

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi ousou
Faculté de génie de construction
Département de génie civil



**MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES EN VUE
DE L'OBTENTION DU DIPLOME MASTER EN
GENIE CIVIL**

Option : construction civile et industrielle

Thème

**Étude d'un bâtiment R+12 a
usage d habitation contre
venter par voile**

Étudié par :
Mr : Boudjemai Toufik
Mr : Sadou Youcef
Mlle ;Djenadi Sonia

Proposé par ;
Bureau d étude
Dirigé par ;
Mme ;Boubrit

PROMOTION 2013/2014

Remerciements

Nous remercions avant tous ALLAH de nous avoir gardé en bonne santé afin de mener a bien ce projet de fin d'étude.

Nous adressons nos vifs remerciements à notre promotrice Mme BOUBRIT pour ses précieux conseils.

A nous ait également agréable de remercier tous le personnels , de la faculté de génie de construction de L'UMMTO on particulier Mr DAHMANI et Mr BEN TAIB.

Nos remerciements vont aussi au membres de jury qui nous feront l'honneur de juger ce modeste travail, sans oublier ceux qui ont participer de près ou de loin a l'élaboration de ce mémoire.

Created with

 **nitro**^{PDF} professional

download the free trial online at nitropdf.com/professional



DEDICACES

Je dédie ce modeste travail ;

A mes très chers parents qui m ont guider durant les moment les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été a mes cotes durant toute ma vie , et mon père qui a sacrifier toute sa vie afin de me voir ce que je suis ,merci mes parents.

A ma chère sœur Meryem , et mes chers frères ; Nassim. Nourdine, Sofiane , Salim

A toute ma famille sans exception.

A ma chère Samia et a toute sa famille.

A mes chers amis ; Ziane. Issam , Salim , Samir. Mouloud et Boulam

A mes binôme , Youcef et Sonia et a leur familles.

Et a toute la promotion 2013-2014.

Toufik Boudjemai



DEDICACES

Je dédie ce modeste travail ;

A 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 durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir ce que je suis aujourd'hui, merci mes chers parents.

A mes amours et très chères sœurs

Nabila et son mari et la famille stiti

Samia

Lilia

Karima.

A tous mes amis, particulièrement Sabrina, Zina.

Manauk qui a été toujours à mes côtés.

A toute ma famille sans exception.

Et toute la promotion 2013 - 2014

Sonia Dennadi

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

- Description et présentation de l'ouvrage 1
- Caractéristiques des matériaux 7

Chapitre II : *Predimensionnement des éléments*

- Les planchers 8
- Les poutres 7
- Les voiles 9
- Les poteaux (descente de charge) 17

Chapitre III : *Calcul des éléments*

- L'acrotère 18
- Les escaliers 22
- La poutre palière 34
- Les planchers 41
- Les balcons 52
- porte à faux 57
- Salle machine 67

Chapitre IV : *présentation de l'etabs* 86

Chapitre V : *études sismiques* 101

Chapitre VI: *ferraillage des poutres* 115

Chapitre VII: *ferraillage des poteaux* 132

Chapitre VIII : *Ferraillage des voiles* 152

Chapitre IX : *Etude de l'infrastructure* 172

Conclusion

Bibliographie

Created with

 **nitro**^{PDF} professional

download the free trial online at nitropdf.com/professional

INTRODUCTION GENERALE

Le Génie civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de construction. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructure urbaine dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à des mauvaises dispositions constructives ou de malfaçons généralement criardes.

Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre le facteur déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter le risque de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calcul rapide et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au Génie civil, ainsi que le calcul des divers structures en un moindre temps.

Dans notre projet d'études d'une tour R+12 à contreventement par voiles porteurs en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique algérien RPA 99 /version 2003 et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS.

I-1) Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui nous a été confié consiste en l'étude et le calcul d'un bâtiment de 13 niveaux (R+12) à usage d'habitation et commercial.

Le bâtiment en question sera implanté dans une zone sismique d'importance moyenne classée selon le RPA99 (révisé en 2003) comme zone sismique (zone IIa ; groupe 2).

I-2) Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques du bâtiment sont les suivantes :

Longueur total :.....	20,50 m
Largeur du bâtiment :.....	20,30 m
Hauteur du RDC :.....	4,24m
Hauteur de l'étage courant :.....	3,06 m
Hauteur totale :.....	40,96m

I-3) Eléments de l'ouvrage :

I-3-1) Ossature :

La tour a une ossature mixte (portique voile)

- Portiques transversaux et longitudinaux destinés essentiellement à reprendre les charges et surcharges verticales.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) constituant un système de contreventement rigide et assurant la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales en plus des charges verticales.

