{9.0.10^3}{.0.9985 \times 18 \times 348} = 1.44 \text{ cm}^2$$

Soit : $A^a = 2\text{HA}10 = 1.56 \text{ cm}^2$

2- Armatures transversales :

Leurs diamètres sont donnés par l'article ; A.7 .2.12 BAEL 91

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10} \right\}$$

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

On prend $\phi = 6 \text{ mm}$

ϕ_l : Diamètre maximal des armatures longitudinales

On choisi un cadre $\emptyset 6$ avec $A_t = 2\text{RL}6 = 0,56 \text{ cm}^2$

3- L'espacement entre cadre :

L'espacement est donné par l'article A 5 .1 BAEL 91

$$S_t = \min (S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{t1} \leq \min \{0,9 d ; 40 \text{ cm}\} = 16.2 \text{ cm} \\ S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot 0.4} = \frac{0.56 \times 235}{12 \times 0.4} = 27.41 \text{ cm} \\ S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{(\tau_u - 0.3 \times f_{c28}) \times 12} = \frac{0.8 \times 235 \times 0.56}{(0.8375 - 0.3 \times 2.1) \times 12} = 42.28 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Soit un espacement $S_t = 16 \text{ cm}$.

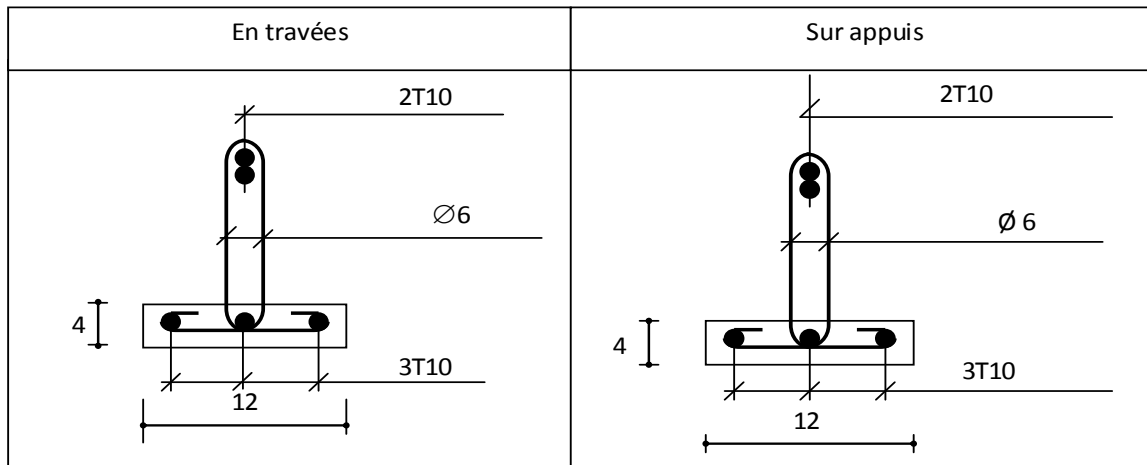


Figure (III.2.1) Ferrailages des poutrelles.

a-4) Vérification:

1. Vérification de la condition de non fragilité: (BAEL91/ Art A.4.2,1):

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

- **En travée:** $A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée
- **Aux appuis:** $A_u = 1,56 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

2. Vérification au cisaillement: (BAEL91/ Art A5.1,211)

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{18,34 \times 10}{18 \times 12} = 0,85$$

Fissuration non préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,13 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 2,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,85 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,17 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

3. Influence de l'effort tranchant sur le béton, (cote travée) (BAEL91/ ArtA 5.1,313):

$$\text{On doit vérifier que: } T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_d} \times a \times b_0$$

Avec:

$a = (0,9.d)$: Longueur d'appui de la bielle.

$$T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 18 \times 12 \times 10^{-1} = 129,6 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 18,34 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4. Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinale inférieures (BAEL91/

Art 5.1,313):

▪ **Au niveau de l'appui intermédiaire:**

$$T_{\max} + \frac{M_u}{0,9d} < 0$$

$$T_{\max} + \frac{M_u}{0,9 \times d} = 18,34 + \frac{-9,03}{0,9 \times 12 \times 10^{-2}} = -65,27 < 0$$

⇒ Les armatures longitudinales inférieures supplémentaire ne sont pas nécessaire

5. Vérification de l'adhérence (BAEL91/ Art 6.1,3):

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

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

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appuis le plus sollicité :

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times \pi \times 10 = 94,25 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{18,34 \times 10}{0,9 \times 18 \times 94,25} = 0,12 \text{ MPa}$$

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

6. Calcul des ancrages (BAEL91/ Art 6.1,21):

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\psi_s = 1,5 \quad (\text{HA})$$

$$\bar{\tau}_s = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit d'après les règles BAEL91

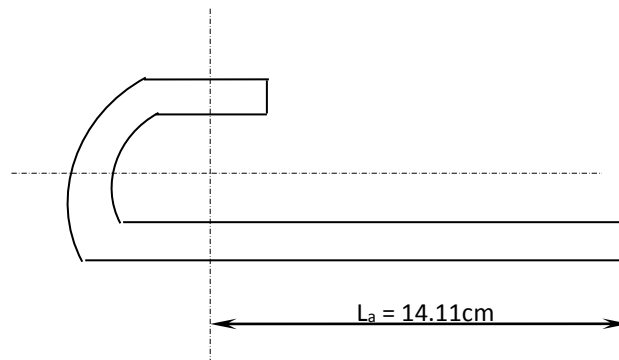
$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \phi = 10 \text{ mm} \quad , \quad L_s = 35,27 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91(article. A.6.1), admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée mesurée hors crochets est au moins égale à $0,4L_s$ pour les aciers à HA.

$$L_a = 0,4 L_s = 14,11 \text{ cm}$$

L_a : Longueur hors crochets normaux adoptés.



a-5) Vérification à L'ELS :

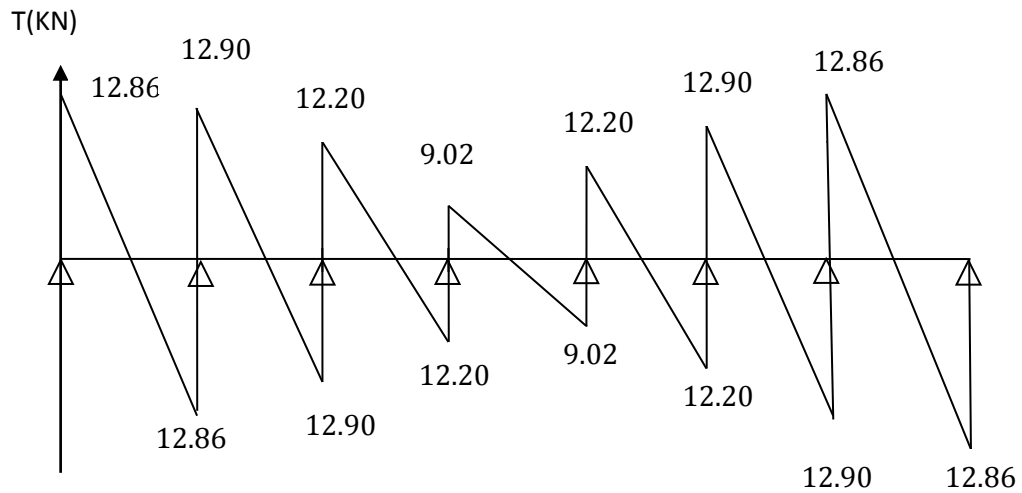
Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, ce qui est le cas pour nos poutrelles, pour obtenir les valeurs à L'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à L'ELU par le coefficient q_s/q_u

$$q_s = G + Q = 6,68 \text{ KN/ml.}$$

$$q_u = 9,50 \text{ KN/ml.}$$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{6,68}{9,50} = 0,703$$

Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELS :



Le diagramme des efforts tranchants à l'ELS (en KN).

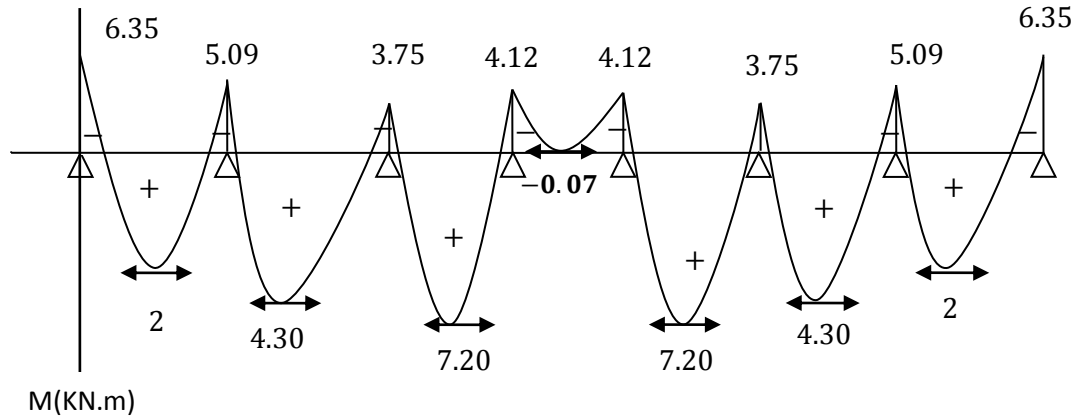


Diagramme des moments fléchissant e à l'ELS (en KN.m).

1. Vérification de la résistance à la compression du béton :

➤ Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.088 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.8565 \\ K_1 = 19.84 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_a^{sh}}{\beta_1 \times d \times A}$$

Avec $M_a^{sh} = 6.35$

$$\sigma_s = \frac{6.35 \times 10^3}{0.8565 \times 18 \times 2.35} = 175.27 \text{ MPa}$$

La contrainte dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

La contrainte dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{175.27}{19.84} = 8.83 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 8.83 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

➤ En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.088 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.8565 \\ K_1 = 19.84 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{sh}}{\beta_1 \times d \times A}$$

Avec : $M_t^{sh} = 7.20 \text{ KN.m}$

$$\sigma_s = \frac{7.2 \times 10^3}{0.8565 \times 18 \times 2.35} = 198.73 \text{ MPa}$$

La contrainte dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{198.73}{19.84} = 10.02 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 10.02 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée

2. Etat limite d'ouverture des fissures :

Nous avons une fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune vérification n'est nécessaire.

3. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si :

$$1) \frac{h}{l} > \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{l} > \frac{1}{10} \times \frac{M_t^s}{M_0}$$

$$3) \frac{A}{b_0 \times d} < \frac{4,2}{f_e}$$

h : hauteur de la section droite.

l : longueur de la travée entre nus d'appuis.

d : hauteur utile de la section droite.

b_0 : longueur de la nervure.

M_0 : le moment fléchissant maximum de la travée supposé indépendante et reposant sur deux appuis libre.

M_t : moment fléchissant maximum en travée.

$$\text{Nous avons : } \frac{h}{l} = \frac{20}{370} = 0,054 < \frac{1}{16} = 0,0625$$

Donc la première condition n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est obligatoire.

4. Calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différée ($E_v = 10818,865$ MPa)

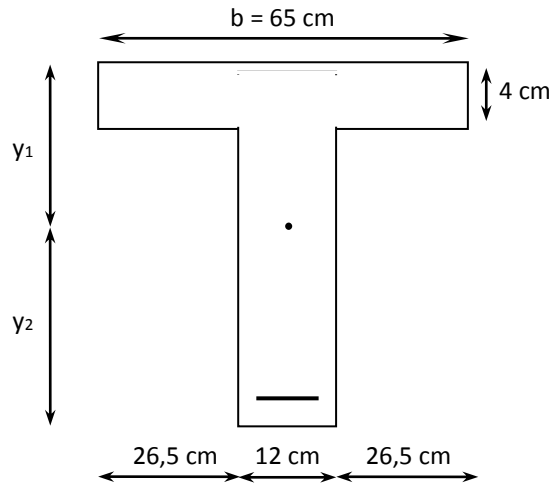
I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie totale de la section homogène

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0\right) ; \lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b}\right) \times \rho}$$

Avec : ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure



Calcul des paramètres :

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

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

$$S_{xx'} = 3458.5 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = (b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + (15 \times A_t)$$

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 2.35) = 487.25 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.10 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.10 = 12.90 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = 20003.24 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.011 \Rightarrow \beta = 0.9815$$

La contrainte dans les aciers tendus est $\sigma_s = 173.421 \text{ MPa}$

🚦 **Calcul des coefficients :**

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0.011 \times 173.421 + 2,1} ; 0\right) = 0.622$$

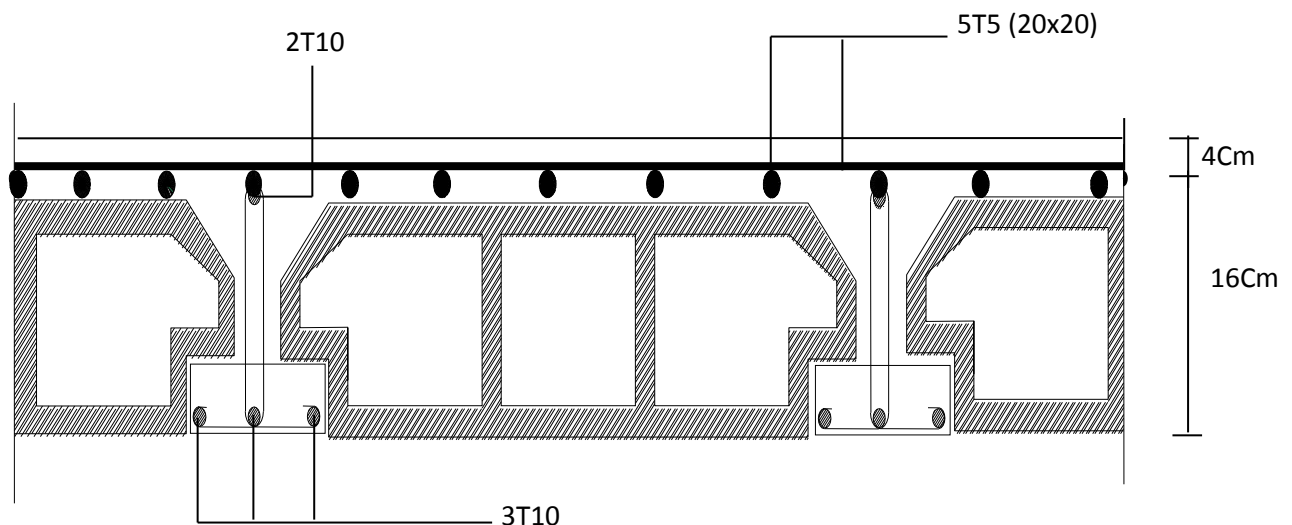
$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0.011} = 1.50$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 20003.24}{1 + (0.622 \times 1.50)} = 11383.12 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{7.20 \times 10^6 \times (3700)^2}{10 \times 10818,865 \times 11383.12 \times 10^4} = 7.32 \text{ mm}$$

$$f = \frac{L}{500} = \frac{3700}{500} = 7.4 \text{ mm}$$

$f < \bar{f} \Rightarrow$ La flèche est vérifiée



Plan de ferrailage du plancher

III.3.Escaliers

Succession de gradins permettant le passage a pied entre les différents niveaux d'un bâtiment un escalier contient également des paliers de pose.

La distance à parcourir avant d'atteindre un palier de pose ne doit pas dépasser les 25m, cela pour éviter la fatigue des usagers.

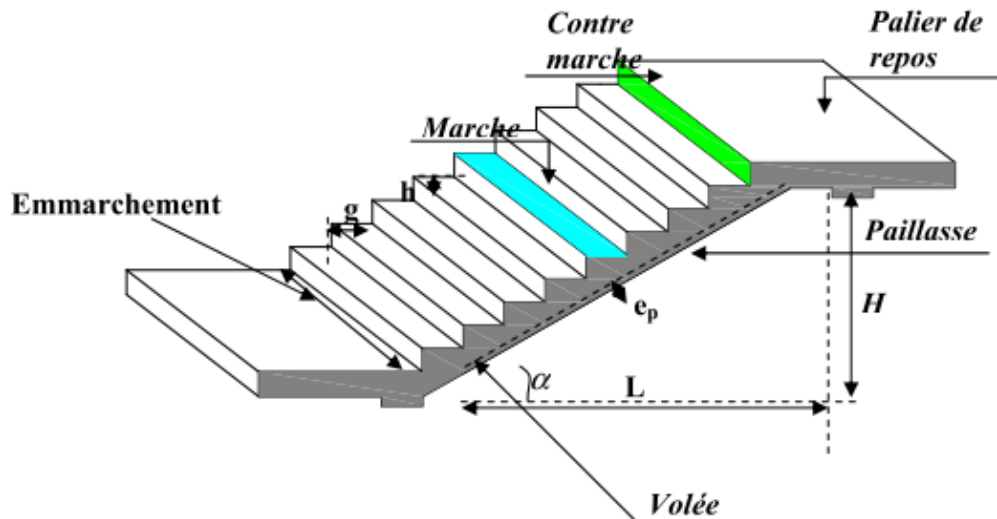


Figure.III.3.1

III.3.1) Terminologie

Caractéristiques dimensionnelles

a) La marche

Est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.....

b) La contre marche

Est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.

c) La hauteur de la contre marche(h)

Est la différence de niveau entre deux marches successives ; valeurs courantes de 16,5 à 17,5.

d) Le giron (g)

Est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ; il y a une valeur constante, de 28cm au minimum .un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLANDEL

$$0,59 \leq g+2H \leq 0,64$$

e) La volée

La partie d'escalier comportant une suite interrompue de marches égales située entre deux paliers successifs. Une volée ne doit pas comprendre plus de 22 marches. La pente d'inclinaisons doit être si possible égale pour toutes les volées d'un escalier, en tout cas constante pour chaque volée

f) Un palier :

Est la plate-forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires.

g) L'emmarchement :

Représente la largeur de la marche.

n : nombre de contre marches

n-1 : nombre de marches

e_p : épaisseur de la paillasse

Dans notre cas on dispose deux types d'escaliers

- Escalier a palier intermédiaire pour les étages courants.
- Escalier balancé pour le RDC.

III.3. 2) Pré dimensionnement de l'escalier

a) Pré dimensionnement de l'escalier de l'étage courant :

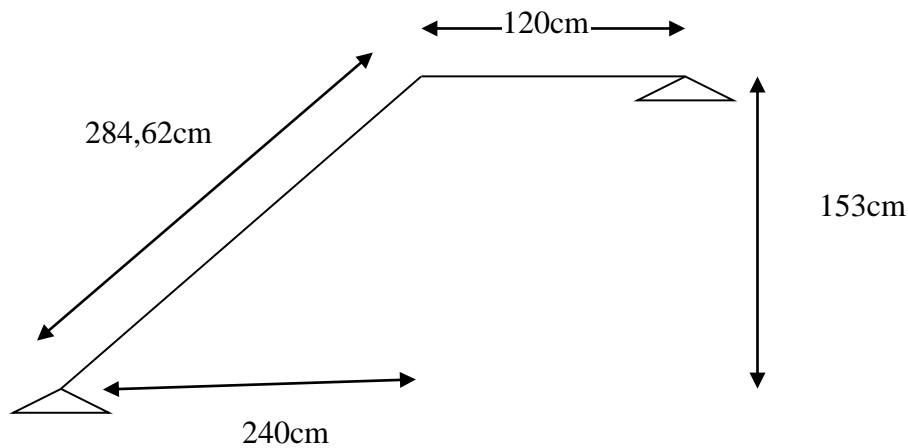


Schéma statique

On prend compte des dimensions déjà calculées sur le plan pour le confort, on vérifie la condition de BLONDEL, qui permet de pré dimensionnement convenablement notre escalier

$$0,59 \leq g+2H \leq 0,64$$

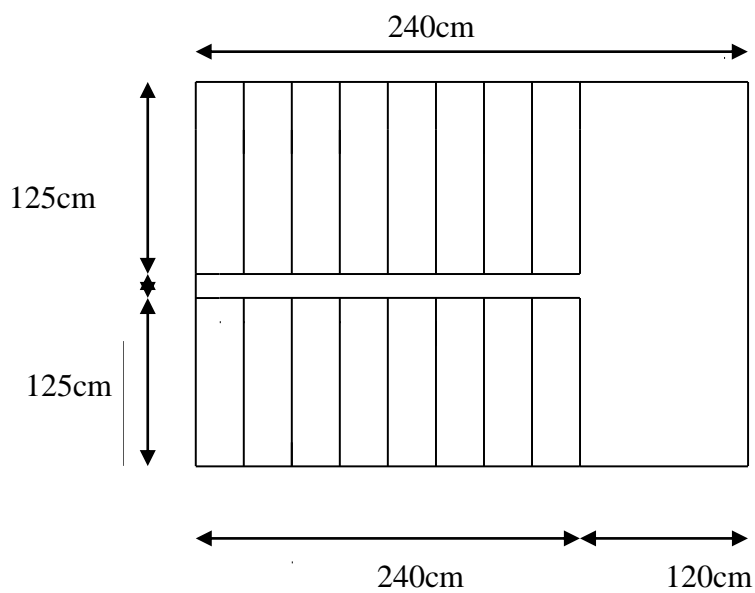
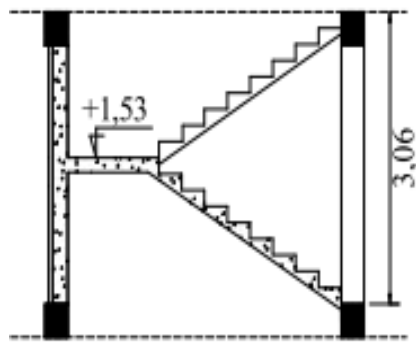
➤ Nombre de contre marche : si $g=0$ $14 \leq h \leq 20$ On prend hauteur des marches $h = 17$ cm

➤ H : la hauteur total de l'étage courant

$$N = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$$

➤ Soit 9 marches par volée et un palier intermédiaire

➤ Nombre de marche par volée est $m = n-1 = 9-1 = 8$ marches



$$0,59 \leq g + 2.17 \leq 0,64$$

$$0,25 \leq g \leq 0,3$$

Soit $g = 30 \text{ cm}$

59cm ~~_____~~ \Rightarrow Condition vérifiée.

Les escaliers sont à 2 volés et palier intermédiaire d ou chaque volé est caractériser par :

- ◆ $h = 17\text{cm}$
- ◆ $n = 9$ contre marches
- ◆ $m = 8$ marches
- ◆ $g = 30 \text{ cm}$
- ◆ l emmarchement est de 125cm

III.3.3) Pré dimensionnement de la paillasse et du palier

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur les deux cotés et dont l'épaisseur doit vérifier :

$$\frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20} \quad L_0 : \text{longueur de la paillasse.}$$

$$L_0 = L_P + L_V$$

$$h = 17.9 = 153\text{cm}$$

$$L_{vp} = 30.8 = 240\text{cm}$$

$$n \text{ a: } \text{Tang } \alpha = \frac{h}{L} = \frac{153}{240} = 0,6375 \Rightarrow \alpha = 32,52$$



$$L = 120 + 284,62$$

$$L = 404,62$$

$$\frac{404,62}{30} \leq e \leq \frac{404,62}{20}$$

$$13,48 \leq e_p \leq 20,231$$

$$\text{Soit } e_p = 17\text{cm}$$

III.3.4) Détermination des sollicitations de calcul

Le calcul se fera en flexion simple pour un 1m linéaire et une bande de 1m de projection horizontal considérant la paillasse comme une poutre semi encastrée aux endroits des deux paliers vus que les contraintes développée par l'effort normal et par l'effort tranchant sont très faibles.

MATERIAUX	POIDS VOLUMIQUE (KN/M ³)	EPAISSEUR (M)		G (KN/M ²)	
		Paillasse	Palier	Paillasse	Palier
Carrelage	20	0,02	0,02	0,4	0,4
Mortier de pose	20	0,02	0,02	0,40	0,40
Lit de sable	18	0,02	0,02	0,36	0,36
Marche	22	0,085(1)	/	1,87	/
Dalle en BA	25	0,17(2)	0,2	5,04	4,25
Enduit ciment	18	0,02	0,02	0,36	0,36
Gardes corps métallique	/	/	/	0,6	/
TOTAL				9,03	5,77

(1)Epaisseur des marches = 0,17/2

(2)Epaisseur de paillasse = 0,17/cos32.52

➤ **Charge d'exploitation : $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$** d'après le DTR 7.2.1

Combinaison des charges

à l'ELU

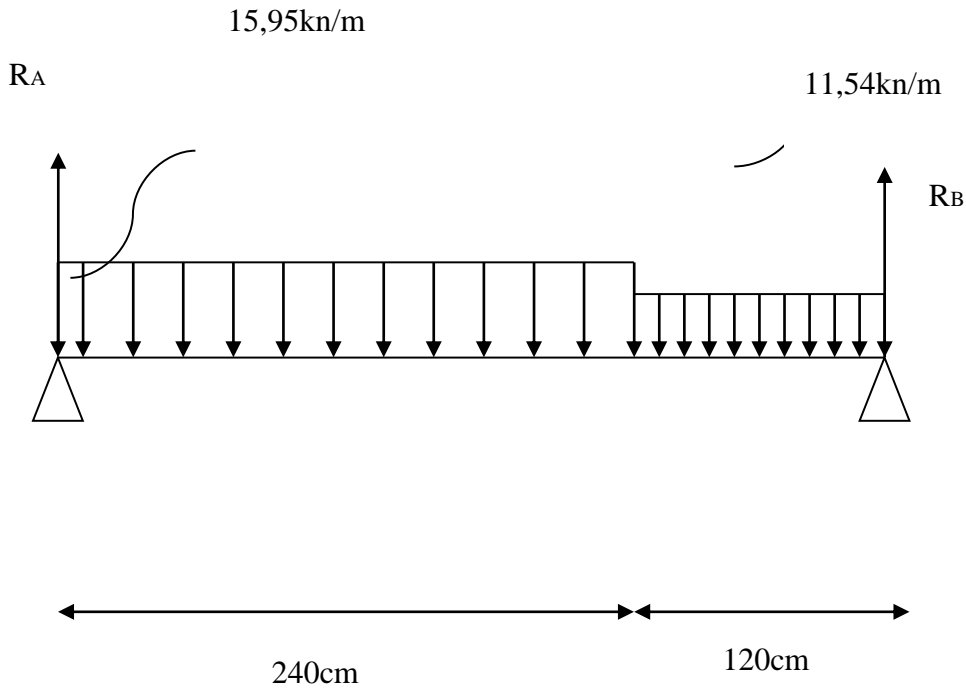
$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 1,35G + 1,5Q \\ q_u = (1,35 \cdot 9,03 + 1,5 \cdot 2,5) \text{ 1m} \quad \text{pour le paillasse} \\ q_u = 15,95 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

À l'ELS

$$\left\{ \begin{array}{l} q_s = 1,35 \cdot 5,77 + 1,5 \cdot 2,5 = 11,54 \text{ KN/m pour le palier} \\ q_s = (9,03 + 2,5) \text{ 1m} = 11,53 \text{ KN/m pour le paillas} \\ q_s = (5,77 + 2,5) \text{ 1m} = 8,27 \text{ KN/m pour le palier} \end{array} \right.$$

III.3.5) Calcul à l'état limite

a) Calcul à l'ELU



~~$R_A + R_B = 2,4 \times 15,95 + 1,2 \times 11,54 = 52,128 \text{ KN/ml}$~~

$R_A + R_B = 2,4 \times 15,95 + 1,2 \times 11,54 = 52,128 \text{ KN/ml}$

$R_A + R_B = 52,128 \text{ KN/ml}$

~~$\sum M/A = 0$~~

~~R_B~~

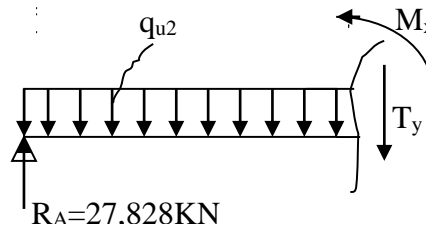
$R_B = \frac{45,936 + 41,544}{3,6} = \frac{87,48}{3,6} = 24,3 \text{ KN}$

$R_A = 52,128 - 24,3 = 27,828 \text{ KN}$

$R_B = 24,3 \text{ KN}$

a.1) Calcul des efforts tranchant et moment fléchissant

$0 \leq x \leq 2,4$



$T(x) = 27,828 - 15,95x$

~~$T(x) = 27,828 - 15,95x$~~

$T(x=2,4) = 27,828 - 15,95 \times 2,4 = 27,828 - 37,296 = -10,452 \text{ KN.}$

~~$T(x) = 27,828 - 15,95x$~~

$X = 1,744\text{m} \quad , \quad 1,744 \in [0 ; 2,4].$

a.2) Calcul de moment fléchissant

$M(x) = R_A X - q_{u2} \frac{x^2}{2} = 27,828 \cdot x - \frac{15,95}{2} x^2$

$M(x) = 27,828x - 7,975x^2.$

$\begin{cases} x = 0 & , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m.} \\ x = 2,4 & , \quad M(x=2,4) = 20,8512 \text{ KN.m} \end{cases}$

$M_{\max} = M(x=1,744) = 27,828 \times 1,744 - 7,975(1,744)^2 = 24,28 \text{ KN.m}$

$M_{\max} = 24,28 \text{ KN.m.}$

Tronçon 2 : $0 \leq x \leq 1,2$

$\sum f = 0 \longrightarrow R_B - P_2 + T_2 = 0$


$T_2 = P_2 - R_B \longrightarrow T_2 = 11,54x - 24,3$

$\sum M = 0 \longrightarrow M + P_2 \cdot x/2 - R_B \cdot x = 0$

$$M(x) = R_B X - q_{u2} \frac{x^2}{2} = 24,3 \cdot x - 11,54x^2 / 2$$

$$M(x) = 24,3x - 5,77x^2$$

$$\begin{cases} x = 0 & , & M(x=0) = 0 \text{ KN.m.} \\ x = 1,2 & , & M(x=1,2) = 20,8512 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_2 = 11,54x - 24,3 = 0 & \longrightarrow \text{Diagramme de la poutre} \\ T(x) = 0 \Rightarrow x = 2,105, & x \notin [0, 1,2]. \end{cases}$$


On peut résumer les efforts internes qui réagissent dans la poutre comme suit :

$$\begin{array}{ll} 0 \leq x \leq 2,4 & x = 0 & T_1 = 27,828 \text{ KN} & M_1 = 0 \text{ KN.M} \\ & x = 2,4 & T_1 = -10,452 \text{ KN} & M_1 = 20,851 \text{ KN.M} \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} 0 \leq x \leq 1,2 & x = 0 & T_2 = -24,3 \text{ KN} & M_1 = 0 \text{ KN.M} \\ & x = 1,2 & T_2 = -10,452 \text{ KN} & M_2 = 20,8512 \text{ KN.M} \end{array}$$

➤ Remarque

Afin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment $M_{u_{max}}$ au niveau des appuis et en travée.

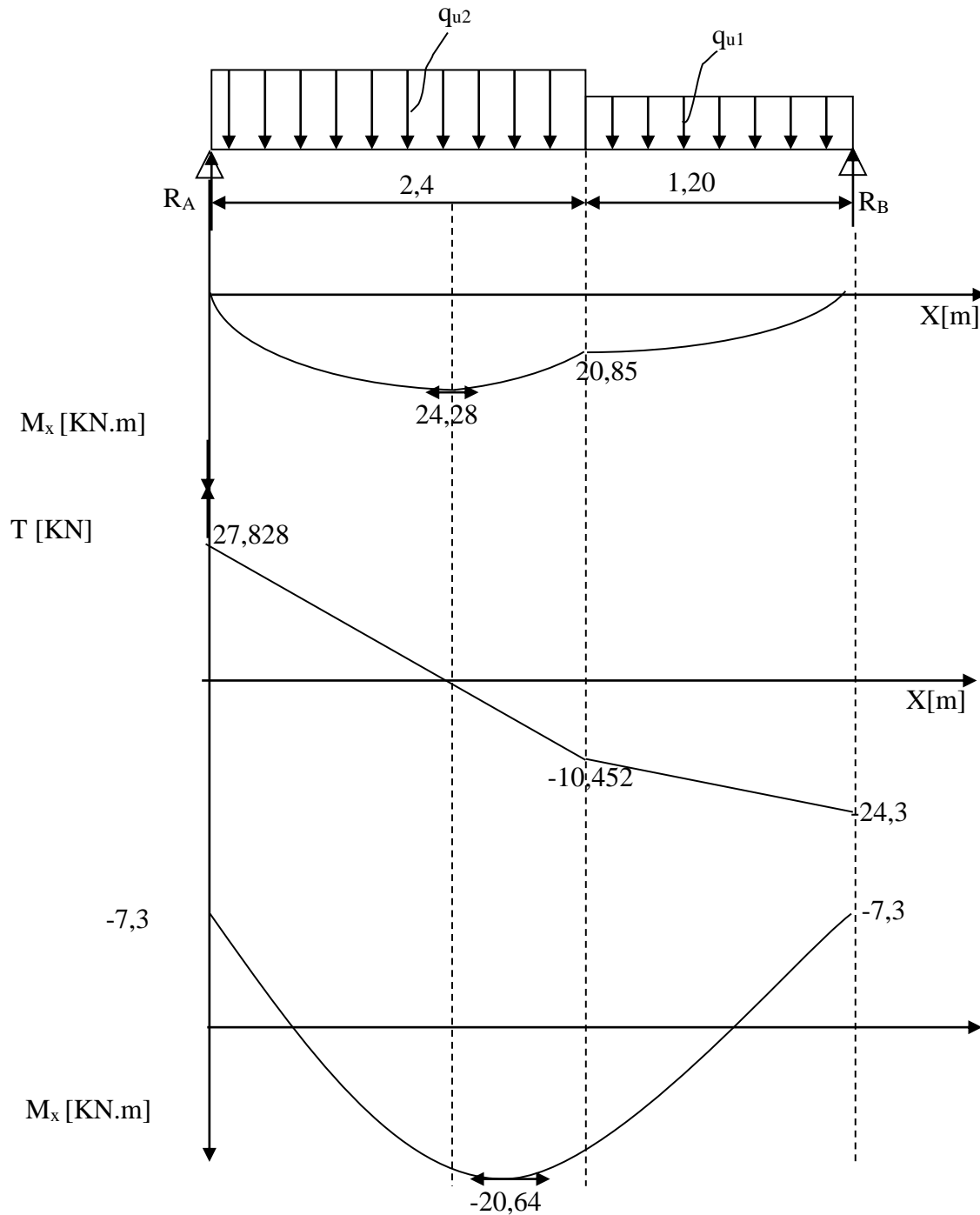
Le moment aux appuis :

$$M_{u \text{ app}} = (0,3) M_{u_{max}} = (-0,3) \times 24,28 = -7,3 \text{ KN.m}$$

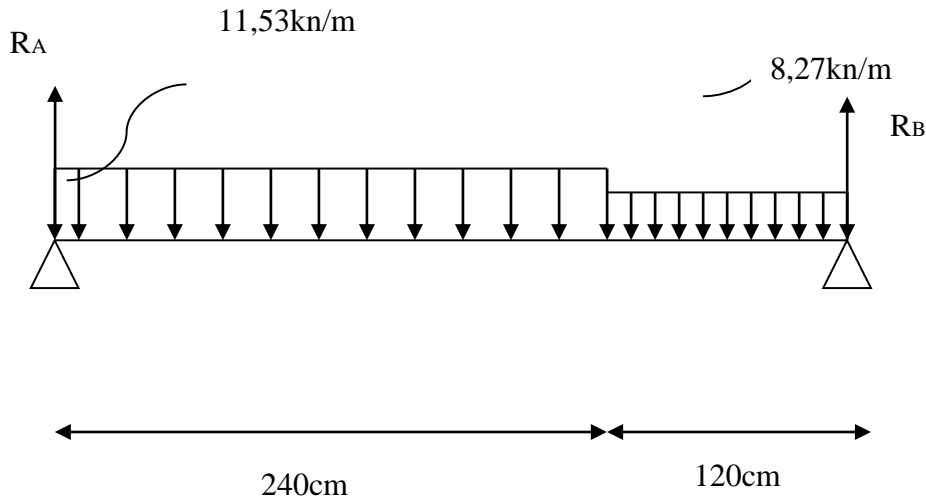
Le moment en travée :

$$M_{ut} = (0,85) M_{u_{max}} = (0,85) \times 24,28 = 20,64 \text{ KN.m}$$

➤ Diagramme des sollicitations à l'ELU



b) Calcule A L'ELS



~~XXXXXXXXXX~~

$$R_A + R_B = 2,4 \times 11,53 + 1,2 \times 8,27 = 37,596 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times L = q_{u2} \times 2,4 \times \frac{2,4}{2} + q_{u1} \times 1,2 \times \left(2,40 + \frac{1,2}{2} \right)$$

$$R_B \times L = 11,53 \times 2,4 \times 1,2 + 8,27 \times 1,2 (2,40 + 0,6).$$

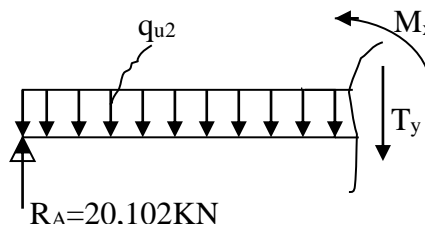
$$R_B = \frac{33,92064 + 29,772}{3,6} = \frac{87,48}{3,6} = 17,36924 \text{ KN}.$$

$$R_A = 37,596 - 17,36924 = 20,102 \text{ KN}.$$

$$R_B = 17,36924 \text{ KN}$$

b.1) Calcul des efforts tranchant et moment fléchissant

$$0 \leq x \leq 2,4$$



$$T(x) = 20,102 - 11,53x$$



$$T(x=2,4) = 20,102 - 11,53 \times 2,4 = 20,102 - 27,672 = -7,57 \text{ KN.}$$



$$X = 1,743 \text{ m} \quad , \quad 1,743 \in [0 ; 2,4].$$

b.2) Calcul de moment fléchissant

$$M(x) = R_A X - q_{u2} \frac{x^2}{2} = 20,102 \cdot x - \frac{11,53}{2} x^2$$

$$M(x) = 20,102x - 5,765x^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \quad , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m.} \\ x = 2,4 \quad , \quad M(x=2,4) = 15,034 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{\max} = M(x=1,743) = 20,102 \times 1,743 - 5,765(1,744)^2 = 17,523 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 17,523 \text{ KN.m.}$$

Tronçon 2 : $0 \leq x \leq 1,2$

$$\sum f = 0 \longrightarrow R_B - P_2 + T_2 = 0$$

$$T_2 = P_2 - R_B \longrightarrow T_2 = 8,27x - 17,3692$$

$$\sum M = 0 \longrightarrow M + P_2 \frac{x}{2} - R_B x = 0$$

$$M(x) = R_B X - q_{u2} \frac{x^2}{2} = 17,3692 \cdot x - 4,135x^2$$

$$M(x) = 17,3692x - 4,135x^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \quad , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m.} \\ x = 1,2 \quad , \quad M(x=1,2) = 14,88 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_2 = 8,27x - 17,3692 = 0 \\ T(x) = 0 \Rightarrow x = 2,100 \quad x \notin [0,1, 2]. \end{array} \right. \rightarrow$$


On peut résumer les efforts internes qui réagissent dans la poutre comme suit :

$0 \leq x \leq 2,4$	$x = 0$	$T_1 = 20,102 \text{ KN}$	$M_1 = 0 \text{ KN.M}$
	$x = 2,4$	$T_1 = - 7,57 \text{ KN}$	$M_1 = 15,034 \text{ KN.M}$

$0 \leq x \leq 1,2$	$x = 0$	$T_2 = -17,3692 \text{ KN}$	$M_1 = 0 \text{ KN.M}$
	$x = 1,2$	$T_2 = -7,57 \text{ KN}$	$M_2 = 15,033 \text{ KN.M}$

➤ **Remarque**

Afin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment $M_{u_{max}}$ au niveau des appuis et en travée.

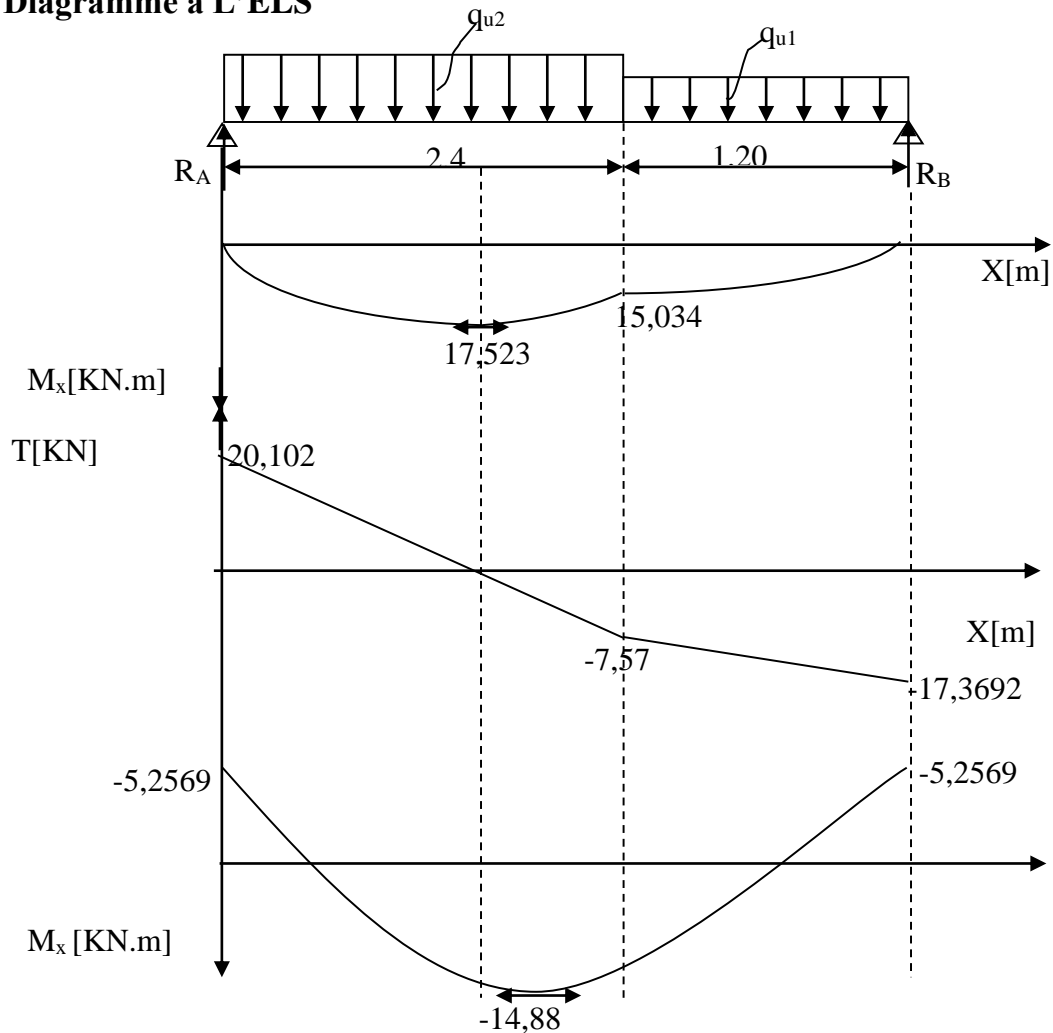
➤ **Le moment aux appuis**

$$M_{u_{app}} = (0,3) M_{u_{max}} = (-0,3) \times 1,525256$$

Le moment en travée :

$$M_{ut} = (0,85) M_{u_{max}} = (0,85) \times 1,525256$$

➤ Diagramme a L'ELS



III.3.7) Ferrailage

Le calcul se fera pour une bande de 1m.

a) Armatures longitudinales

➤ aux appuis

$M_{uapp}=7,3KN.m$

$$\mu_b = \frac{M_{uapp}}{bd^2 f_{be}} = \frac{7,3 \times 10^6}{1000 \times (150)^2 \times 14,2} = 0,022$$



Les armatures de compression ne se sont pas nécessaires

$\mu_b = 0,02$ Tableau $\beta = 0,985$.

$$A_{app} = \frac{M_{ut} \beta}{f_{ct} \sigma_s} = \frac{20,64 \times 0,985}{16,67 \times 150} = 0,785 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10, $A_s = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 25[cm].

➤ En travée :

$M_{ut} = 20,64 \text{ KN.m}$.



$\mu_b = 0,0646$ → Tableau $\beta = 0,967$

$$A_{app} = \frac{M_{ut} \beta}{f_{ct} \sigma_s} = \frac{20,64 \times 0,967}{16,67 \times 150} = 0,785 \text{ cm}^2$$

Soit $A_s = 5 \text{ HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 20 [cm].

b) Armatures de répartition :

➤ Aux appuis :



$A_{min} = 0,785 \text{ cm}^2$.

Soit 5 $\text{HA}25$, avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

➤ En travée :

$$\frac{565}{4} < A_s < \frac{565}{2}$$

$A_{min} = 1,41 \text{ cm}^2$.

Soit 5HA $\text{HA}25$, avec un espacement de 20[cm].