I-3-2) Les planchers :

A l'exception des balcons qui seront réalisés en dalles pleines les planchers seront constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées, qui ont pour fonctions :

- Supporter et transmettre les charges et les surcharges aux éléments porteurs de la structure.

Le plancher terrasse comporte en plus, un système complexe d'étanchéité composé de :

- Forme de pente de 1% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.
- Un revêtement d'étanchéité constitué de feuilles à base de bitume.
- Pare vapeur (feuille polyane) permettant à l'isolant thermique de conserver ses caractéristiques initiales.

I-3-3) La maçonnerie :

Les murs extérieurs seront réalisés en double cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 5cm (10+5+10) =25cm.

Les murs de séparation intérieurs seront de simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I-3-4) Cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte aussi deux cages d'ascenseur réalisées en voiles et coulées sur place.

I-3-5) Les escaliers :

Le bâtiment comporte deux types d'escalier en béton armé coulés sur place.

- Le 1^{er} type comporte quatre volées avec trois paliers intermédiaires, qui se situent au R.D.C.
- Le 2^{ème} type comporte deux volées avec un seul palier de repos, qui se situe au niveau de l'étage courant.

I-3-6) Les revêtements :

Les revêtements seront comme suit :

- carrelage pour les planchers et les escaliers.
- céramique pour les salles d'eaux et cuisines.
- mortier de ciment pour les murs de façades, cage d'escalier .
- plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

I-3-7) Système de coffrage :

On utilise un coffrage traditionnel en bois et métallique de façon à limiter le temps d'exécution.

I-3-8) Eléments composant l'infra structure :

- **fondation** : le choix de la fondation se ferait selon l'importance de l'ouvrage et la nature du sol ; dans notre cas on a un sol meuble site S3.

I-4) Etude du sol :

L'étude géologique du site a donné une contrainte admissible de 2 bars.

I-5) Principes des justifications (ArtA1.2BAEL91) :

Les calculs justificatifs seront conduits selon la théorie des états limites. Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou l'un des éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

❖) Les différents états limites :

a) Etat limite ultime (ELU) :

Ils sont relatifs à la stabilité ou à la capacité portante :

- Equilibre statique de la construction (pas de renversement).
- Résistance de chacun des matériaux (pas de rupture).
- Stabilité de forme (pas de flambement).

b) Etats limites de service (ELS) :

Qui sont définis compte tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité, on distingue :

- Etats limites de service vis-à-vis de la compression du béton.
- Etats limites d'ouverture des fissures.
- Etats limites de service de déformation.

I-6) Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I-6-1) Béton : le béton est un matériau fabriqué suivant une étude de composition établie par le laboratoire. Il est défini au point de vue mécanique par sa résistance qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton.

Dans le cas courant, le béton utilisé est dosé à 400 Kg/m³ de ciment (CPJ 42.5).

a) La résistance caractéristique du béton à la compression :

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours de temps de durcissement noté f_{c28} .

La résistance caractéristique à la compression à $j \leq 28$ jours est définie par :

$$f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log(1+j) \text{ en MPa} \quad \text{pour } j \leq 28 \text{ jours}$$

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

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

Pour l'étude de ce projet on prend $f_{c28} = 25 [MPa]$.

[Art A.2.111 /BAEL91]

b) La résistance caractéristique de béton à la traction:

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{avec : } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa.} \quad \text{[Art A.2.1,12/BAEL 91]}$$

Dans notre cas :

$$\text{à } t = 28 \text{ jours, } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

c) La contrainte limite de service à la compression :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 [MPa].$$

d) La contrainte limite ultime à la compression :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{en [MPa]} \quad \text{[Art A.4.3,41/BAEL 91]}$$

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

$\theta=1$: si la durée d'application est > 24 heures.

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

$\theta = 0,85$: si la durée d'application est < 1 heure.

γ_b : Coefficient de sécurité qui a pour valeurs :

$\gamma_b = 1,5$ dans le cas d'une situation courante.

$\gamma_b = 1,15$ dans le cas d'une situation accidentelle.

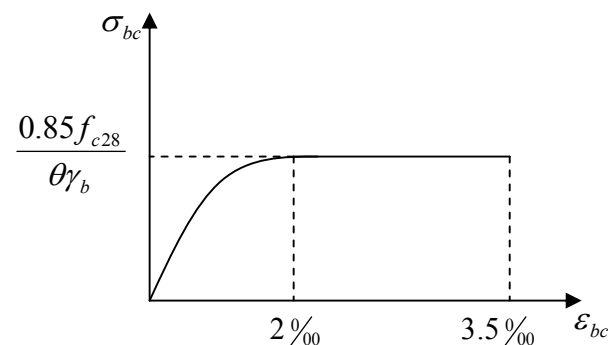
$$j = 28j \quad f_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

e) Diagrammes contraintes-déformation du béton : [Art A.4.3,41/BAEL91]

Le diagramme contraintes (σ_{bc})-déformation (ϵ_{bc}) du béton pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit « parabole – rectangle ».