III.3.8) Vérifications**III.3.8.1) Vérification à l'ELU****a) Vérification de non fragilité (BAEL91A4.21)**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{F_e} = 0,23 \times 100 \times 15 \times \frac{2,1}{400} = 1,81 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Aux appuis : } A_{\text{sapp}} = 3,14 \text{ cm}^2 > 1,81 \text{ cm}^2.$$

$$\text{En travée : } A_{\text{ut}} = 5,65 \text{ cm}^2 > 1,81 \text{ cm}^2.$$

} \Rightarrow Alors la condition est vérifiée.

b) Répartition des barres**Armatures de longitudinales**

$$S_t < \min(3h, 33\text{cm}) = 33[\text{cm}]$$

$$S_t = 20\text{cm} < \min(3h, 33\text{cm}) = 33[\text{cm}]$$

Armatures de répartition

$$S_t < \min(4h, 45\text{cm}) = 45[\text{cm}]$$

$$S_t = 20[\text{cm}] < 45[\text{cm}] \Rightarrow \text{Condition vérifiée. Répartition des barres}$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement aux appuis (BAEL91Art61.3)

$$\tau_{se} = \frac{V^{\max}}{0,9d \sum u_i} \leq \tau_{se} = \Psi_s f_{tj} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \quad , \quad \Psi_s = 1,5 \text{ pour HA.}$$

$$V_{\text{umax}} = 27,828 \text{ KN}$$

$$\sum u_i = n\pi\Phi = 4 \times 3,14 \times 10 = 125,6 [\text{cm}].$$

$\tau_{se} =$

$$\frac{27,828 \times 1000}{0,9 \times 150 \times 125,6} = \frac{27828}{16956} = 1,641 < 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

d) Vérification de l'effort tranchant (BAEL91.ArtA552)

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \tau_u = \min \left(\frac{0,2 f_{cj}}{\delta b}, 5 \text{MPa} \right) = 3,33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{27,828 \times 1000}{1000 \times 150} = 0,1855 [\text{MPa}]. \quad \tau < \bar{\tau} = 3,33 [\text{MPa}] \Rightarrow \text{la condition est vérifiée, donc les}$$

armatures transversales ne sont pas nécessaire.

e) influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL91ArtA5.132)

- Influence sur le béton**

$$V_u^{\max} \leq 0,4b(0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 1000 \times 0,9 \times 150}{1,5} \times 25 = 900 \text{KN}.$$

$$V_u^{\max} = 27,828 \text{KN} \leq 900 [\text{KN}].$$

- Influence sur les armatures**

$$SAP \geq 1,15 V_{\max} / f_e = 1,15 \cdot 27,828 / 400 = 0,80 \text{cm}$$

$$3,14 \geq 0,805 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

f) Vérification de l'adhérence aux appuis

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{\sum u_i}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres utile des armatures.

$$\sum u_i = \sum n \times \phi = 4 \times 3,14 \times 10 = 125,6 \text{ mm}$$

$$\tau_e = \frac{27,828 \times 10^3}{0,9 \times 150 \times 125,6} = 1,641 [\text{MPa}].$$

$$F_t = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ d ou } 1,64 \leq 3,15$$

➤ Il n'y a pas risque d'entraînement des barres

g) Ancrage des barres aux appuis (BAEL91Art6.127)

La longueur de scellement droit est :

$$l_s = \frac{4\sigma_s}{f_{ctd}}$$

$$l_s = \frac{4 \times 327}{48,35}$$

Pour satisfaire les règlements de RPA on prend $l_s = 40\varnothing \dots \dots l_s = 40\text{cm}$

III.3.8.2) Vérification des contraintes à l'ELS

a) Au niveau des appuis

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

$$\sigma_b = K y$$

$$K = MS / I$$

On l'équation suivante :

$$by^2 + 30(A+A') y_1 - 30(A'C' + Ad) = 0$$

A' et C' sont égale à 0 car la section est simplement armée

$$D \text{ ou l'équation deviendras } 100y^2 + 30(3,14) y_1 - 30(3,14 \cdot 15) = 0$$

$$100y^2 + 94,2 y_1 - 1413 = 0$$

Après la résolution de l'équation

$$Y = 3,310$$

$$I = b y_s^3 / 3 + 15 [A_s (d - y_s)^2]$$

$$I = 7645,30 \text{ cm}^4$$

$$K = 0,06875 \text{ N/ m}^3$$

a.1) Dans le béton

$$\sigma_{bc} = K \times y_{ser}$$

$$\sigma_{bc} = 0,06875 \times 3,310 \times 10 \quad \text{OK}$$

a.2) Dans l'acier

$$\sigma_s = 15 \times K (d - y_{er})$$

$$\bar{\sigma}_s = 120,553 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 120,553 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

Conclusion : les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes

b) A mi- travées

$$100y^2 + 169,5 y_1 - 2542,5 = 0$$

$$Y = 4,265$$

$$I = b y_s^3 / 3 + 15 [A_s (d - y_s)^2]$$

$$I = 12352,64 \text{ cm}^4$$

$$K = 0,1204 \text{ N/ m}^3$$

b.1) Dans le béton

$$\sigma_{bc} = K \times y_{ser}$$

$$\sigma_{bc} = 0,1204 \times 4,265 \times 10$$

$$\sigma_{bc} = 5,135 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

b.2) Dans l'acier

$$\sigma_s = 15 \times K (d - y_{er})$$

$$\bar{\sigma}_s = 193,87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 193,87 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

Conclusion : les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes

III.3.8.3) Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL 91 modifié 99/Art B.6.3)

Aucune vérification à effectuer, car l'élément est couvert par conséquent la fissuration est considérée comme étant non préjudiciable

III.3.8.4) Etat limite de déformation : (BAEL 91 modifié 99/Art B.6.8, 424)

Sont On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes satisfaites :

$$1.... \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$2..... \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M0}$$

$$3..... \frac{As}{b0d} \geq \frac{4,2}{Fe}$$

$$1..... \frac{h}{l} = \frac{17}{370} = 0,0459 \leq 0,0625 \text{ il faut qu'on calcule la flèche}$$

$$F_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10E_v I_{fv}} \leq \bar{F} = \frac{L}{500} = \frac{3700}{500} = 7,4$$

\bar{F} : Flèche admissible

E_v : module de déformation différée

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{F_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPA}$$

I_{fv} : inertie fictive de la section pour les déformations de longue durée

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

I_0 : moment statique de la section homogène

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15(V_2 - C)^2 A_t$$

$$V_1 = \frac{S_{ixx}^-}{B_0} \text{ et } V_2 = h - V_1$$

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

$$S_{ixx} = \frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 15$$

$$S_{ixx} = 15721,25 \text{ Cm}^3$$

B_0 : la section homogène

$$B_0 = B + n A_t$$

$$B_0 = 100.17 + 15.5,65$$

$$B_0 = 1784,75 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{15721,25}{1784,75} = 8,80 \text{ cm} \longrightarrow V_2 = 17 - 8,80 = 8,19 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (8,8^3 + 8,19^3) + (8,19 - 2)^2 5,65.15$$

$$I = 44280,98 \text{ CM}^4$$

$V\lambda$: coefficient de déformation.

μ : coefficient de frottement.

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)}$$

$$\text{Avec : } \rho = \frac{5,65}{100 \times 15} = 0,0037 \longrightarrow \beta = 0,985$$

$$\sigma_s = \frac{M_{SER}}{\beta_1 d A_t} = \frac{14,88 \times 10^3}{0,985 \times 15 \times 5,65} = 178,248 \text{ MPA}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{0,0037 \left(2 + \frac{3 \times 100}{100} \right)} = 2,2709$$

$$\mu = \max \left[1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}, 0 \right]$$

$$\mu = \max (0,224 ; 0)$$

$$I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda \mu} = \frac{44280,98}{1 + 2,27 \times 0,224} = 29425,549 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{M_{SER} \times L^2}{10 E v I_{fv}} = \frac{14,88 \times 10^6 \times 3600^2}{10 \times 10818,86 \times 29425,549 \times 10^4} = 6,057 \text{ mm}$$

$$F = 6,057 \leq \frac{360}{500} = 7,2 \longrightarrow \text{Vérifiée.}$$

III.3.9) Poutre palière

Introduction

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et la réaction du palier. Elle est partiellement encastrée dans les poteaux.

Sa portée est de 2,70m.

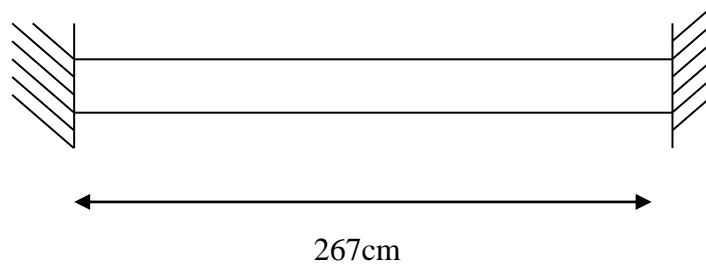


Figure.III.3.2) Poutre palière

a) Hauteur



Selon les recommandations de RPA99 modifié en 2003



b) Largeur

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 12 \leq b \leq 21cm$$

$$\text{Selon le RPA99} \begin{cases} b \geq 20cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow b = 25 [cm]$$

Donc la poutre palière aura pour dimension ~~$b \times h = 250 \times 300$~~ .

Charge revenant à la poutre

- Poids propre de la poutre $G1 = 0,3 \times 0,25 \times 25 = 1,875 \text{ KN/ml}$.
- Poids de mur intérieur $G2 = 1,30 \times 1,13 = 1,469 \text{ KN/ml}$
- de palier (ELU) : $24,3 \text{ KN/ml}$.
- Réaction du palier (ELS) : $17,3692 \text{ KN/ml}$

III.3.9.1) Calcul à l'état limite

a) à l'ELU

Calcul du moment et l'effort tranchant

$$q_u = (1,875 + 1,469) \times 1,35 + 24,30 = 28,9 \text{ KN/ml}.$$

a.1) Moment isostatique

$$M_0 = \frac{q_u \ell^2}{8} = \frac{28,9 \times (2,70)^2}{8} = 26,4 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = 26,4 \text{ KN.m.}$$

a.2) L'effort tranchant

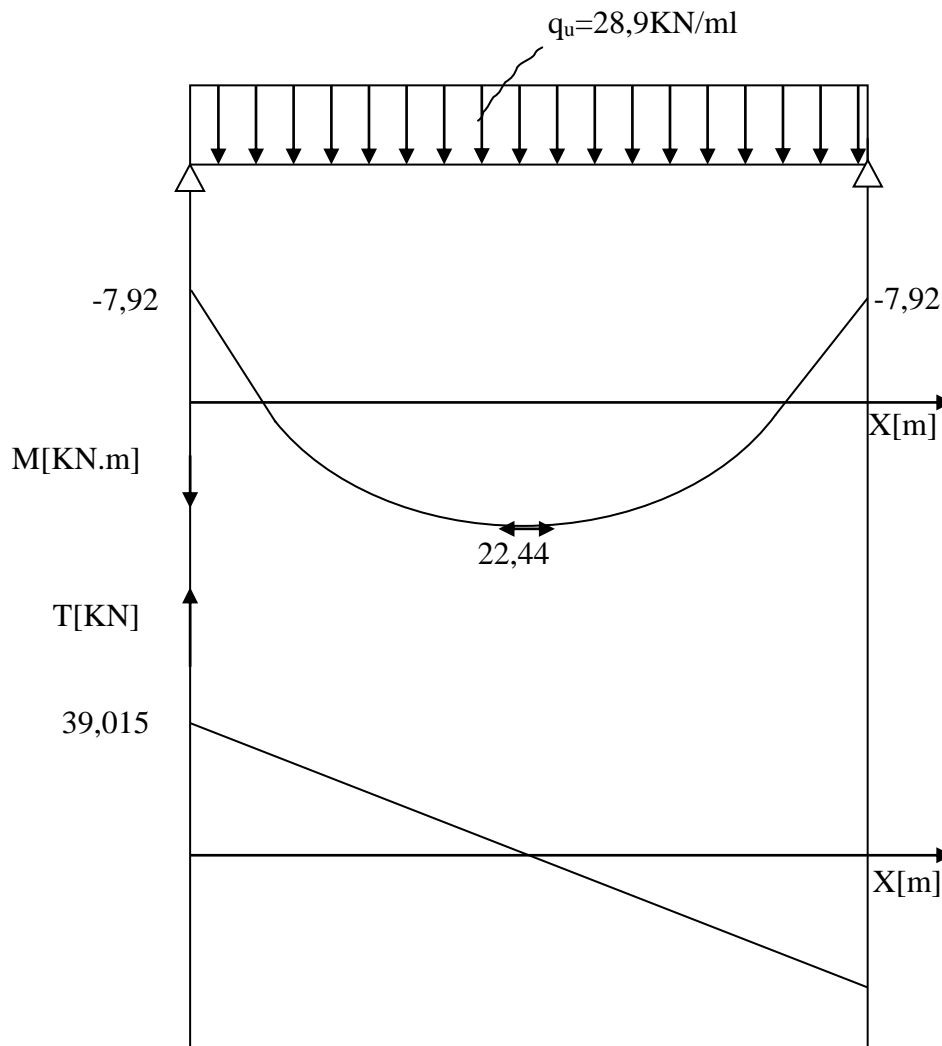
$$T = \frac{q_u \ell}{2} = \frac{28,9 \times (2,70)}{2} = 39,015 \text{ KN}.$$

Etant tenant compte des semi encastremets au niveau de appuis on aura.

$$M_{uapp} = (-0,3) M_0 = -7,92 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ut} = (0,85) M_0 = 22,44 \text{ KN.m.}$$

Diagramme M et de T



a.3) Ferrailage

➤ En travée



$$\mu_b = 0,08 \quad \beta = 0,95 \varepsilon$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{22,44 \times 10^3}{0,948 \times 28 \times 348} = 2,40 \text{ cm}^2.$$

Soit : 3HA12 = 3,39 cm².

➤ Aux appuis

$$\mu_b = \frac{M_{uapp}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7,92 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,028 < 0,392 = \mu_R \Rightarrow SSA.$$

$$\mu_b = 0,028 \longrightarrow \beta = 0,98 \epsilon$$

$$A_{app} = 3,39 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{app} = 3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2$.

D'où il faut satisfaire les recommandations de RPA 99 modifiée en 2003 suivantes

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante

- 6% en zone de recouvrement

$$3,39 + 3,39 = 6,78 \text{ cm}^2 > \frac{0,5bh}{100} = \frac{0,5 \times 25 \times 30}{100} = 3,75 \quad \text{OK}$$

$$6,78 \text{ cm}^2 < \frac{4 \times b \times h}{100} = 30 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

a.4) Vérification à l'ELU

1) Vérification la condition de non fragilité (BAEL91A4.21)

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{F_e} = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2.$$

Aux appuis : $A_{sapp} = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,845 \text{ cm}^2$.

En travée : $A_{ut} = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,845 \text{ cm}^2$.

} \Rightarrow La condition est vérifiée.

2) Condition de l'effort tranchant (BAEL91 ArtA522)

~~$\tau_u = 0,55 \text{ MPa}$~~ les fissurations étant préjudiciables

La contrainte tangente prise est égale à

~~$\tau_u = 0,55 \text{ MPa}$~~

~~$\tau_u = 0,55 \text{ MPa}$~~

3) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (BAEL91 Art5.132)

➤ Influence des aciers

$SAP \geq 1,15 V_{max} / f_e = 1,15 \cdot 39,015 / 400 = 1,120 \text{ cm}$

$3,39 \geq 1,4630 \longrightarrow$ condition vérifier

➤ Influence sur le béton

~~$\tau_u^{max} = 0,10 \frac{f_{c28}}{\gamma_c}$~~

~~$\tau_u = 39,015 / 12,5 = 3,1212 \text{ MPa}$~~

~~$\tau_u = 39,015 / 12,5 = 3,1212 \text{ MPa}$~~ condition vérifi

4) Vérification de l'adhérence aux appuis

~~$\tau_u^{max} \leq \tau_{ad}$~~

Σu_i : Somme des périmètres utile des armatures.

~~$\tau_u = 3,1212 \text{ MPa}$~~

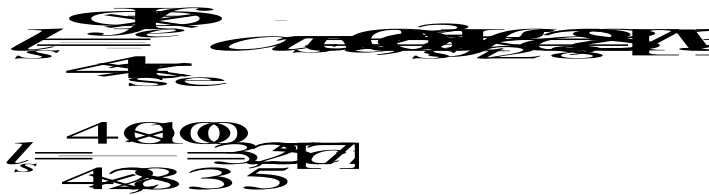
~~$\tau_u = 3,1212 \text{ MPa}$~~

$F_t = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ d ou } 1,643 \leq 3,15$

➤ Il n'y a pas risque d'entraînement des barres

5) **Ancrage des barres aux appuis (BAEL91Art6.127)**

La longueur de scellement droit est



Pour satisfaire les règlements de RPA on prend $l_s = 40\phi \dots \dots l_s = 40\text{cm}$

6) **Les armatures transversales (BAEL91Art722)**

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que l'on ait.



Avec :

h : hauteur de la poutre.

b: longueur de la poutre.

On prend un cadre et étrier de $\Phi = 8\text{mm}$

On choisit 4 $\Phi = 20 \text{ mm}$

7) **Calcul des espacements (BAEL91Art51.22)**

$$S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) = \min(25,2, 40) = 25,2 \text{ cm.}$$

$$\text{Zone nodal: } S_t \leq \min\left(\frac{h}{2}, 12\Phi, 30\text{cm}\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{30}{4}, 12 \times 1, 30\text{cm}\right) = 7,5 \text{ cm.}$$

Soit : $S_t = 7,5 \text{ [cm]}$.

$$\text{Zone courant : } S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm .}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ [cm]}$

Le RPA révisé en 2003

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par la relation suivante :

$$A_t = 0,003 S_t b = 0,003 \times 1,25 \times 2,7 = 0,0103125 \text{ m}^2$$

$$A_s = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,125 \text{ cm}^2. \text{ Condition vérifiée}$$

a.5) Vérification à l'ELS

$$q_s = (1,875 + 1,469) + 17,369 = 20,713 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_{0s} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{(20,713)(2,7)^2}{8} = 18,88 \text{ KN.m.}$$

$$\text{L'effort tranchant : } T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{(20,713)(2,7)}{2} = 28 \text{ KN.}$$

Etant donné l'effet de semi encastrement :

$$M_{\text{sapp}} = (-0,3) M_{0s} = -5,664 \text{ KN.m.}$$

$$M_{\text{st}} = (0,85) M_{0s} = 16,048 \text{ KN.m}$$

1) Vérification des contraintes à l'ELS

➤ Au niveau des appuis

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

$$\sigma_b = K y$$

$$K = MS / I$$

On l'équation suivante :

$$by^2 + 30(A+A') y_1 - 30(A'C' + Ad) = 0$$

A' et C' sont égales à 0 car la section est simplement armée

$$\text{D'où l'équation deviendra : } 25y^2 + 30(2,13) y_1 - 30(2,13) = 0$$

$$25y^2 + 63,9 y_1 - 1789,2 = 0$$

Après la résolution de l'équation

$$Y = 7,27 \text{ cm}$$

$$I = b y_s^3 / 3 + 15 [A_s (d - y_s) ^2]$$

$$I = 16952,7010 \text{ cm}^4$$

$$K = 0,03341 \text{ N/ m}^3$$

- **Dans le béton**

$$\sigma_{bc} = K \times y_{\text{ser}}$$

$$\sigma_{bc} = 0,0334 \times 7,25 \times 10$$

$$\sigma_{bc} = 2,50 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

- **Dans l'acier**

$$\sigma_s = 15 \times K (d - y_{\text{er}})$$

$$\bar{\sigma}_s = 103,8573 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 103,875 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

Conclusion : les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes

➤ **A mi-travées**

$$25y^2 + 101,7 y - 2847,6 = 0 \quad Y = 8,83 \text{ cm}$$

$$I = b y_s^3 / 3 + 15 [A_s (d - y_s)^2]$$

$$I = 24424,022 \text{ cm}^4$$

$$K = 0,065 \text{ N/ m}^3$$

- **Dans le béton**

$$\sigma_{bc} = K \times y_{\text{ser}}$$

$$\sigma_{bc} = 0,065 \times 8,83 \times 10$$

$$\sigma_{bc} = 5,7395 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

- **Dans l'acier**

$$\sigma_s = 15 \times K (d - y_{er})$$

$$\bar{\sigma}_s = 186,9075 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 186,9075 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

Conclusion : les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes

a.6) Etat limite de déformation : (BAEL 91 modifié 99/Art B.6.8, 424)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes satisfaites :

$$1. \dots \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = \frac{30}{270} = 0,111 \geq 0,0625 \text{ vérifiée}$$

$$2. \dots \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M_0} \longrightarrow \frac{30}{270} \geq \frac{22,44}{1026,4} \dots \dots \dots 0,111 \geq 0,085 \text{ vérifiée}$$

$$3. \dots \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{F_e} \longrightarrow \frac{3,39}{25 \times 28} \leq \frac{4,2}{400} \dots \dots \dots 0,0048 \leq 0,0105 \text{ vérifiée}$$

Par conséquent le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

III.3.10) 2^{eme} type d'escalier (balancé) pour le RDC :

III.3.10.1) Dimensionnement d'escaliers

a) Dimensionnement de giron et contre marche

- $n = \frac{H}{h} = \frac{450}{18} = 25$. Soit $h = 18 \text{ cm}$

- $m = (n-1) = 24$

- $g = 30 [\text{cm}]$.

b) Dimensionnement de la paillasse et le palier du repos

$$\frac{10}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20}$$

E_p : épaisseur de la paillasse et du palier du repos

L_0 : longueur libre (la portée libre de la paillasse)

On a: $\text{Tang } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{H}{l_1} = \frac{18}{30} = 0,6 \Rightarrow \alpha = 30,96$

c) Pour l'escalier balancé

$H = N \cdot h = 8 \cdot 18 = 144\text{cm}$, $l' = 270\text{cm}$

$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L \cdot \frac{\pi}{2}} = \frac{144}{270 \cdot \frac{3,14}{2}} = 0,339$

$\alpha = 18,762^\circ$ $L_0 = 279,874 + 116,73 = 406,607\text{cm}$

~~$\frac{406,607}{30} = 13,553$~~ ~~$\frac{406,607}{20} = 20,33$~~

$13,553 \leq e_p \leq 20,33$

On opte pour $e_p = 15\text{cm}$

III.3.10.2) Charge permanente

a) La paillasse des escaliers droite

Le poids propre de la paillasse : $\frac{25 \cdot 0,15}{\cos 30,96} = 4,37 \text{ KN/M}^2$

Poids propre des marches : $22 \cdot 0,18/2 = 1,98 \text{ KN/M}^2$

Poids propre des revêtements : $1,52 \text{ KN/M}^2$

Poids propre de garde-corps : $0,6 \text{ KN/M}^2$

$GT = 8,47 \text{ KN/M}^2$

b) La paillasse pour les marches balancée

Poids propre de la paillasse : $\frac{25 \cdot 0,15}{\cos 18,767} = 3,97 \text{ KN/M}^2$

Poids propre des marches : $22 \cdot 0,18/2 = 1,98 \text{ KN/M}^2$

Poids propre des revêtements : $1,52 \text{ KN/M}^2$

Poids propre de garde-corps : $0,6 \text{ KN/M}^2$

$GT = 8,07 \text{ KN/M}^2$

La surcharge d'exploitation $Q = 2,5 \text{ KN/M}^2$

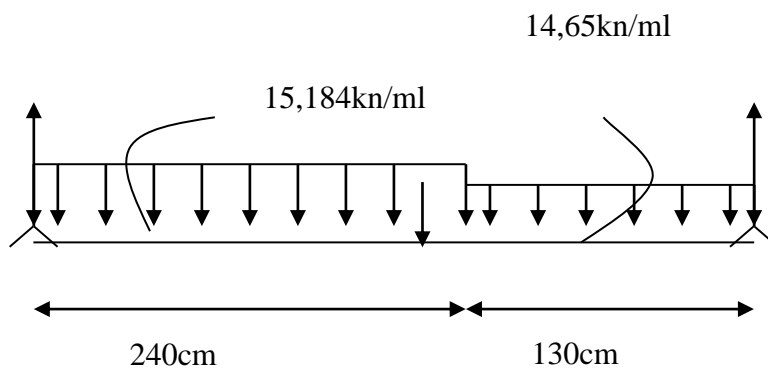
III.3.10. 3) Calcul à l'état limite

1) Calcul à l'ELU

1,35G+1,5Q. Se fera pour 1m linéaire

Pour le paillasse (md)..... $qu1 = (1,35 \cdot 8,47 + 1,5 \cdot 2,5) 1 = 15,1845 \text{ kn/m}$

Pour le palier (mb)..... $qu2 = (1,35 \cdot 8,07 + 1,5 \cdot 2,5) 1 = 14,65 \text{ kn/m}$



Les réactions d'appuis

$R_A = 27,53 \text{ KN}$

$R_B = 28 \text{ KN}$

a) Calcul des efforts tranchant et moment fléchissant

$0 \leq x \leq 2,4$

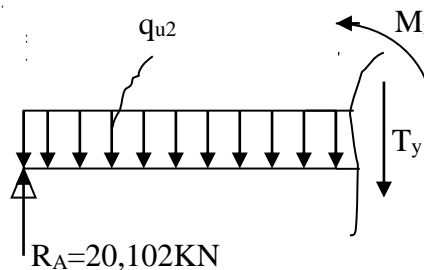
$T(x) = 28 - 15,2x$

$T(x=0) \Rightarrow R_A = 28 \text{ KN}$

$T(x=2,4) = -8,48 \text{ KN}$

$T_x = 0$

$X = 1,843 \quad , \quad 1,843 [0 ; 2,4].$



b) Calcul de moment fléchissant

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0, \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m.} \\ x=2,4, \quad M(x=2,4) = 25,728 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{\max} = M(x=1,843) = 27,148 \text{ KN.m}$$

Tronçon 2 : $0 \leq x \leq 1,3$

$$T_2 = 14,65x - 27,53$$

$$\sum M = 0 \longrightarrow M + P_2 \cdot x/2 - R_B \cdot x = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0, \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m.} \\ x=1,2, \quad M(x=1,3) = 23,40 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$x=0, \quad T(x=0) = -27,53 \text{ KN}$$

$$x=1,3, \quad T(x=1,3) = -8,48 \text{ KN}$$

c) Ferrailage a L'ELU**c.1) Armatures longitudinales****➤ aux appuis**

$$\mu_b = \frac{M_{uapp}}{bd^2 f_{be}} = \frac{8,144 \times 10^6}{1000 \times (130)^2 \times 14,2} = 0,0339$$

$$\mu_b = 0,0339 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

Les armatures de compression ne se sont pas nécessaires ($\overline{A_{uapp}} = 0$)

$$\mu_b = 0,0339 \text{ Tableau} \quad \beta = 0,983.$$

$$A_{app} = \frac{M_{uapp}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8,144 \times 10^6}{0,983 \times 130 \times 348} = 1,83 \text{ cm}^2.$$

Soit $A_s = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 25[cm].

➤ **En travée**

$$M_{ut} = 23,075 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{23,075 \times 10^6}{1000(130)^2 14,2} = 0,096.$$

$$\mu_b = 0,096 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_b = 0,096 \dots\dots\dots \beta = 0,949$$

$$A_{app} = \frac{M_{uapp}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{23,075 \times 10^6}{0,949 \times 130 \times 348} = 5,37 \text{ cm}^2.$$

Soit $A_s = 5\text{HA}14 = 7,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 20 [cm].

c.2) Armatures de répartition

➤ **Aux appuis**



$$A_{min} = 0,785 \text{ [cm}^2\text{]}.$$

Soit $5 \Phi 8 = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec un espacement $S_t = 20 \text{ [cm]}$.

➤ **En travée**

$$\frac{7,70}{4} \leq A_r \leq \frac{7,70}{2}.$$

$$A_{min} = 1,925 \text{ [cm}^2\text{]}.$$

Soit $5\text{HA} \Phi 8 = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$, avec un espacement de 20[cm].

d) Vérification a l'ELU**d.1) Vérification de non fragilité (BAEL91A4.21)**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{F_e} = 0,23 \times 100 \times 16 \times \frac{2,1}{400} = 1,93 \text{ cm}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } A_{\text{sapp}} = 3,14 \text{ cm}^2 > 1,93 \text{ cm}^2. \\ \text{En travée : } A_{\text{ut}} = 7,70 \text{ cm}^2 > 1,93 \text{ cm}^2. \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

➤ Répartition des barres**• Armatures de longitudinales**

$$S_t < \min(3h, 33\text{cm}) = 33[\text{cm}]$$

$$S_t = (25, 20)[\text{cm}] < \min(3h, 33\text{cm}) = 33[\text{cm}]$$

• Armatures de répartition

$$S_t < \min(4h, 45\text{cm}) = 45[\text{cm}]$$

$$S_t = (25, 20)[\text{cm}] < 45[\text{cm}] \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d.2) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement aux appuis**(BAEL91Art61.3)**

$$\tau_{se} = \frac{V^{\max}}{0,9d \sum u_i} \leq \tau_{se} = \Psi_s f_{tj} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \quad , \quad \Psi_s = 1,5 \text{ pour HA.}$$

$$V_{\text{umax}} = 28 \text{ KN}$$

$$\sum u_i = n\pi\Phi = 4 \times 3,14 \times 10 = 125,6 [\text{cm}].$$

$$\tau_{se} = \frac{28 \times 1000}{0,9 \times 130 \times 125,6} = \frac{28000}{14695,2} = 1,590 < 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

d.3) Vérification de l'effort tranchant (BAEL91.ArtA552)

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \tau_u = \min\left(\frac{0,2 f_{cj}}{\delta b}, 5 \text{MPa}\right) = 3,33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{28 \times 1000}{1000 \times 130} = 0,215 [\text{MPa}]. \quad \tau < \bar{\tau} = 3,33 [\text{MPa}] \Rightarrow \text{la condition est vérifiée, donc les}$$

armatures transversales ne sont pas nécessaire.

Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL91ArtA5.132)

- **Influence sur le béton**

$$V_u^{\max} \leq 0,4 b (0,9 d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 1000 \times 0,9 \times 130}{1,5} = 780 \text{KN}.$$

$$V_u^{\max} = 28 \text{KN} \leq 780 [\text{KN}].$$

- **Influence sur les armatures**

$$SAP \geq 1,15 V_{\max} / f_e = 1,15 \cdot 28 / 400 = 0,805 \text{cm}$$

$$2,36 \geq 0,805 \quad \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

d.3) Vérification de l'adhérence aux appuis

$$\tau_u \leq \tau_{ad}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres utile des armatures.

$$\sum u_i = \sum n \times \phi = 4 \times 3,14 \times 10 = 125,6 \text{ mm}$$

$$\tau_e = \frac{28 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 125,6} = 1,905 [\text{MPa}].$$

$$F_t = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ d ou } 1,905 \leq 3,15$$

➤ Il n'y a pas risque d'entraînement des barres

d.4) Ancrage des barres aux appuis (BAEL91Art6.127)

La longueur de scellement droit est :

$$l_{ad} \geq \max\left\{ \frac{f_{ctd}}{f_e}, \frac{f_{ctd}}{f_e}, \frac{f_{ctd}}{f_e} \right\}$$

$$l_s = \frac{480}{4} = 120 \text{ cm}$$

Pour satisfaire les règlements de RPA on prend $l_s = 40\phi \dots \dots l_s = 40 \text{ cm}$

2) Calcul a l'ELS

a) Calcul les moments fléchissant et les efforts tranchants

$0 \leq x \leq 2,4$

$\sum f = 0 \dots \dots \dots R_A + R_B = P_1 + P_2$

$\sum MA = 0$

$R_A = 22,39 \text{ KN}$

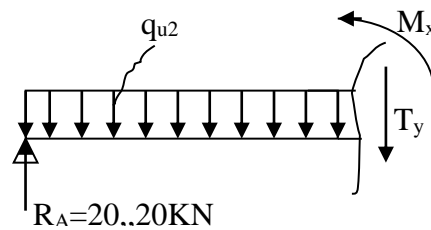
$R_B = 21,9 \text{ KN}$

$T_x = 22,39 - 12,16x$

$\sum M_x = 0$

$M_x = 22,39X - 6,3X^2$

$T_x = 0 \dots \dots \dots X = 1,84 \text{ m}$



$0 \leq X \leq 1,3$

$T_x = 11,62X - 21,9$

$\sum M_x = 0$

$M_x = 21,9 X - 5,81X^2$

On peut résumer les résultants ci-dessous :

$0 \leq x \leq 2,4$	$x = 0$	$T1 = 22,39 \text{ KN}$	$M1 = 0 \text{ KN.M}$
	$x = 2,4$	$T1 = -6,794 \text{ KN}$	$M1 = 17,44 \text{ KN.M}$

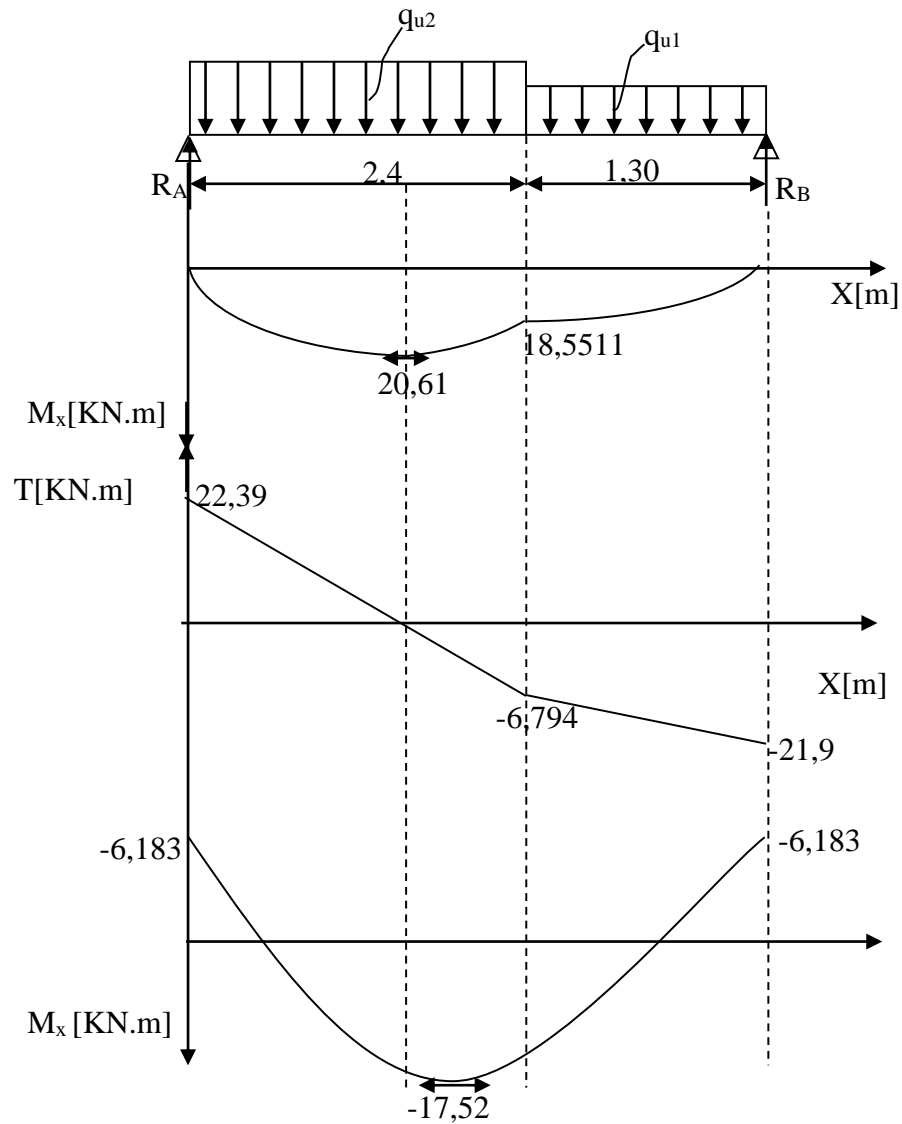
$0 \leq x \leq 1,3$	$x = 0$	$T2 = -21,9 \text{ KN}$	$M1 = 0 \text{ KN.M}$
	$x = 1,3$	$T2 = -6,794 \text{ KN}$	$M2 = 18,6511 \text{ KN.M}$

Pour tenir compte des semis encastresments aux niveaux des appuis :

$M = 0,3 \cdot 20,61 = 6,183 \text{KN.M}$

$M = 0,85 \cdot 18,59 = 17,52 \text{KN.M}$

Diagrammes à l'ELS



b) Vérification des contraintes à l'ELS**b.1) Au niveau des appuis**

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

$$\sigma_b = K y$$

$$K = MS / I$$

On l'équation suivante :

$$by^2 + 30(A+A') y_1 - 30(A'C' + Ad) = 0$$

A' et C' sont égale à 0 car la section est simplement armée

$$D \text{ ou l'équation deviendras } 100y^2 + 30(3,14) y_1 - 30(3,14 \times 13) = 0$$

$$100y^2 + 94,2y_1 - 1224,6 = 0$$

Après la résolution de l'équation

$$Y = 3,68c$$

$$I = b y_s^3 / 3 + 15 [A_s (d - y_s)^2]$$

$$I = 11319,640 \text{ cm}^4$$

$$K = 0,05462 \text{ N/m}^3$$

➤ **Dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \times y_{ser}$$

$$\sigma_{bc} = 0,05462 \times 3,68 \times 10$$

$$\sigma_{bc} = 2,01 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

➤ **Dans l'acier :**

$$\sigma_s = 15 \times K (d - y_{er})$$

$$\bar{\sigma}_s = 117,32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 117,32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

Conclusion : les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes

b.2) A mi- travées :

$$100y^2 + 231 y_1 - 3003 = 0$$

$$Y = 4,73 \text{ cm}$$

$$I = b y_s^3 / 3 + 15 [A_s (d - y_s)^2]$$

$$I = 18372,09 \text{ cm}^4$$

$$K = 0,0953 \text{ N/ m}^3$$

➤ Dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K \times y_{ser}$$

$$\sigma_{bc} = 0,0667 \times 4,44 \times 10$$

$$\sigma_{bc} = 2,962 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

➤ Dans l'acier :

$$\sigma_s = 15 \times K (d - y_{er})$$

$$\bar{\sigma}_s = 132,76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 132,766 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

Conclusion : les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

c) Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL 91 modifié 99/Art B.6.3)

Aucune vérification à effectuer, car l'élément est couvert par conséquent la fissuration est considérée comme étant non préjudiciable.

d) Etat limite de déformation : (BAEL 91 modifié 99/Art B.6.8, 424)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes satisfaites :

$$1 \dots \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$2 \dots \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$3 \dots \frac{A_s}{b_0 d} \geq \frac{4,2}{F_e}$$

$$1 \dots \frac{h}{l} = \frac{20}{370} = 0,0540 \leq 0,0625 \text{ n'est pas vérifiée}$$

d.1) calcule la flèche

$$F_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10E_v I_{FV}} \leq \bar{F} = \frac{L}{500} = \frac{3700}{500} = 7,4$$

$$S_{1xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t d$$

$$S_{1xx} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 5,62 \times 18$$

$$S_{1xx} = 21517,4 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = B + n A_T$$

$$B_0 = 100 \cdot 20 + 15 \cdot 5,62$$

$$B_0 = 2084,3 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{21517,4}{2084,3} = 10,32 \text{ cm} \longrightarrow V_2 = 20 - 10,32 = 9,67 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (10,32^3 + 9,67^3) + (9,62 - 2)^2 \cdot 5,62 \cdot 15$$

$$I_0 = 71744,8073 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)}$$

$$\text{Avec : } \rho = \frac{5,62}{100 \times 18} = 0,0031 \longrightarrow \beta = 0,985$$

$$\sigma_s = \frac{M_{SER}}{\beta_1 d A t} = \frac{17,52 \times 10^3}{0,985 \times 18 \times 5,62} = 175,83 \text{ MPA}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{0,0031 \left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right)} = 2,709$$

$$\mu = \max \left[1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}, 0 \right]$$

$$\mu = \max (0,141 ; 0)$$

$$I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda \mu} = \frac{71744,8073}{1 + 2,709 \times 0,141} = 51914,917 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{M_{SER} \times L^2}{10 E v I_{fv}} = \frac{17,52 \times 10^6 \times 3700^2}{10 \times 10818,86 \times 51914,917 \times 10^4} = 4,27 \text{ mm}$$

$$F = 4,27 \leq \frac{370}{500} = 7,4 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

III.4 Les balcons

Le bâtiment est constitué d'un type de balcon, c'est le balcon en corps creux (16+4) coulé sur place qui est muni de poutres de chainage.

Notre calcul se basera sur le ferrailage de la poutre de chainage semi-encastree à ses extrémités.

III.4.1 Etude de la poutre de chainage

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids du aux cloisons.

a- Pré dimensionnement

- la hauteur : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- la largeur : $0.4h \leq b \leq 0.7h$

Avec L : la longueur libre (entre nus d'appuis) dans le sans considéré

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

$$\frac{370}{15} = 24.66 \leq h \leq \frac{370}{10} = 37 \quad \text{On adopte une hauteur } h = 30 \text{ cm}$$

$$12 \leq b \leq 21 \quad \text{On adopte une largeur } b = 25 \text{ cm}$$

b- Evaluation des charges et surcharges

Les charges permanentes poids propre de la poutre : $0.25 * 0.3 * 25 = 1.875$

Poids du mur (double cloison) : $(3.06 - 0.3) * 2.81 = 7.75$

Poids de plancher : $5.28 \times \frac{0.65}{2} = 1.72$

$$11.35 \text{ KN/m}$$

Charges d'exploitations :

$$Q = 3.5 \times \frac{0.65}{2} = 1.14$$

c-Combinaison des charges :

$$\text{à l'ELU : } q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 11.35 + 1.5 \times 1.14 = 17.03 ;$$

$$\text{à l'ELS : } q_s = G + Q = 11.35 + 1.14 = 12.49.$$

III.4.1.1 étude de la poutre à l'ELU

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appui

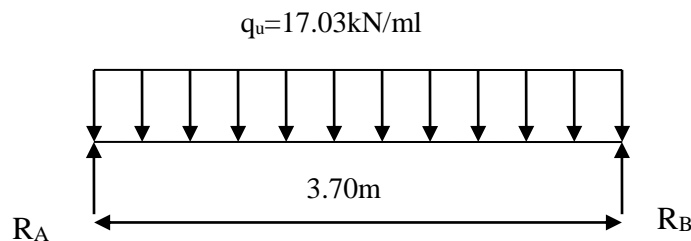


Fig. III.4.1) Schéma de chargement

a- calcul des moments

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

- en travée

$$M_t = 0.75 \frac{17.03 \times 3.7}{8} = 21.85 \text{ KN.m}$$

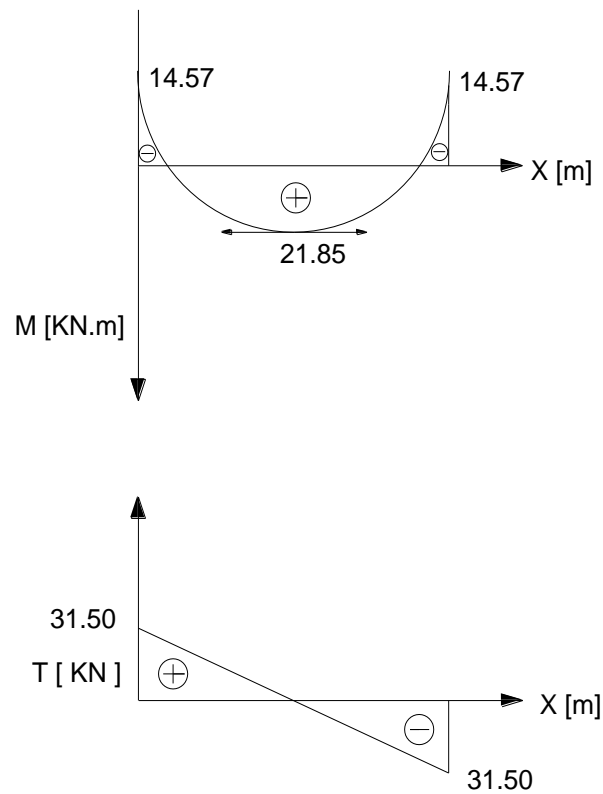
- Aux appuis

$$M_A = M_B = 0.5 M_0 = 0.5 \frac{17.03 \times 3.7^2}{8} = 14.57 \text{ KN.m}$$

Avec M_0 : moment isostatique

b- Réactions d'appuis

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{17.03 \times 3.7}{2} = 31.50 \text{ KN}$$



III.4.2) Calcul des armatures

➤ En travée

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{21.85 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.078$$

$$\mu = 0.078 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow$$

A partir des abaques, on a la valeur de $\beta = 0.959$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{21.85 \times 10^3}{0.959 \times 28 \times 348} = 2.34 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{st} = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

➤ **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14.57 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.052$$

$$\mu = 0.052 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.973$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{14.57 \times 10^3}{0.973 \times 28 \times 348} = 1.54 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{st} = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures transversales par BAEL91**

Le diamètre des armatures transversales ne doit pas dépasser l'une des valeurs

$$\text{suyvantes : } \phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right\} = \min(8.57; 12; 25) = 8.57 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

On adoptera comme armatures transversales un cadre et un trier ;

$$A_t = 4\text{T}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

• **Espacement**

D'après le RPA99 ; l'espacement est donné par :

• **Dans la zone nodale :** $S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\Phi; 30 \text{ cm} \right\} = \min(7.5; 14.4; 30)$

$$\text{Soit } S_t = 7 \text{ cm}$$

• **En dehors de la zone nodale :** $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15$

$$\text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

III-4-3) Vérification à l'ELU :

❖ **Condition de non fragilité [B.A.E.L91/Art A-4-2-1] :**

$$A_{calculée} \geq A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 25 \times 28 \times 2,1}{400} = 0,84 \text{ cm}^2$$

➤ **Aux appuis**

$$A_{\min} = 0,84 \text{ cm}^2 \leq A_a = 3,39 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La section est vérifiée}$$

➤ **En travées**

$$A_{\min} = 0,84 \text{ cm}^2 \leq A_t = 3,39 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La section est vérifiée}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant sur les appuis**

On a : $V_u = 31,5 \text{ kN}$

$$\bar{V}_u = 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times \alpha \times b_0 \text{ avec } \alpha = 0,9 \times d$$

$$\bar{V}_u = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 0,28 \times 0,25 \times 10^3 = 420 \text{ kN}$$

$V_u \ll \bar{V}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

III-4-3) Vérifications à l'ELS

On a : $q_s = 12,49 \text{ kN/ml}$

$$V_s = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{12,49 \times 3,70}{2} = 23,10 \text{ KN}$$

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{12,49 \times 3,70^2}{8} = 21,37 \text{ kN.ml}$$

En tenant compte des semi encastremets :

En travée $M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 21,37 = 18,16 \text{ kN.m}$

Aux appuis $M_a = -0,5 M_0 = -0,5 \times 21,37 = -10,69 \text{ kN.m}$

❖ **Etat limite de déformation**

D'après le [1], on doit vérifier les relations suivantes :

- $\frac{h}{l} = \frac{30}{370} = 0.081 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow$ condition vérifiée
- $\frac{A}{b \times d} = \frac{3.39}{25 \times 28} = 0.0048 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \Rightarrow$ condition vérifiée
- $\frac{h}{l} = 0.081 < \frac{Mt}{10 \times M_0} = 0.085 \Rightarrow$ condition non vérifiée

On a la dernière condition n'est pas vérifiée.

Etant donné qu'une condition sur trois n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche. Telque:

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \quad ; \quad \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$$q_s = 12.49 \text{ KN} / \text{mL}$$

E_v : Module de déformation différé

I : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3} (y_1^3 + y_2^3) + 15 A_t (y_2 - C_2)^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} \quad \text{et} \quad y_2 = h - y_1$$

$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{25 \times (30)^2}{2} + (15 \times 3.39 \times 27) = 12623 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (25 \times 30) + (15 \times 3.39) = 801 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow y_1 = \frac{12623}{801} = 15.75 \text{ cm} \quad \text{et} \quad y_2 = h - y_1 = 30 - 15.75 = 14.25 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3}(y_1^3 + y_2^3) + 15A_r(y_2 - C_2)^2$$

$$I = \frac{25 \times (15.75^3 + 14.25^3)}{3} + 15 \times 3.39 \times (14.25 - 2)^2 = 64302.55 \text{ cm}^4$$

$$I = 64302.55 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{12.49 \times 10^6 \times (3700)^2}{10818,86 \times 10 \times 64302.55 \times 10^4} = 0.035 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{370}{500} = 0.75 \text{ cm} > 0.035 \text{ m}$$

$$f < \bar{f} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III-5) Calcul de la salle machine :**5-1 Caractéristiques de l'ascenseur :**

Le bloc comporte une cage d'ascenseur de vitesse d'entraînement ($V = 1 \text{ m/s}$) :

- La surface de cabinet est : $S = 1.50 \times 1.00 = 1.50 \text{ m}^2$
- La charge totale transmise par le système de levage et par le cabinet est :
- $P = 90 \text{ KN}$.

$$L_x = 1.00 \text{ m.} \quad ; \quad L_y = 1.50 \text{ m} \quad ; \quad S = 1.50 \text{ m}^2$$

5-2 Calcul de la dalle pleine**Hypothèse**

- La dalle est coulée sur place liée par des amorces.
- La machine est centrée au milieu.

-La dalle repose sur 4 appuis. Elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait 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. Pré dimensionnement : La dalle est continue.

Hauteur de la dalle « h »

$$h \geq \frac{L_x}{40} = \frac{100}{40} = 2.5 \text{ cm}$$

Nous avons la limite de RPA, qui est 12cm.

On optera pour une hauteur : $h = 15 \text{ cm}$.

b .Calcul de la dalle pleine sous charge localisée :

➤ Calcul de U et V

$$\begin{cases} U = U_0 + 2\phi K e_0 + h_0 \\ V = V_0 + 2K e_0 + h_0 \end{cases}$$

Avec: $K=1$ pour le béton (le revêtement est en béton).

$e_0 = 5 \text{ cm}$ étant l'épaisseur de revêtement.

$h_0 = 15 \text{ cm}$ épaisseur de la dalle.

$U_0 = V_0 = 75 \text{ cm}$ Cotes de rectangle sur lequel la charge P s'applique.

$$\Rightarrow \begin{cases} U = 75 + 2 \times 5 + 15 = 100 \text{ cm} \\ V = 75 + 2 \times 5 + 15 = 100 \text{ cm} \end{cases}$$

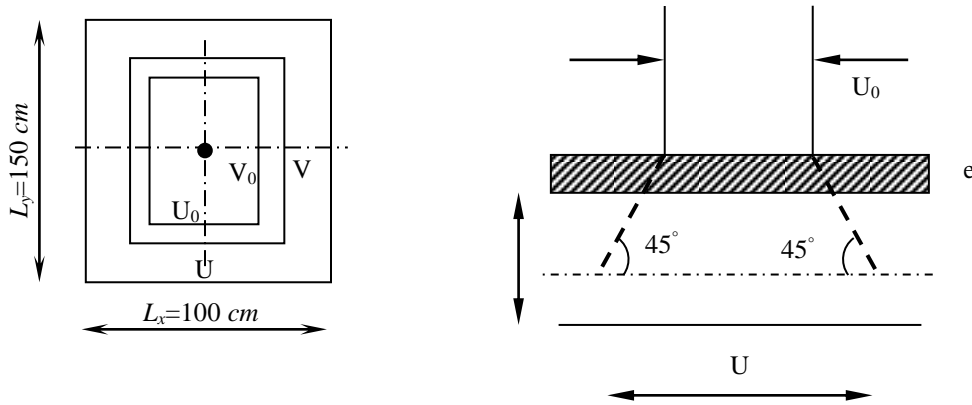


Figure III.5-1) Diffusion de la charge dans le feuillet

Pour le calcul de la dalle, on commence par supposer que le panneau de la dalle simplement appuyée sur le contour, dans une seconde phase, on tient compte de la continuité et des encastremets sur les appuis de rive.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.00}{1.500} = 0.67$$

$$0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} = 0.67 \leq 1 \Rightarrow \text{Le panneau travail dans les 02 sens.}$$

➤ **Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} :**

Les moments au milieu de la dalle pour une bande de 1m de largeur dans le sens de la petite portée et de la grande portée sont respectivement :

$$M_{0x} = P(M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{0y} = P(M_2 + \nu M_1)$$

Avec :

$$\nu : \text{Coefficient de poisson : } \nu = 0 \rightarrow \text{à l'ELU}$$

$$\nu = 0,2 \rightarrow \text{à l'ELS}$$

M_1 et M_2 : sont des coefficients à déterminer à partir des abaques de Pigeaud suivant le rapport :

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

$$\frac{U}{L_x} = \frac{100}{100} = 1.00 \quad ; \quad \frac{V}{L_y} = \frac{100}{150} = 0.67$$

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

$$0.6 \leq \rho \leq 0.707$$

❖ Pour $\rho=0.6$ on a

$$M_1 = 0.0655$$

$$M_2 = 0.0295$$

❖ Pour $\rho = 0.707$ on a (abaque de PIGEAUD)

$$M_1 = 0.0645$$

$$M_2 = 0.0335$$

Après interpolation on aura :

$$\begin{cases} \frac{U}{L_x} = 1 \\ \frac{V}{L_y} = 0.67 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.0651 \\ M_2 = 0.0321 \end{cases}$$

Calcul des moments M_{x1} et M_{y1} :

A l'ELU : $\nu = 0$

$$P = 1.35P = 1.35 \times 9 = 12.15 \text{ t} = 121.5 \text{ KN}$$

$$\text{Donc: } M_{x1} = P.M_1 = 121.5 \times 0.0651 = 7.91 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P.M_2 = 121.5 \times 0.0321 = 3.90 \text{ KN.m}$$

c. Calcul de la dalle sollicitée par une charge uniformément répartie :

➤ **Evaluation du moment M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.67 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\rho = 0.67 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0720. \\ \mu_y = 0.395. \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

-Poids propre de la dalle :

$$G = \gamma_b x h_0$$

$$G = 25 \times 0.15 = 3,75 \text{ KN/m}^2$$

-Combinaison de charges :

$$q_u = 1.35xG + 1.5xQ = (1.35 \times 3.75) + (1.5 \times 1) = 6.563 \text{ KN/mL}$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 = 0.0720 \times 6.563 \times (1)^2 = 0.472 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.395 \times 0.472 = 0.19 \text{ KN.m} \end{cases}$$

d. superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.91 + 0.472 = 8.38 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3.90 + 0.19 = 4.10 \text{ KN.m}$$

Remarque:

A fin de tenir compte des encastremets de la dalle ; les moments calculés seront munis en leur effectuant un coefficient de 0,85 en travée et de -0,3 aux appuis.

▪ **Sens l_x :**

Aux appuis : $M_x^a = -0.3 \times 8.38 = -2.51 \text{ KN.m}$

En travées : $M_y^t = 0.85 \times 8.38 = 7.12 \text{ KN.m}$

▪ **Sens l_y :**

Aux appuis : $M_x^a = -0.3 \times 4.10 = -1.2 \text{ KN.m}$

En travées : $M_y^t = 0.85 \times 4.10 = 3.49 \text{ KN.m}$

e. Ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fait pour une bande de 1m

▪ **Sens l_x :**

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{2.51 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0.010 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \sigma_s} = \frac{2.51 \times 10^3}{0,995 \times 13 \times 348} = 0.56 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2.01 cm² Avec : St = 25 cm

▪ **En travées :**

$$\mu = \frac{7.12 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0.030 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.985$$

$$A_t = \frac{7.12 \times 10^3}{0,985 \times 13 \times 348} = 1.60 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA8 = 2.51 cm² Avec : St = 20 cm

▪ **Sens l_y :**

Aux appuis

$$\mu = \frac{M_y^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{1.20 \times 10^3}{150 \times (13)^2 \times 14,2} = 0.003 < \mu_l = 0,392 \quad \text{SSA}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.9985$$

$$A_a = \frac{M_y^a}{\beta \cdot d \sigma_s} = \frac{1.2 \times 10^3}{0,9985 \times 13 \times 348} = 0.27 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2.01 cm² Avec : St = 25 cm

- **En travées :**

$$\mu = \frac{3.49 \times 10^3}{150 \times 13^2 \times 14,2} = 0.01 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_t = \frac{3.49 \times 10^3}{0,995 \times 13 \times 348} = 0.78 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA8 = 2.51 cm² Avec : St = 25 cm

f. Vérification à L'ELU :

1) Condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL91) :

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times h_0 \times \frac{(3 - \alpha)}{2}$$

Avec : ρ_0 : Taux d'armatures dans chaque direction ($\rho_0 = 0,0008$ pour les HA)

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0.67$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 15 \times \frac{(3 - 0.67)}{2} = 1.4 \text{ cm}^2$$

- **Sens l_x :**

Aux appuis : $A_a = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.4 \text{ cm}^2$ **OK**

En travées : $A_t = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.4 \text{ cm}^2$ **OK**

- **Sens l_y :**

Aux appuis : $A_a = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.4 \text{ cm}^2$ **OK**

En travées : $A_t = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.4 \text{ cm}^2$ **OK**

2) Diamètre minimal des barres: (art A-7.21 BAEL91)

On doit vérifier que : $\phi_{\max} \leq \frac{h_e}{10}$

$$\phi_{\max} = 8 \text{ mm} \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3) Ecartement des barres :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

-Direction la plus sollicitée : $S_t \leq \min(2h, 25)$

-Direction perpendiculaire : $S_t \leq \min(3h, 33)$

- **Sens l_x :**

Aux appuis : $S_t = 25 \text{ cm} = 25 \text{ cm}$ **OK**

En travées : $S_t = 20 \text{ cm} < 25 \text{ cm}$ **OK**

- **Sens l_y :**

Aux appuis : $S_t = 25 \text{ cm} < 25 \text{ cm}$ **OK**

En travées : $S_t = 20 \text{ cm} < 25 \text{ cm}$ **OK**

4) Vérification de non poinçonnement

$$P \leq 0,045 \mu_c h_0 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{aucune armature transversale n'est nécessaire si cette formule est}$$

vérifiée). Avec μ_c : périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$\mu_c = 2(u + v) = 2(1,00 + 1,00) = 4 \text{ m.}$$

$$P = 9 \text{ t} \leq 0,045 \times 4 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^2}{1,5} = 45 \text{ t} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

5) Contrainte tangentielle

Les efforts sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au milieu de } u \text{ on a : } v_u = \frac{P}{2u_0 + v_0}$$

$$\text{Au milieu de } v \text{ on a : } v_u = \frac{P}{3u_0}$$

$$\text{Avec } p = p + q_u l_x l_y = 9 + 6,563 \times 1,00 \times 1,50 = 18,84 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{18,84}{2 \times 0,75 + 0,75} = 8,37 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b.d} = \frac{8,37 \cdot 10^3}{1000 \times 130} = 0,094 [\text{Mpa}].$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 [\text{Mpa}].$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{La condition est vérifiée}$$

A L'ELS : v = 0,2**1) Moments engendrés par le système de levage :**

$$M_x^1 = q_s \times (M_1 + v.M_2)$$

$$M_y^1 = q_s \times (M_2 + v.M_1) \quad v = 0,2$$

$$M_x^1 = 90 \times (0,0651 + 0,2 \times 0,0321) = 6,44 \text{ KN.m}$$

$$M_y^1 = 90 \times (0,0321 + 0,2 \times 0,0651) = 4,06$$

2) Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

$$q_s = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN / mL}$$

$$\rho = 0,67 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,072 \\ \mu_y = 0,395 \end{cases}$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 = 0,072 \times 4,75 \times (1)^2 = 0,342 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,395 \times 0,342 = 0,135 \text{ KN.m} \end{cases}$$

3) superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.44 + 0.342 = 6.78 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.06 + 0.135 = 4.2 \text{ KN.m}$$

Remarque:

A fin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront munies en leur effectuant le coefficient 0,85 en travée et -0,3 aux appuis.

▪ **Sens l_x :**

Aux appuis : $M_x^a = -0.3 \times 6.78 = -2.03 \text{ KN.m}$

En travées : $M_y^t = 0.85 \times 6.78 = 5.76 \text{ KN.m}$

▪ **Sens l_y :**

Aux appuis : $M_x^a = -0.3 \times 4.2 = -1.26 \text{ KN.m}$

En travées : $M_y^t = 0.85 \times 4.2 = 3.57 \text{ KN.m}$

4) Vérification des contraintes dans le béton :

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ Avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

▪ **Sens l_x :****Aux appuis**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{2.51}{2.03} = 1.24$$

$$\mu_u = 0.01 \Rightarrow \alpha = 0.0126$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.24 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.37 > \alpha = 0.0126 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En travée :

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{7.12}{5.76} = 1.24$$

$$\mu_u = 0.03 \rightarrow \alpha = 0.0381$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.24 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.37 > \alpha = 0.0381 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Sens l_y :****Aux appuis**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{1.2}{1.26} = 0.95$$

$$\mu_u = 0.003 \rightarrow \alpha = 0.00375$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{0.95 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.225 > \alpha = 0,00375 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En travée :

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{3.49}{3.57} = 0.98$$

$$\mu_u = 0.01 \rightarrow \alpha = 0.0126$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{0.98 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.24 > \alpha = 0.0126 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : le calcul de la contrainte dans le béton n'est nécessaire

5) Etat limite de fissuration

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

6) Vérification de la flèche

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ces côtés, on peut se dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\text{a) } \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tu}}{20M_x}$$

$$\text{b) } \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

h : Hauteur de la dalle

M_{tu} : Moment en travée dans le sens x-x

M_x : Moment isostatique de référence dans la direction x-x pour une bande de 1m

A_x : Section d'armature /ml

b : Largeur de la bande ; égale à 1m

d : Hauteur utile de la bande.

$$\text{a) } \frac{h}{L_x} = \frac{15}{100} = 0.15$$

$$\frac{M_{tu}}{20M_x} = \frac{7.12}{20 \times 10.15} = 0.053$$

$$\frac{h}{L_x} = 0.15 > \frac{M_{tu}}{20M_x} = 0.053 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\text{b) } \frac{2}{f_e} = 0.005$$

$$\frac{A_x}{b.d} = \frac{2.51}{100 \times 13} = 0.0019$$

$$\frac{A_x}{b.d} = 0.0019 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \quad \text{condition vérifiée}$$

IV.1) 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-2) Concept de base de la M.E.F (méthode des éléments finis)

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur leurs limites. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds. La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

IV .3) Description du logiciel *ETABS*

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...etc.*).

En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD, SAP2000* et *SAFE*).

Rappel :(terminologie) :

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Element : élément

Restreints : degrés de liberté(D.D.L)

Loads : charge

UniformedLoads : point d'application de la charge

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel : acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

IV.4) Manuel d'utilisation de L'ETABS

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.60.



Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS (fig.1).

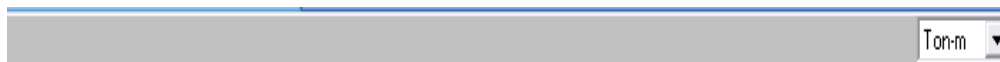
IV.5) Etapes de modélisation

IV.5.1) Première étape

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

a) Choix des unités

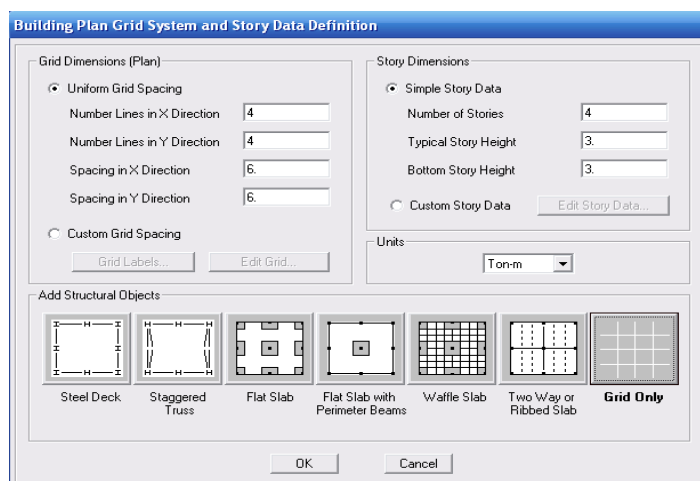
On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements :



b) Géométrie de base

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne File puis New model, cette option permet d'introduire :

- Le nombre de portiques suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre des étages



Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : X-Y, X-Z, Y-Z.

b) Modification de la géométrie de base

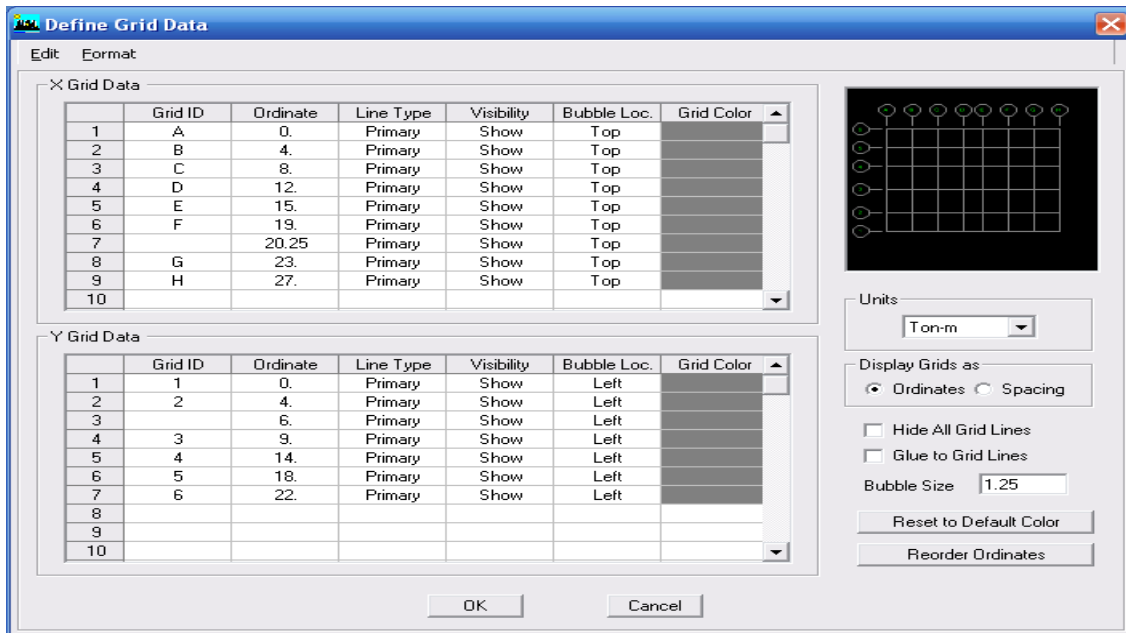
Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

- -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 StoryData.

Suivant x : 0, 4, 8, 12.15, 19, 23, 27. [m]

Suivant y : 0, 4, 6, 9, 14, 18, 22. [m]

Suivant z : 0, 3.06, 7.56, 10.62, 13.68, 16.74, 19.8, 22.86, 25.92, 28.98, 32.04, 35.1, 38.16. [m]



Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
13	STORY12	3.06	37.72	Yes		No	0.
12	STORY11	3.06	34.66	No	STORY12	No	0.
11	STORY10	3.06	31.6	No	STORY12	No	0.
10	STORY9	3.06	28.54	No	STORY12	No	0.
9	STORY8	3.06	25.48	No	STORY12	No	0.
8	STORY7	3.06	22.42	No	STORY12	No	0.
7	STORY6	3.06	19.36	No	STORY12	No	0.
6	STORY5	3.06	16.3	No	STORY12	No	0.
5	STORY4	3.06	13.24	No	STORY12	No	0.
4	STORY3	3.06	10.18	No	STORY12	No	0.
3	STORY2	4.06	7.12	No	STORY12	No	0.
2	STORY1	3.06	3.06	No	STORY12	No	0.
1	BASE		0.				

Reset Selected Rows

Height:

Master Story:

Similar To:

Splice Point:

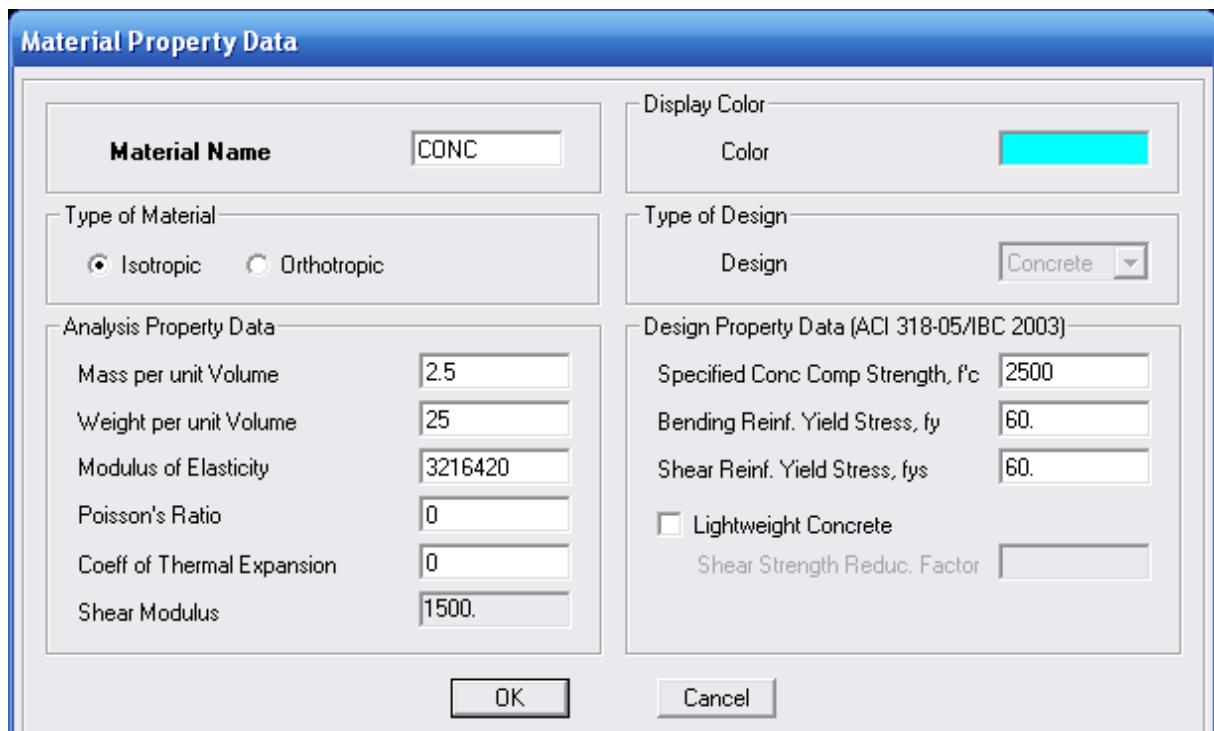
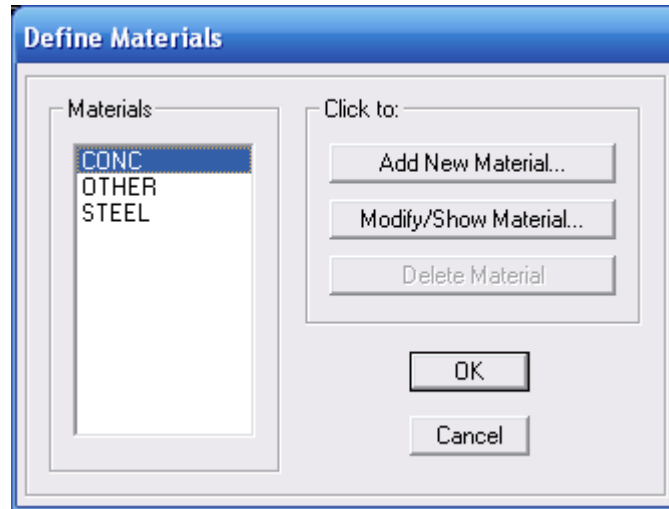
Splice Height:

Units:

IV.4.2) 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 Material proprietes nous sélectionons le matériau CONC et on clique sur Modify /Show Material, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

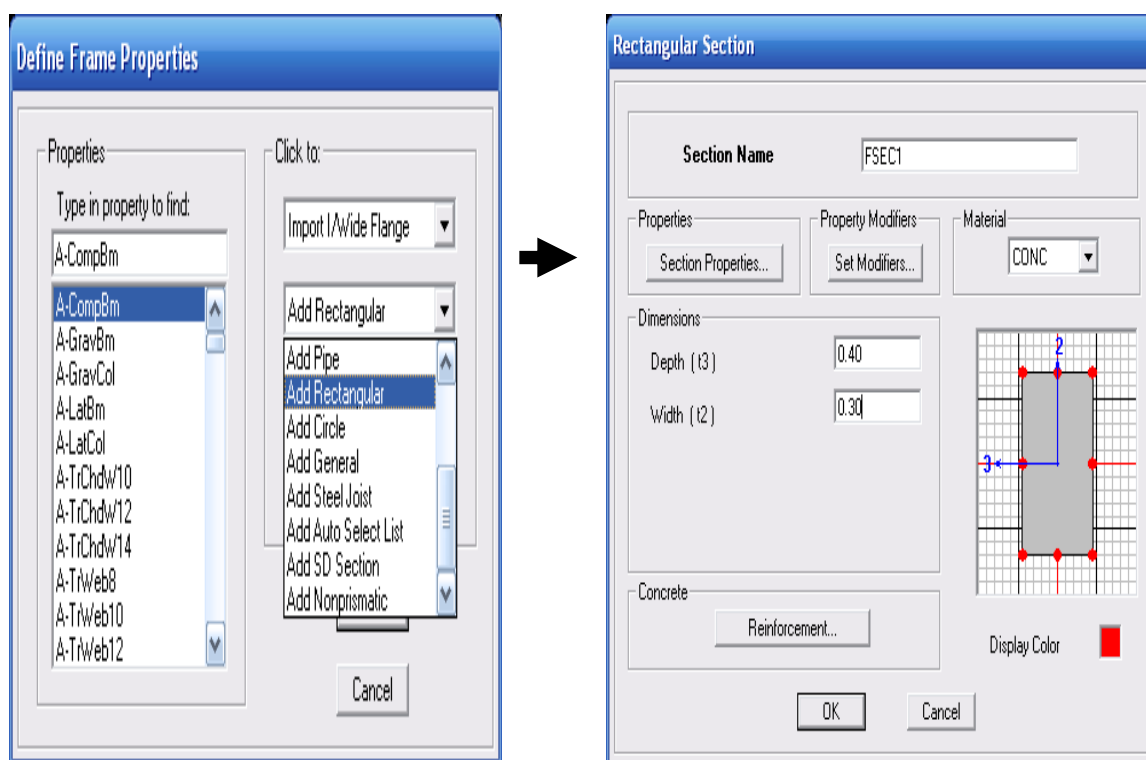


IV.4.3) Troisième étape

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 poutres principales(PP) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu Définie puis Frame sections. On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne AddRectangular pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).



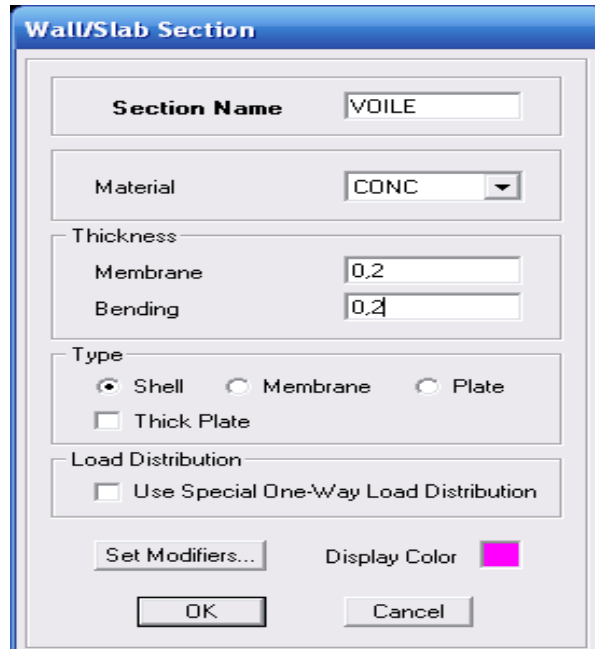
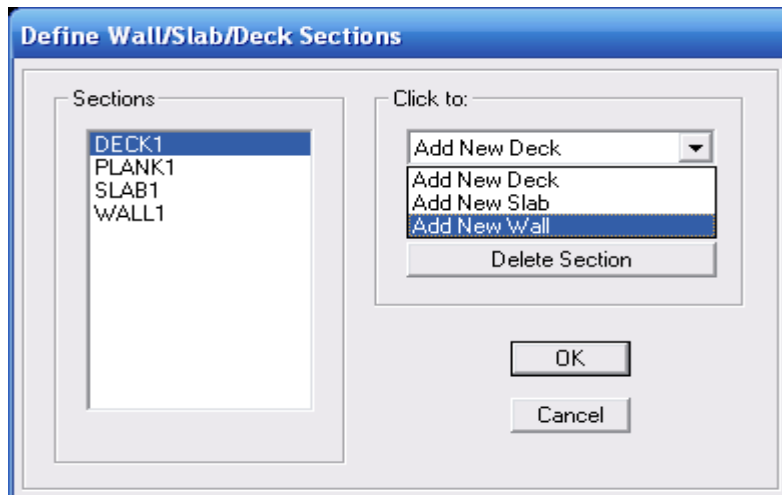
Le bouton Reinforcement conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

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 éléments

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.



IV.4.4) Quatrième étape : définir les charge

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

1) 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 : DefineLoad Cases➔

➤ Charges permanentes

Load Name (Nom de la charge): G

Type : DEAD (permanente)

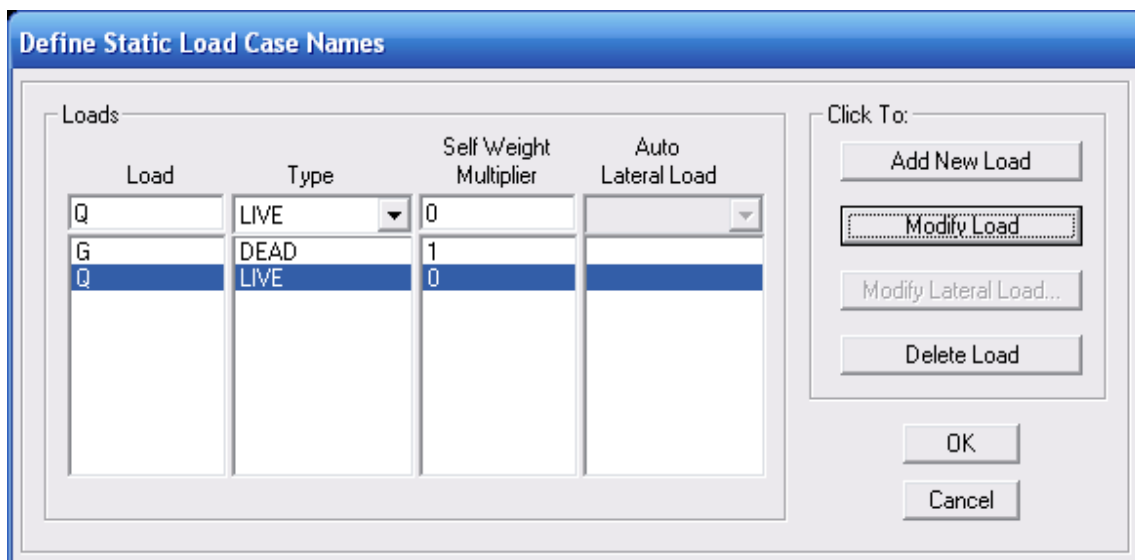
Self weightmultiplier (Coefficient interne poids propre) : 1

➤ Surcharges d'exploitation

Load Name (Nom de la charge): Q

Type : LIVE (exploitation).

Self weightmultiplier (Coefficient interne poids propre) : 0



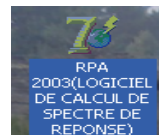
2) Charge dynamique (E)

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

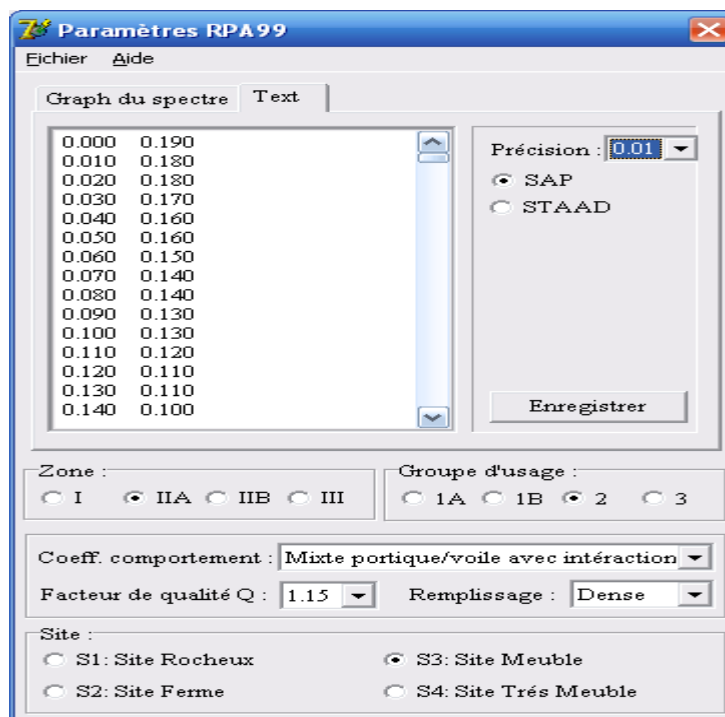
- Données à introduire dans le logiciel :

- Zone : IIa (Zone à sismicité moyenne, voir Annexe 1 du RPA 2003)
- Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA 2003)
- Coef comportement : mixte portiques/voiles avec interaction
- Remplissage : Dense (Cloisons en maçonnerie).
- Site : S3.
- Facteur de qualité (Q): 1.15.



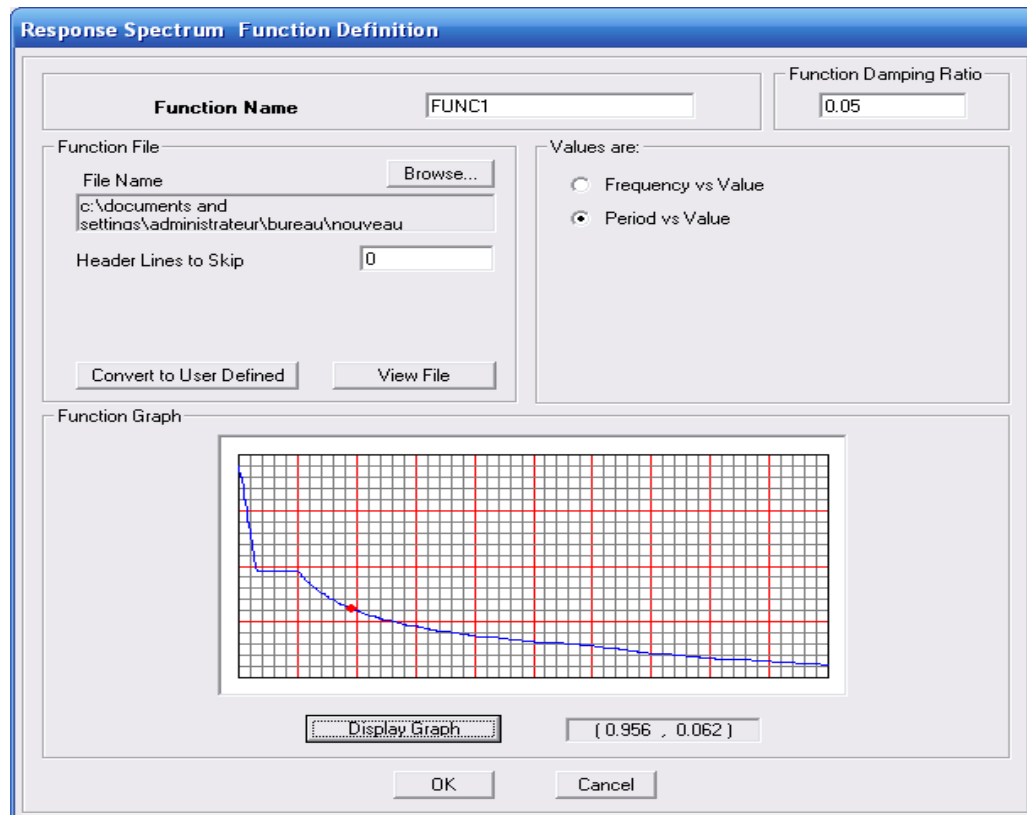
- On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône.

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet Text.



□ Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

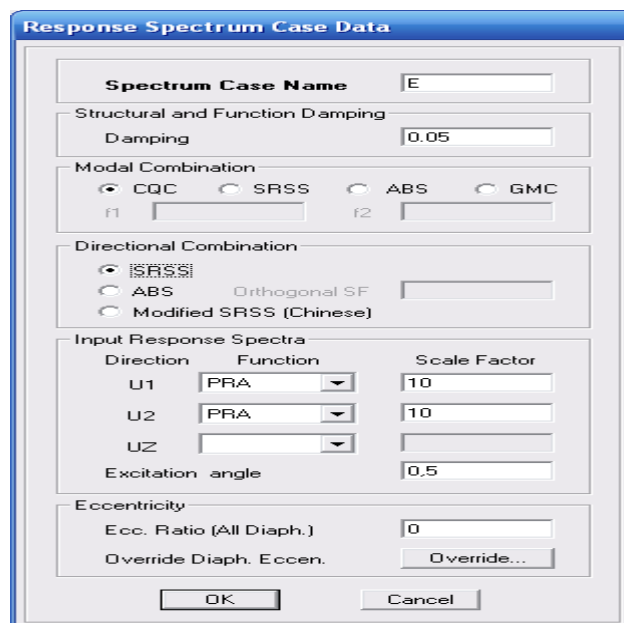
Define → Response Spectrum Functions → Spectrum from file.



Function Name (nom du spectre):
RPA.


➤ Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement E (séisme), pour cela on clique sur :

Define Responses spectrum cases
Add New Spectrum

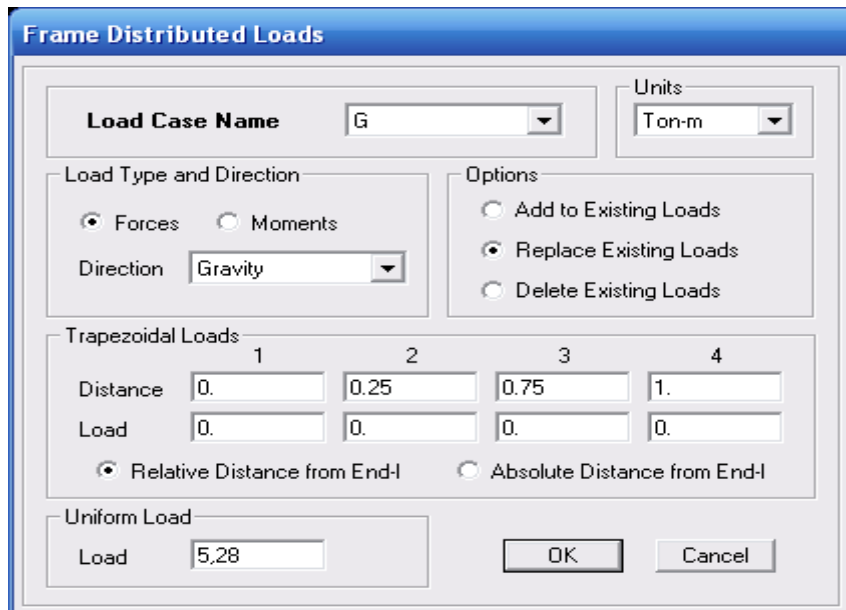


Dans la partie Input response spectra, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).

IV.4.5) 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 \longrightarrow Frame/line loads Distributed. \longrightarrow



Trapezoidal Loads		1	2	3	4
Distance		0.	0.25	0.75	1.
Load		0.	0.	0.	0.

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.

IV.4.6) sixième étape : Introduction des combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

- **Combinaisons aux états limites :**

ELU : $1.35G+1.5Q$.

ELS : $G+Q$.

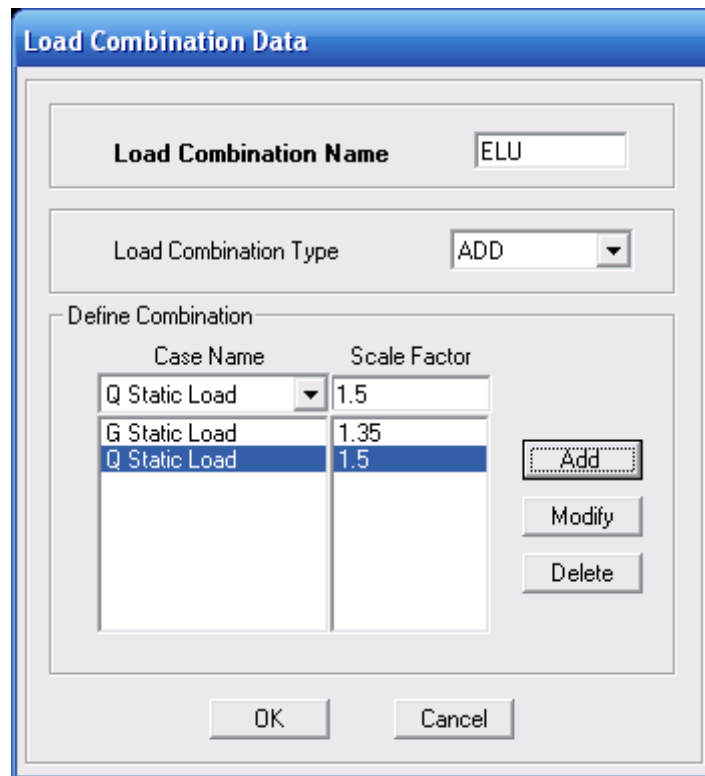
- **Combinaisons accidentelles du RPA :**

GQE : $G+Q\pm E$.

08GE : $0.8G\pm E$.

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define \longrightarrow load Combinations \longrightarrow Add New Combo.



On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

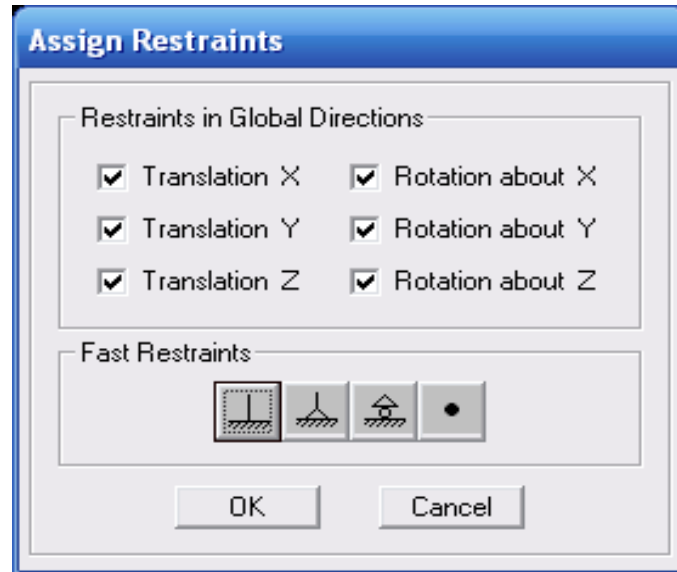
IV.4.7) septième étape : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

APPUIS :

Les poteaux sont supposés parfaitement encastres dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du RDC puis on clique sur :

→  Assign Joint/point → Restraints



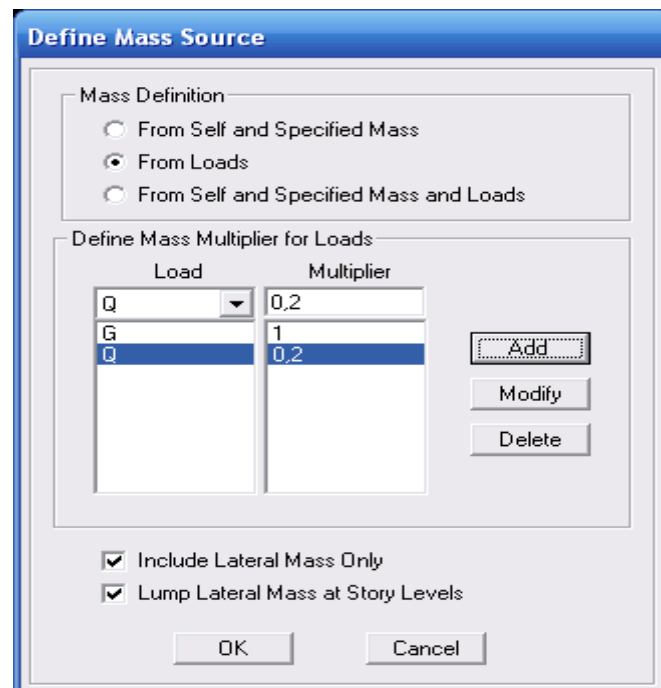
➤ **Mass- Source**

Define → Mass source

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de Mass –Source.

On donne la valeur 1 pour la charge permanente.

On donne la valeur de β suivant la nature de la structure.

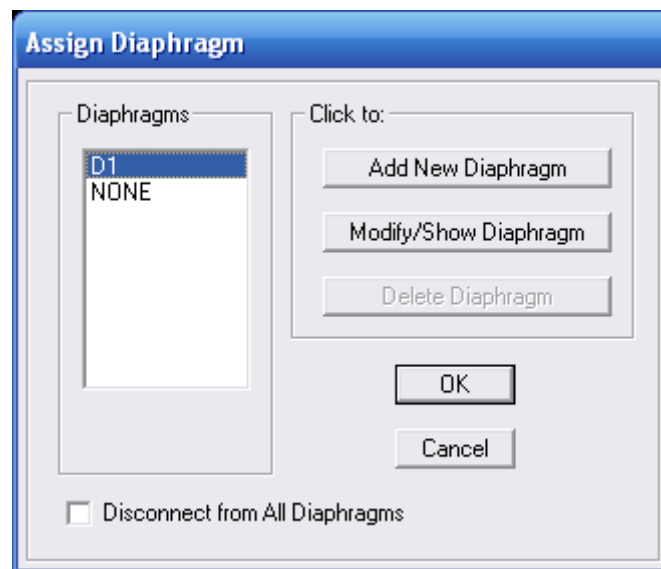


➤ Diaphragme

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 ———>DiaphragmAdd New Diaphragm.



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case Diaphragm on clique sur OK pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.


IV.4.8) huitième étape : Analyse et visualisation des résultats.