En compression avec flexion, les déformations relatives du béton sont limitées à 3,5‰.

ELU



$0‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 2‰$ compression pure

Avec : ϵ_{bc} raccourcissement du béton.

$2‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5‰$ compression avec flexion.

En compression pure, les déformations relatives du béton sont limitées à 2‰.

En compression avec flexion, les déformations relatives du béton sont limitées à 3,5‰

f) Déformations longitudinales du béton :

1-Module de déformation longitudinale instantanée du béton à j jours :

Sous des contraintes normale d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantané à l'âge de « j » jours est donné par la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \text{ MPa.} \quad [\text{Art A.2.3.1,21/BAEL 91 modifié99}]$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$

2-Module de déformation différée du béton à j jours :

$$E_{vj} = 37000 (f_{cj})^{1/3} \text{ MPa.}$$

Pour $f_{c28} = 25MPa, E_{vj} = 10818,87 MPa$.

3-Module de déformation transversale :

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

Avec :

E : Module de Young.

ν : Coefficient de poisson.

Le coefficient de poisson ν :

Il est défini par le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale il est égal à :

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

$\nu = 0,2$ (à l'ELS) pour le calcul en considérant le béton fissuré.

g) Contrainte tangentielle conventionnelle : [Art 5.1, 1 /BAEL91 modifié 99]

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

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Cas d'une fissuration non préjudiciable :

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

- Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

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

I-6-2) Aciers :

1) Généralités :

Les armatures d'un béton armé sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface.

- **Les ronds lisses :** FeE215 et FeE235 correspondant à des limites d'élasticité garanties de 215 [MPa] et 215 [MPa] respectivement.
- .

- **Les aciers à haute adhérence :** FeE400 et FeE500 correspondant à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 [MPa] et 500 [MPa].

Treillis soudé : quadrillage en fils écrouis soudés électriquement de type TS520

a) Module d'élasticité longitudinale de l'acier : [Art A.2.2, 1 /BAEL91 modifié 99]

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier pris est égal à :

$$E_s = 2 \times 10^5 [MPa]$$

b) Les contraintes limites :

A l'ELU: [ArtA.4.3,2/BAEL91 modifié99]

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

Avec :

$$\gamma_s : \text{Coefficient de sécurité} : \begin{cases} \gamma_s = 1.15 & \text{situation durable} \\ \gamma_s = 1 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

A l'ELS: [Art A.4.3,2/BAEL91 modifié99]

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), d'après les règles BAEL 91, on distingue trois cas de fissurations :

➤ **Fissuration peu nuisible : [Art A.4.5,32/BAEL91 modifié 99]**

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, fermés (pas de gaz, ni de produits chimiques), dans ce cas, il n'y a pas de vérification à effectuer.

- Pour limiter la fissuration, il convient dans la mesure du possible de n'utiliser que des barres de gros diamètre que dans les pièces suffisamment épaisses.
- D'éviter de très petits diamètres dans les pièces exposées aux intempéries.
- De prévoir le plus grand nombre de barres compatibles avec une mise en place correcte du béton.

➤ **Fissuration préjudiciable :**

Cas des éléments exposés aux intempéries, risque d'infiltration.

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 100 \sqrt{\eta f_{tj}}\right) \quad [\text{Art A.4.5,33/BAEL91 modifié99}]$$

Avec : η coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les aciers doux (ronds lisses).

$\eta = 1,6$pour les aciers haute adhérences.

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton à «j» jours.

➤ **Fissuration très préjudiciable :**

Cas des éléments exposés à un milieu agressif où doivent assurer une étanchéité. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