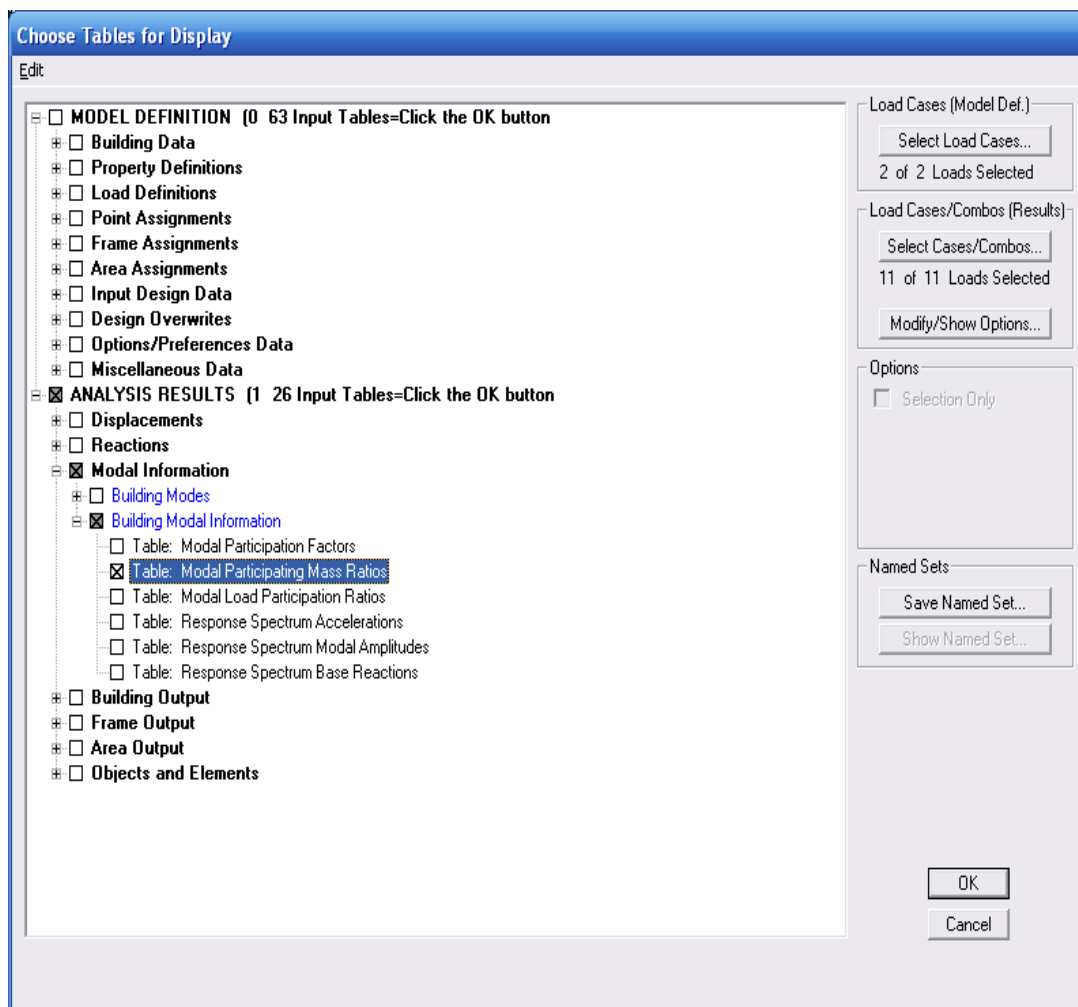
Lancement de l'analyse

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet Analyze et on sélectionne Run Analysis.

➤ Visualisation des résultats

Période et participation modale :

Dans la fenêtre display  show tables, on clique sur Modal Information et on sélectionne la combinaison « Modal ».



Déformée de la structure


On appuie sur l'icône Show  DeformedShap et on sélectionne une combinaison d'actions.

Diagramme des efforts internes :

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne Show Member forces/Stresses Diagram dans le menu Display.

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/comb pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur OK.

➤ **Les poteaux**

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

➤ **Efforts internes dans les voiles**

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans Area Output on clique sur « Area forces and Stresses » et on sélectionne une combinaison d'actions.

➤ **Déplacements**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur show tables puis on coche « Displacements ».

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur Excel, la colonne U_x correspond au sens xx , et U_y au sens yy .

➤ **Effort tranchant et moment sismique à la base**

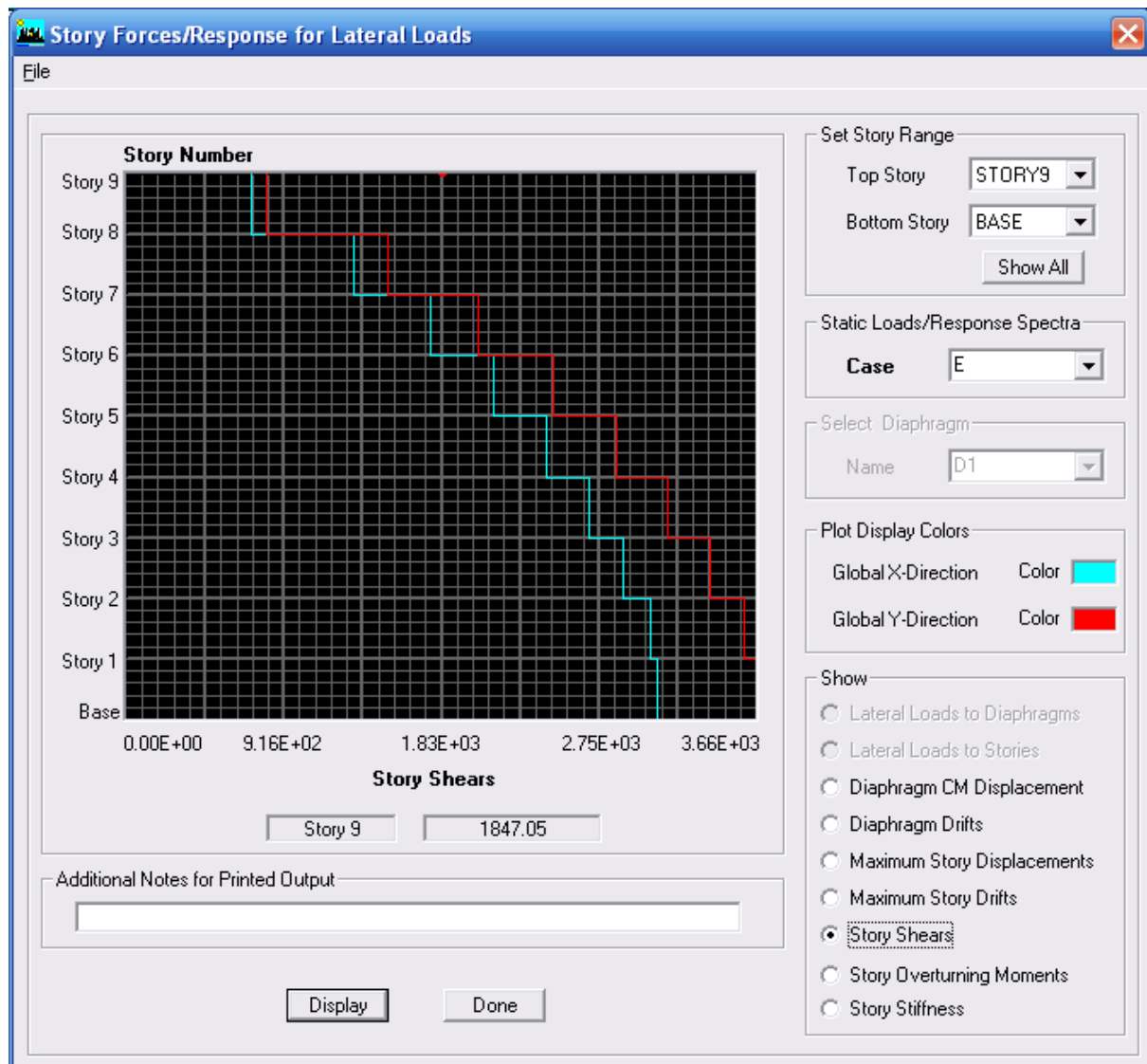
Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur show Story Reponse plots

En coche Story shears ensuite on sélectionne le séisme E.

Effort tranchant de niveau :

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu View on clique sur Set 3D View et on sélectionne le plan XZ.

Dans Display on clique sur Show Deformed Shape et on sélectionne la combinaison E. Enfin, dans Draw on choisit l'option Draw Section Cut et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.



Remarque :

En désélectionnant la case Shells on aura l'effort repris par les portiques et on désélectionnant la case Frames nous aurons l'effort repris par les voiles.

V. Les vérifications de RPA/version 2003**V.1.Régularité en plan****V.1.1.Régularité géométrique en plan**a₁

- selon xx pas de décrochement.....la condition est vérifiée
- selon yy pas de décrochementla condition est vérifiée

$$a_2 \frac{L}{l} < 4$$

L : longueur de bâtiment

L : largeur de bâtiment

$$\frac{27}{18} = 1.5 < 4 \text{ ok}$$

$$a_3 \text{ Souve} < 0.15S_{\text{tot}}$$

S_{tot}: la surface total de plancherS_{ouv} : la surface des ouvertures

On prend le plancher qui possède des ouvertures importantes

$$S_{\text{ouver}} = 3 \times 4 = 12 \times 3 = 36 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{c ass}} = 1,90 \times 1.40 = 2.66 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{ouv}} = 38.66 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{totale}} = 27 \times 18 = 486 \text{ m}^2$$

$$\frac{38.66}{486} = 0.079 < 0.15 \text{ ok}$$

Conclusion : la régularité en géométrie en plan est satisfaite**V.1.2. Régularité structurale en plan**

$$|X_{\text{CR}} - X_{\text{CM}}| \leq 0.05l$$

$$|Y_{\text{CR}} - Y_{\text{CM}}| \leq 0.05l$$

X_{cr} : centre de rigidité de plancher suivant l'axe xxX_{cm} : centre de torsion de plancher suivant l'axe xxY_{cr} : centre de rigidité de plancher suivant l'axe yyY_{cm} : centre de torsion de plancher suivant l'axe yy

Tableau.V.1) représente les centres de masse et centres de rigidité

➤ Régularité structurelle en plan satisfaite

Xcr	xcm	xcr-xcm	$0.05l=0.05.27=1,3$ 5	Ycr	ycm	ycr-ycm	$0,05.18=0,9$
13,510	13,519	0,009	$\leq 1,3$ ok	9,741	8,969	0,772	< 0,9
13,661	13,507	0,154	Ok	9,776	8,910	0,866	ok
13,755	13,505	0,25	Ok	9,690	8,807	0,883	ok
13,805	13,503	0,302	Ok	9,595	8,703	0,892	ok
13,831	13,503	0,328	Ok	9,508	8,690	0,705	ok
13,842	13,501	0,341	Ok	9,434	8,600	0,834	ok
13,844	13,499	0,345	Ok	9,377	8,597	0,78	ok
13,844	13,499	0,345	Ok	9,333	8,597	0,736	ok
13,843	13,497	0,346	Ok	9,300	8,594	0,706	ok
13,843	13,533	0,31	ok	9,283	8,526	0,757	ok
13,405	13,500	0,095	ok	8,218	8,150	0,068	ok

V.2. Régularité en élévation :

$$\frac{B'}{B} \geq 0,67$$

$$\frac{B'}{B} = 0,76$$

Conclusion : Régularité géométrique en élévation vérifié

Bâtiment classe régulière

Vérification du pourcentage de participation modale

Il doit être supérieur à 90% dans les deux sens (XX et YY).

Pour notre structure, nous verrons cette vérification satisfaite en mode 10 ; les résultats sont donnés sur le tableau ci-dessous :

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,907121	71,6647	0,1251	71,6647	0,1251
2	0,827222	0,1246	69,4397	71,7893	69,5648
3	0,582563	0,1928	0,0716	71,9821	69,6365
4	0,236953	17,3768	0,0028	89,3589	69,6393
5	0,190648	0,0007	19,8307	89,3597	89,4699
6	0,129247	0,0428	0,0143	89,4025	89,4842
7	0,111023	1,8885	0,0000	91,2910	89,4842
8	0,102939	4,0773	0,0066	95,3684	89,4908
9	0,100957	0,0623	0,2767	95,4307	89,7675
10	0,087699	0,0001	0,2443	95,4308	90,0118

Tableau.V.2) Masse participante donnée par le logiciel ETABS.

U_x : pourcentage de participation modale suivant la direction xx

U_y : pourcentage de participation modale suivant la direction yy

Mode1 : translation suivant xx

Mode2 : translation suivant yy

Mode3 : torsion suivant zz

Résultantes des forces sismiques de calcul

La résultante des forces sismique à la base $V_{M.M.S}$ obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques, déterminée par la méthode statique équivalente $V_{M.E.S}$ pour une Valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Effort tranchant à la base selon la méthode statique équivalente(M.S.E)

$$V_{M.S.E} = \frac{ADQ}{R} W$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} A = 0,15 \\ R = 3,5 \\ Q = 1,15 \end{cases}$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2/3)^{\frac{2}{3}} (3/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

$$T = Ct h_n^{\frac{3}{4}}$$

C_t : coefficient en fonction de système de contreventement ; du type de remplissage et donne par le tableau 4.6 : $C_t = 0,05$

h_n : hauteur de bâtiment

$$T = 0,673s$$

$$0,50 \leq T \leq 3s$$

$$D = 2,27$$

W : Poids total du bâtiment :

W : est égale à la somme de >s poids W_i , de chaque niveau (i) :

$$W = \sum W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

D'après le RPA 99 modifier en 2003 (Tableau 4.5) on prend $\beta = 0.2$

W : Poids total du bâtiment :

W : est égale à la somme des poids W_i , de chaque niveau (i) :

$$W = \sum W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

V.3 Effort tranchant selon la méthode spectrale modale (M.M.S)

V.3.1. Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul RPA 99 modifié en 2003(4.13) suivant :

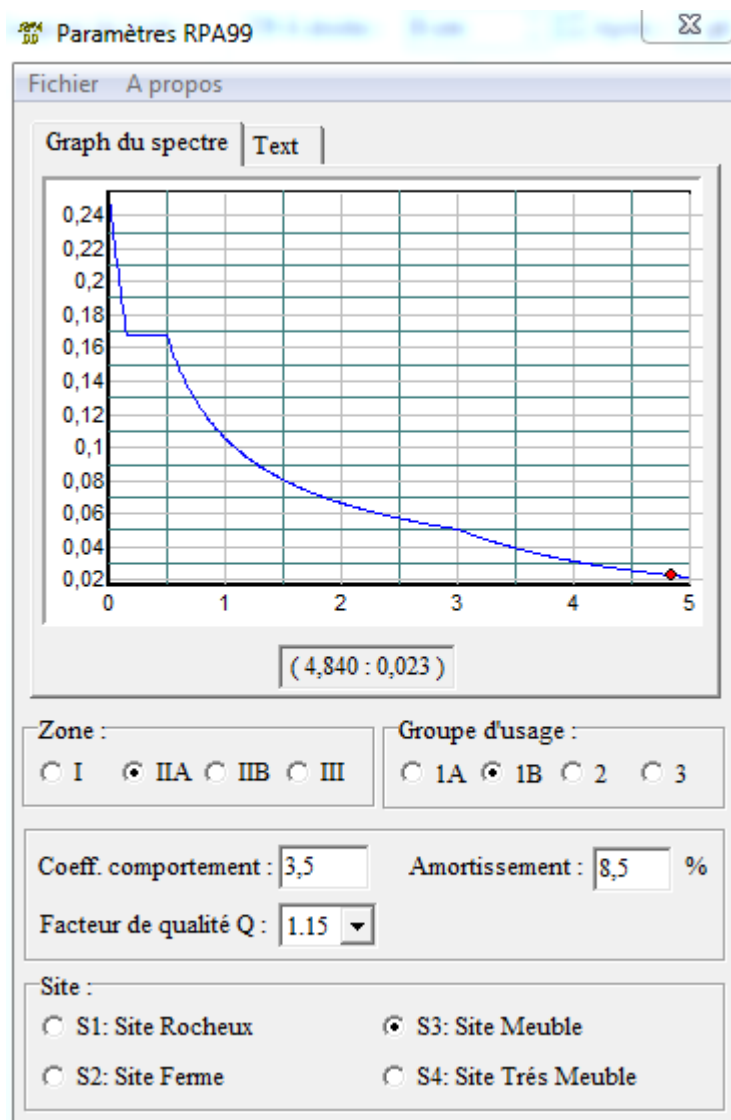


Figure .V. 1

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5 \eta (1,25 A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone

η : Facteur de correction d'amortissement

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

R : Coefficient de comportement de la structure

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

Q : Facteur de qualité

V.3.2. Détermination du coefficient d'accélération

$$\left. \begin{array}{l} \text{Groupe : 1B} \\ \\ \text{Zone : II2} \end{array} \right\} A = 0,20 (\text{Tab 4.1})$$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

$\xi = 8,5$: Tab 4.2 construction mixte/ voiles avec interaction

R = 3,5 : Tab 4.3 construction mixte/ voiles avec interaction

V.3.3. Détermination de facteur de qualité Q

$$Q = 1 + \sum_1^5 p_q$$

p_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non

V.3.4. Redondance en plan

- Nombre de files de portique :

Suivant xx : $5 > 4$ ok

Suivant yy : $8 > 4$ ok

- Le rapport entre la travée maximal est minimal doit être inférieur à 1,5

Suivant xx : $\frac{4}{3} = 1,33 < 1,5$ ok

Suivant yy : $\frac{5}{4} = 1,25 < 1,5$ ok

$$P_q = 0$$

- Régularité en plan : est vérifié d'où $P_q = 0$
- Régularité en élévation : est vérifié d'où $P_q = 0$
- Control de qualité des matériaux : non observe d'où $P_q = 0,05$
- Control de la qualité de l'exécution : non observe d'où $P_q = 0,10$

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0,05 + 0,10) = 1,15$$

T1 et T2 est donnees par le (Tab 4.7)

Site S3..... T1= 0,15 et T2= 0,5

- Le tableau ci-dessous nous résume les efforts tranchant obtenus a la base par la méthode MMS et MES :

Sens	V _{M.M.S} (kn)	V _{M.E.S} (kn)	0,8VMES (kn)	Vérification
XX	5401,89	5732,74	4586,19	vérifiée
YY	5622,33	5732,74	4586,19	vérifiée

Tableau.V.3) les efforts tranchant à la bas

V.4. Justification de la sécurité**V.4.1. Justification vis-à-vis des déformations**

Les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage : les résultats sont donnés par le tableau ci-dessous : $\Delta_{I+1} - \Delta_I < 1\% \text{ ht}$

Etage	δ_x	δ_y	$\delta_{I+1X} - \delta_{IX}$ = Δ_{xx}	$\delta_{I+1Y} - \delta_{IY}$ = Δ_{yy}	1%ht	verif
10	0,0425	0,0381	0,0034	0,0032	0,0306	Ok
9	0,0380	0,0336	0,0045	0,0045	0,0306	Ok
8	0,0333	0,0290	0,0047	0,0046	0,0306	Ok
7	0,0285	0,0244	0,0048	0,0046	0,0306	Ok
6	0,0236	0,0197	0,00285	0,0047	0,0306	Ok
5	0,0187	0,0153	0,0049	0,0044	0,0306	Ok
4	0,0139	0,00111	0,0048	0,014	0,0306	Ok
3	0,0094	0,0074	0,0045	0,0062	0,0306	Ok
2	0,0055	0,0042	0,0039	0,0032	0,0306	Ok
1	0,0023	0,0018	0,0027	0,0024	0,045	Ok

Tableau.V.4) déplacements relatifs d'étages

- δ_x : le déplacement de l'étage suivant l'axe xx.
- δ_y : le déplacement de l'étage suivant l'axe yy.
- $\Delta_{I+1X} - \Delta_{IX} = (\delta_{I+1X} - \delta_{IX}) R$: le déplacement relatif au niveau i+1 par rapport au niveau I suivant l'axe xx.

- $\Delta_{I+1Y} - \Delta_{IY} = (\delta_{I+1Y} - \delta_{IY}) R$: le déplacement relatif au niveau i+1 par rapport au niveau I suivant l'axe yy.
- $R = 5$
- **V.4.2. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ**

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

$$\text{Si } \theta \leq 0,1$$

$$\theta = \frac{p_i \Delta_i}{V_i h_i}$$

P_i : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau

Δ_i : Déplacement relatif d'un niveau i par rapport à niveau i-1.

V_i : effort tranchant d'étage au niveau i.

H_i : hauteur de l'étage .

Suivant xx :

étage	H_i (m)	Δ_i (m)	V_i (kn)	P_{cummul}	θ_i : facteur d'instabilité	Vérifi $\leq 0,1$
11	3,06	0,0033	32,96	83,48	0,0027	Ok
10	3,06	0,0034	1162,76	4868,31	0,0046	Ok
9	3,06	0,0045	2076,86	4892,44	0,0034	Ok
8	3,06	0,0047	2785,42	4892,43	0,0026	Ok
7	3,06	0,0048	3365,1	4892,43	0,0022	Ok
6	3,06	0,0285	3858,47	5012,93	0,012	Ok
5	3,06	0,0049	4296,64	5012,92	0,0018	Ok
4	3,06	0,0048	4680,41	5012,92	0,0016	Ok
3	3,06	0,0045	5001,68	5149,48	0,0015	Ok
2	3,06	0,0039	5253,2	5149,47	0,0012	Ok
1	4,50	0,0027	5401,89	5488,63	0,006	Ok

Tableau .V. 5) déplacements relatifs et les efforts tranchants.

Suivants yy :

Etage	Hi (m)	Δi (m)	Vi(kn)	Pcummul	θ_i : facteur d'instabilité	Vérif $\leq 0,1$
11	3,06	0,033	32,96	83,48	0,027	Ok
10	3,06	0,0032	1162,76	4868,31	0,0043	Ok
9	3,06	0,0045	2076,86	4892,44	0,0034	Ok
8	3,06	0,0046	2785,42	4892,43	0,0026	Ok
7	3,06	0,0046	3365,1	4892,43	0,0021	Ok
6	3,06	0,0047	3858,47	5012,93	0,0019	Ok
5	3,06	0,0044	4296,64	5012,92	0,0016	Ok
4	3,06	0,014	4680,41	5012,92	0,0049	Ok
3	3,06	0,0062	5001,68	5149,48	0,0016	ok
2	3,06	0,0032	5253,2	5149,47	0,0010	Ok
1	4,5	0,0024	5401,89	5488,63	0,0007	Ok

Tableau .V. 6) déplacements relatifs et les efforts tranchants.

Déplacement maximal :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule

Suivante : $\delta_{\max} \leq f = ht/500$

f : La flèche admissible.

Ht: La hauteur totale du bâtiment.

> Sens l'action de Ex :

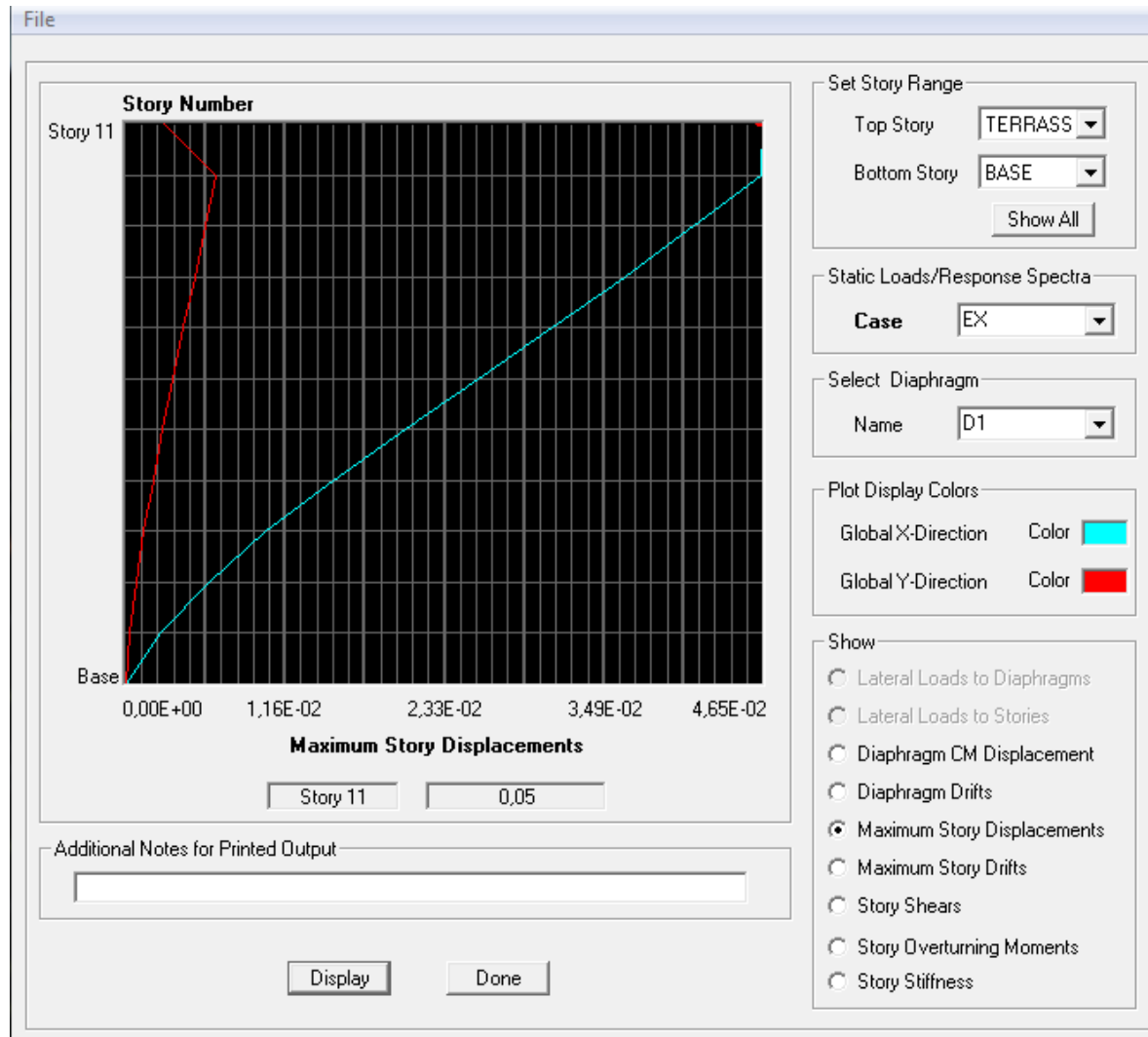


Figure .V.2) Vérification des déplacements selon Ex

$\delta_{max} = 0.05 \leq f = \frac{ht}{500} = \frac{32.04}{500} = 0.064$ conditions vérifié

Sous l'action Ey :

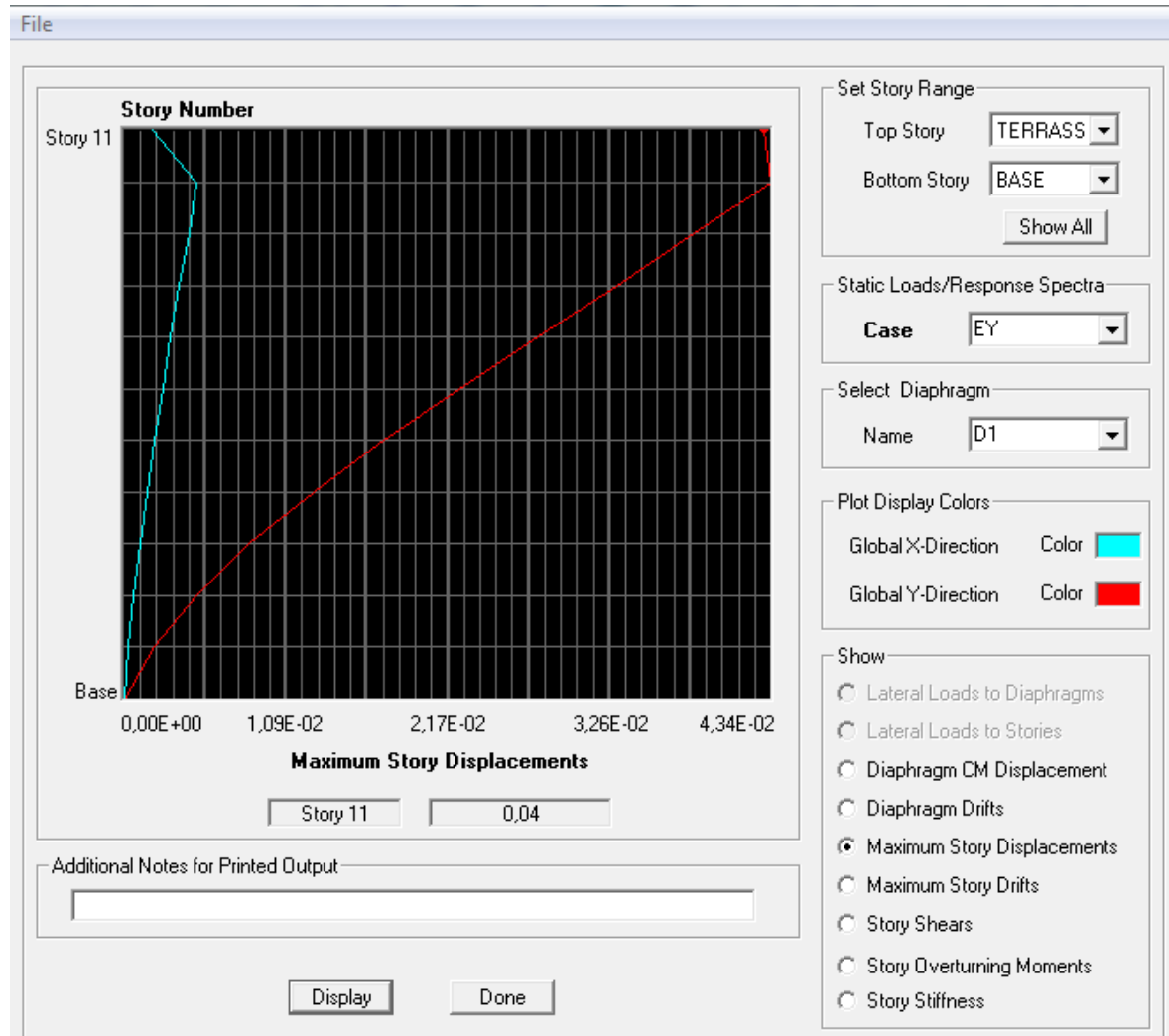


Figure .V. 3) Vérification des déplacements selon Ey

$$\delta_{\max} = 0.04 \leq f = ht/500 = 32.04/500 = 0.064 \text{ conditions vérifié}$$

V.4.3) Justification du système portiques contreventé par des voiles :

Calcul du pourcentage de participation des voiles et portiques :

A- Sous charges horizontales :

a- Suivant X-X :

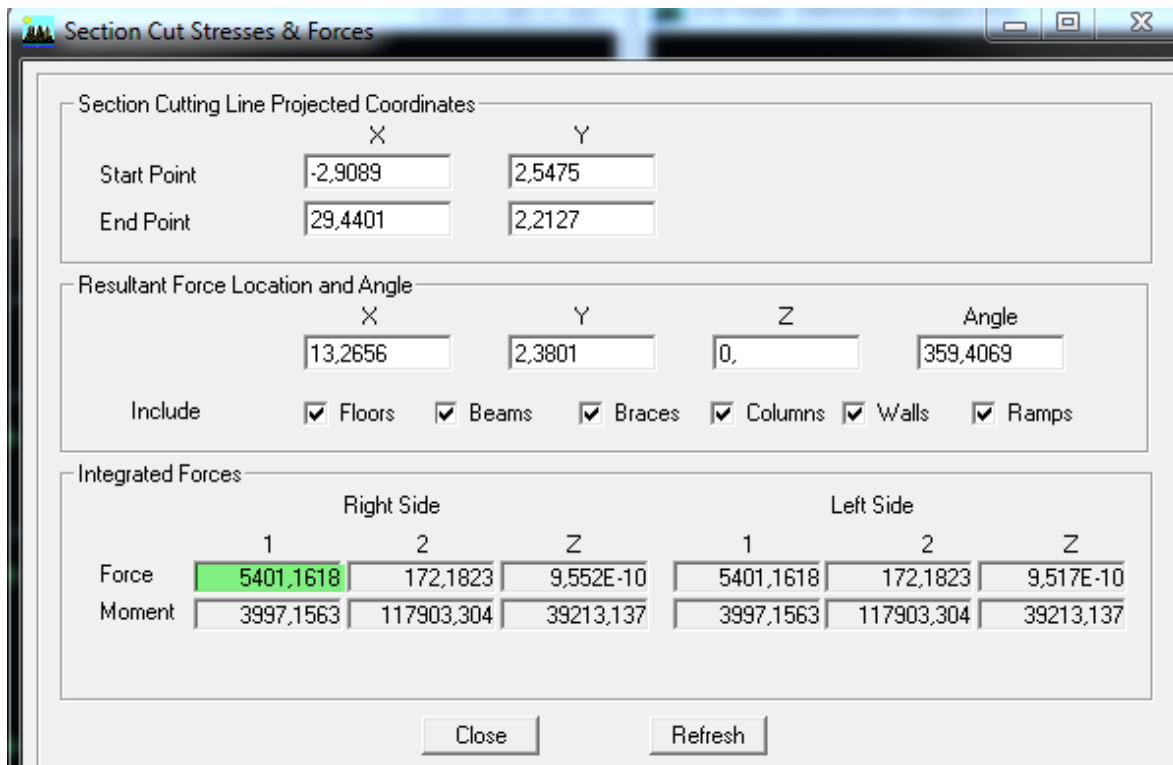


Figure V.4 : L'effort de la charge Ex repris par l'ensemble.

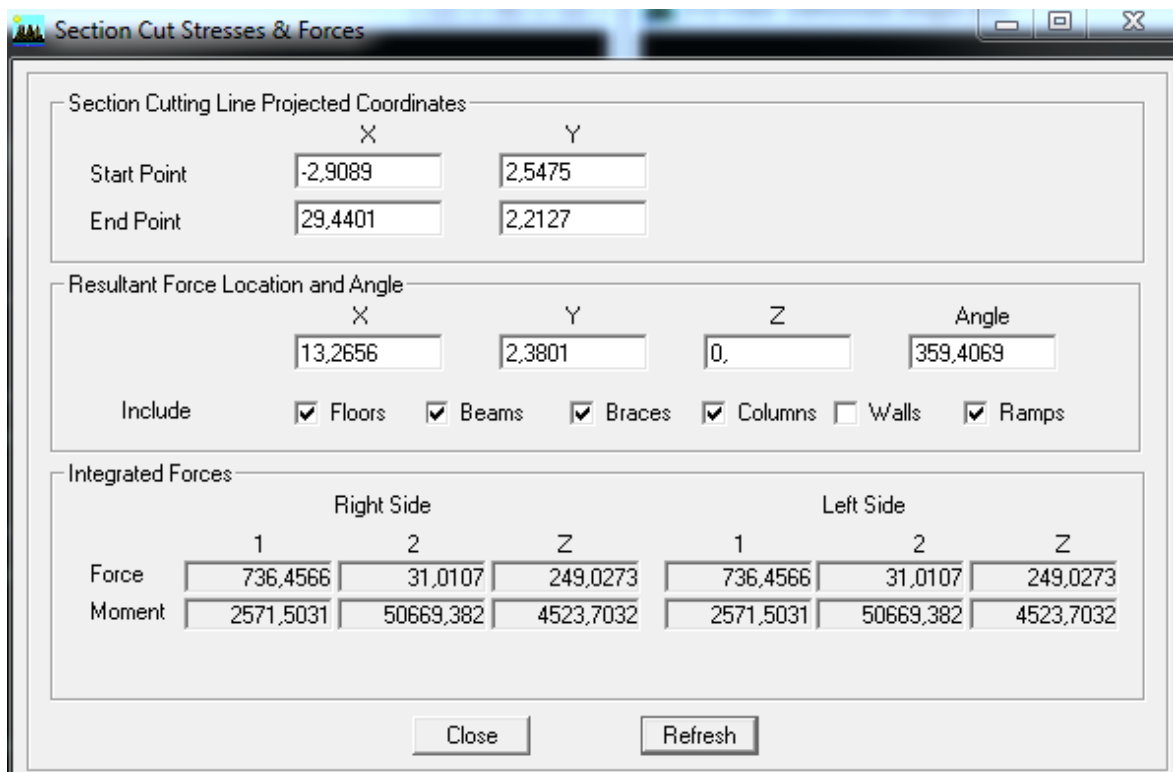


Figure V.5) L'effort de la charge Ex repris par les portiques.

Analyse des résultats :

Effort repris par l'ensemble : 5401,16 kN

Effort repris par les portiques : 736.45kN

Le pourcentage repris par :

Les portiques : 13,63%

Les voiles : 86,36%

b- Suivant Y-Y :

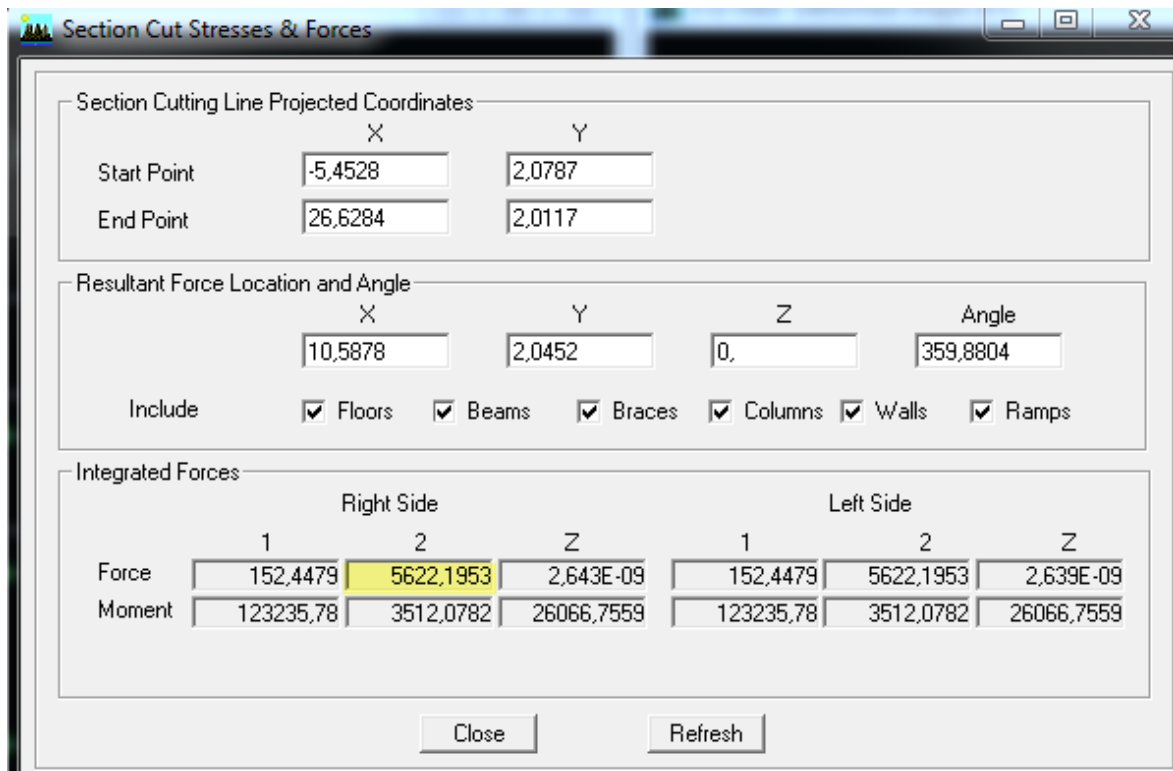


Figure V.6) L'effort de la charge E_y repris par l'ensemble

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-5,4528	2,0787
End Point	26,6284	2,0117

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	10,5878	2,0452	0,	359,8804

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	23,1408	630,3232	751,2611	23,1408	630,3232	751,2611
Moment	47118,68	1657,1518	2534,2933	47118,68	1657,1518	2534,2933

Close Refresh

Figure V.7) L'effort de la charge E_y repris par les portiques.

Analyse des résultats :

Effort repris par l'ensemble : 5622.195kN

Effort repris par les portiques : 630,323kN

Le pourcentage repris par :

Les portiques : 11,21%

Les voiles : 88,78%

Donc notre structure est contreventée par voile

Conclusion :

D'après les résultats obtenus ci-dessus on peut conclure que l'exigence du RPA a été observée :

- Le pourcentage de la participation massique est vérifié.
- L'excentricité est vérifiée.
- Les déplacements relatifs sont vérifiés.
- L'effort normal aux niveaux des poteaux.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- L'effet P- Δ .

Nous pouvons passer au ferrailage de la structure.

INTRODUCTION :

Le ferrailage des éléments résistants s'effectuera selon le règlement BAEL91/révisé 99 et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA 99/ version 2003).

Les poteaux et les voiles seront donc calculés en flexion composée.

Les poutres seront calculées à la flexion simple.

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la conception de notre structure sont citées dans le tableau suivant :

	Γ_s	fC28	f _{bu} (Mpa)	Fe(Mpa)	σ_s (Mpa)
Situation durable	1,15	25	14,17	400	348
Situation accidentelle	1	25	18,48	400	400

Tableau VI.1) caractéristiques mécaniques des matériaux

VI.1 Ferrailage des poteaux

Pour le ferrailage des poteaux on adopte le même ferrailage pour chaque trois niveaux, on aura donc les zones suivantes :

- Zone 1 : du rdc au deuxième étage [poteaux (45x45)]
- Zone 2 : du troisième au cinquième étage [poteaux (40x40)]
- Zone 3 : du sixième au huitième étage [poteaux (35x35)]
- Zone 4 : étage terrasse [poteaux (30x30)]

Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal.

Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée. Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations suivantes).

- ✓ Effort normal maximal (N_{max}) → Moment correspondant
- ✓ Moment maximal (M_{max}) → Effort normal correspondant
- ✓ Effort normal minimal (N_{min}) → Moment correspondant

Nous pouvons alors avoir l'un des trois cas suivants :

- ✓ Section partiellement comprimée SPC.
- ✓ Section entièrement tendue SET.
- ✓ Section entièrement comprimée SEC

Combinaisons des charges

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les combinaisons suivantes :

- **Selon BAEL 91 : Situation durable**

$1,35G+1,5Q$ à l'ELU.

$G+Q$ à l'ELS

- **Selon le R.P.A 99 : Situation accidentelle (Art 5.2)**

$G+Q+E$ **RPA99 révisée 2003.**

$0,8G+E$ **RPA99 révisée 2003.**

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra à la maximale des trois valeurs (le cas le plus défavorable).

VI.1.1 Recommandation du RPA 99/Version 2003 Armatures longitudinales :

a) Armatures longitudinales :

D'après le RPA99/version 2003 (Art 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité à :

- ✓ Le pourcentage minimal est de 0.8% de la section du poteau
- ✓ Le pourcentage maximal est de 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement

Section des poteaux (Cm ²)	Pourcentage minimal $A_{min}=0.8\% \times b \times h$ (cm ²)	Pourcentage maximal (cm ²)	
		Zone de recouvrement $A_{max}=6\% \times b \times h$	Zone courante $A_{max}=4\% \times b \times h$
(45x45)	16,2	121,5	81
(40x40)	12,8	96	64
(35x35)	9,8	73,5	49
(30x30)	7,2	54	36

Tableau VI.2) Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA

- ✓ Le diamètre minimal est supérieur ou égal à 12mm.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone IIa)
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa)
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

b) Armatures transversales

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

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_1 V_u}{h_1 h_e} \quad (\text{RPA99/2003 : formule 7.1})$$

Avec :

A_t : section d'armature transversale

V_u : effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur totale de la section brute

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale $f_e = 400 \text{ Mpa}$.

ρ_1 : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

$$\rho_1 = \begin{cases} 2,5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec: (λ_g) est l'élançement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left\{ \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right\}$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} l_0 = 450 \text{ cm pour le RDC} \\ l_0 = 306 \text{ cm pour les étage courant} \end{array} \right.$

(a et b) dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau.