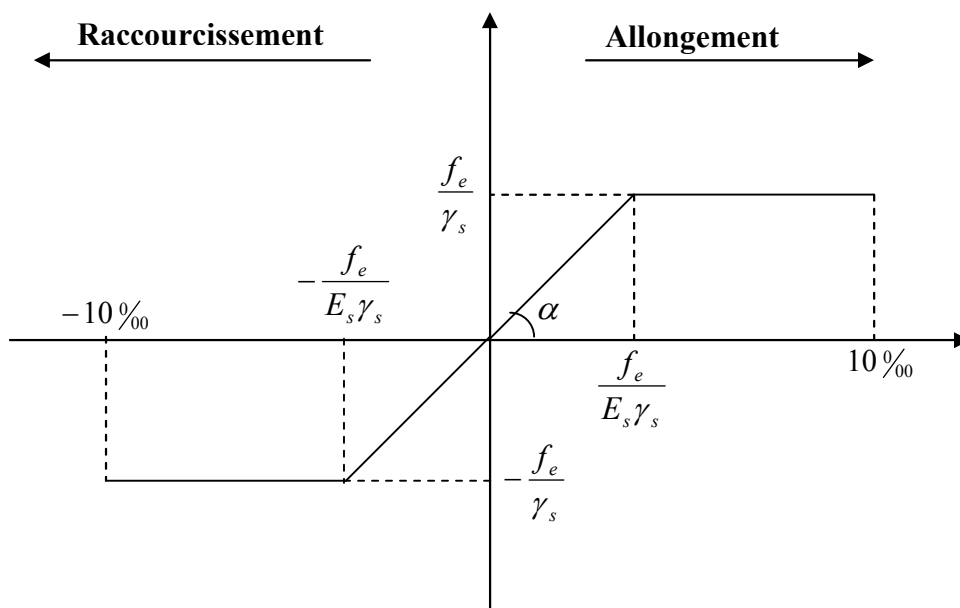
$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}}\right) \quad [\text{Art A.4.5,33/BAEL91 modifié99}]$$

2) Protection des armatures : [BAEL91/Art7.1]

L'enrobage de toute armature est au moins égal à :

- **5cm** pour les ouvrages exposés à la mer ou exposés aux embruns ou au brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères agressives.
- **3cm** pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou susceptible de l'être) à des actions agressives, à des intempéries, et des condensations, que encore, en égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux...).
- **1cm** pour les parois qui seront situées dans les locaux couverts et clos et qui seront non exposées aux condensations.
- **3cm** lorsque le béton présente une résistance caractéristique supérieur à 40 MPa.
L'enrobage des armatures doit être strictement assuré à l'exécution.

3) Diagrammes des contraintes-déformation de l'acier : [ArtA.2.2,1/BAEL91modifié99]



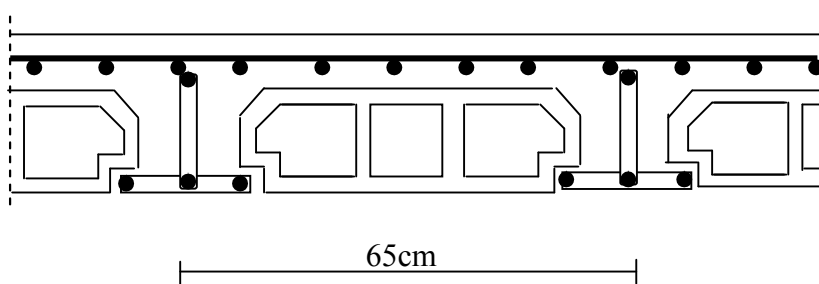
II-3) Pré dimensionnement des éléments :

II-3-1) Les planchers :

Un plancher est une aire généralement plane, assure deux fonctions principales :

- Une fonction de résistance mécanique, qui consiste en la capacité du plancher de supporter son poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation, et transmettre les efforts aux poutres qui à leur tour les transmettent aux poteaux et ces derniers aux fondations.
- Une fonction d'étanchéité et d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée par une étanchéité multicouche contre les eaux pluviales, un faux plafond complémentaire contre la température des périodes chaudes et des hourdis associés avec des poutrelles et la dalle de compression contre les bruits.

Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées, disposées suivant la petite portée.



Coupe d'un plancher en corps creux

La hauteur totale du plancher, notée "h_t" est donnée comme suit : $h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$

L_{max} : Portée entre axe de la plus grande portée dans le sens des poutrelles
Dans notre cas : L_{max} = 410cm

$$h_t = \frac{410}{22.5} = 18.22\text{cm}$$

Soit : h_t = 20cm = (16+4) cm

II-3-2) Les poutres :

Dans notre cas, les poutres principales et les poutres secondaires seront calculées selon deux travées différentes et leurs dimensions seront données par les formules suivantes :

- **Hauteur** : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- **Largeur** : $0,4h \leq b \leq 0,7h$

Avec : 'L' : distance maximale entre axes d'appuis dans le sens considéré.