L'expression de la longueur de flambement l_f est donnée suivant l'article **B.8.3, 3 du BAEL91/99** :

$$l_f = 0.7l_0 \quad ; \quad l_0: \text{ c'est la hauteur du poteau}$$

Remarque :

L'équation précédente a deux inconnus S_t et A_t , donc on doit fixer l'espacement S_t et calculer la section d'armature A_t ;

Espacement des armatures selon le RPA version 2003 :

S_t : espacement des armatures transversales. La valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min (10\phi_1^{min}, 15 \text{ cm}) = \min (10 \times 1,4 ; 15) = 14 \quad \implies \quad S_t = 10 \text{ cm}$$

En zone courante

$$S'_t \leq 15\phi_1^{min} = 15 \times 1,4 = 21 \implies S_t = 20 \text{ cm}$$

Avec ϕ_1^{min} est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

$$0,3\% \implies \lambda_g \geq 5$$

$$0,8\% \implies \lambda_g < 3$$

$3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes

VI.1.2 Méthode de calcul d'armatures longitudinales à l'ELU

a) Si nous avons un effort de compression et le centre de pression

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c\right) \quad \text{Alors la section est partiellement comprimée.}$$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) \quad \text{Y Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :}$$

$$N_u(d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \times \frac{c'}{h}\right) b h^2 f b_u \longrightarrow A$$

$$\text{Avec : } M_f = M_u + \left(\frac{h}{2} - c N_u\right) \longrightarrow \text{Moment fictif}$$

- Si l'inégalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 F b_u}$$

Si $\mu \leq \mu_1 = 0,392$ la section est simplement armée. (SSA)

Si $\mu \geq \mu_1 = 0,392$ la section est doublement armée. (SDA)

$$\mu_1 = 0,392 \quad \text{et } A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

$\mu < \mu_1 \implies$ La section réelle est donnée par :

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_s}, \quad A_{sc} = 0$$

$\mu > \mu_1$ $M_f \implies$ Moment fictif $\Delta M = M_f - M_1$

Avec M_1 : moment réduit

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} A_{sct} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA}$$

- Si l'inégalité (A) n'est pas vérifiée, la section est entièrement comprimée, il faut donc vérifier l'inégalité suivante :
- $N_u(d - c') - M_f \geq \left(0,337 - 0,81 \times \frac{c'}{h}\right) b h^2 f b_u B$

➤ Si l'inégalité (B) est vérifiée, les armatures sont donc :

$$A_{sc1} = \frac{M_f - ((d - 0,5h)bh f_{bc}}{(d - c')} \quad \text{et} \quad A_{sc2} = \frac{N_u - b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} - A_{sc1}$$

➤ Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures

$$A_{sc1} = \frac{N - 100\Psi \times b \times h \times f_{bc}}{100\sigma_s}$$

Avec :

$$\Psi = 0,3571 + \frac{\frac{N(d - c') - M_f}{100bh^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

c) Si nous avons un effort de traction et le centre de pression se trouve entre les armatures la section est entièrement tendue

La section d'armature supérieure :

$$A_{st1} = \frac{N \times a}{\sigma_{st}(d - c')}$$

La section d'armature inférieure :

$$A_{st1} = \frac{N}{\sigma_{st}} - A_{st1}$$

VI.1.3 Ferrailage des poteaux

Les résultats des efforts internes des poteaux pour toutes les combinaisons sont donnés par le logiciel <ETABS>. Et leurs ferrailage se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel <SOCOTEC>

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-après :

a) Situation durable (ELU)

❖ Suivant 2-2

Zones	Type de sollicitation				A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	OBS
Zone 1 (45x45)	N max	-2257,82	M cor	-15,349	0	0	SEC
	N min	-97,6	M cor	5,917	0	0	SEC
	N cor	-1499,77	M max	-45,553	0	0	SEC
Zone 2 (40x40)	N max	-1585.86	M cor	-2.902	0	0	SEC
	N min	-171.42	M cor	-0.024	0	0	SEC
	N cor	-832.28	M max	-50.2	0	0	SEC
Zone 3 (35x35)	N max	-893.52	M cor	-1.441	0	0	SEC
	N min	-33.88	M cor	1.853	0	0	SEC
	N cor	-219.28	M max	37.807	0	0.22	SEC
Zone 4 (30x30)	N max	-221.4	M cor	-0.856	0	0	SEC
	N min	-0.55	M cor	1.889	0	0.16	SPC
	N cor	-191.34	M max	-32.716	0	0.7	SEC

❖ Suivant 3-3

Zones	Type de sollicitation				A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	OBS
Zone I (45x45)	N max	-2257.82	M cor	-1.145	0	0	SEC
	N min	-97.6	M cor	2.278	0	0	SEC
	N cor	-949.32	M max	-25.196	0	0	SEC
Zone II (40x40)	N max	-1585.86	M cor	-6.458	0	0	SEC
	N min	-171.42	M cor	1.771	0	0	SEC
	N cor	-541.45	M max	-41.334	0	0	SEC
Zone III (35x35)	N max	-893.52	M cor	-9.002	0	0	SEC
	N min	-33.88	M cor	1.803	0	0	SEC
	N cor	-209.1	M max	-44.914	0	0.94	SEC
Zone IV (30x30)	N max	-221.4	M cor	-10.003	0	0	SEC
	N min	-0.55	M cor	-2.566	0	0.22	SPC
	N cor	-107.69	M max	-32.531	0	1.68	SEC

b) Situation accidentelles (G+Q+E)

❖ Suivant 2-2

Zones	Type de sollicitation				A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	OBS
Zone I (45x45)	N max	1824.23	M cor	0.903	0	0	SEC
	N min	-1612.05	M cor	-7.407	0	0	SEC
	N cor	-590.41	M max	36.615	0	0	SEC
Zone 2 (40x40)	N max	-1126.36	M cor	2.828	0	0	SEC
	N min	427.49	M cor	15.818	0	0	SEC
	N cor	-602.41	M max	44.499	0	0	SEC
Zone 3 (35x35)	N max	-420.36	M cor	4.132	0	0	SEC
	N min	150.82	M cor	17.146	0	0	SEC
	N cor	-154	M max	35.171	0	0.8	SEC
Zone 4 (30x30)	N max	-156.84	M cor	3.533	0	0	SEC
	N min	40	M cor	2.34	0	0.16	SEC
	N cor	-24.09	M max	30.22	0	2.48	SEC

❖ Suivant 3-3

Zones	Type de sollicitation				A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	OBS
Zone I (45x45)	N max	1824.23	M cor	19.949	0	0	SEC
	N min	-1612.05	M cor	42.665	0	0	SEC
	N cor	563.45	M max	159.33	0	3.39	SEC
Zone II (40x40)	N max	-1126.36	M cor	47.893	0	0	SEC
	N min	427.49	M cor	72.114	0	0	SEC
	N cor	159.04	M max	154.636	0	9.15	SEC
Zone III (35x35)	N max	-420.36	M cor	41.05	0	0	SEC
	N min	150.82	M cor	53.845	0	2.39	SEC
	N cor	66.12	M max	103.063	0	0	SEC
Zone IV (30x30)	N max	-156.84	M cor	26.563	0	0.49	SEC
	N min	40	M cor	0.608	0	0.16	SEC
	N cor	-36.25	M max	69.032	0	6.26	SPC

c) Situations accidentelles (0,8G+E)

❖ Suivant 2-2

Zones	Type de sollicitation				A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	OBS
Zone I (45x45)	N max	2041.88	M cor	1.042	0	0	SEC
	N min	-1072.23	M cor	-3.564	0	0	SEC
	N cor	689.49	M max	31.9	0	0	SEC
Zone II (40x40)	N max	-747.01	M cor	3.627	0	0	SEC
	N min	576.24	M cor	16.646	0	0	SEC
	N cor	-382.13	M max	37.547	0	0	SEC
Zone III (35x35)	N max	-420.36	M cor	4.132	0	0	SEC
	N min	150.82	M cor	17.146	0	0	SEC
	N cor	-154	M max	35.171	0	0.8	SEC
Zone IV (30x30)	N max	-109.27	M cor	3.834	0	0	SEC
	N min	42.93	M cor	1.863	0	0	SEC
	N cor	-8.99	M max	25.118	0	2.19	SPC

❖ Suivant 3-3

Zones	Type de sollicitation			A_{sup} (cm ²)	A_{inf} (cm ²)	OBS
Zone 1 (45x45)	N max	2041.88	M cor	18.014	0	SEC
	N min	-1072.23	M cor	42.962	0	SEC
	N cor	746.26	M max	153.075	0	1.03 SEC
Zone 2 (40x40)	N max	-747.01	M cor	49.554	0	SEC
	N min	576.24	M cor	77.525	0	SEC
	N cor	285.34	M max	144.716	0	7.01 SEC
Zone 3 (35x35)	N max	-420.36	M cor	41.05	0	SEC
	N min	150.82	M cor	53.845	0	2.9 SEC
	N cor	66.12	M max	103.63	0	7.69 SEC
Zone 4 (30x30)	N max	-109.27	M cor	29.105	0	1.32 SEC
	N min	42.93	M cor	0.941	0	SEC
	N cor	-16.45	M max	61.658	0	5.71 SPC

❖ **NB** : les sections d'armatures trouvées sont inférieures à celles exigées par le RPA donc les poteaux seront ferrailés avec les sections minimales réglementaires

Section des poteaux (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Ferrailages (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
(45x45)	16.2	4HA20+4HA16	20.6
(40x40)	11.8	8HA16	16.08
(35x35)	9.8	4HA16+4HA14	14.19
(30x30)	7.2	8HA14	12.31

Tableau VI.3) Choix des armatures longitudinales

VI.1.4 Vérification à l'ELU**➤ Armatures transversales**

Le rôle des armatures transversales consiste à :

-Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.

-Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.

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 :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 h_e}$$

Avec :

A_t : section d'armature transversale

V_u : effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur totale de la section brute

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale $f_e = 400 \text{ Mpa}$.

ρ_1 : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

$$\rho_1 = \begin{cases} 2,5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

L'élancement géométrique du poteau est donné par la relation

$$\lambda_g = \left\{ \frac{I_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right\}$$

Telle que :

L_f : longueur libre du poteau

Remarque :

L'équation précédente a deux inconnus S_t et A_t , donc on doit fixer l'espacement S_t et calculer la section d'armature A_t ;

Espacement des armatures selon le RPA version 2003 :

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min (10\phi_1^{min}, 15\text{cm}) = \min (10 \times 1,4 ; 15) = 14\text{cm}$$

Avec ϕ_1^{min} , la petite dimension transversale des poteaux.

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

-En zone de recouvrement :

$$St \leq \min 15\phi_1^{min} = 21cm \longrightarrow St = 13cm^2$$

✚ Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40\phi_t = 40 \times 2 = 80cm$$

$$L_r = 40\phi_t = 40 \times 1,6 = 64cm$$

$$L_r = 40\phi_t = 40 \times 1,4 = 56cm$$

✚ Vérification de la quantité d'armatures :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} = \sqrt{\frac{I}{B}} l_f = 0,7h_e$$

Pour le cas le plus défavorable :

RDC avec : $h = 4,5m$.

$$L_f = 0,7 \times 4,5 = 3.15m$$

$$\lambda_g = \frac{3.15}{0,5} = 6.3$$

$$\lambda_g > 5 \text{ d'ou } \rho_1 = 2,5$$

-En zone nodale :

$$A_t = \left(\frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e} \right) \times St = \left(\frac{2,5 \times 16.09}{0,45 \times 400} \right) 0,1 \times 10 = 0,223cm^2$$

-En zone de recouvrement :

$$A_t = \left(\frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e} \right) \times St = \left(\frac{2,5 \times 16.09}{0,45 \times 400} \right) 0,1 \times 13 = 0,290cm^2$$

Soit (un cadre + un losange) de $\Phi 8 A_t = 2.00 cm^2$. (4 brins $\Phi 8$)

✚ La section minimale de RPA est :

-En zone nodale :

$$A_{min} = 0,003 \times b \times St = 0,003 \times 45 \times 10 = 1,35cm^2$$

-En zone de recouvrement :

$$A_{min} = 0,003 \times b \times St = 0,003 \times 50 \times 13 = 1,75cm^2$$

D'après nos calcul $A_t^{min} > A_t$ donc les armatures longitudinales des poteaux seront encadrée avec un cadre et un losange de **HA8** de section transversal **4HA8=2.01cm²**

Les cadres et les losanges doivent être fermés par crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t^{min} = 8\text{cm}$

La zone nodale est sensible au séisme ; on introduit les armatures en U superposées avec alternance dans l'orientation à fin de la consolider et ainsi, la rendre vulnérable.

✚ **Longueur d'ancrage : (B.A.E.L.91 Article : A.6.1.221)**

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_{su}}$$

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

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28}$$

$\Psi = 1,5$ Pour les aciers à haute adhérence.

$$\tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835$$

➤ **HA Pour les 20 ;**

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{2 \times 400}{4 \times 2,835} = 70,54 \text{cm}$$

➤ **HA Pour les 16 ;**

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,43 \text{cm}$$

➤ **HA Pour les 14 ;**

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{cm}$$

✚ **Vérification au cisaillement : (RPA99/Art7.4.3.2) :**

Avec : $f_{c28} = 25 \text{MPa}$

$$\lambda_g \geq 5\rho_b = 0,075$$

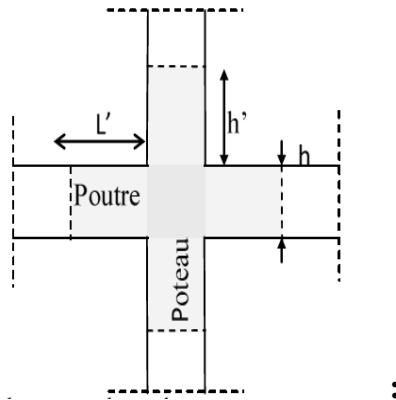
$$\lambda_g < 5\rho_b = 0,04$$

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_{bu}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-après :

Les zones	h_e (m)	l_f (m)	λ_g	ρ_b	V_u (KN)	τ_b (MPa)	τ_{bu} (MPa)	vérification
(45x45) cm ²	4.5	3.15	6.3	0,075	16.09	0,831	1.875	CV
(40x40) cm ²	3.06	2,142	4.284	0,04	26.01	0,151	1	CV
(35x35) cm ²	3,06	2,142	4.284	0,04	27.1	0,180	1	CV
(30x30) cm ²	3,06	2,142	4.284	0,04	19.87	0,154	1,875	CV

✚ Délimitation de la zone nodale



Remarque :

La zone nodale est importante par rapport à la hauteur de poteau donc on adopte le ferrailage de la zone nodale le long de ces poteaux avec un espacement de 10 cm

❖ Poteaux d'étages courants

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right\} = \max \left\{ \frac{306 - 40}{6}; 40; 40; 60 \right\}$$

Donc on opte pour $h' = 60\text{cm}$

❖ Poteau du RDC

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right\} = \max \left\{ \frac{450 - 40}{6}; 45; 45; 60 \right\}$$

$h' = 68,83\text{cm}$ Donc on opte pour $h' = 80\text{cm}$

VI.1.5 Vérification à l'ELS :

La section d'armatures doit vérifier la condition suivante :

✚ Condition de non fragilité (4 :

$$A_{\text{adopté}} \geq A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} \begin{cases} e_s - 0,455d \\ e_s - 0,185d \end{cases}$$

• Suivant 2-2

					e_s	A_{smin}	$A_{adopté}$	OBS
ZoneI	N_{max}	-1643.13	M_{cor}	-11.146	0,0067	5.48	20.6	vérifiée
	N_{min}	-71.18	M_{cor}	4.279	0,0601	16.28		
	N_{cor}	-1092.74	M_{max}	-33.029	0.0302	4.80		
ZoneII	N_{max}	-1154.08	M_{cor}	-2.097	0.0018	5.04	16.08	vérifiée
	N_{min}	-125.57	M_{cor}	-0.025	0.0001	5.10		
	N_{cor}	-606.52	M_{max}	-36.41	0.0600	3.80		
ZoneIII	N_{max}	-650.56	M_{cor}	-1.034	0.0015	4.42	14.19	vérifiée
	N_{min}	-24.93	M_{cor}	1.346	0.0539	9.75		
	N_{cor}	-256.97	M_{max}	-34.487	0.1342	2.80		
ZoneIV	N_{max}	-161.89	M_{cor}	-0,609	0.0037	3.73	12.31	vérifiée
	N_{min}	-0.54	M_{cor}	1.374	2.544	1.48		
	N_{cor}	-139.92	M_{max}	-23.762	0.1691	2.28		

• Suivant 3-3

					e_s	A_{smin}	$A_{adopté}$	OBS
ZoneI	N_{max}	-1643.13	M_{cor}	-0.83	0.0005	5.72	20.6	vérifiée
	N_{min}	-71.18	M_{cor}	1.693	0.023	7.13		
	N_{cor}	-690.01	M_{max}	-18.263	0.0254	4.92		
ZoneII	N_{max}	-1154.08	M_{cor}	-4.683	0.004	4.96	16.08	vérifiée
	N_{min}	-125.57	M_{cor}	1.295	0.010	4.76		
	N_{cor}	-393.67	M_{max}	-29.951	0.076	3.62		
ZoneIII	N_{max}	-650.56	M_{cor}	-6.53	0.01	4.17	14.19	vérifiée
	N_{min}	-24.93	M_{cor}	1.317	0.052	9.47		
	N_{cor}	-152.22	M_{max}	-32.551	0.213	2.53		
ZoneIV	N_{max}	-161.89	M_{cor}	-7.258	0.044	3.02	12.31	vérifiée
	N_{min}	-0.54	M_{cor}	-1.867	3.45	1.6		
	N_{cor}	-78.56	M_{max}	-23.58	0.30	2.03		

Remarque :

D'après les résultats trouvés sur les deux tableaux, on constate que la condition de non fragilité est vérifiée suivant les deux sens car $A_{adopté} \geq A_{min}$

➤ **Etat limite d'ouverture de fissures :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers.

➤ **Etat limite de compression du béton :**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous Ms et Ns, on doit déterminer les contraintes du béton puis les comparer aux contraintes admissibles.

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

Les résultats sont donnés à l'aide du logiciel SOCOTEC et récapitulés dans les tableaux suivants :

Suivant 2-2 :

Section (cm ²)	N _{max} (KN)	M _{cor} (KN)	A _s =A' _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bi} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	OBS
ZoneI	-1643.13	-11.146	5.48	7.37	6.52	15	Vérifiée
ZoneII	-1154.08	-2.097	5.04	6.66	6.52	15	Vérifiée
ZoneIII	-650.56	-1.034	4.42	4.91	4.68	15	Vérifiée
ZoneIV	-161.89	-0.609	3.73	1.71	1.49	15	Vérifiée

Suivant 3-3

Section (cm ²)	N _{max} (KN)	M _{cor} (KN)	A _s =A' _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bi} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	OBS
ZoneI	-1643.13	-0.83	5.72	7.53	7.44	15	Vérifiée
ZoneII	-1154.08	-4.683	4.96	6.96	6.24	15	Vérifiée
ZoneIII	-650.56	-6.53	4.17	5.56	4.08	15	Vérifiée
ZoneIV	-161.89	-7.258	3.02	2.95	0.32	15	Vérifiée

- Pour les aciers

Suivant 2-2 :

Section (cm ²)	N _{max} (KN)	M _{cor} (KN)	A _s =A' _s (cm ²)	σ _{sup} (MPA)	σ _{inf} (MPA)	σ̄ _s (MPA)	OBS
ZoneI	-1643.13	-11.146	5.48	120.9	104.2	400	Vérifiée
ZoneII	-1154.08	-2.097	5.04	101	96.7	400	Vérifiée
ZoneIII	-650.56	-1.034	4.42	73.4	70.3	400	Vérifiée
ZoneIV	-161.89	-0.609	3.73	25.4	22.6	400	Vérifiée

Suivant 3-3 :

Section (cm ²)	N _{max} (KN)	M _{cor} (KN)	A _s =A' _s (cm ²)	σ _{sup} (MPA)	σ _{inf} (MPA)	σ̄ _s (MPA)	OBS
ZoneI	-1643.13	-0.83	5.72	112.8	111.6	380	Vérifiée
ZoneII	-1154.08	-4.683	4.96	103.8	94.2	380	Vérifiée
ZoneIII	-650.56	-6.53	4.17	82.1	62.5	380	Vérifiée
ZoneIV	-161.89	-7.258	3.02	41.6	7.32	380	Vérifiée

VI.II) Ferrailage des poutres :

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

Le ferrailage des poutres sera déterminé en fonction des moments fléchissant max, qui sont donnés par les combinaisons suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right\}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \text{ (ELS)} \\ 1,35G + 1,5Q \text{ (ELU)} \end{array} \right\}$$

VI.II.1) Calcul des armatures à l'ELU :

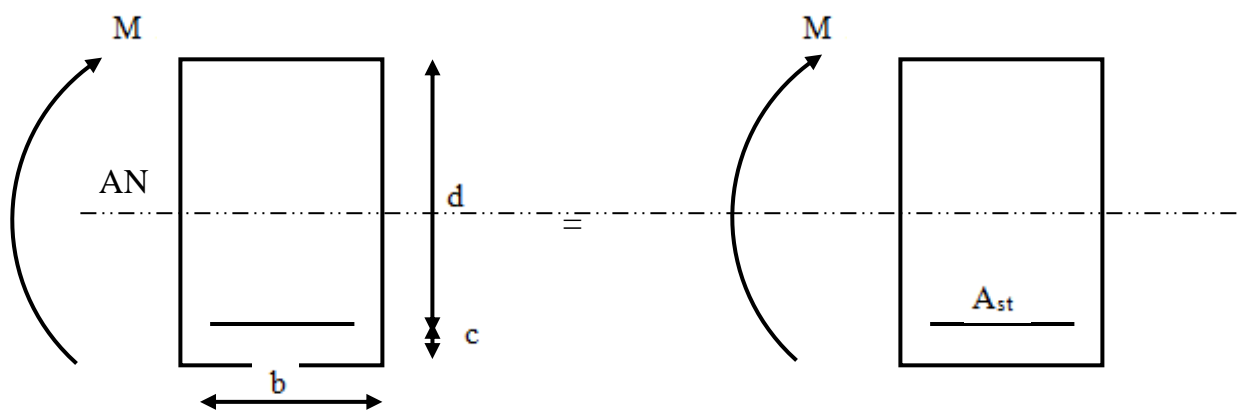
Armatures longitudinales : elles seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \quad \text{Avec : } f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \theta}$$

Pour les feE400 on a : $\mu_l = 0,392$

1^{er} cas :

$\mu \leq \mu_l = 0,392$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires : ($A_{sc}=0$)



$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa} \quad \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \rightarrow \text{Cas accidentel} \\ \gamma_s = 1 \rightarrow \text{Cas général.} \\ f_e = 400 \text{MPa} \end{array} \right.$$

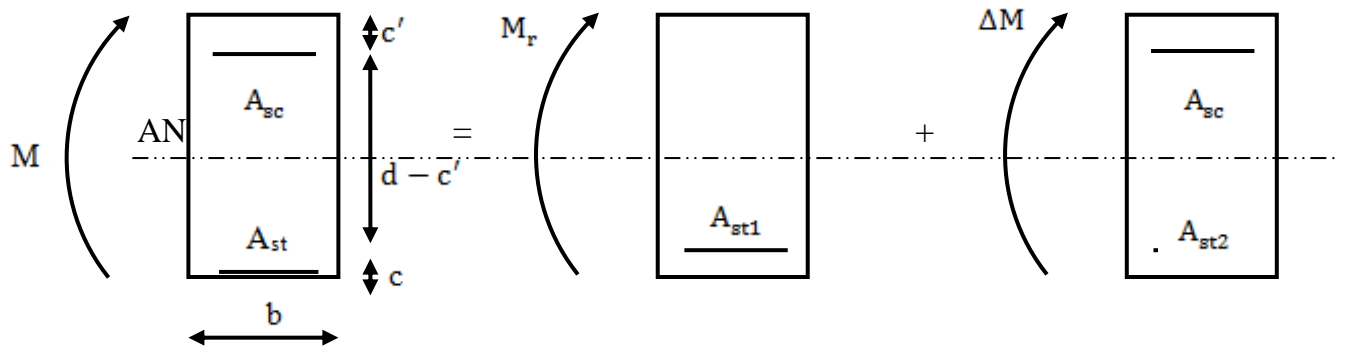
A_{st} : section d'acier tendue

d : la distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendues

2^{eme} cas :

$\mu \geq \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA) : ($A_{sc} \neq 0$)

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



$$A_{st} = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_l}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_{st}} \text{ avec: } \sigma_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

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

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

$$\Delta M = M_u - M_l$$

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

Remarque :

Situation	Béton				Acier		
	γ_b	θ	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	1	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	0,85	25	18.48	1	400	400

Tableau VI.1 : caractéristiques mécaniques des matériaux

VI.II.1) Recommandations du RPA99 version 2003

VI.II.1,1) Armatures longitudinales (Art 7.5.21)

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Poutre principale de (30x40) : $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6\text{cm}^2$

Poutre secondaire de (30x35) : $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25\text{cm}^2$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.

- Poutres principales de (30x40) :

$$A_{\min} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{cm}^2 \text{ (en zone courante).}$$

$$A_{\min} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{cm}^2 \text{ (en zone de recouvrement).}$$

- Poutres secondaires de (30x35) :

$$A_{\min} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{cm}^2 \text{ (en zone courante).}$$

$$A_{\min} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{cm}^2 \text{ (en zone de recouvrement).}$$

- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ en zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droit des armatures longitudinales des poutres.

VI.II.1,2) Armatures transversales

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t^{\max} = \min\left(\frac{h}{4}, 12\varnothing_1\right)$$

→ En zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow \text{En dehors de la zone nodale.}$$

La valeur du diamètre (\varnothing) des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.II.1,3) Disposition constructive :

Conformément au CBA 93 annexes E3, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

A (1/5) de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'appui n'appartenant pas à une travée de rive.

A (1/4) de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à (1/10) de la portée.

Le ferrailage des poutres s'effectuera en utilisant le logiciel « Socotec ».
Les résultats obtenus seront résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.II.1) : Ferrailage des poutres principales et secondaires.

	Nature	Comb	Mu	μ	Obs	Acal	Amin	Aadop	Choix des barres
PP30x40 I	Travée	ELU	49.379	0.084	SSA	4.013	6	4,62	3HA14
	Appuis	ELU	-83.884	0.143	SSA	7.066	6	10.65	3HA14+3HA16
II	Travée	ELU	51.742	0.088	SSA	4.215	6	4,62	3HA14
	Appuis	ELU	-97.961	0.168	SSA	8.384	6	10.65	3HA14+3HA16
4. III	Travée	ELU	55.122	0.094	SSA	4.505	6	4,62	3HA14
	Appuis	ELU	-106.62	0.182	SSA	9.219	6	10.65	3HA14+3HA16
IV	Travée	ELU	56.544	0.097	SSA	4.61	6	4,62	3HA14
	Appuis	ELU	-96.073	0.164	SSA	8.204	6	10.65	3HA14+3HA16
PS30x35 I	Travée	ELU	17.521	0.040	SSA	1.606	5,25	4,62	3HA14
	Appuis	ELU	-24.762	0.056	SSA	2.29	5,25	6,03	3HA16
II	Travée	ELU	31.09	0.071	SSA	2.899	5,25	4,62	3HA14
	Appuis	ELU	-40.179	0.092	SSA	3.791	5,25	6,03	3HA16
III	Travée	ELU	38.313	0.087	SSA	3.66	5,25	4,62	3HA14
	Appuis	ELU	-49.902	0.114	SSA	4.771	5,25	6,03	3HA16
IV	Travée	ELU	34.138	0.078	SSA	3.200	5,25	4,62	3HA14
	Appuis	ELU	-46.294	0.106	SSA	4.404	5,25	6,03	3HA16

VI.II.2) Vérifications à L'ELU :

VI.II.2,1) Vérification de la condition de non fragilité :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,006f_{c28} = 2,1\text{MPa}$$

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- Poutres principales (30× 40) cm² : $A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 38 \times \frac{2,1}{400} = 1,37 < 8.04\text{cm}^2$
⇒ vérifiée

- Poutres secondaires de $(30 \times 35) \text{ cm}^2$: $A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,19 < 4,62 \text{ cm}^2$
 \Rightarrow vérifiée

VI.II.2,2) Vérification de l’effort tranchant :(Art A.5.1/BAEL91)

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

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible la contrainte doit vérifier

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,20}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \quad T_u^{\max}$$

: Effort tranchant max à l’ELU.

Poutres principales: $\tau_u = \frac{109.69}{300 \times 380} = 0,001 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u$

Poutres secondaires: $\tau_u = \frac{118.48}{300 \times 330} = 0,0012 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u$

VI.II.2,3) Influence de l’effort tranchant aux voisinages des appuis :

Lorsqu’au droit d’un appui : $\left(T_u + \frac{M_u^a}{0,9d} \right)$

> 0 , on doit prolonger au delà de l’appareil de l’appui,

une section d’armatures pour équilibrer un moment égale à $\left(T_u + \frac{M_u^a}{0,9d} \right)$

D’ou $A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u^a}{0,9d} \right)$

Si $\left(T_u + \frac{M_u^a}{0,9d} \right) < 0 \rightarrow$ La vérification n’est pas nécessaire.

Tableau VI.II.3) Vérification de l’influence de l’effort tranchant sur les armatures longitudinales.

Poutres principales			
Mu max (KN.m)	Tu max (KN)	Tu + Mu/0,9d (KN)	Obs
-47.422	109.69	-28.97	Vérifié

Tableau VI.II.4) Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales.

Poutres secondaires			
Mu max (KN.m)	Tu max (KN)	Tu + Mu/0,9d (KN)	Obs
-38.367	118.48	-10.70	Vérifié

$$\left. \begin{array}{l} \text{Poutres principales : } T_u + \frac{M_u^a}{0,9d} < 0 \\ \text{Poutres secondaire : } T_u + \frac{M_u^a}{0,9d} < 0 \end{array} \right\} \text{Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.}$$

VI.II.2,4) Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis.

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times b \times d \times f_{bc}}{\gamma_b} \text{ (Art A. 5. 1, 32/BAEL91)}$$

$$\text{Poutres principales : } T_u = 109.69\text{KN} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,30 \times 0,38 \times 25 \times 10^3}{1,5}$$

$$= 684\text{KN}$$

$$\text{Poutres secondaires : } T_u = 118.48\text{KN} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,30 \times 0,33 \times 25 \times 10^3}{1,5}$$

$$= 594\text{KN}$$

VI.II.2,5) Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art. A.6.1.2.1, BAEL 91)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9 \times d \times \sum u_i}$$

Avec : $\sum u_i$ Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.

Ψ_s : Coefficient de scellement (Aciers haute adhérence $\rightarrow \Psi_s = 1.5$)

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset \quad n: \text{Nombre de barres}$$

Poutres principales : 3HA14+3HA16

$$\sum U_i = 28.26\text{cm}$$

d'où :

$$\tau_{sc} = \tau_{se} = \frac{109.69 \times 10^3}{0,9 \times 380 \times 282,6} = 1,13 \leq \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Poutres secondaires : 3HA14+3HA16

$$\sum U_i = 28,26\text{cm}$$

$$\tau_{sc} = \frac{118.48 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 282.6} = 1.41 \leq \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : la contrainte d'adhérence est vérifiée.

VI.II.3) Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\text{Avec : } \tau_{su} = 0,6\Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835\text{MPa}$$

$$\text{pour les } \phi 16 : L_s = 56.43\text{cm}$$

$$\text{pour les } \phi 14 : L_s = 49.38\text{cm}$$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : $0,4 L_s$, pour les aciers HA.

$$\text{pour les } \phi 16 : L_s = 22,57\text{cm}$$

$$\text{pour les } \phi 14 : L_s = 19,75\text{cm}$$

VI.II.4) Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10}\right) \text{ où } \phi_l \text{ est le plus petit diamètre utilisé dans le ferrailage.}$$

$$\text{Poutres principales : } \phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10}\right) = \min(11,4, 14, 30)$$

$$\text{Poutres secondaires: } \phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10}\right) = \min(10, 14, 30)$$

Soit $\phi_t = 8\text{mm}$

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit $A_t=4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

VI.II.5) Calcul des espacements :

En zone nodale $\rightarrow S_t^{\max} = \min\left(\frac{h}{4}, 14\phi_l, 30\text{cm}\right)$

Poutre principales de (30x40) : $S_t = 10\text{cm}$

Poutre secondaire de (30x35) : $S_t = 8,75\text{cm}$

Soit $S_t=10\text{cm}$

En Zone courante $\rightarrow S_t \leq \frac{h}{2}$

Poutre principales de (30x40): $S_t = 20\text{cm}$

Poutre secondaire de (30x35): $S_t = 17.5\text{cm}$

Soit $S_t=15\text{cm}$

VI.II.6) Délimitation de la zone nodale :

$$L' = 2h \quad \text{et} \quad H' = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right\}$$

h : Hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : Dimensions du poteau.

h_e : Hauteur entre nus des poteaux.

On aura : $H' = \max\{75 ; 45 ; 45 ; 60\text{cm}\}$

$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$: poutre principales.

$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$: poutre secondaires.

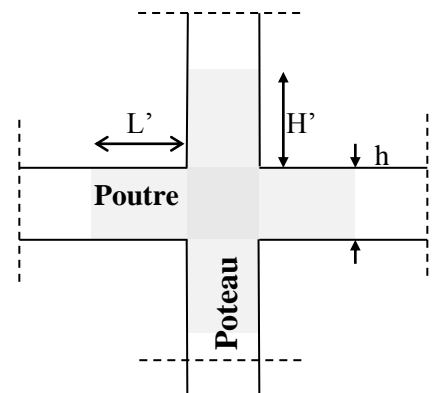


Fig.VI.1 : Délimitation de la zone nodale

NB : Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui.

1) Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

Poutre principale : (30x40)

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

Poutre secondaire : (30x35)

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

$A_t = 2,01\text{cm}^2 > A_t^{\min} = 1,35\text{cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

VI.II.7) Vérification à l'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

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

b) Etat limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

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

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$; $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$ (A_s armatures adoptées à l'ELU)

et $\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

		M_{max} (KNm)	A_s adoptée	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
I	Travée	35.82	4,62	0.416	0,901	35,5	232,57	6,55	15	vérifiée
	Appui	-60,85	10,65	0.959	0,863	21.50	178.94	8.32	15	vérifiée
II	Travée	37,31	4,62	0.543	0,901	35.5	242,24	6,82	15	vérifiée
	Appui	-71,07	10,65	0.959	0,863	21.50	208,99	9.72	15	vérifiée
III	Travée	39.98	4,62	0.543	0,901	35,5	259,58	7,31	15	vérifiée
	Appui	-77,37	10,65	0.959	0,863	21.50	227.51	10.58	15	vérifiée
IV	Travée	41.25	4,62	0.543	0,901	35,5	267,82	7,54	15	vérifiée
	Appui	-70.64	10,65	0.959	0,863	21.50	207.72	9.66	15	vérifiée

Tableau VI.II.5) : Vérification du ferrailage des poutres Principales à l'ELS

		M_{max} (KNm)	A_s adoptée	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
I	Travée	12.67	4,62	0.416	0.901	35,5	95,11	2,67	15	vérifiée
	Appui	-18.02	6.03	0.628	0.884	28.10	105.64	3.75	15	vérifiée
II	Travée	22.53	4,62	0.416	0.901	35,5	169,14	4,76	15	vérifiée
	Appui	-29.23	6.03	0.628	0.884	28.10	171.36	6.09	15	vérifiée
III	Travée	27.79	4,62	0.416	0.901	35,5	208,62	5,87	15	vérifiée
	Appui	-36.31	6.03	0.628	0.884	28.10	212.86	7.57	15	vérifiée
IV	Travée	24.80	4,62	0.416	0.901	35,5	186,18	5,24	15	vérifiée
	Appui	33.70	6.03	0.628	0.884	28.10	197.56	7.03	15	vérifiée

Tableau VI.II.6) : Vérification du ferrailage des poutres secondaires à l'ELS

VI.III.1) Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales.

Donc le calcul du ferrailage se fera en flexion composée, sous l'action des sollicitations verticales (charges permanente G et surcharges d'exploitation Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Nous allons ferrailer par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux ;

- **Zone I** : RDC, 1 et 2^{ème} étage.
- **Zone II** : Niveaux 3,4 et 5^{ème} étage.
- **Zone III** : Niveaux 6,7 et 8^{ème} étage.
- **Zone IV** : Niveaux terrasse.

VI.III.2) Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{RPA. 99/modifié2003} : \begin{cases} 0.8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$$

$$\text{BAEL. 91/modifié99} : \begin{cases} \text{ELU} : 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS} : G + Q \end{cases}$$

VI.III.3) Ferrailage des voiles :

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 :

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{MV'}{I} \end{cases}$$

Avec :

B: section du béton

I : moment d'inertie du voile

$$V \text{ et } V' : \text{ bras de levier } : V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$$

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

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3}L_c\right) \quad (\text{Art .7.7.4. RPA 99})$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus du plancher du voile considéré.

L_c : la longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L \quad ; \quad L_t = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

L_t: longueur tendue.

$$\text{Avec } L_t = L - L_c$$

Remarque :

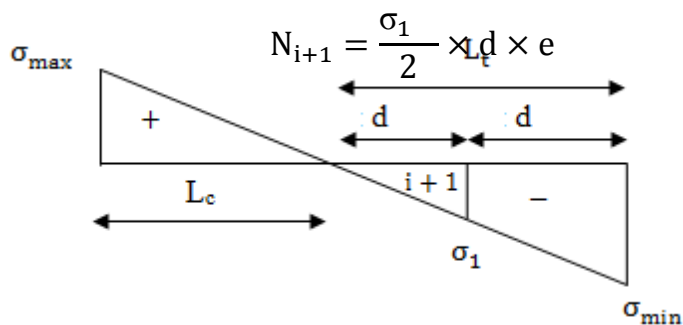
Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

VI.III.3.1) Armatures verticales :

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

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$



figVI.III.1) le diagramme des contraintes d'une Section partiellement comprimée

La section d'armatures verticales d'une SPC est égale à :

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

e : épaisseur du voile.

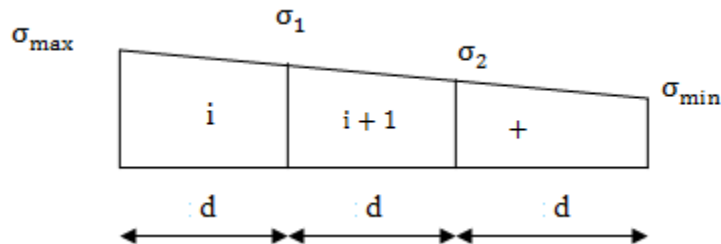
A : section d'armatures verticales.

σ_s : Contrainte dans les aciers correspondante à un allongement de (10%).

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

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$



FigVI.III.2) le diagramme des contraintes d'une Section entièrement comprimée

e : épaisseur du voile

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

$$A_V = \frac{N_i + \beta f_{bc}}{\sigma_s}$$

situation courantes : $\sigma_s(2\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

situation accidentelles : $\sigma_s(2\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$

B : section du tronçon considéré.

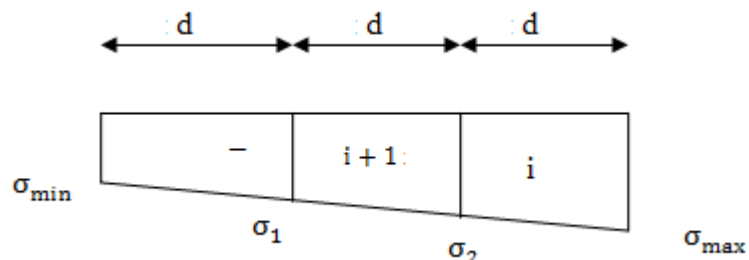
σ_s : Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2‰).

f_{bc} : Contrainte de calcul dans le béton.

c) Section entièrement tendue :(S.E.T)

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$



FigVI.III.3) le diagramme des contraintes d'une Section entièrement tendue

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

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

$$\text{situation courantes : } \sigma_s(10\%) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{situation accidentelles : } \sigma_s(10\%) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

σ : Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (10%).

VI.III.3.1,1) Section d'armatures minimales

a) Compression simple :(Art A.8.1, 21 /BAEL91modifiées 99)

- $A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$ (Par mètre de longueur de la paroi mesurée perpendiculairement à la direction de ces armatures).
- $0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\%$

B : section du béton comprimé

b) Traction simple

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

Avec : B = $d_i \times e$

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.

Exigences de RPA 2003 (article 7.7.4.3/RPA99 version 2003)

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales, est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile 0,15%

En zone courantes 0,10 %

VI.III.3.2) Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

▪ D'après le RPA 99 :

$A_H \geq 0.15\%B$ Globalement dans la section du voile.

$A_H \geq 0.10\%B$ En zone courante.

▪ D'après le BAEL :

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

$$A_H \geq \max \left\{ \frac{A_V}{4} ; 0,15\%B \right\}$$

Avec : A_V : section d'armatures verticales.

B : section du béton.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

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

VI.III.3.3) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

VI.III.3.4) Armatures de coutures :

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

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} \quad (\text{Art 7.7.4.3/RPA99 version 2003}).$$

$$T = 1.4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement

VI.III.3.5) Potelet :

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

VI.III.3.6) Dispositions constructives :

a) Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5 \times e ; 30\text{cm}\} \rightarrow (\text{Art 7.7.4.3 RPA 2003})$$

Avec : e = épaisseur du voile.

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

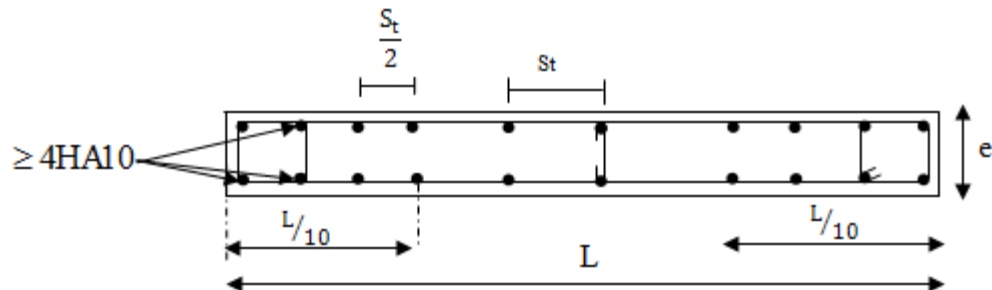


Fig. VI.III.3.4) Disposition des armatures verticales dans les voiles.

b) Longueur de recouvrement : (Art 7.7.4.3 RPA 2003)

Elles doivent être égales à :

40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons. Possibles de charges.

c) Diamètre maximal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

$$\Phi_{V_{\max}} = \frac{e}{10}$$

VI.III.4) Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A_v : Section d'armatures adoptée.

VI.III.4.1) Vérification des contraintes de cisaillement :

D'après le BAEL 91

$$\begin{aligned} \bar{\tau}_u &= \min \left(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right) = \min \left(0,15 \times \frac{25}{1,15} ; 4 \text{MPa} \right) \\ &= 3,26 \text{MPa} \quad (\text{La fissuration est préjudiciable}) \\ \tau_u &= \frac{V_u}{e \times d} \leq \bar{\tau}_u = 3,26 \text{MPa} \end{aligned}$$

Selon le RPA:

$$\tau_b = \frac{1.4V_u}{d \times e} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5\text{MPa}$$

Avec :

e : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile (d = 0.9 h).

h : Hauteur totale de la section brute.

VI.III.5) Ferrailage des voiles :

Le ferrailage des voiles est fait par un calcul automatique à l'aide de l'application excel.

Le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

$$M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$$

$$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$$

$$N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$$

Les résultats de calcul se résument dans les tableaux suivants :

Tableau VI.III.5.1) : Ferrailage des voiles transversales (VT₁)

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4	4	4	4	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,800	0,8	0,8	0,8	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	5899,32	4134,41	2644,34	2822,88	
	σ_{min} [KN/m ²]	-8771,6	-7914,75	-4173,16	-4808,65	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	145,41	137,6	131,03	72,87	
	L _t (m)	2,392	2,63	2,45	2,52	
	L _c (m)	1,608	1,37	1,55	1,48	
	d1(m)	1,072	0,915	1,034	0,986	
	d2 (m)	1,319	1,712	1,414	1,534	
	σ_1 [KN/m ²]	3254,270	2694,622	1527,275	1718,114	
	N (kN)	N ₁	981,533	624,86	431,484	447,920
		N ₂	429,326	461,448	215,982	263,562
	A _v (cm ²)	A _{v1}	24,54	15,62	10,79	11,20
		A _{v2}	10,73	11,54	5,40	6,59
	A _{vj} (cm ²)		5,60	5,30	5,04	2,81
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	25,94	16,95	12,05	11,90
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	12,13	12,86	6,66	7,29
	A _{min} (cm ²)		13,85	17,98	14,85	16,11
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	36,96	36,96	27,12	27,12
Bonde 2		16,94	16,94	12,43	12,43	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*24HA14	2*24HA12	2*24HA12	2*24HA12
		Bonde 2	2*11HA14	2*11HA14	2*11HA12	2*11HA12
	S _t (cm)	Bonde1	10cm	11cm	10cm	10.5cm
		Bonde 2	14.5cm	12.5cm	14cm	13.5cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		7,17	7,88	7,35	7,56
	A _H /nappe (cm ²)		9,24	9,24	6,78	6,78
	Choix des barres/nappe (cm ²)		7HA14	7HA14	6HA12	6HA12
	ep =15cm		(A=10.01cm ²)	(A=10.01cm ²)	(A=6.78cm ²)	(A=6.78cm ²)
Armature transversal		4 Epingles HA8/m²				
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	0,202	0,191	0,182	0,101
		τ_b (MPa)	0,283	0,268	0,255	0,142
	ELS	N _s (kN)	3030,84	2616,25	1764,68	755,4
		σ_b (MPa)	1,72	1,49	1,03	0,44

Tableau VI.III.5.2) : Ferrailage des voiles transversales (VT₂)

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,7	1,7	1,7	1,7	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,340	0,34	0,34	0,34	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	3992,35	3779,12	3769,6	2657,12	
	σ_{min} [KN/m ²]	-7069,52	-6724,48	-4754,73	-4584,24	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	195,31	171,7	138,4	96,42	
	L _t (m)	1,086	1,09	0,95	1,08	
	L _c (m)	0,614	0,61	0,75	0,62	
	d1(m)	0,409	0,408	0,501	0,416	
	d2 (m)	0,677	0,681	0,447	0,660	
	σ_1 [KN/m ²]	2489,291	2363,224	1777,214	1630,372	
	N (kN)	N ₁	265,120	250,46	277,995	178,300
		N ₂	168,629	160,838	79,451	107,661
	A _v (cm ²)	A _{v1}	6,63	6,26	6,95	4,46
		A _{v2}	4,22	4,02	1,99	2,69
	A _{vj} (cm ²)		7,52	6,61	5,33	3,71
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	8,51	7,91	8,28	5,39
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	6,10	5,67	3,32	3,62
	A _{min} (cm ²)		7,11	7,15	4,69	6,93
	A _v adopté (cm ²)	Bonde 1	10,17	10,17	10,17	10,17
		Bonde 2	6,16	6,16	6,16	6,16
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde 1	2*9HA12	2*9HA12	2*9HA12
Bonde 2			2*4HA14	2*4HA14	2*4HA14	2*4HA14
S _t (cm)		Bonde 1	12cm	12cm	9.5cm	11cm
		Bonde 2	15.5cm	15cm	17cm	15.5cm
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		3,26	3,27	2,84	3,23	
A _H /nappe (cm ²)		2,54	2,54	2,54	2,54	
Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	
ep =20cm		(A=4.74cm ²)	(A=4.74cm ²)	(A=4.74cm ²)	(A=4.74cm ²)	
Armature transversal		4 Epingles HA8/m²				
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	0,638	0,561	0,452	0,315
		τ_b (MPa)	0,894	0,786	0,633	0,441
	ELS	N _s (kN)	940,45	750,81	483,07	196,66
		σ_b (MPa)	1,29	1,03	0,66	0,27

Tableau V.III.5.3) Ferrailage des voiles longitudinaux (VL₁)

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,35	2,35	2,35	2,35	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,470	0,47	0,47	0,47	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	8072,76	7034,38	3263,17	4120	
	σ_{min} [KN/m ²]	-9335,39	-8667,69	-4830,74	-4906,9	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	506,07	465,23	452,91	182,89	
	L _t (m)	1,260	1,30	1,40	1,28	
	L _c (m)	1,090	1,05	0,95	1,07	
	d1(m)	0,727	0,702	0,632	0,715	
	d2 (m)	0,534	0,595	0,771	0,562	
	σ_1 [KN/m ²]	3418,825	3228,483	1793,653	1813,805	
	N (kN)	N ₁	834,884	720,30	319,401	424,296
		N ₂	182,465	192,214	138,280	102,005
	A _v (cm ²)	A _{v1}	20,87	18,01	7,99	10,61
		A _{v2}	4,56	4,81	3,46	2,55
	A _{vj} (cm ²)		19,48	17,91	17,44	7,04
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	25,74	22,49	12,34	12,37
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	9,43	9,28	7,82	4,31
	A _{min} (cm ²)		5,60	6,25	8,09	5,90
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	28,14	28,14	15,82	15,82
		Bonde 2	10,78	10,78	10,78	7,91
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*14HA16	2*14HA16	2*14HA12
Bonde 2			2*7HA14	2*7HA14	2*7HA14	2*7HA12
S _t (cm)		Bonde1	10cm	9cm	10cm	9cm
		Bonde 2	14cm	15cm	13cm	15cm
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande			3,78	3,89	4,21	3,83
A _H /nappe (cm ²)			7,04	7,04	3,96	3,96
Choix des barres/nappe (cm ²)			6HA14	6HA14	6HA10	6HA10
ep =20cm			(A=9.24cm ²)	(A=9.24cm ²)	(A=4.74cm ²)	(A=4.74cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	1,196	1,100	1,071	0,432
		τ_b (MPa)	1,675	1,540	1,499	0,605
	ELS	N _s (kN)	2275,81	1962,79	1318,6	552,65
		σ_b (MPa)	2,15	1,86	1,29	0,55

Tableau V.III.5.4) : Ferrailage des voiles longitudinaux (VL₂)

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,75	2,75	2,75	2,75	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,550	0,55	0,55	0,55	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	7507,31	7034,38	2963,17	2420	
	σ_{min} [KN/m ²]	-9211,41	-8667,69	-4830,74	-4206,9	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	693,83	521,91	465,23	126,91	
	L _t (m)	1,515	1,52	1,70	1,75	
	L _c (m)	1,235	1,23	1,05	1,00	
	d1(m)	0,823	0,821	0,697	0,669	
	d2 (m)	0,692	0,697	1,007	1,076	
	σ_1 [KN/m ²]	3428,332	3228,483	1751,433	1491,937	
	N (kN)	N ₁	900,258	842,91	328,615	261,902
		N ₂	237,212	224,932	176,450	160,572
	A _v (cm ²)	A _{v1}	22,51	21,07	8,22	6,55
		A _{v2}	5,93	5,62	4,41	4,01
	A _{vj} (cm ²)		26,71	20,09	17,91	4,89
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	29,18	26,10	12,69	7,77
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	12,61	10,65	8,89	5,24
	A _{min} (cm ²)		7,27	7,32	10,58	11,30
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	32,16	24,64	13,56	13,56
		Bonde 2	12,32	12,32	12,32	12,32
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*16HA16	2*16HA14	2*16HA12
Bonde 2			2*8HA14	2*8HA12	2*8HA12	2*8HA12
S _t (cm)		Bonde1	9cm	9.5cm	10cm	12cm
		Bonde 2	15cm	15cm	14cm	10cm
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande			4,55	4,55	5,11	5,24
A _H /nappe (cm ²)			8,04	6,16	3,39	3,39
Choix des barres/nappe (cm ²)			6HA14	6HA12	6HA10	6HA10
ep =20cm			(A=9.24cm ²)	(A=6.78cm ²)	(A=4.74cm ²)	(A=4.74cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal	4 Epingles HA8/m²				
	contrainte	τ_u (MPa)	1,402	1,054	0,940	0,256
		τ_b (MPa)	1,962	1,476	1,316	0,359
	ELS	N _s (kN)	2092,37	1802,05	1201,79	503,13
		σ_b (MPa)	1,70	1,49	1,02	0,43

Tableau V.III.5.5) : Ferrailage des voiles longitudinaux (VL₃)

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,55	2,55	2,55	2,55	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,510	0,51	0,51	0,51	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	9567,46	3589,08	3208,34	2120	
	σ_{min} [KN/m ²]	-14338,83	-6907,94	-4638,1	-4906,9	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	554,05	382,8	289,02	52,91	
	L _t (m)	1,529	1,68	1,51	1,78	
	L _c (m)	1,021	0,87	1,04	0,77	
	d1(m)	0,680	0,581	0,695	0,513	
	d2 (m)	0,849	1,097	0,812	1,268	
	σ_1 [KN/m ²]	5311,590	2345,922	1728,791	1509,377	
	N (kN)	N ₁	1012,299	344,97	343,187	186,146
		N ₂	451,018	257,316	140,415	191,356
	A _v (cm ²)	A _{v1}	25,31	8,62	8,58	4,65
		A _{v2}	11,28	6,43	3,51	4,78
	A _{vj} (cm ²)		21,33	14,74	11,13	2,04
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	30,64	12,31	11,36	5,16
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	16,61	10,12	6,29	5,29
	A _{min} (cm ²)		8,92	11,52	8,53	13,31
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	32,16	24,64	18,08	18,08
		Bonde 2	16,08	12,32	9,04	9,04
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*16HA16	2*16HA14	2*16HA12
Bonde 2			2*8HA16	2*8HA14	2*8HA12	2*8HA12
S _t (cm)		Bonde1	9.5cm	10cm	9.5cm	11cm
		Bonde 2	13cm	11cm	13cm	9.5cm
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		4,59	5,03	4,52	5,34	
A _H /nappe (cm ²)		8,04	6,16	4,52	4,52	
Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA14	6HA12	6HA10	6HA10	
ep =20cm		(A=9.24cm ²)	(A=6.78cm ²)	(A=4.74cm ²)	(A=4.74cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	1,207	0,834	0,630	0,115
		τ_b (MPa)	1,690	1,168	0,882	0,161
	ELS	N _s (kN)	1630,35	1393,76	966,83	479,62
		σ_b (MPa)	1,40	1,23	0,88	0,44

Tableau V.III.5.6) : Ferrailage des voiles longitudinaux (VL₄)

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,44	1,44	1,44	1,44	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,288	0,288	0,288	0,288	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	6303,18	2894,54	2200,06	2625,13	
	σ_{min} [KN/m ²]	-10254,86	-5712,05	-3948,02	-3514,29	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	178,44	159,55	128,22	74,31	
	L _t (m)	0,892	0,96	0,92	0,82	
	L _c (m)	0,548	0,48	0,52	0,62	
	d1(m)	0,365	0,323	0,344	0,410	
	d2 (m)	0,526	0,633	0,581	0,414	
	σ_1 [KN/m ²]	3720,335	1916,682	1382,728	1317,837	
	N (kN)	N ₁	366,304	155,34	123,080	161,852
		N ₂	195,834	121,295	80,360	54,531
	A _v (cm ²)	A _{v1}	9,16	3,88	3,08	4,05
		A _{v2}	4,90	3,03	2,01	1,36
	A _{vj} (cm ²)		6,87	6,14	4,94	2,86
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	10,88	5,42	4,31	4,76
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	6,61	4,57	3,24	2,08
	A _{min} (cm ²)		5,53	6,64	6,10	4,34
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	11,3	11,3	7,9	7,9
		Bonde 2	6,16	5,65	4,52	3,16
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*10HA12	2*10HA12	2*10HA10
Bonde 2			2*4HA14	2*5HA12	2*4HA12	2*4HA10
S _t (cm)		Bonde1	9cm	9.5cm	9cm	8cm
		Bonde 2	13.5cm	10cm	13cm	15.5cm
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		2,68	2,87	2,77	2,47	
A _H /nappe (cm ²)		2,83	2,83	1,98	1,98	
Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	
ep =20cm		(A=4.74cm ²)	(A=4.74cm ²)	(A=4.74cm ²)	(A=4.74cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0,688	0,616	0,495	0,287
		τ_b (MPa)	0,964	0,862	0,693	0,401
	ELS	N _s (kN)	2078,83	1807,23	1237,12	546,09
		σ_b (MPa)	3,31	2,88	2,02	0,90

Tableau V.III.5.7) : Ferrailage des voiles longitudinaux (VL₅)

Caractéristiques géométriques	L (m)		4	4	4	4
	e (m)		0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,800	0,8	0,8	0,8
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]		4518,32	3237,79	2200,06	2625,13
	σ_{min} [KN/m ²]		-8430,96	-6608,14	-3948,02	-3514,29
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		879,32	767,52	527,19	170,57
	L _t (m)		2,604	2,68	2,57	2,29
	L _c (m)		1,396	1,32	1,43	1,71
	d1(m)		0,930	0,877	0,954	1,140
	d2 (m)		1,674	1,808	1,614	1,149
	σ_1 [KN/m ²]		2904,015	2180,177	1382,728	1317,837
	N (kN)	N ₁	690,622	475,11	341,889	449,589
		N ₂	486,085	394,110	223,223	151,476
	A _v (cm ²)	A _{v1}	17,27	11,88	8,55	11,24
		A _{v2}	12,15	9,85	5,58	3,79
	A _{vj} (cm ²)		33,85	29,55	20,30	6,57
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	25,73	19,27	13,62	12,88
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	20,62	17,24	10,65	5,43
	A _{min} (cm ²)		17,58	18,98	16,95	12,07
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	40,04	29,38	29,38	29,38
		Bonde 2	13,86	13,86	10,17	10,17
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*26HA14	2*26HA12	2*26HA12
Bonde 2			2*9HA14	2*9HA14	2*9HA12	2*9HA12
S _t (cm)		Bonde1	10cm	10cm	10cm	9cm
		Bonde 2	15cm	14,5cm	16cm	16cm
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		7,81	8,05	7,71	6,87	
A _H /nappe (cm ²)		10,01	7,35	7,35	7,35	
Choix des barres/nappe (cm ²)		7HA14	7HA14	7HA12	7HA12	
ep =15cm		(A=10.78cm ²)	(A=10.78cm ²)	(A=7.91cm ²)	(A=7.91cm ²)	
Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²				
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	1,221	1,066	0,732	0,237
		τ_b (MPa)	1,710	1,492	1,025	0,332
	ELS	N _s (kN)	1939	1654,31	1111,77	462,18
		σ_b (MPa)	1,10	0,96	0,65	0,27

VII-1) 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 peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultante de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

❖ Fondations superficielles :

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

❖ Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sol ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

VII-2) Etude du sol de fondation :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **2 bars** comme contrainte admissible du sol.

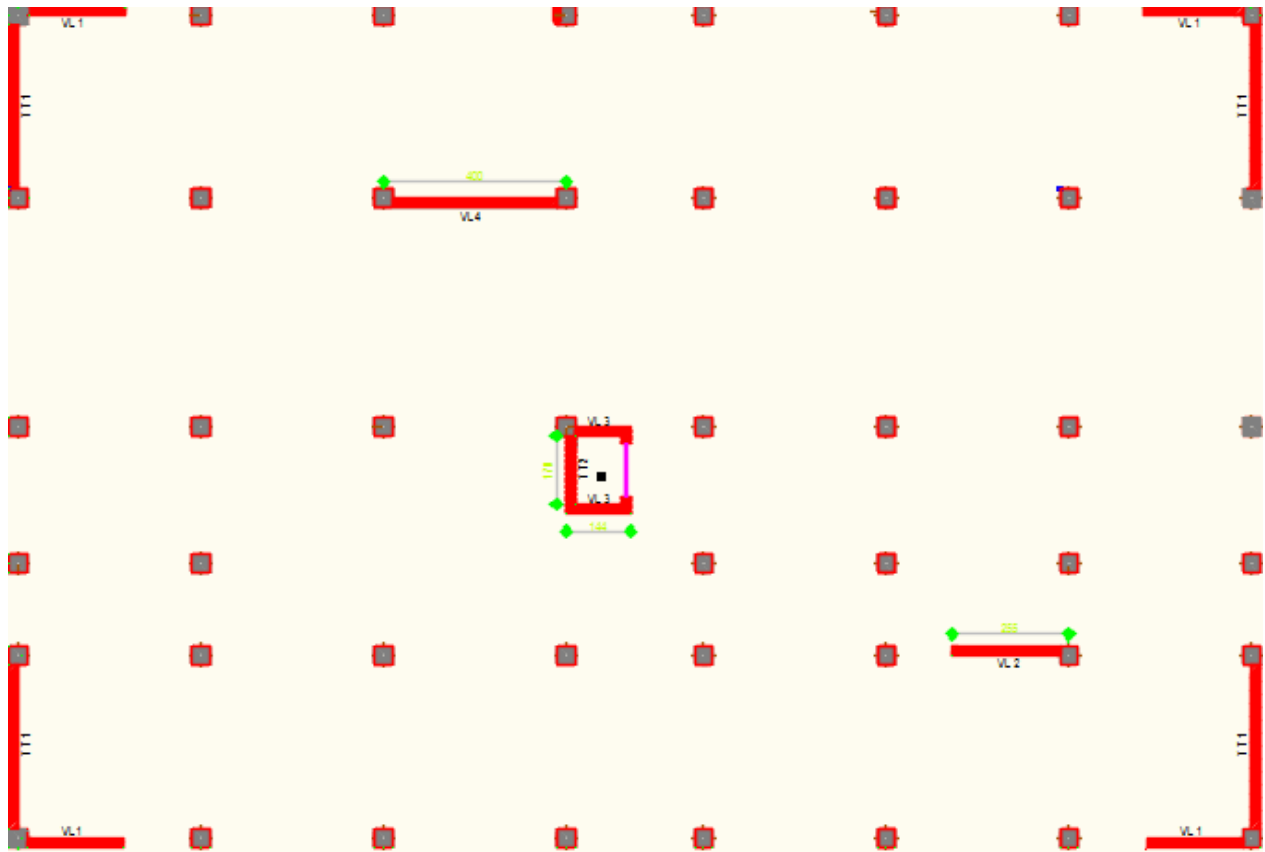


Figure VII-1) Schéma de la disposition des poteaux et des voiles du RDC

➤ **BLOC I :**

a) 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 tassement du sol ;

On optera pour des fondations superficielles

b) Dimensionnement des semelles continues :

1. Semelle isolé :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « N_{ser} » qui est obtenu à la base de tous les poteaux.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \quad (\text{Poteau carré}). \text{D'où} \quad B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

$$\text{Exemple : } N_{ser} = 1643.13 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN / m}^2 \quad \Rightarrow \quad B = 2,86 \text{ m}$$

Remarque :

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

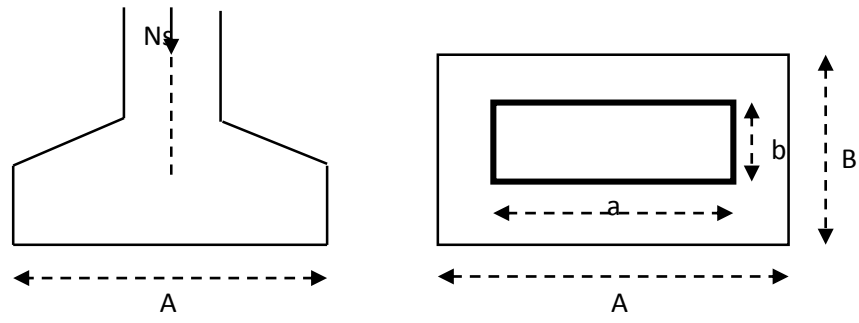


Figure VII-2) schéma d'une semelle

2. Semelles filantes :

2-1) Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\bar{\sigma}_{sol} = 200\text{KN/m}^2 = 0,20\text{MPa}$)

B : Largeur de la semelle.

G et Q : charge et surcharge à la base du voile.

L : longueur de la semelle sous voile.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal) :

Tableau VII-1) la surface des voiles transversaux :

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VT1 x 4	834.91	4	1.05	16.68
VT2	790.41	1.70	2.35	3.995
				Σ=20.67

Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinal) :

Tableau VII-2) la surface des voiles longitudinaux :

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VL1 x 2	834.91	2.35	1.77	8.32
VL2 x 2	830.90	2.75	1.5	8.25
VL3	906.05	2.55	1.80	4.59
VL4 x2	790.41	1.44	2.75	7.92
VL5	1088.92	4	1.36	5.44
				Σ=34.52

La surface des semelles filantes sous les voiles est : $S_v = 55.19 \text{ m}^2$.

2-2) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

✓ Hypothèse de calcul :

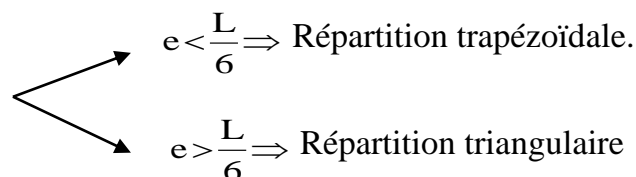
Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

✓ Etape de calcul :

— Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$

— Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

— Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :



$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

Tableau VII-3) résumé de calcul :

Le calcul se fera pour le portique le plus sollicité (Portique 2).

Poteaux	N _s	e _i	N _s x e _i	M _i
C11	883.51	9	7951.59	2.885
C25	1371.13	5	1371.13	1.452
C40	173.27	0	0	5.115
C57	1643.13	-3	-4929.39	0.83
C72	1377.99	-5	-6889.95	0.337
C89	693.96	-9	6245.64	2.146
R=6142.96			Σ = -8742.26	Σ = 12.76

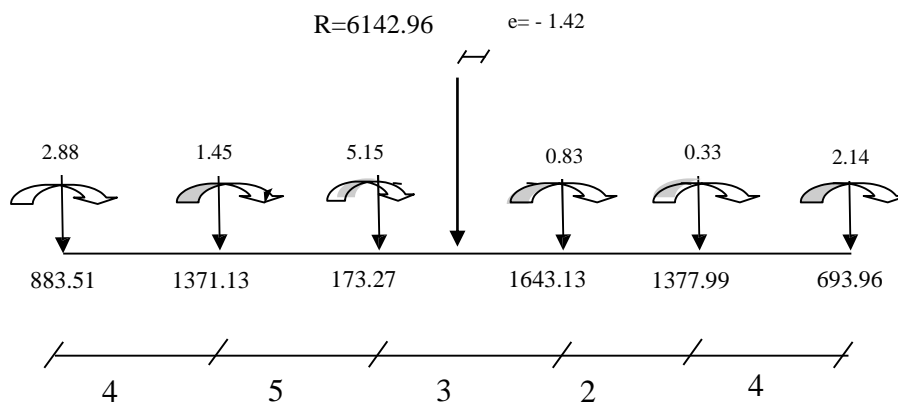


Fig.VII.3) Répartition des efforts dans la semelle.

$$e = \frac{-8742.36 + (12.76)}{6142.96} = 1.42 \text{ m}$$

On a :

$$e = 1.42 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{18}{6} = 3 \text{ m}$$

⇒ Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{6142.96}{18} \times \left(1 + \frac{6 \times 1.42}{18}\right) = 502.81 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{6142.96}{18} \times \left(1 - \frac{6 \times 1.42}{18}\right) = 179.73 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{6142.96}{18} \times \left(1 + \frac{3 \times 1.42}{18}\right) = 422.04 \text{ kN/ml}$$

✓ **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{sol}} = \frac{422,04}{200} = 2.1 \text{ m} \text{ on prend } B = 2.2 \text{ m}$$

On aura donc, $S = 2.2 \times 18 = 39.6 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 39.6 \times 8 = 316.8 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 316.8 + 55.19 = 371.9 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{bat} = 27 \times 18 = 486 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_T}{S_{bat}} = \frac{371.9}{486} = 0,765 \quad \Longrightarrow \quad 76,54 \% \text{ de la surface du bâtiment.}$$

➤ La surface des semelles représente 76,54% de la surface totale, ce qui est inadmissible.

VII-3) Etude du radier :

Ce radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminué de son poids propre.

- Rigide dans son plan horizontal,
- Permet une meilleure répartition des charges sur le sol,
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels,
- Facilité de coffrage et de ferrailage ;
- Rapidité d'exécution.

VII-3-1) Pré dimensionnement du radier :**1) Epaisseur du tablier :****• Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{\min} = 25\text{cm}$)

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq L_{\max} / 20 \quad , \quad \text{Avec : } L_{\max} = 5,00 \text{ m}$$

L_{\max} : portée maximale

$$h_d \geq \frac{500}{20} = 25 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit : } h_d = \mathbf{30 \text{ cm.}}$$

2) Hauteur des nervures :**• Selon la condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$L_{\max} = 5,00 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad 500/8 = 62,5 \text{ cm} \leq h \leq 500/5 = 100 \text{ cm}$$

• Selon la condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.

Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m).

E : Module de déformation longitudinale déferée $E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} = E_{v28} = \mathbf{10818.87 \text{ MPa}}$

L_{\max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

D'où :

$$h \geq 3 \sqrt{\left(\frac{2}{\pi} \times 5,00\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,87}} = 1,04 \text{ m}$$

On prend : $h = 110 \text{ cm}$

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{500}{10} = 50 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit : } h_n = 80 \text{ cm et } 0,4h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n$$

$$32 \text{ cm} \leq b_n \leq 56 \text{ cm} \Rightarrow b_n = 45 \text{ cm.}$$

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_r = 110 \text{ cm}$ Hauteur total du radier

$h_n = 80 \text{ cm}$ Hauteur de la nervure.

$h_d = 30 \text{ cm}$Hauteur de la dalle.

$b_n = 45 \text{ cm}$Largeur de la nervure.

3) Le débord :

Détermination des efforts :

a) Charges revenant à la superstructure :

Charge permanente : $G = 48842,68 \text{ KN}$

Charge d'exploitation : $Q = 8063,79 \text{ KN}$

b) Combinaison d'actions :

à l'ELU :

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 78033,30 \text{ KN.}$$

à l'ELS :

$$N_s = G + Q = 56906,47 \text{ KN.}$$

c) Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{78033,30}{1,33 \times 200} = 293,35 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{56906,47}{200} = 284,53 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{\text{rad}} = \max(S_{\text{nec}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{nec}}^{\text{ELS}}) = 293,35 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 486 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 293,35 \text{ m}^2$$

Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{110}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 55 \text{ cm}$$

Soit un débord de $L_{deb} = 60 \text{ cm}$.

$$S_{deb} = (27 \times 0,6 \times 2) + (18 \times 0,6 \times 2) = 54$$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 486 + 54 = 540 \text{ m}^2$

VII-3-2) Calcul des sollicitations à la base du radier :

Charges permanentes :

Poids de bâtiment : $G = 48842,68 \text{ KN}$

➤ Poids de radier :

$G =$ Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

Poids de la dalle:

$$\begin{aligned} P_{\text{de la dalle}} &= S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b \\ P_{\text{de la dalle}} &= 540 \times 0,30 \times 25 = 4050 \text{ KN} \end{aligned}$$

Poids des nervures:

$$\begin{aligned} P_{\text{nerv}} &= b_n \cdot (h - h_d) \cdot L \cdot n \cdot \rho_b \\ &= 0,45 \times (1,10 - 0,30) \times (27 \times 6 + 18 \times 8) \times 25 = 2754 \text{ KN} \end{aligned}$$

Poids de TVO :

$$\begin{aligned} S_{\text{nerv}} &= (0,80 \times 18 \times 8) + (0,80 \times 27 \times 6) = 244,8 \text{ m}^2 \\ P_{\text{TVO}} &= (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h - h_d) \cdot \rho \\ &= (540 - 244,8) \times (1,10 - 0,30) \times 17 = 4014,72 \text{ KN} \end{aligned}$$

poids de la dalle flottante:

$$\begin{aligned} P_{\text{dalle flottante}} &= (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot e_p \cdot \rho_b \\ &= (540 - 244,8) \times 0,1 \times 25 = 738 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$G_{\text{rad}} = 4050 + 2754 + 4014,72 + 738 = 11556,72 \text{ KN}$$

Surcharges d'exploitations :

Surcharge de bâtiment : $Q = 8063,79 \text{ KN}$
 Surcharge du radier : $Q = 2,5 \times 540 = 1350 \text{ KN}$

Poids total de la structure :

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{radier}} + G_{\text{sup}} = 11556.72 + 48842.68 = 60399.4 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{radier}} + Q_{\text{sup}} = 1350 + 8063.79 = 9413.79 \text{ KN}$$

VII-3- 3) Combinaison d'actions:

Etat Limite Ultime :

$$N_{\text{u total}} = 1.35G_{\text{tot}} + 1.5Q_{\text{tot}} = 95659.87 \text{ KN}$$

Etat Limite de Service :

$$N_{\text{S total}} = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 69813.19 \text{ KN}$$

X-3-4) Vérifications :

A) Vérification de la contrainte de cisaillement :

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_{\text{u tot}} \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{95659.87 \times 1}{540} \times \frac{5}{2} = 442.8 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{442.8 \times 1000}{1000 \times 270} = 1.64 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5} \right); 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée.

B) Vérification de la contrainte en situation accidentelle :

Les efforts des combinaisons accidentelles tirées d'etabs sont :

$$M_E^x = 123238.78 \text{ KN.m}$$

$$M_E^y = 117919.60 \text{ KN.m}$$

C) Vérification de la stabilité du radier :

a) Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 13,5 \text{ m}; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 9 \text{ m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

b) Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{27 \times 18^3}{12} = 13122 m^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{18 \times 27^3}{12} = 29524.5 m^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) du aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment.

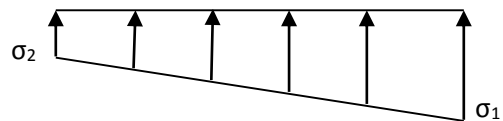
$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment.

I_x, I_y : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$



Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2 \cdot \sigma_{sol}$$

Figure. VII-4) Diagramme des contraintes

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

Sens longitudinal :

$$M_x = 123238.789 + (5401.94 \times 1,10) = 129180.85 \text{KN.m}$$

AP'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{YY}} \cdot X_G = \frac{95659.87}{540} + \frac{129180.85}{29524.5} \times 13,5 = 236,21 \text{KN} / m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{YY}} \cdot X_G = \frac{95659.87}{540} - \frac{129180.85}{29524.5} \times 13,5 = 118.08 \text{KN} / m^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 263.21 + 118.08}{4} = 206.67 \text{KN} / m^2$$

$$\sigma_m = 206.67 \text{KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

AP'ELS:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M_x}{I_{YY}} \cdot X_G = \frac{69813.19}{540} \pm \frac{129180.85}{29524.5} \times 13.5$$

$$\sigma_1 = 188.35 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 70.2 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 158.81 \text{KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Sens transversal :

$$M_y = 117919.602 + 5622.33 \times 1,10 = 124104.16 \text{ KN.m}$$

l'ELU:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_Y}{I_{XX}} \cdot Y_G = \frac{95659.87}{540} \pm \frac{124104.16}{13122} \times 9$$

$$\sigma_1 = 262.26 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 92.02 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 219.7 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

l'ELS:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M_Y}{I_{XX}} \cdot Y_G = \frac{69813.19}{540} \pm \frac{124104.16}{13122} \times 9$$

$$\sigma_1 = 214.4 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 44.16 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 171.84 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Les contraintes sont vérifiées.

- **Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2, 42 /BAEL91)**

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{(0,07 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28})}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

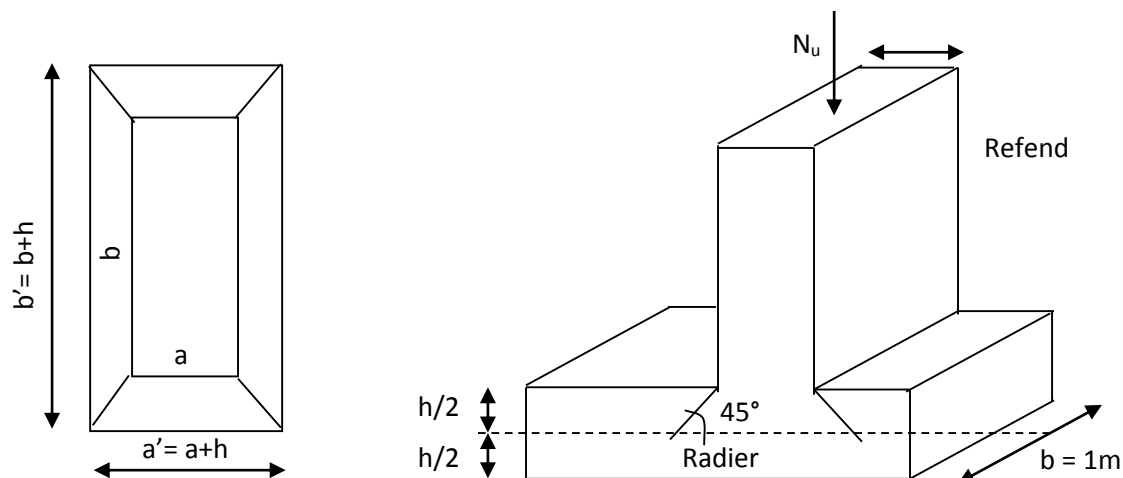


Figure VII-5 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

Calcul du périmètre utile μ_c :

✓ **Vérification pour les poteaux :**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,45 + 0,45 + 2 \times 1,1) = 6,38 \text{ m}$$

$$N_u = 2257,82 \text{ kN}$$

$$N_u < \frac{(0,07 \times 6,38 \times 1,1 \times 25 \cdot 10^3)}{1,5} = 8187,66 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

✓ **Vérification pour les voiles :**

Nous considérons une bande de **1ml** du voile

• **Vérification de l'effort de sous pression :**

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \geq \alpha \times S_{rad} \times \gamma_w \times Z = 1,5 \times 540 \times 10 \times 1,1 = 8910 \text{ kN}$$

P : Poids total du bâtiment à la base du radier (P=50455.44)

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1,5$

γ_w : Poids volumique de l'eau $\gamma_w = (10 \text{ kN/m}^2)$

Z : profondeur de l'infrastructure (h = 1,1m)

P = 50455.44 kN > 8910 kN donc pas de risque de soulèvement de la structure.

VII-3-5) Ferrailage du radier :**1) Ferrailage de la dalle :**

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme et encastrée sur quatre côtés,

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

$$0,4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

-Identification du panneau le plus sollicité :

$$v=0, \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{5} = 0.80 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0565 \\ \mu_y = 0.595 \end{cases}$$

$0,4 < \alpha \leq 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

La contrainte moyenne max à l'ELU :

$$\sigma_m = \frac{3}{4} (\sigma_{\text{sup}} + \sigma_{\text{inf}}) = 219,7 \text{ KN/m}^2$$

La contrainte moyenne max à l'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3}{4} (\sigma_{\text{sup}} + \sigma_{\text{inf}}) = 171,84 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } q_{\text{um}} = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = (219,7 - \frac{11556,72}{540}) = 198,29 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } q_{\text{sm}} = \sigma_m (\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = (171,84 - \frac{11556,72}{540}) = 150,43 \text{ KN/m}^2$$

❖ **Calcul a l'état limite ultime :**

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0565 \\ \mu_y = 0,595 \end{cases}$$

Moment isostatique :

$$M_{0-x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$M_{0-y} = \mu_y \times M_{0-x} \text{ On aura donc : } \begin{aligned} M_{0x} &= 0,0565 \times 198,29 \times 4^2 = 179,25 \text{ KN.m} \\ M_{0y} &= 0,595 \times 179,25 = 106,65 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

0,75 : pour les moments en travées de rives.

0,50 : pour les moments sur appuis intermédiaires.

0,30 : pour les moments sur appuis de rives.

Donc :

Afin de tenir compte des semi encastres de cette dalle au niveau des nervures, les moments Calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de (0.5) aux appuis et de (0.75) en travée.

2) Ferrailage de panneau dans le sens (xx), (yy).

a) Moments aux appuis :

Sens (xx)

$$M_u^a = 0,5 \times M_x$$

$$M_u^a = 0,5 \times 179,25 = 89,62 \text{ KN.m}$$

Sens (yy)

$$M_u^a = 0,5 \times M_y$$

$$M_u^a = 0,5 \times 106,65 = 53,32 \text{ KN.m}$$

b) Moments aux travées :

Sens (xx)

$$M_u^a = 0,75 \times M_x$$

$$M_u^a = 0,75 \times 179,25 = 134,43 \text{ KN.m}$$

Sens (yy)

$$M_u^a = 0,75 \times M_y$$

$$M_u^a = 0,75 \times 106,65 = 79,98 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml.

Avec $b = 100 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$; $d = 27 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_u^a}{b \times (d)^2 \times f_{bc}} \quad ; \quad A_a = \frac{M_u^a}{\beta_u \times d \times \sigma_{st}}$$

$$\mu = \frac{M_u^t}{b \times (d)^2 \times f_{bc}} \quad ; \quad A_t = \frac{M_u^t}{\beta_u \times d \times \sigma_{st}}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. VII.4) : ferrailage de panneau

sens	zone	Mu (KN.m)	μ	μ_l	obs	β	A _{cal} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	As (cm ²)	St (cm)
XX	Appuis	89,62	0,086	0,392	SSA	0,955	9,98	5HA16	10,05	20
	Travée	134,43	0,129		SSA	0,931	15,36	5HA20	15,70	20
YY	Appuis	53,32	0,051		SSA	0,973	5,83	5HA14	7,7	20
	Travée	79,98	0,077		SSA	0,959	8,87	5HA16	10,05	20

Remarque :

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit Inferieur.

VII.5) Vérification à l'E.L.U :

- **Vérification de la condition de non fragilité** :(B.A.E.L.91.article :A.7.4)

a) Armatures parallèles à l_x :

$$w_x = w_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right)$$

$$w_x = \frac{A_{\min}}{S}$$

Avec : A_{\min} : section minimale d'armatures

S : section totale du béton

w_0 : Taux d'armatures dans chaque direction(acier HA FeE400) $\rightarrow w_0 = 0,8\%$

$$w_x = 0,0008 \times \left[\frac{(3 - 0,72)}{2} \right] = 0,000912$$

$$A_{\min} = 0,000912 \times (100) \times (30) = 2,736\text{cm}^2$$

b) Armatures parallèles à l_y

$$A_{\min} \geq b \times h \times w_0 = 100 \times 30 \times 0,8 \times 10^{-3} = 2,4\text{cm}^2$$

$$\text{Aux appuis : } \begin{cases} A_x^a = 10,05\text{cm}^2 > A_{\min} = 2,736\text{cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ A_y^a = 7,7\text{cm}^2 > A_{\min} = 2,4\text{cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} A_x^t = 18,7\text{cm}^2 > A_{\min} = 2,736\text{cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ A_y^t = 10,05\text{cm}^2 > A_{\min} = 2,4\text{cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

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

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\} = 2,5\text{MP}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{219,7 \times 4}{2} = 439,4\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{439,4 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1,62\text{MPa}$$

On a : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u \rightarrow$ condition vérifiée.

- **Espacement des armatures : (BAEL91 modifié 99/ Art A.8.2.42)**

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

Espacement des armatures :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

Direction la plus sollicitée (sens xx) : $S_t^{\max} = 20\text{cm} < \min(2h ; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$

\rightarrow condition vérifiée

Direction la moins sollicitée (sens yy) : $S_t^{\max} = 20\text{cm} < \min(2h ; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$

\rightarrow condition vérifiée

VII.3.6) Calcul et vérification à l'E.L.S :

- **Evaluation des moments M_x et M_y .**

$$v = 0,20 ; \quad \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{5} = 0,8 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0632 \\ \mu_y = 0,710 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \times q_s \times (L_x)^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

On obtient :

$$M_x = 0,0632 \times 171,84 \times (4)^2 = 173,76 \text{KN.m}$$

$$M_y = 0,710 \times 173,76 = 123,36 \text{KN.m}$$

Remarque :

Les moments calculés seront minorés en leur effectuant (0,5) aux appuis et (0,75) en travées.

a) Moments aux appuis :

Sens (xx)

Sens (yy)

$$\begin{aligned} M_u^a &= 0,5 \times M_x & M_u^a &= 0,5 \times M_y \\ M_u^a &= 0,5 \times 173,76 = 86,88 \text{KN.m} & M_u^a &= 0,5 \times 123,36 = 61,68 \text{KN.m} \end{aligned}$$

b) Moments aux travées :

Sens (yy)

Sens (xx)

$$\begin{aligned} M_u^a &= 0,75 \times M_x & M_u^a &= 0,75 \times M_y \\ M_u^a &= 0,75 \times 173,76 = 130,32 \text{KN.m} & M_u^a &= 0,75 \times 123,36 = 92,52 \text{KN.m} \end{aligned}$$

- **Vérification des contraintes dans le béton.**

On doit vérifier que :

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

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} ; \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} \quad (A_s \text{ armatures adoptées à l'ELU})$$

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

Les résultats de calcul sont donnés par le tableau ci- après :

sens	zone	Ms (KN.m)	As (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
XX	Appuis	86,88	10,05	0,372	0,905	37,63	353,78	9,40	15	vérifiée
	Travée	130,32	15,7	0,581	0,887	29,25	346,59	11,84	15	vérifiée
YY	Appuis	61,68	7,7	0,285	0,916	44,52	323,88	7,26	15	vérifiée
	Travée	92,52	10,05	0,372	0,905	37,63	353,78	9,40	15	vérifiée

Tableau. VII.5) vérification des contraintes dans le béton

2) Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console courte encastree dans le radier de longueur $L = 60\text{cm}$, soumise à une charge uniformément repartie.

2-1) Sollicitations de calculs :

A l'ELU :

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} = \frac{219,7 \times 0,60^2}{2} = -39,54 \text{ KN.m}$$

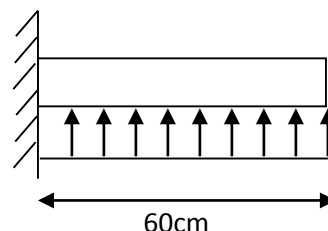


Figure. VII -6) Schéma statique du débord

A l'ELS :

$$M_s = \frac{q_s \cdot L^2}{2} = \frac{171,84 \times 0,60^2}{2} = -30,93 \text{ KN.m}$$

2-2) Calcul des armatures :

a) Armatures principales :

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 27 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{39,54 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,038 < \mu_r = 0,392$$

$$\mu_u = 0,038 \rightarrow \beta_u = 0,981$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{39,54 \times 10^2}{0,981 \times 27 \times 34,8} = 4,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_U = 5HA12/\text{ml} = 5,65 \text{ cm}^2$ Avec $S_t = 20\text{cm}$.

b) Armatures de répartition :

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

Soit $A_r = 4HA10 = 3,12 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Avec $S_t = 25\text{cm}$.

2-3) Vérification à l'ELU :

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

$A_u = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,01 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

2-4) Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{43,32}{30,93} = 1,40$$

$$\mu = 0,011 \rightarrow \alpha = 0,471$$

$$\alpha = 0,474 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,40 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45$$
condition vérifiée.

⇒ 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 ; Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et Constituerons ainsi le ferrailage du débord.

3) Etude de la nervure :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges vers celle-ci.

3-1) Chargement simplifié admis :

Cela consiste à trouver la largeur du panneau correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal. Ainsi sous ce chargement devenu uniformément repartit le calcul devient classique

- **Charge trapézoïdale**

$$l_m = l_x \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$$

$$l_t = l_x \left(0,5 - \frac{\rho_x}{4} \right)$$

- **Charge triangulaire :**

$$l_m = 0,333l_x$$

$$l_t = 0,25l_x$$

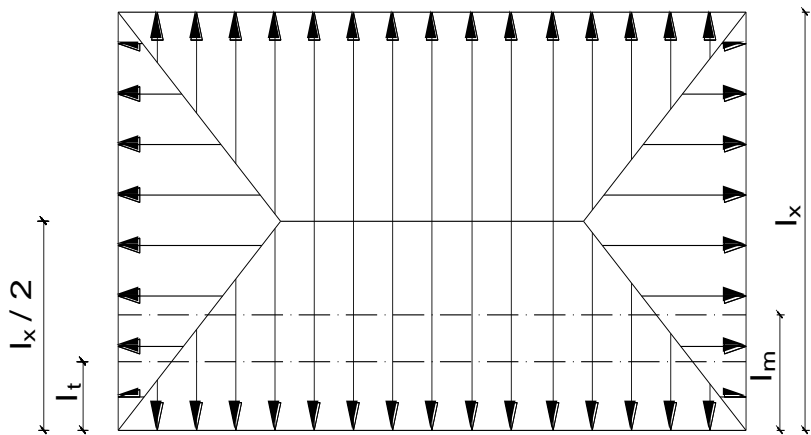


Figure VII.7) Présentation des chargements simplifiés.

3-2) Charges à considérer :

- **Sens longitudinal : (X-X)**

- $q_{Mu} = q_u \times L_m = 219,7 \times (0,333 \times 4) = 292,64 \text{KN/ml}$
- $q_{Ms} = q_s \times L_m = 171,84 \times (0,333 \times 4) = 228,89 \text{KN/ml}$
- $q_{Tu} = q_u \times L_t = 219,7 \times (0,25 \times 4) = 219,7 \text{KN/ml}$

- **Sens transversal : (Y-Y)**

- $q_{Mu} = q_u \times L_m = 219,7 \times (0,333 \times 5) = 365,8 \text{KN/ml}$
- $q_{Ms} = q_s \times L_m = 171,84 \times (0,333 \times 5) = 286,1 \text{KN/ml}$
- $q_{Tu} = q_u \times L_t = 219,7 \times (0,25 \times 5) = 274,62 \text{KN/ml}$

❖ Sens transversal. (x-x) :

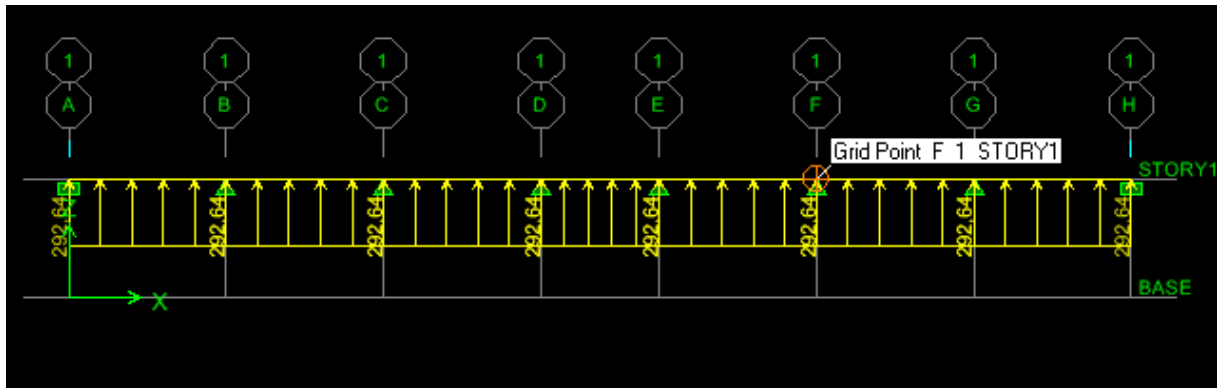


Fig VII.8) Le chargement à ELU

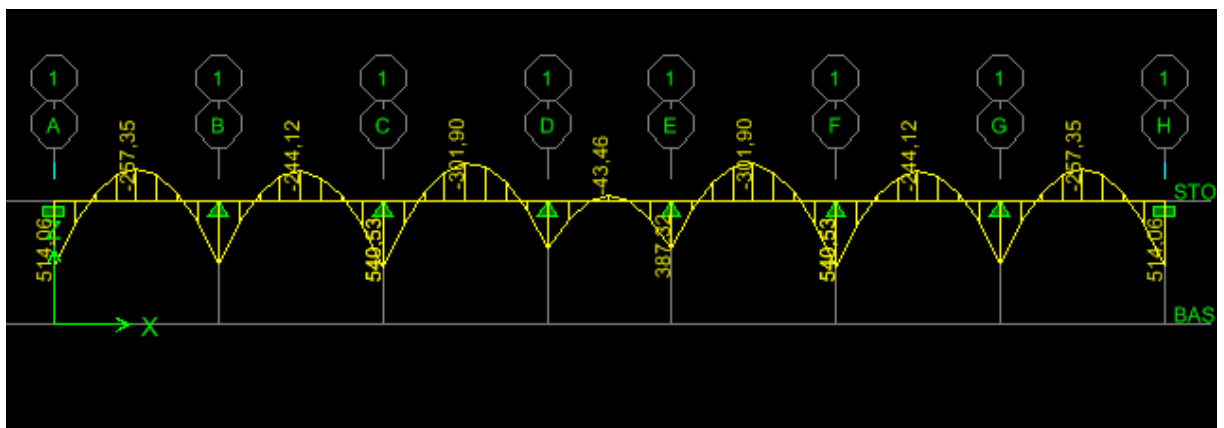


Fig VII-9) Diagramme des moments fléchissant (ELU)

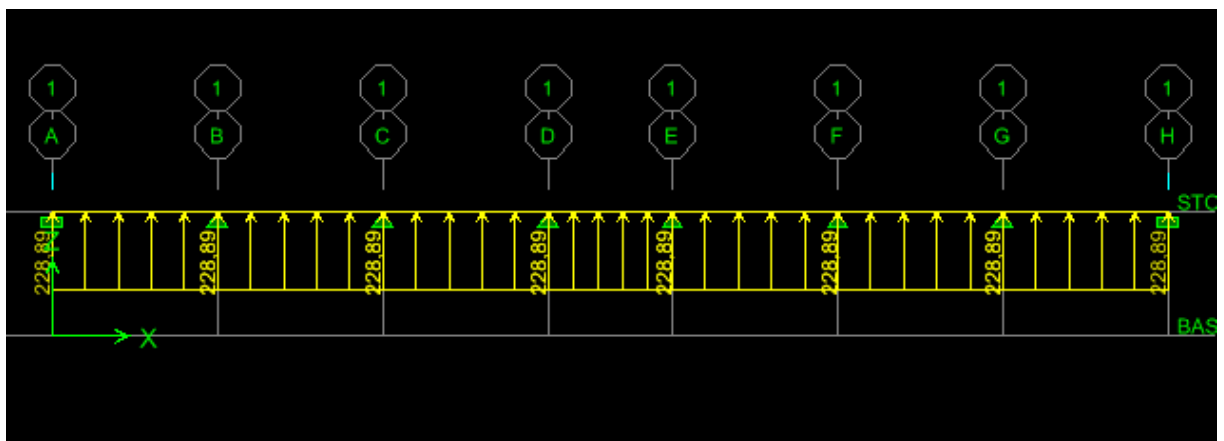


Fig VII-10) Chargement à L'ELS

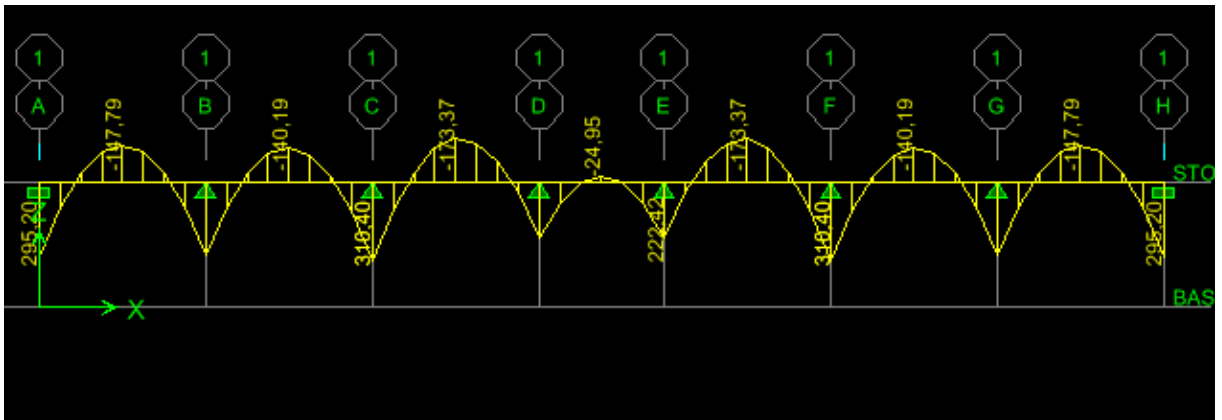


Fig VII-11) Moments a L'ELS

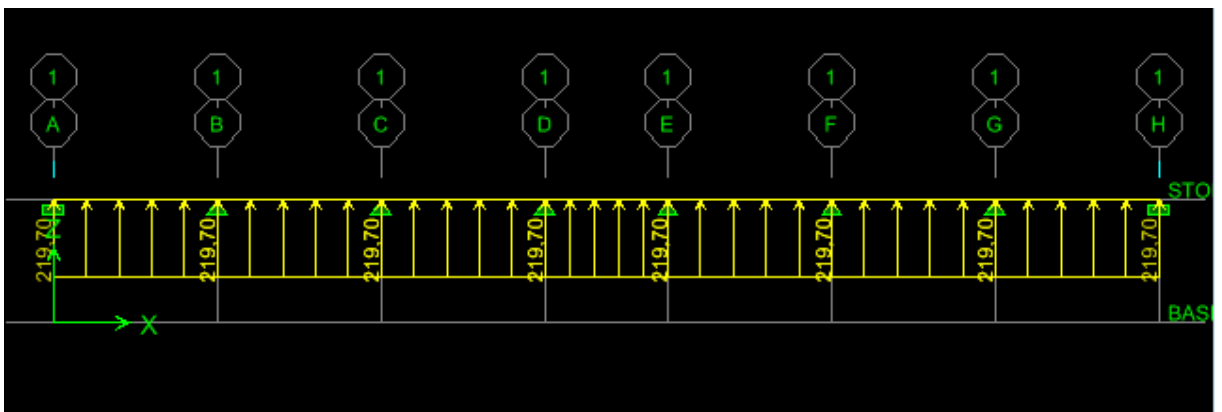


Fig VII-12) Chargement a L'ELU

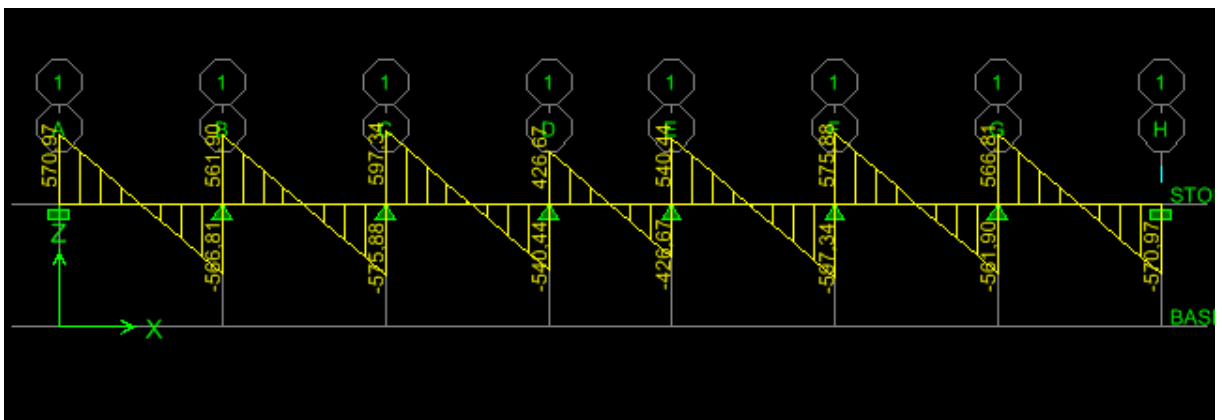


Fig VII-12) Diagramme des efforts tranchants (ELU)

Sens longitudinal :

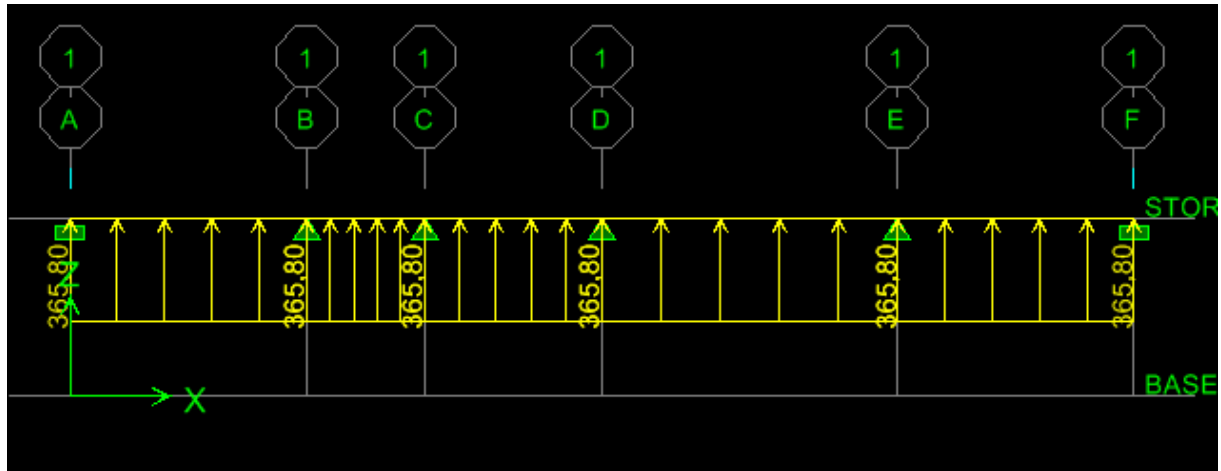


Fig X-13) Le chargement à ELU

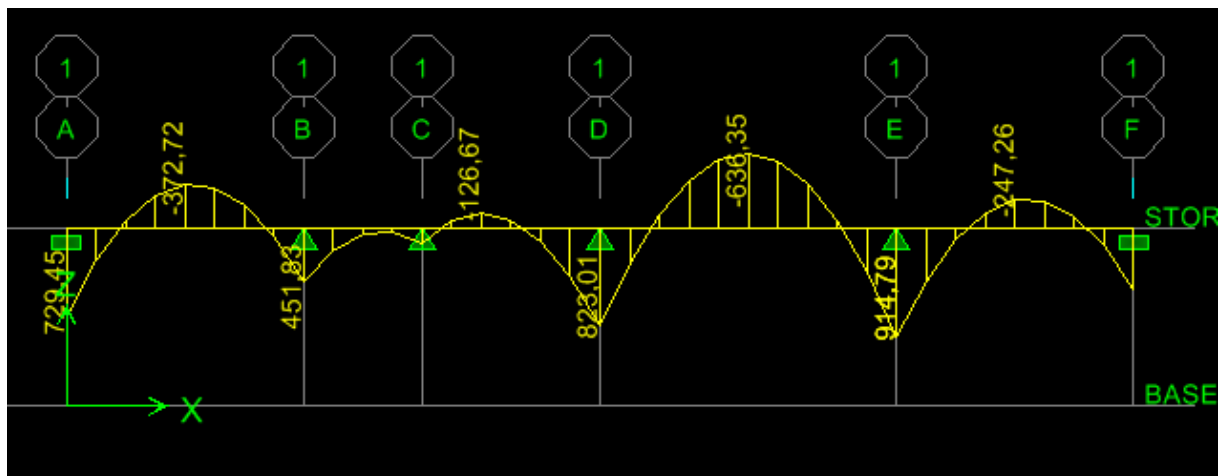


Fig VII-13) Moment a L'ELU

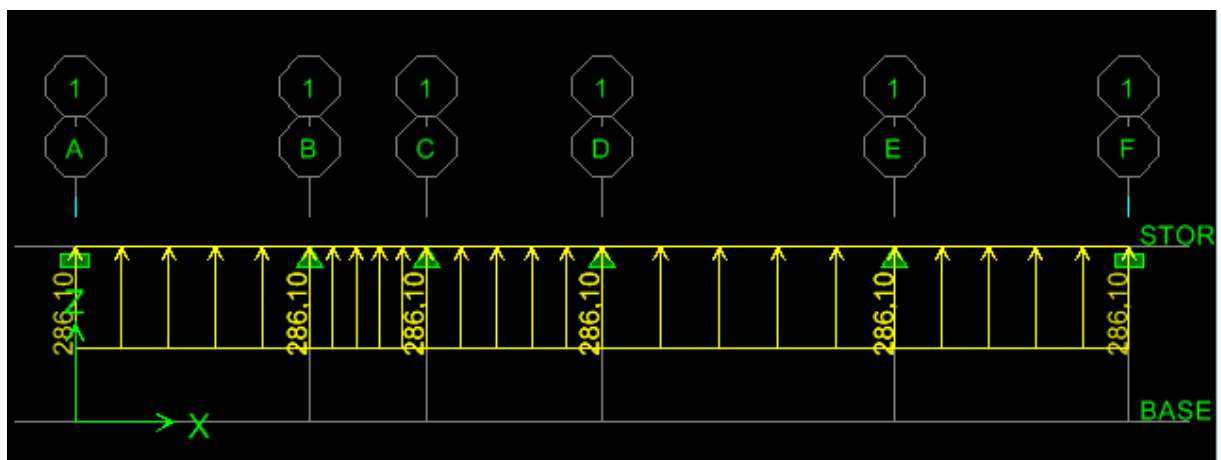


Fig VII-14) Chargement a L'ELS

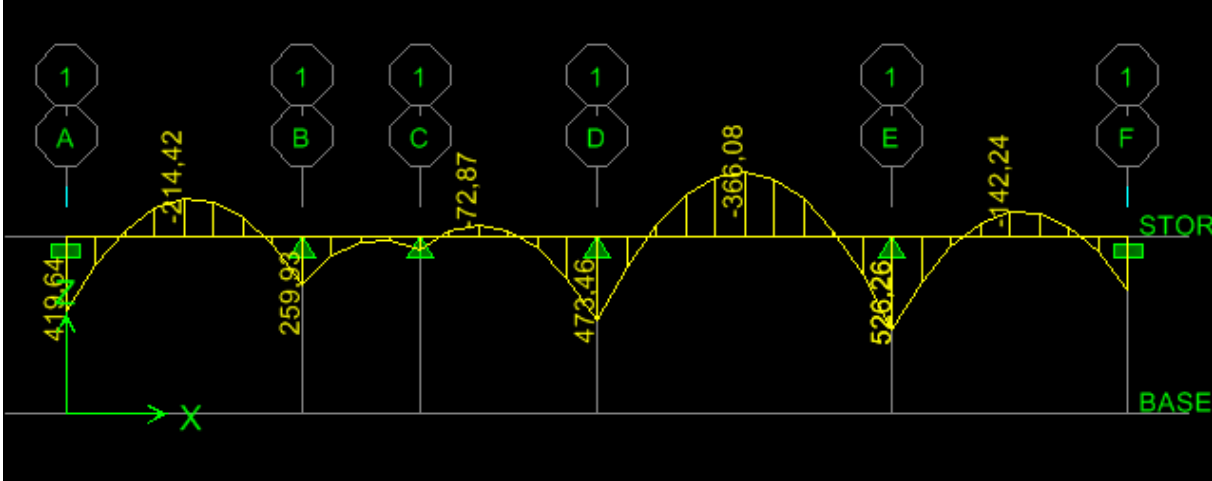


Fig VII-15) Moments a L'ELS

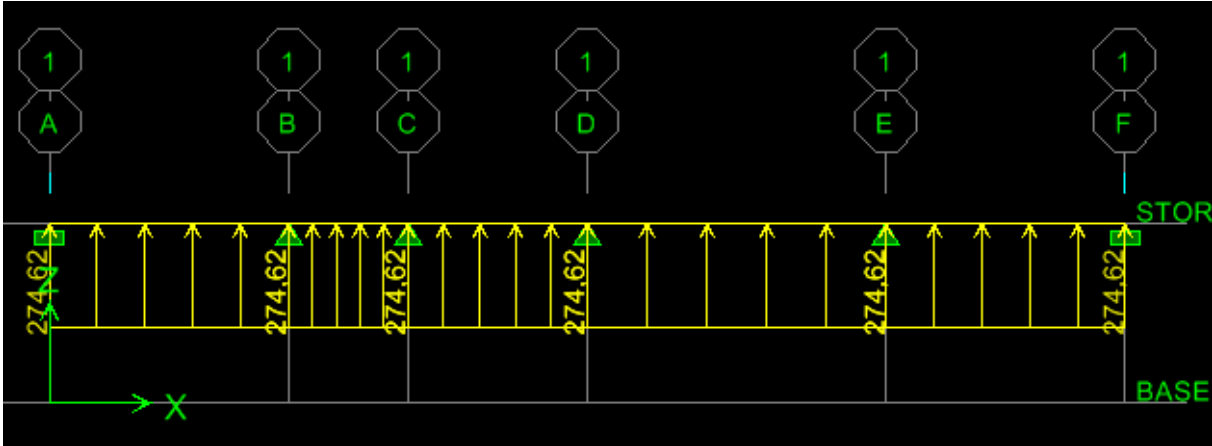


Fig VII-16) Chargement a L'ELU

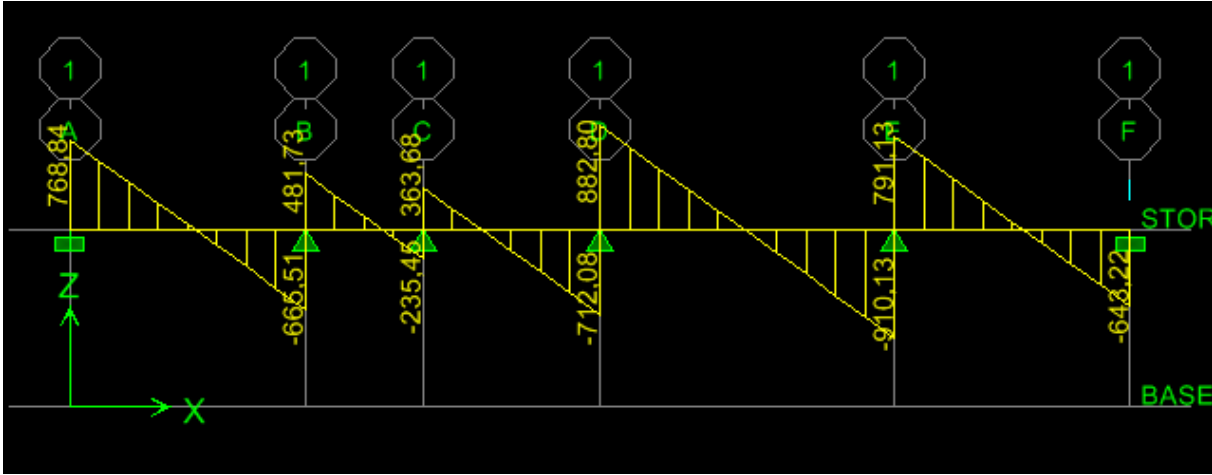


Fig VII-17) Effort tranchant a L'ELU

VII.3.7) Sollicitations maximales :

- **Les Moments.**

	Zone	Sens transversal $M_{max} [KN. m]$	Sens longitudinal $M_{max} [KN. m]$
ELU	Appuis	540,53	914,79
	travée	301,90	636,35
ELS	Appuis	310,40	526,26
	travée	173,37	366,08

Tableau VII.6) sollicitation maximal.

- **Les efforts tranchants.**

Sens transversal

$$T_u^{\max} = 597,34 \text{ KN}$$

Sens longitudinal

$$T_u^{\max} = 910,13 \text{ KN}$$

VII.3.8) Calcul du ferrailage :

Pour le calcul des armatures on prend le moment maximal sur appui et en travée.

Le ferrailage des nervures est résumé dans le tableau ci-dessous

$$h = 110 \text{ cm} ; b = 45 \text{ cm} ; d = 105 \text{ cm} ; f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Tableau VII.7) Ferrailage des nervures :

		M_u (KN.m)	μ	β	A_{cal} (cm ²)	choix	A_{adop} (cm ²)
Sens longitudinal	Appui	914,79	0.129	0.931	24,89	4HA20+4HA20	25,12
	Travée	636,35	0.090	0.953	18,27	4HA20+4HA14	18,72
Sens transversal	Appui	540,53	0.076	0.960	15,40	4HA14+4HA20	18,72
	Travée	301,90	0,042	0.979	9,12	4HA14+4HA14	12,32

VII.3.8.1) Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité :**

$$f_{t28} = 0,6 + 0,006f_{c28} = 2,1\text{MPa}$$

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 45 \times 105 \times \frac{2,1}{400} = 5,70\text{cm}^2$$

Aux appuis

$$\begin{cases} A_x^a = 25,12\text{cm}^2 > A_{\min} = 5,70\text{cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ A_y^a = 18,72\text{cm}^2 > A_{\min} = 5,81\text{cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} A_x^t = 18,72\text{cm}^2 > A_{\min} = 5,70\text{cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ A_y^t = 18,72\text{cm}^2 > A_{\min} = 5,70\text{cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

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

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\} = 2,5\text{MPa}$$

$$\text{Sens XX : } \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{597,34 \times 10^3}{450 \times 1050} = 1,26 \leq \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Sens YY : } \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{910,13 \times 10^3}{450 \times 1050} = 1,60\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

VII.3.8.2) Armatures transversales :

- **Diamètre**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67\text{mm} \quad \text{Soit : } \phi_t = 8\text{mm}$$

- **Espacement des armatures**

D'après le RPA 99, les armatures transversales ne doivent pas dépasser la valeur de :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = \min\left(\frac{110}{4}; 12 \times 2\right) = 27,5\text{cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = 15\text{cm}$$

En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 110/2 = 55\text{cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = 20\text{cm}$$

- **La quantité d'armatures transversales :**

$$\text{En zone nodale : } A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 2,025\text{cm}^2$$

$$\text{En zone courante : } A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 2,7\text{cm}^2$$

Soit : $A_t = 6\text{HA}8\text{cm}^2$ (02 cadres)

VII.3.8.3) Armatures de peau (BAEL/Art 4.5.34) :

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grandes hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

- Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 80 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire

Soit donc 4HA12 avec $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$

VII.3.9) Vérification à l'ELS :

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

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

Sens longitudinal :**En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{636,35}{366,08} = 1,73$$

$$\mu = 0,014 \rightarrow \alpha = 0,704 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,615 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En appui :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{914,79}{526,26} = 1,73$$

$$\mu = 0,014 \rightarrow \alpha = 0,507 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,615 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens transversal :**En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{301,90}{173,37} = 1,74$$

$$\mu = 0,0156 \rightarrow \alpha = 0,507 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,615 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En appui :

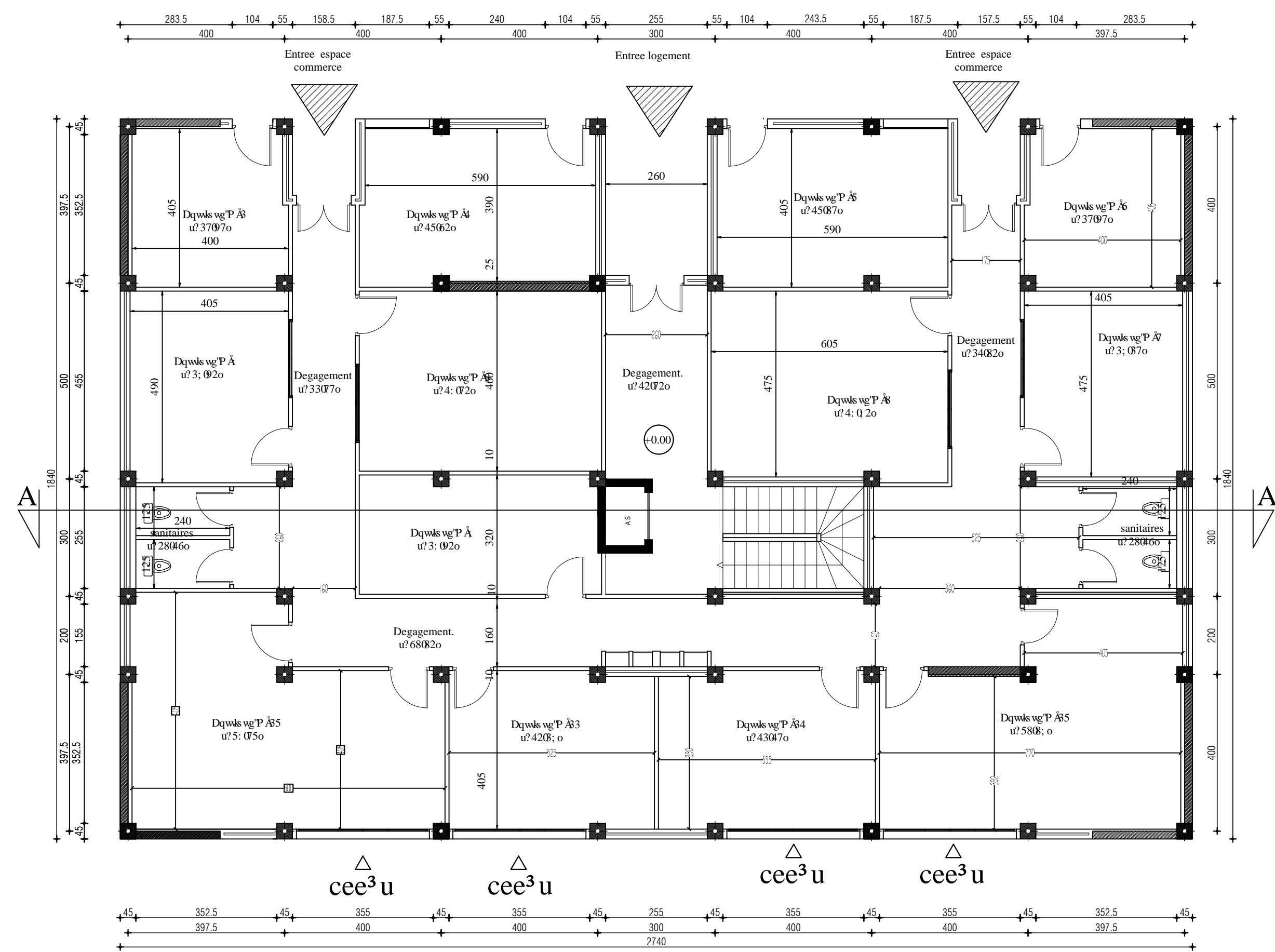
$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{540,53}{310,40} = 1,74$$

$$\mu = 0,015 \rightarrow \alpha = 0,507 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,615 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

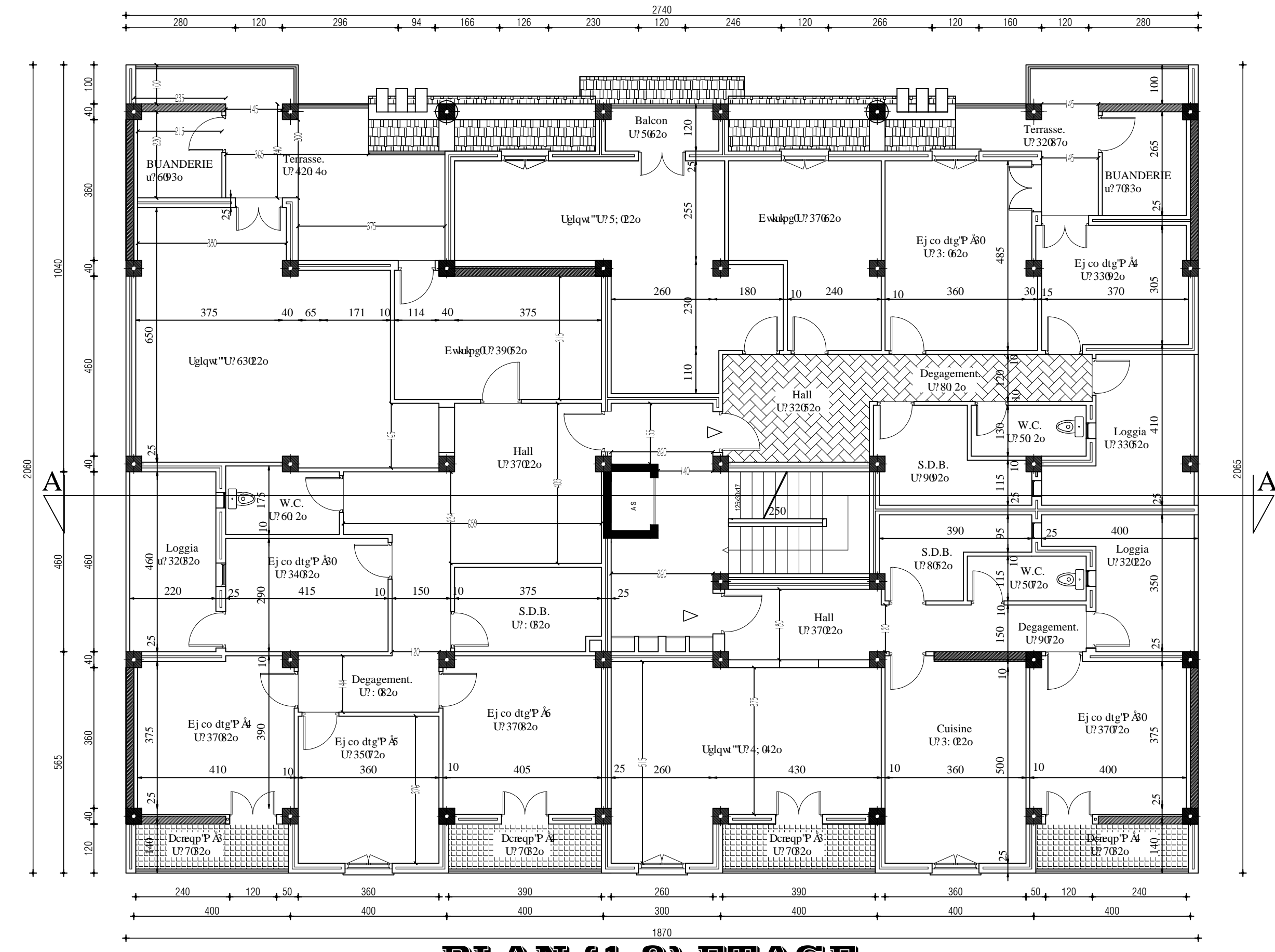
La condition $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ est vérifiée donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes

dans le béton à l'ELS.

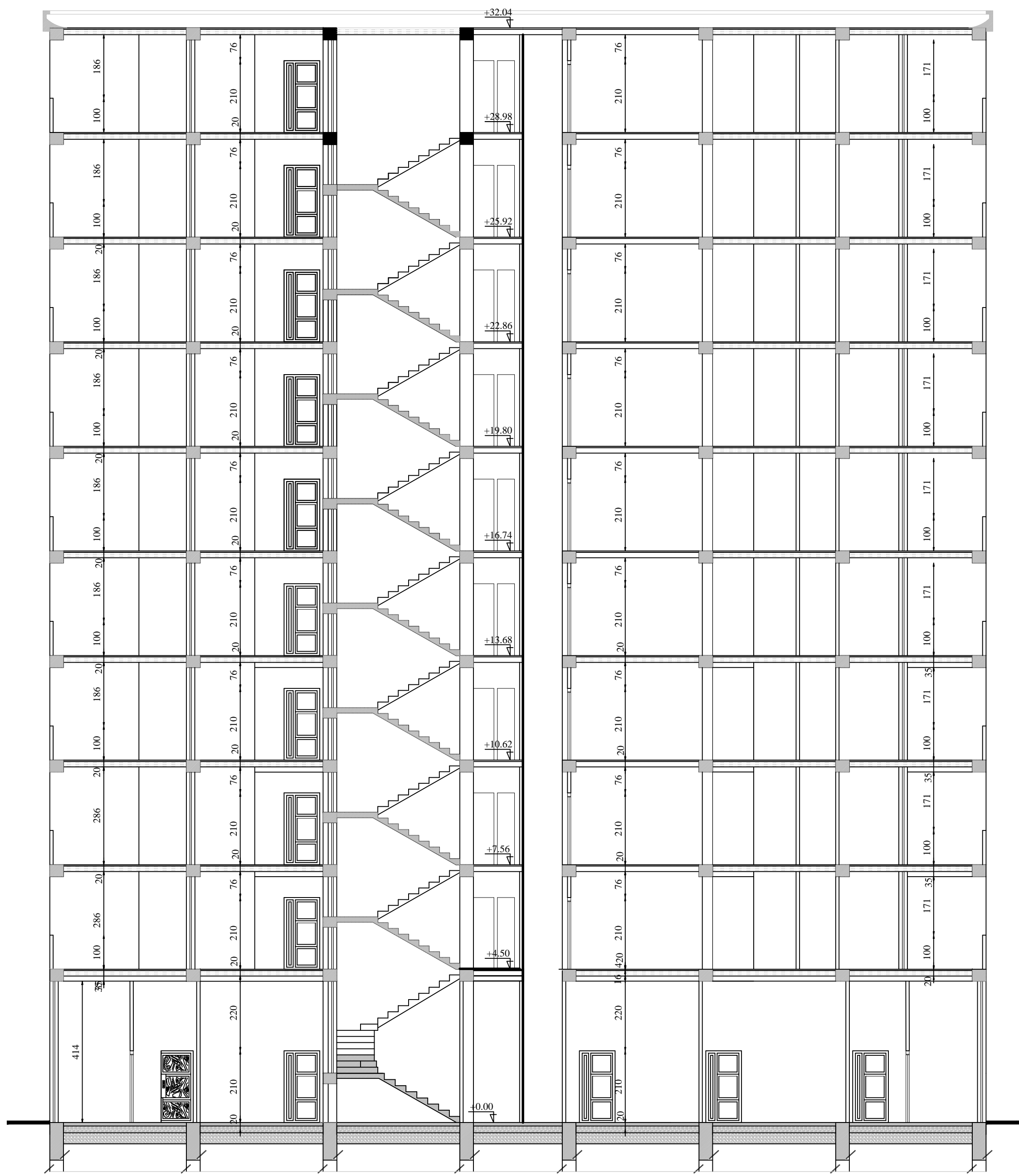
Après avoir dimensionné et calculé la section d'armatures nécessaires pour les différents éléments de la structure nous passerons aux plans d'exécution.



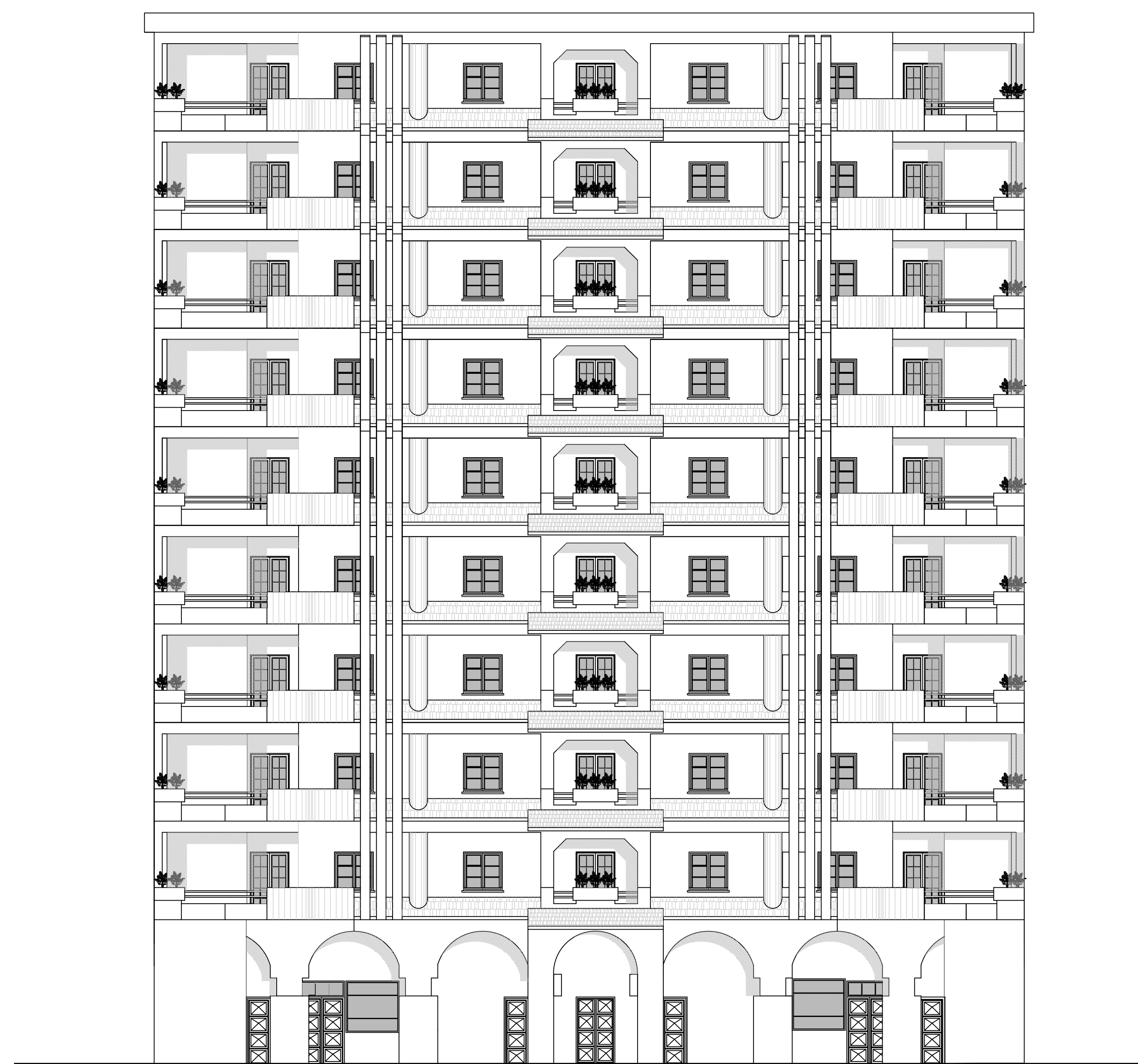
PLAN R.D.C ECH: 1/50



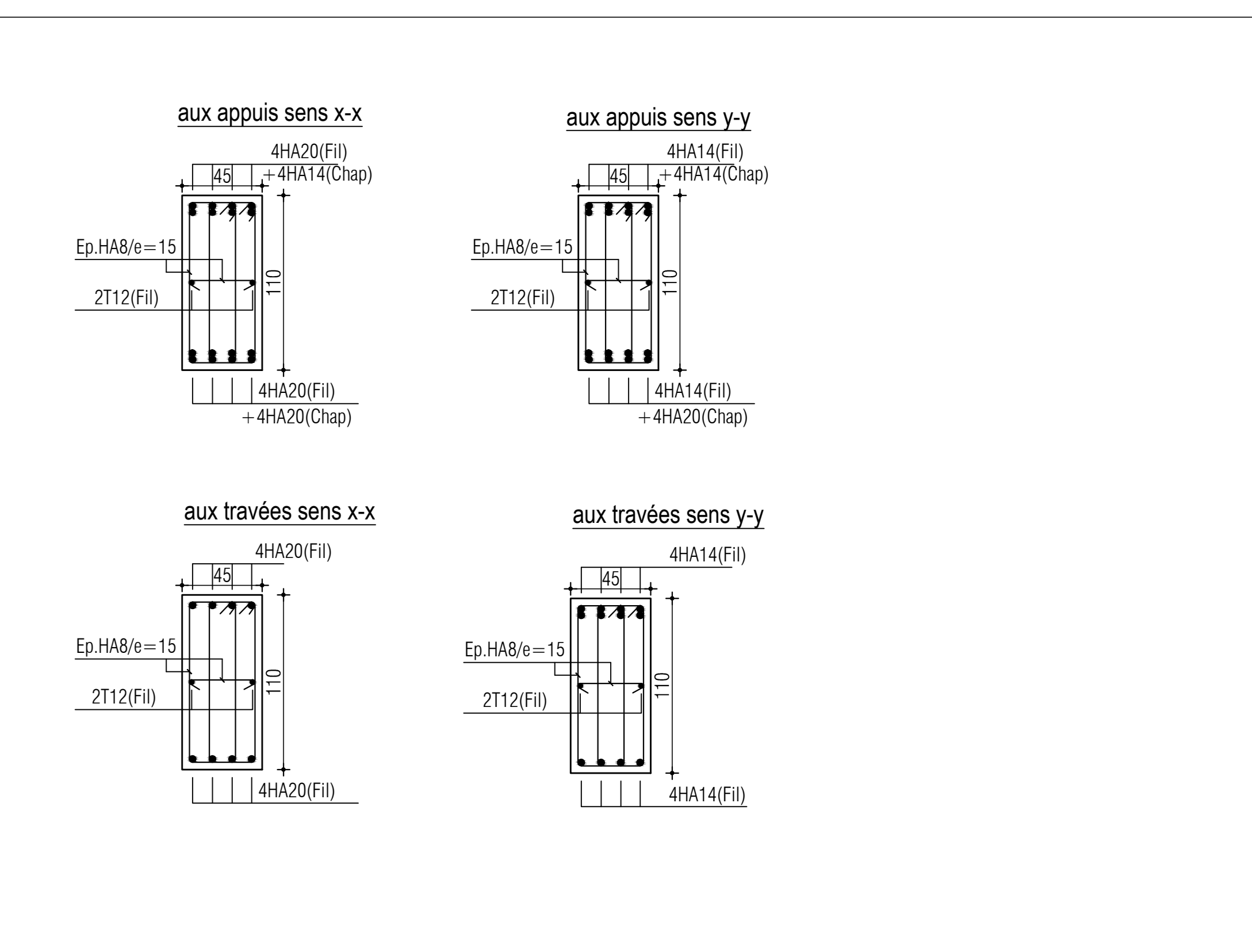
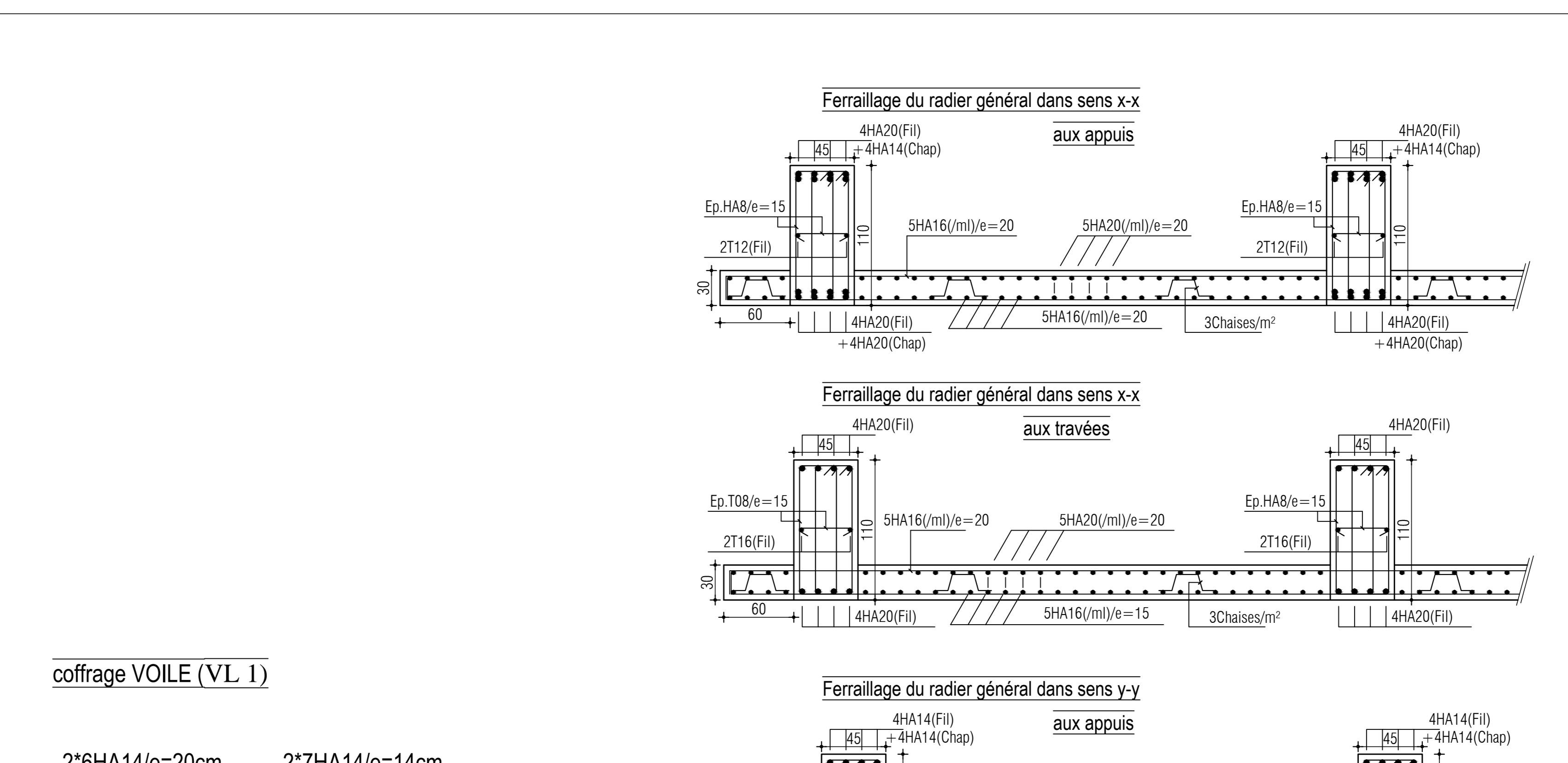
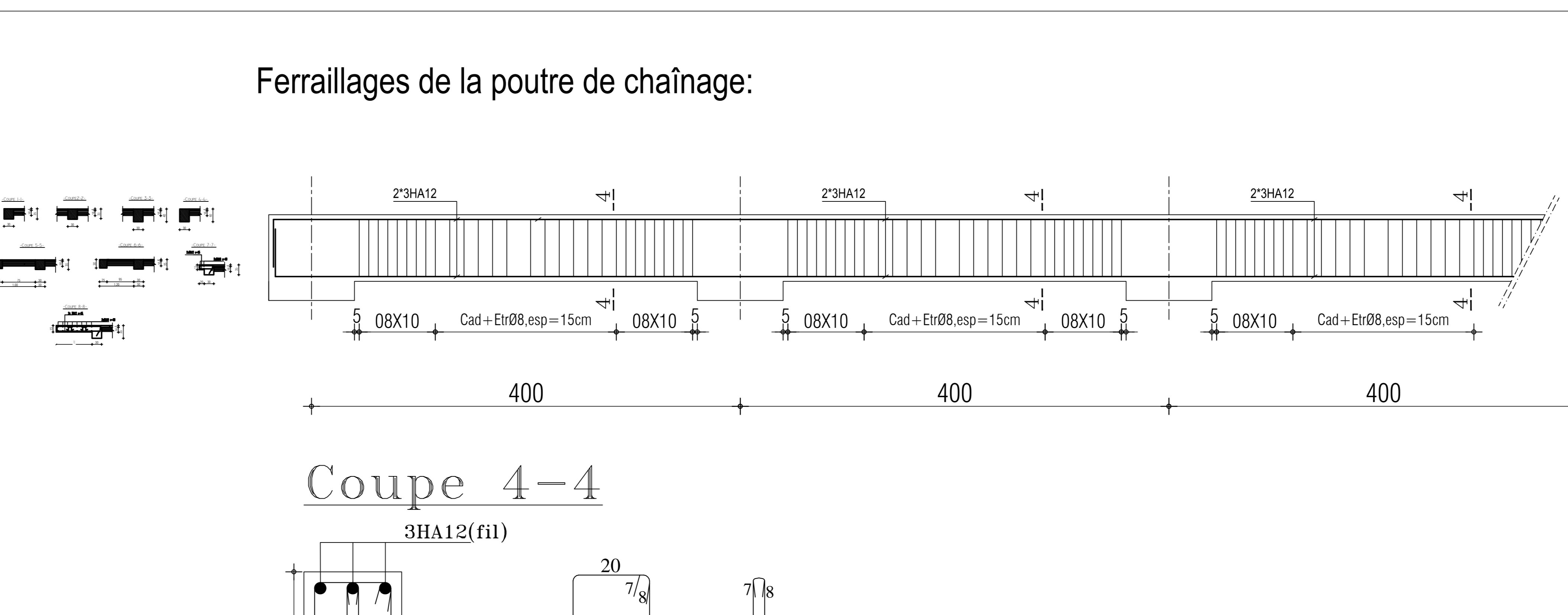
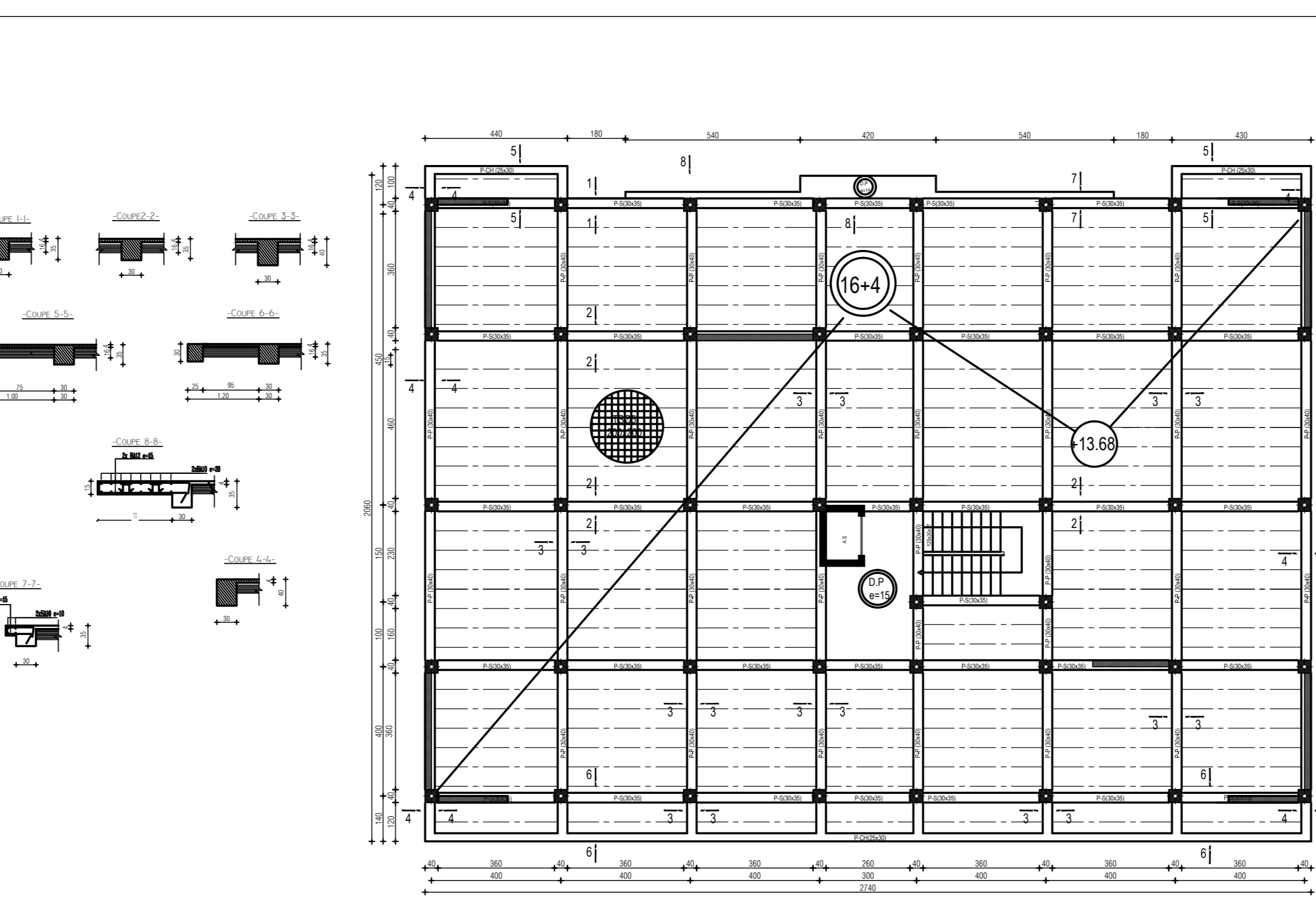
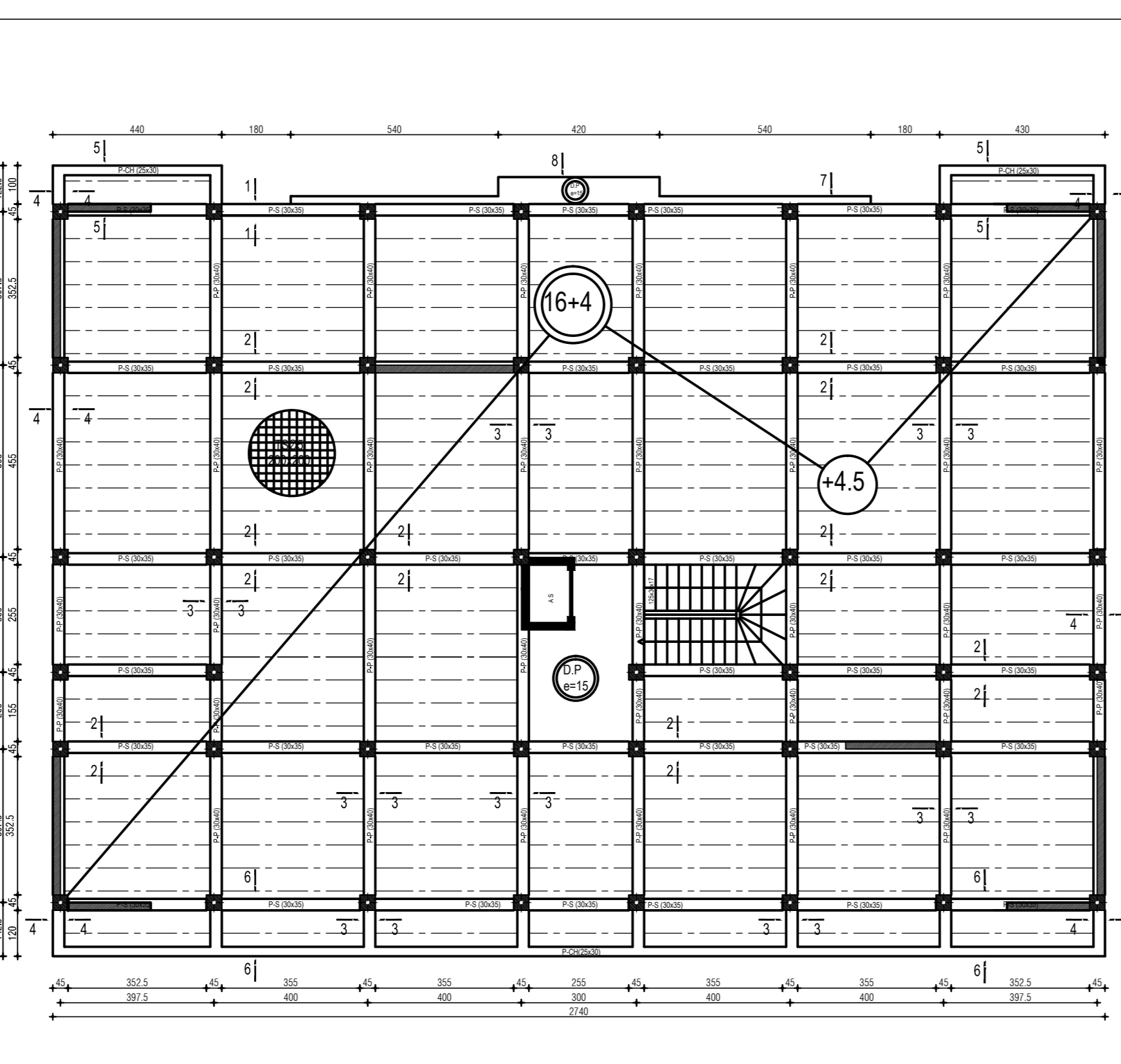
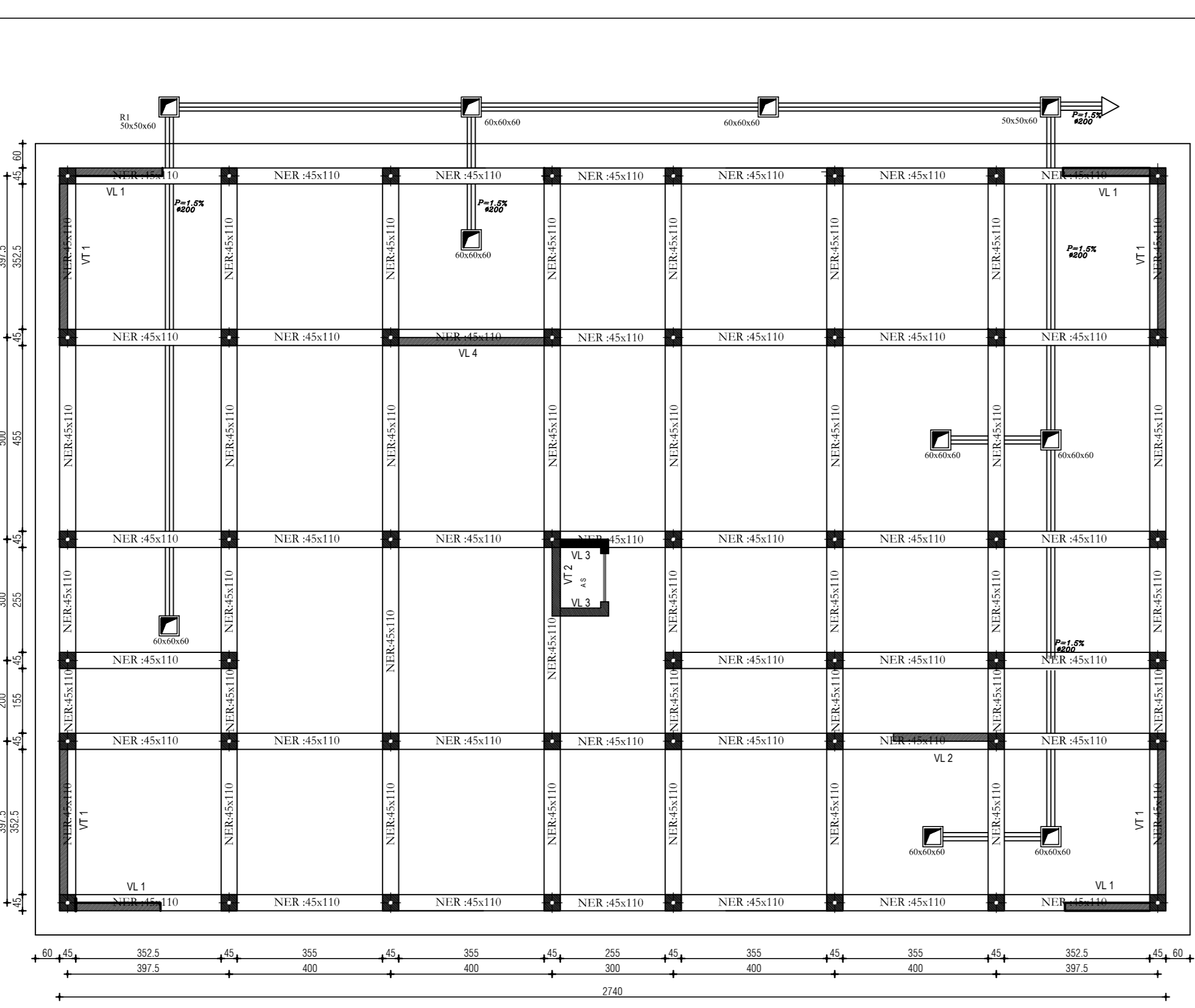
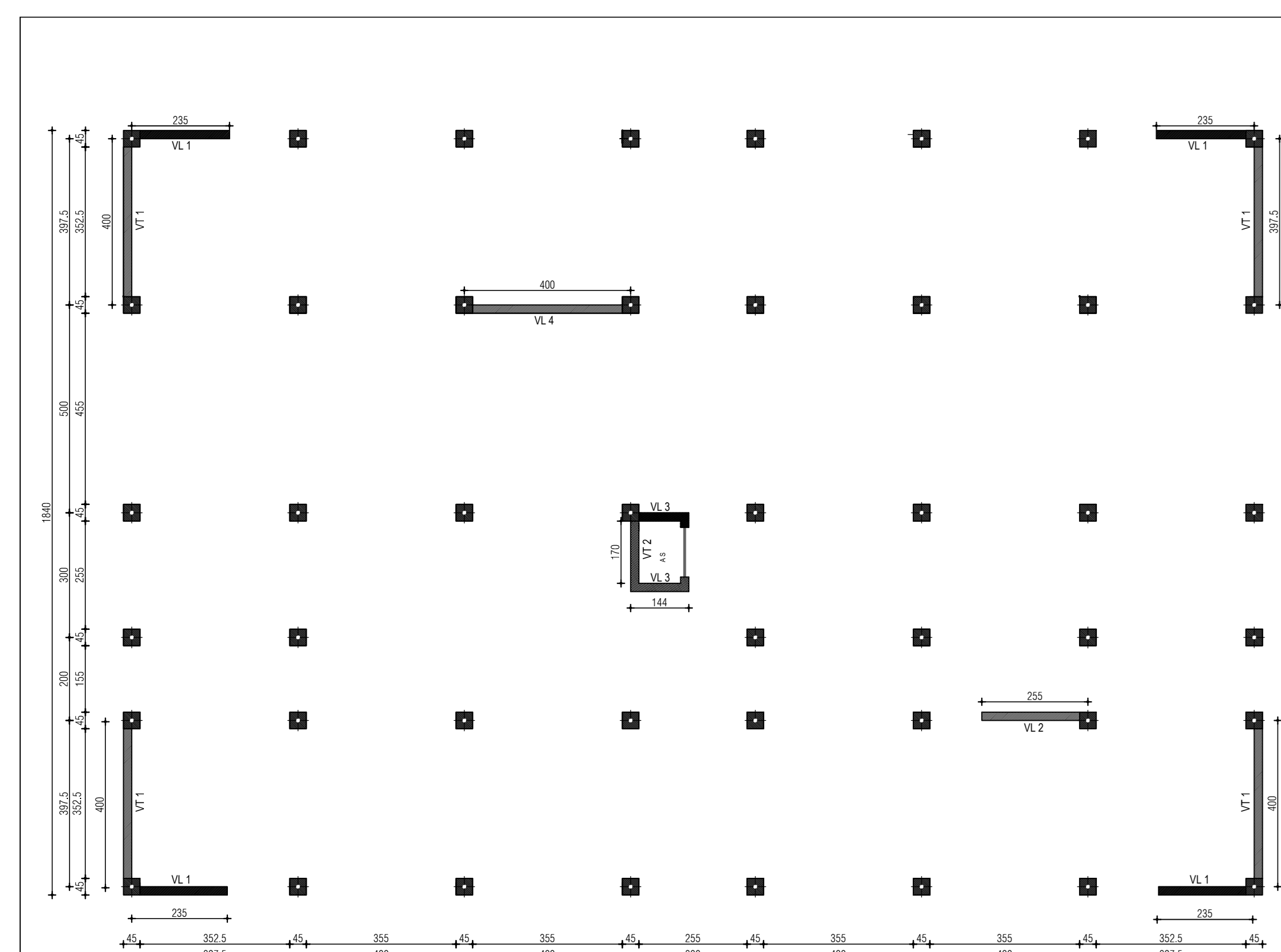
**PLAN (1-9) ETAGE
ECH: 1/50**



COUPE AA ECH: 1/50



**FACADE PRINCIPALE
ECH: 1/50**



PLAN DE la disposition des voiles ECH: 1/50

PLAN DE coffrage du radier général ECH: 1/50

PLAN DE COFFRAGE DU R.D.C ECH: 1/50

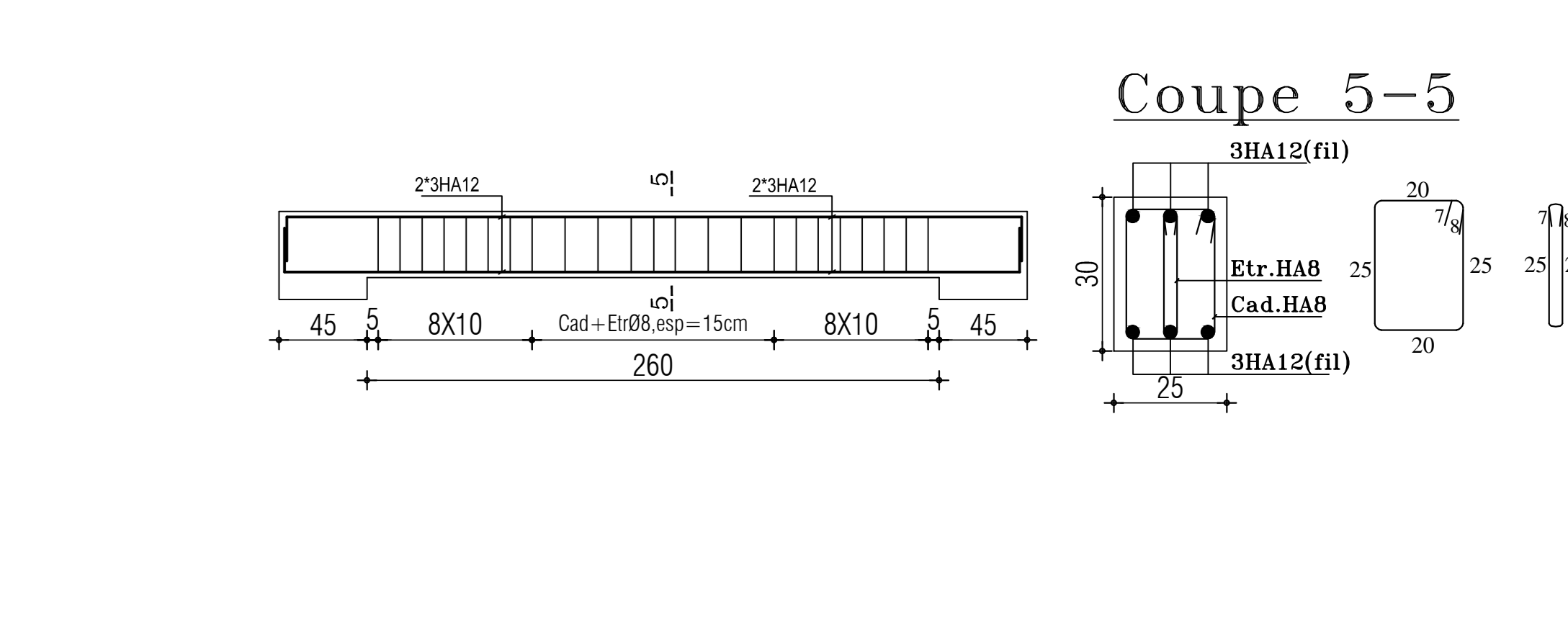
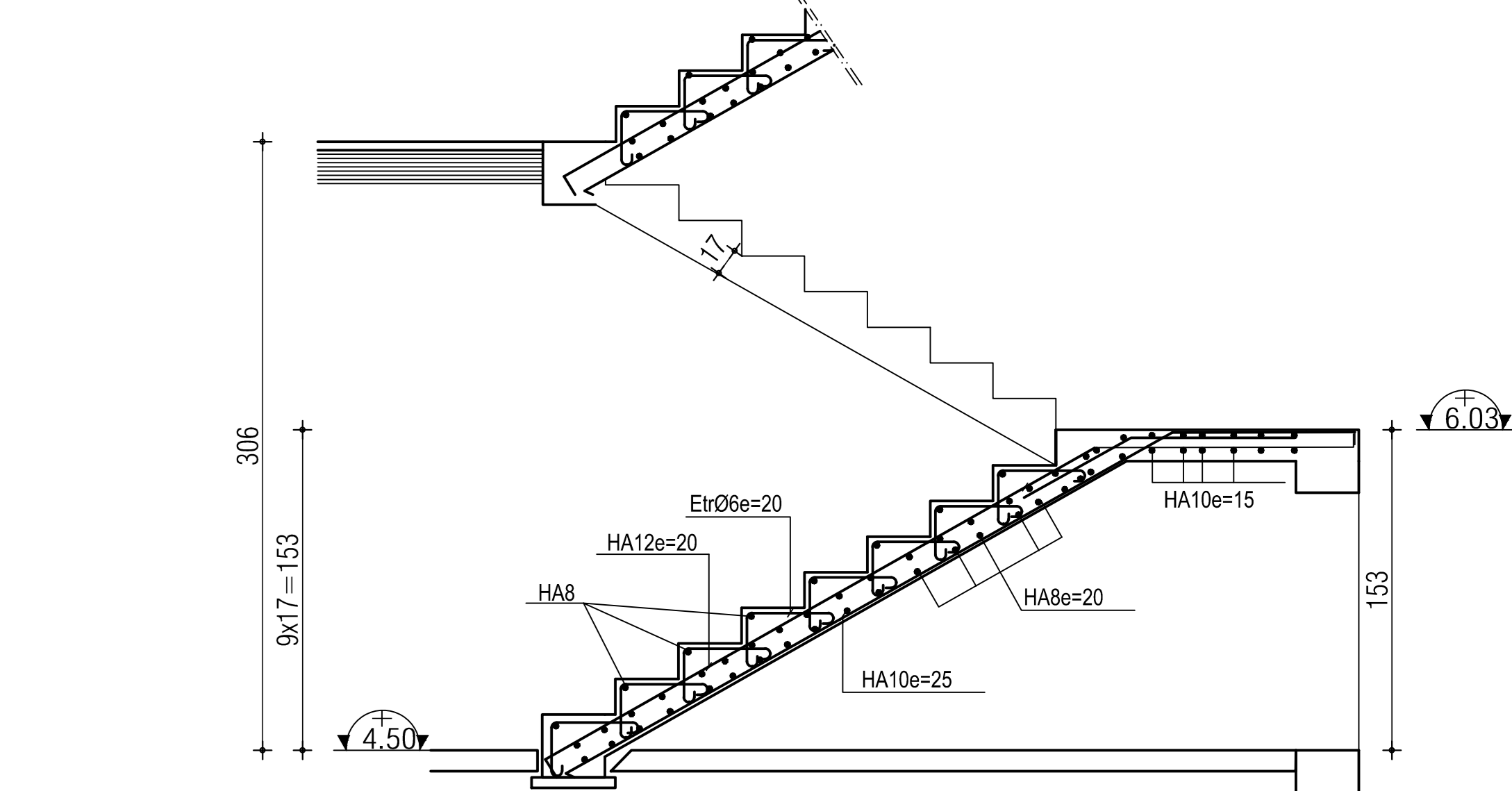
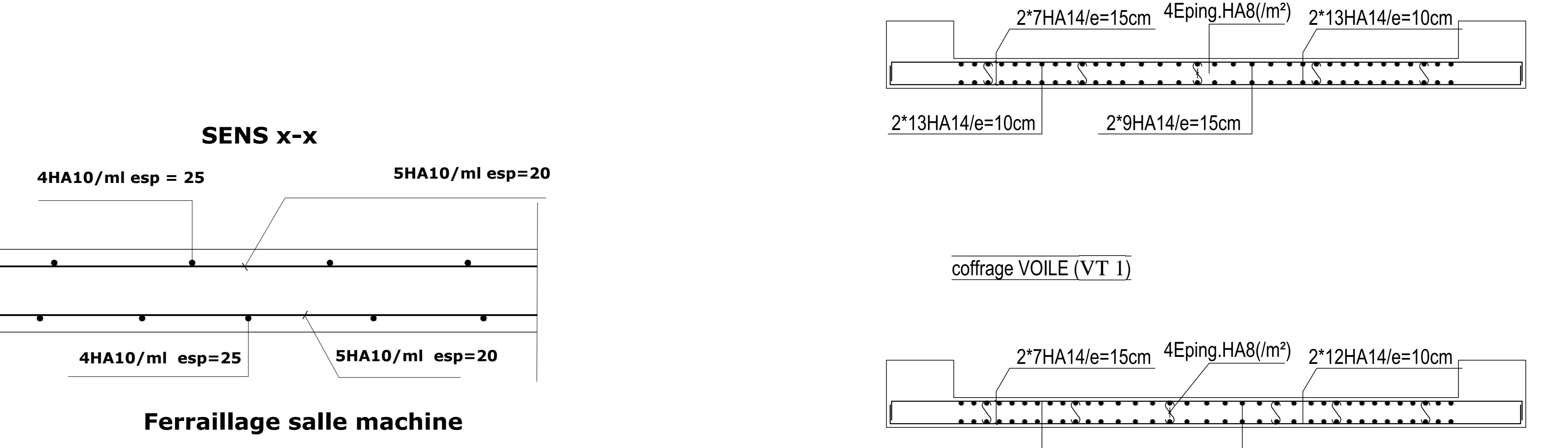
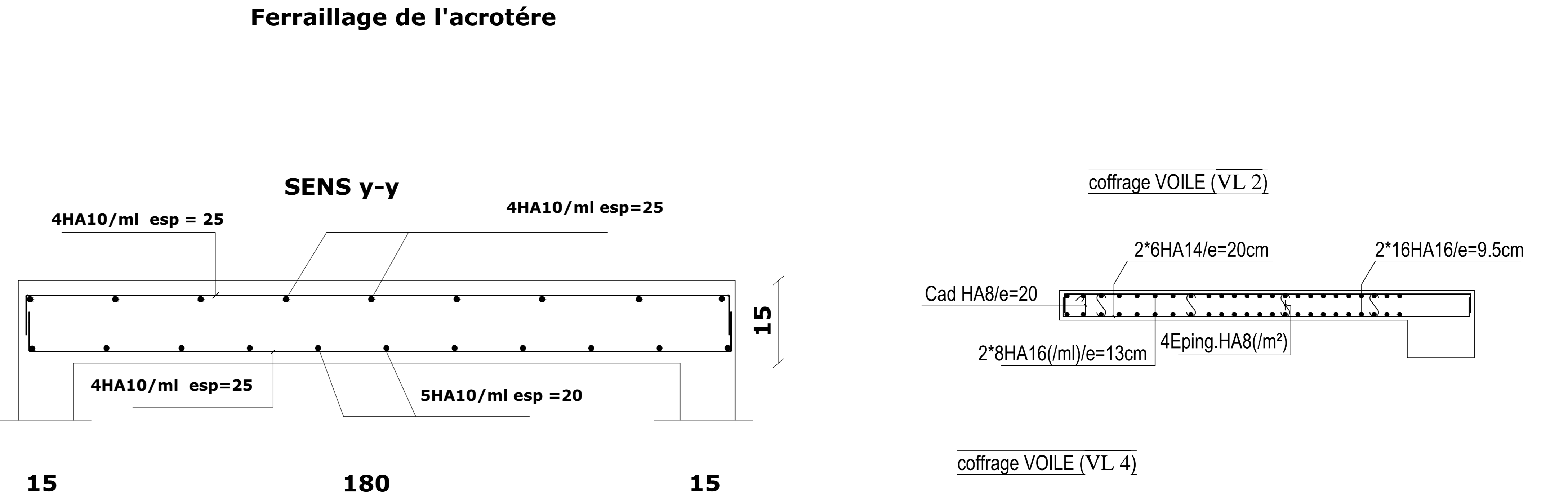
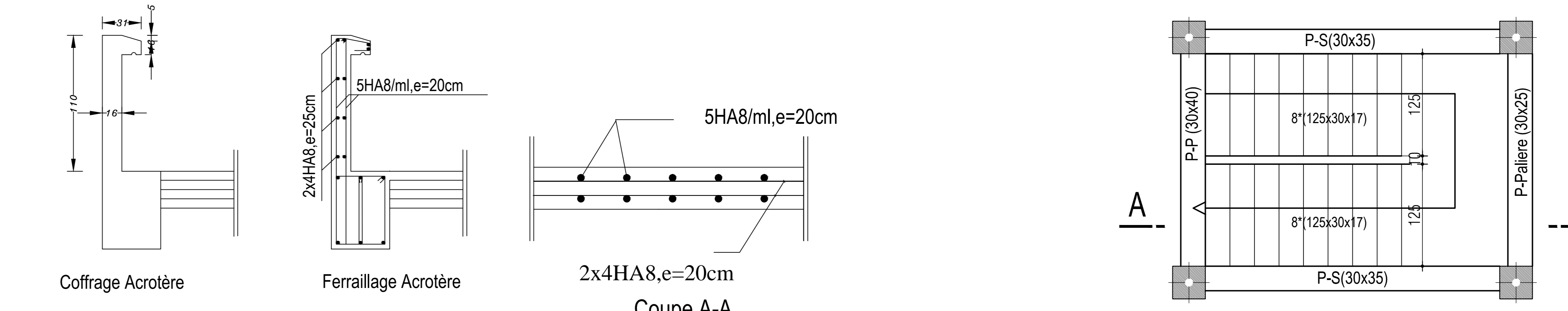
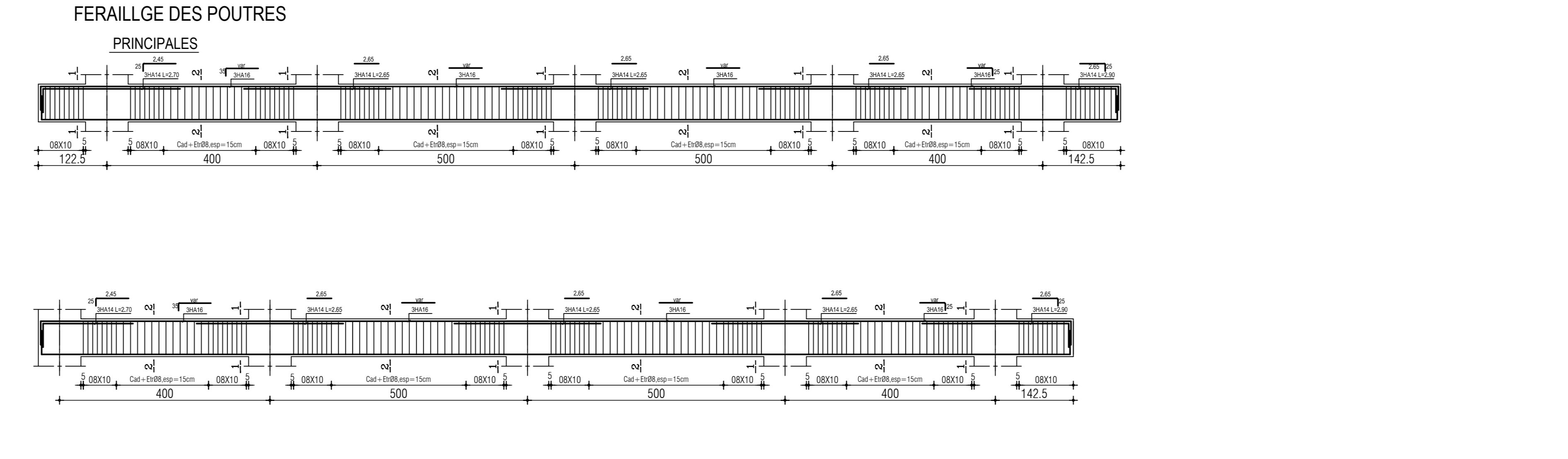
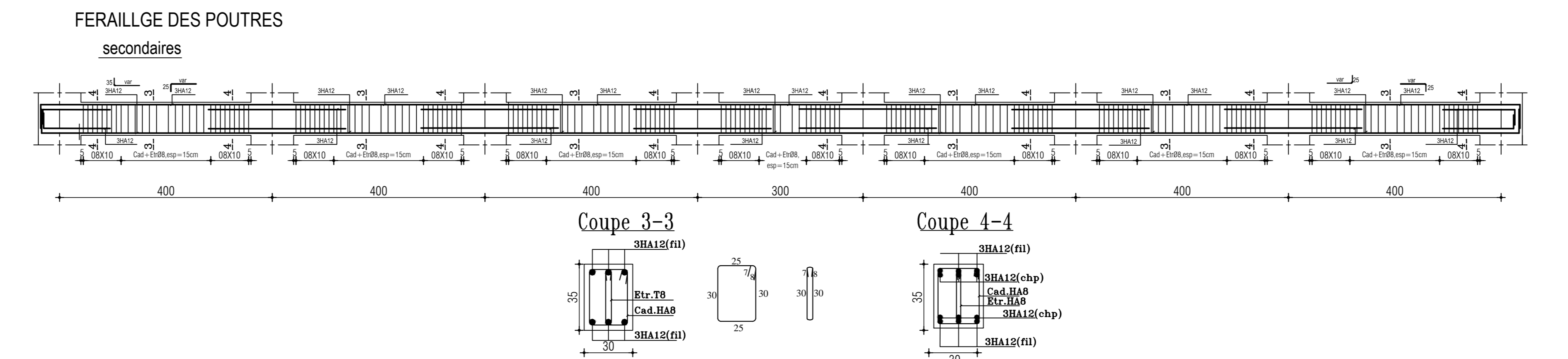
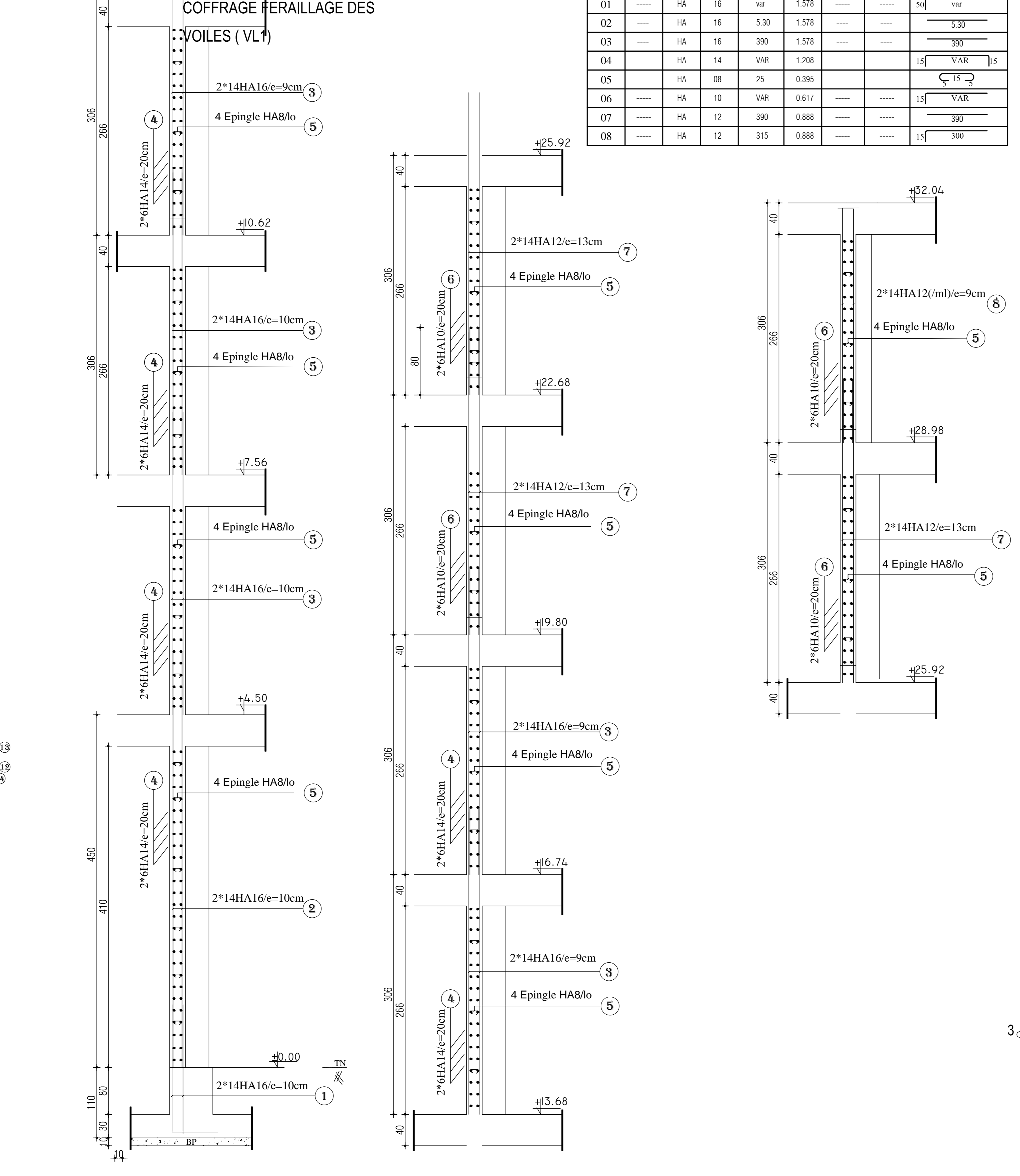
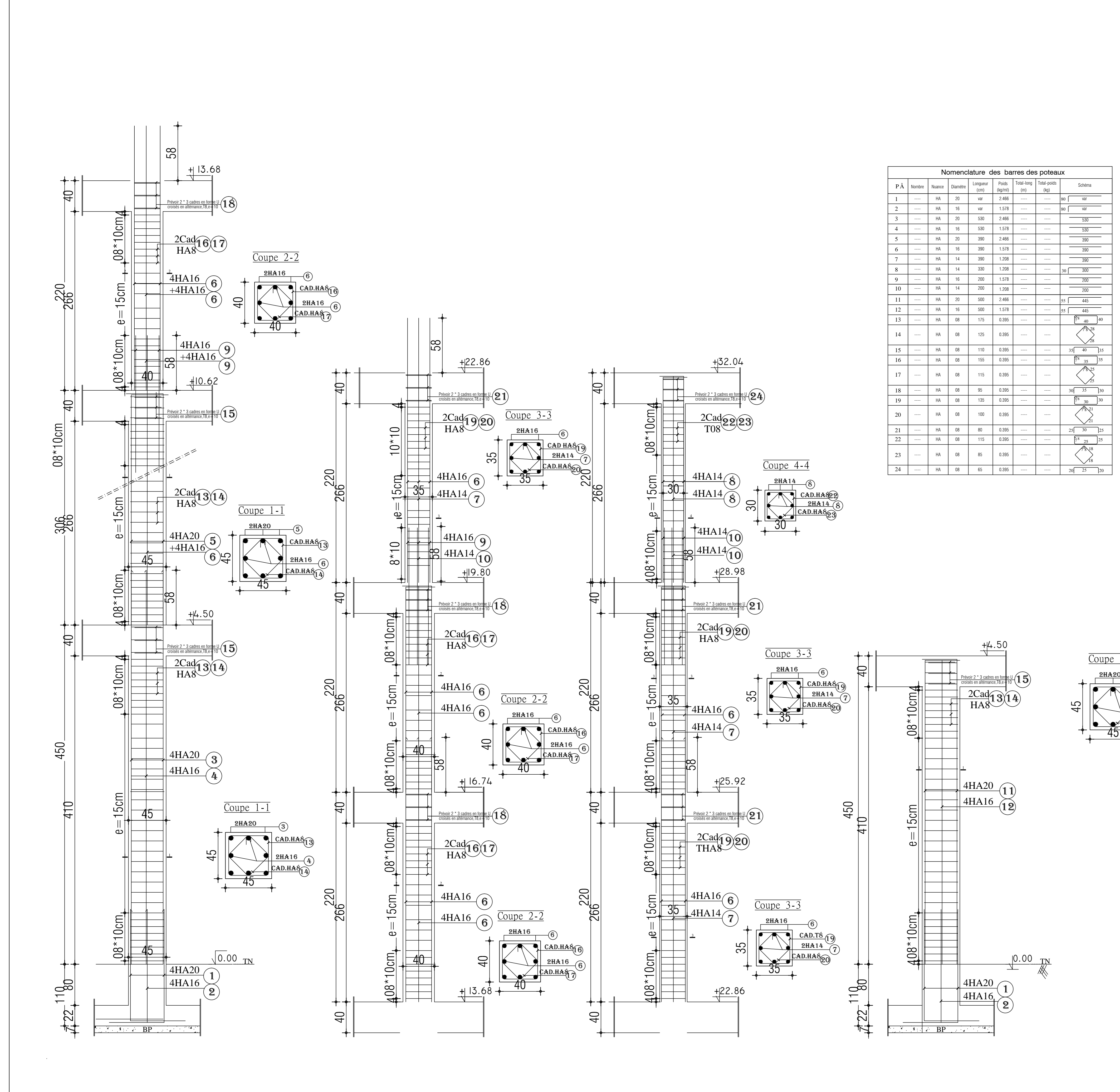
PLAN DE COFFRAGE (1-9) ETAGE ECH: 1/50

Ferraillage de la poutre de chaînage:

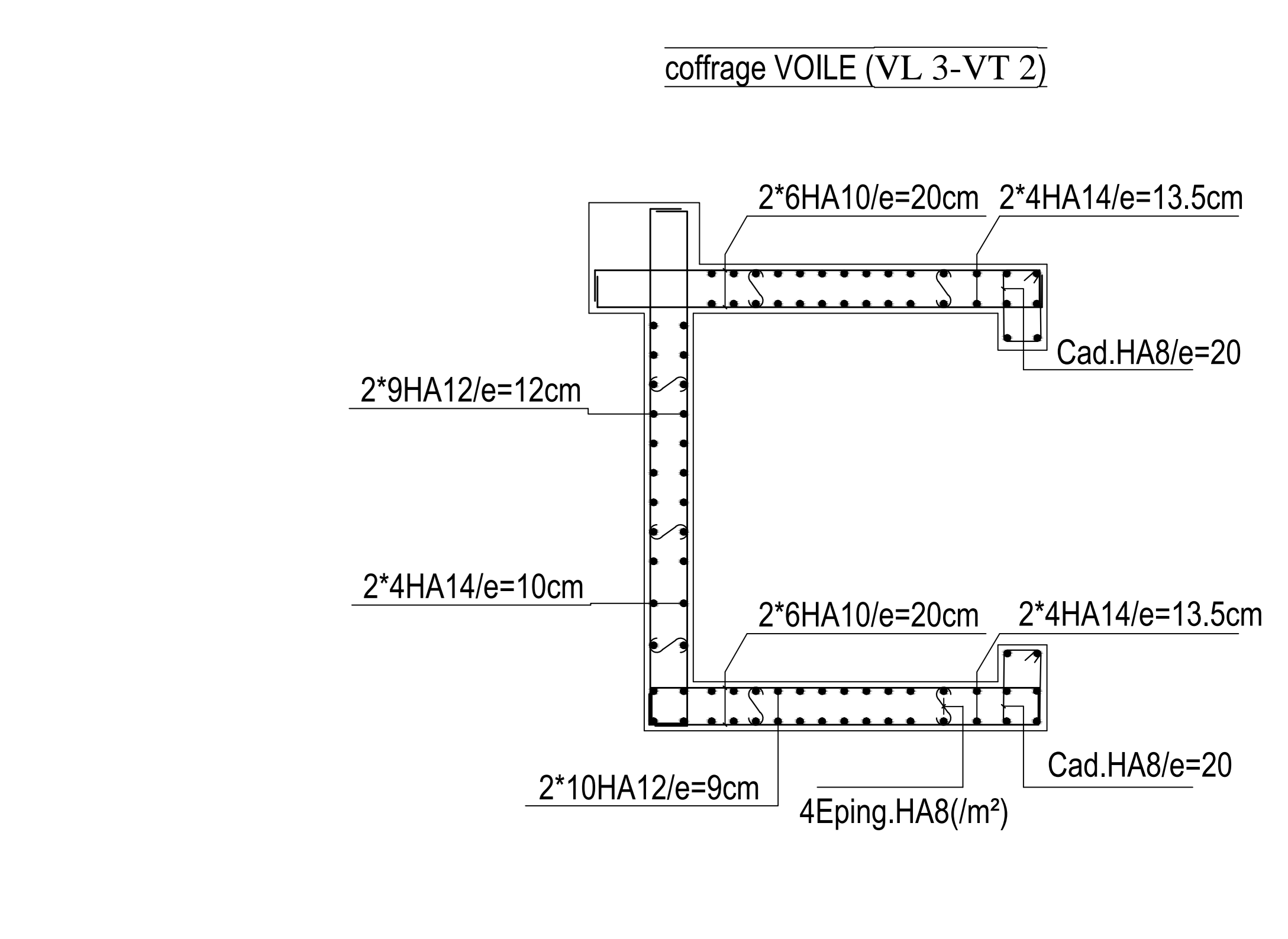
Ferraillage du radier général dans sens x-x

aux appuis sens x-x

FERAILLAGE DES POTEAUX

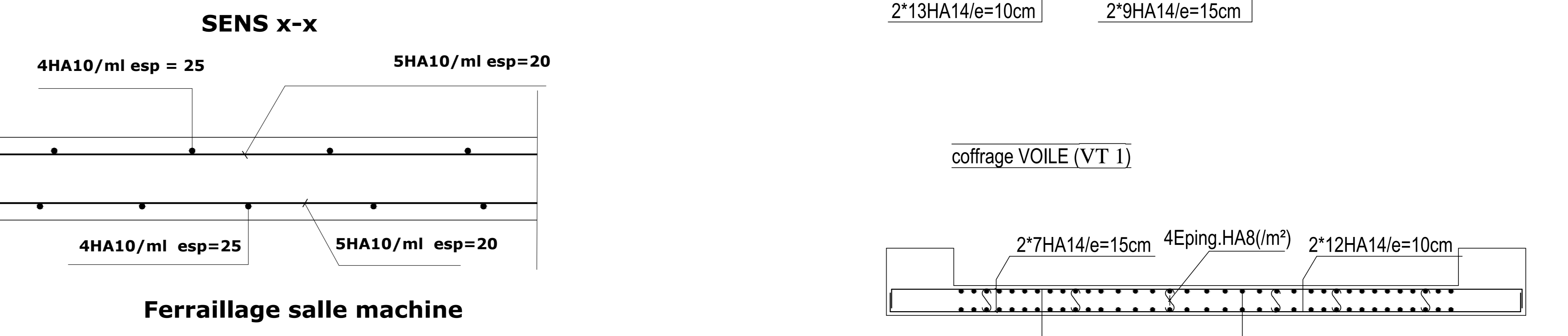
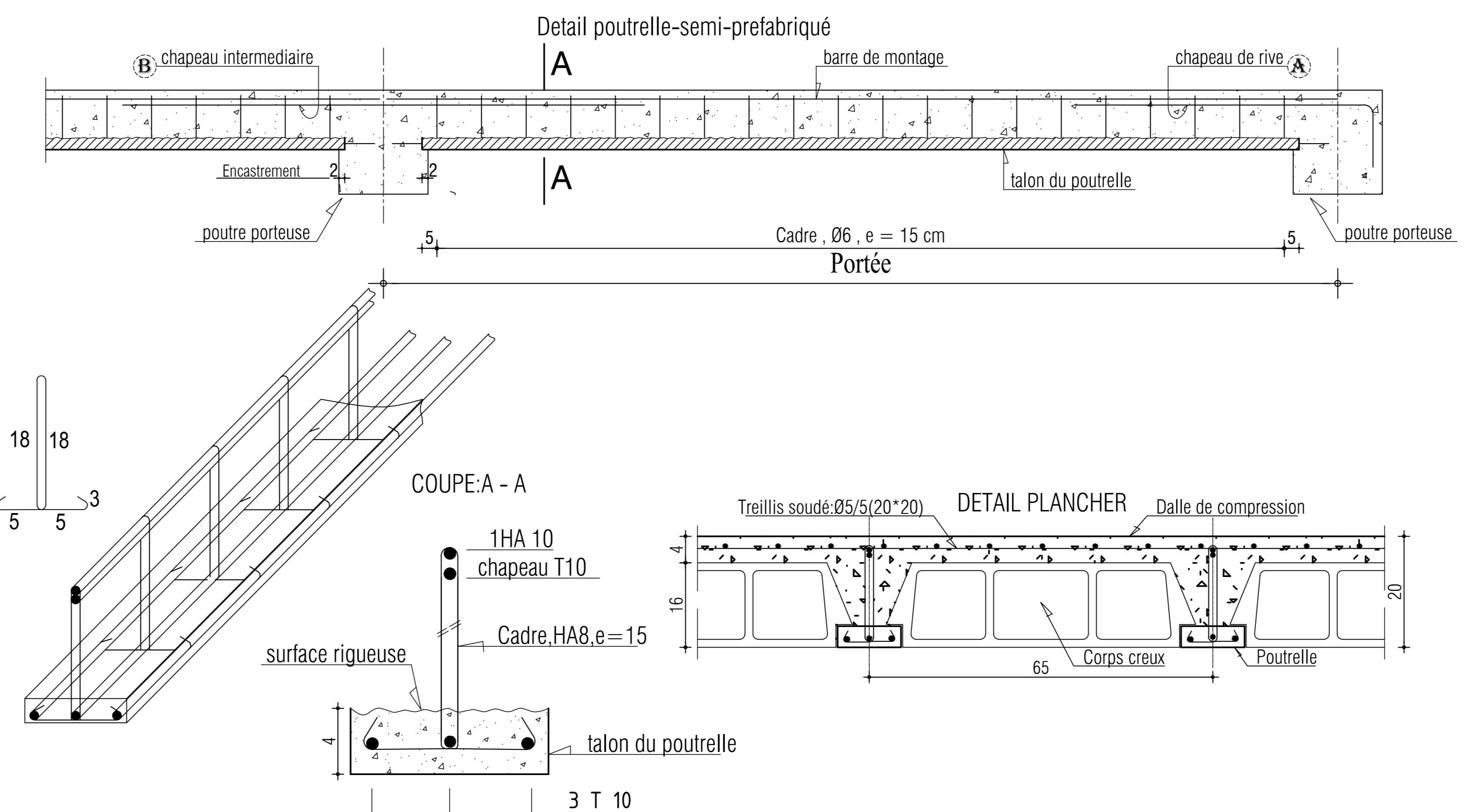


FERAILLAGE DE L'ESCALIER



Nomenclature des barres des voiles

P.A	Nombre	Nuance	Diamètre	Longueur (cm)	Poids (kg/ml)	Total-long (m)	Total-poids (kg)	Schema
01	HA	16	var	1.578	50
02	HA	16	5.30	1.578	5.30
03	HA	16	390	1.578	390
04	HA	14	VAR	1.208	15
05	HA	08	25	0.395	VAR
06	HA	10	VAR	0.617	15
07	HA	12	390	0.888	390
08	HA	12	315	0.888	15



Nomenclature des barres des voiles

P.A	Nombre	Nuance	Diamètre	Longueur (cm)	Poids (kg/ml)	Total-long (m)	Total-poids (kg)	Schema
01	HA	16	var	1.578	50
02	HA	16	5.30	1.578	5.30
03	HA	16	390	1.578	390
04	HA	14	VAR	1.208	15
05	HA	08	25	0.395	VAR
06	HA	10	VAR	0.617	15
07	HA	12	390	0.888	390
08	HA	12	315	0.888	15

Conclusion :

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés tout au long de notre cursus et d'affiner nos connaissances.

A travers cette étude, nous avons exploré les différents éléments constituant un bâtiment et les différentes étapes du calcul de chacun de ces éléments. Ajouter à cela nous avons exploré les différents règlements régissant la construction en vigueur dans notre pays et leurs applications.

En effet, les difficultés rencontrées au cours de cette étude nous ont conduits à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu l'occasion d'étudier durant notre cursus, cela nous a permis d'approfondir davantage nos connaissances en Génie Civil.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil dans tous les domaines, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calculs), comme par exemple : SOCOTEC, AUTOCAD, ...ou encore le logiciel ETABS que nous avons appris à utiliser durant la réalisation de ce projet tout en tenant compte des préconisations du RPA qui font passer la sécurité avant l'économie.

Les résultats techniques et les illustrations de cette étude par le biais du logiciel ETABS, nous ont permis de mieux comprendre, interpréter et même d'observer le comportement de la structure en phase de vibration ; comme il nous a permis une grande rentabilité de notre travail en matière de temps et d'efficacité .

BIBLIOGRAPHIE

- Règles parasismiques Algériennes (**RPA 2003**).
- Règles techniques et calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites ; **BAEL91modifier 99**.
- **DTR B.C.2.2** : « Charges permanentes et surcharges d'exploitations » **CGS, Alger 1989**.
- Thèses de **MASTER** en génie civil des promotions précédentes.
- Cours et TD des années de spécialité.