Elles doivent respecter les conditions de RPA 99 Version 2003 (Art 7-4-1)

$$\begin{cases} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

a- Poutres principales :

L=400 cm

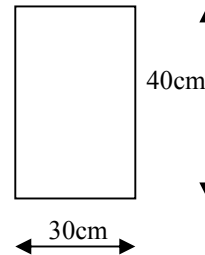
$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10}$$

$$26.66 \leq h \leq 40$$

Soit : h = 40cm

Et : $0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 16 \leq b \leq 28$

Soit : b = 30cm



• **Vérification des exigences de RPA 99 Version 2003, (Art 7-5-1)**

$h = 40cm \geq 30cm \rightarrow$ condition vérifiée

$b = 30cm \geq 20cm \rightarrow$ condition vérifiée

$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,3 \leq 4 \rightarrow$ condition vérifiée

b- Poutres secondaires :

L=410 cm

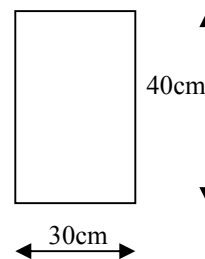
$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{410}{15} \leq h \leq \frac{410}{10}$$

$$27.33 \leq h \leq 41$$

Soit : h = 40cm

Et : $0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 16 \leq b \leq 28$

Soit : b = 30



• **Vérification des exigences de RPA 99 Version 2003, (Art 7-5-1)**

$h = 40cm \geq 30cm \rightarrow$ condition vérifiée

$b = 30cm \geq 20cm \rightarrow$ condition vérifiée

$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,3 \leq 4 \rightarrow$ condition vérifiée

Conclusion :

Nous adopterons des poutres de dimensions suivantes :

Poutres principales : $h_t = 40cm$; $b = 30cm$
Poutres secondaires : $h_t = 40cm$; $b = 30cm$

Chapitre II.....pré dimensionnement des éléments

II-3-3) Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

Leur Pré dimensionnement se fera conformément à (Art 7-7-1 du RPA99)

1. L'épaisseur (e)

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$e \geq \frac{h_{\max}}{20} \quad h_{\max} = \text{la hauteur libre max d'étage}$$

$$h_{e \max} = 4,24 - 0,4 = 3.84\text{m}$$

$$e \geq \frac{384}{20} = 19.2\text{cm} \quad \text{on adopte } e = 20\text{cm}$$

Avec :

$h_{e(\max)}$: Hauteur libre du RDC

2. Vérification des exigences du RPA99 (Art 7, 7, 1)

Sont considérés comme voiles de contreventement les voiles satisfaisants à la condition :

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

$$L_{\min} = 1,6 \text{ m} \geq 4 \times 0,20 = 0.80\text{m} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

L_{\min} : portée minimale des voiles

L'ouvrage du groupe d'usage (2) sera implanté à Tizi-ouzou, zone de moyenne sismicité (IIa). L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm.

Conclusion

On adoptera une épaisseur des voiles : $e = 20 \text{ cm}$.

II-3-4) Les poteaux :

Le Pré dimensionnement des poteaux se fera à l'ELS pour le poteau le plus sollicité en compression simple, en supposant que seul le béton reprend la totalité des sollicitations.

Compte tenu de l'effet du séisme la combinaison des charges et des surcharges peut être :

$$N_s = G + Q$$

La section du poteau est obtenue par la formule suivante :

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

N_S : effort normal de compression à la base du poteau.

S : section transversale du poteau.

$\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte limite de compression du béton.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

II-3-5) Détermination des charges et surcharges :

a- Charges permanentes :

1- Plancher terrasse : (fig : 1)

Elément	Epaisseur (cm)	La charge (KN/m ²)
1- couche de gravillon	5	1
2- étanchéité multicouches	2	0.12
3- forme de pente	7	1.54
4-feuille de polyane	/	0.01
5- isolation thermique en liège	5	0.2
6- plancher en corps creux	(16+4)	2.85
7- enduit sous plafond en plâtre	2	0.2
		$G_t = 5.92 \text{ KN/m}^2$

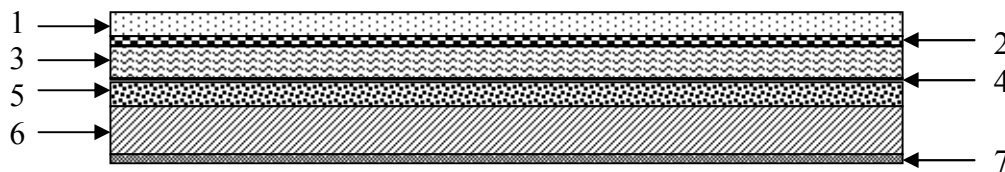


Fig. 1 : coupe verticale du plancher terrasse

2-Plancher étage courant : (fig 2)

Elément	Epaisseur (cm)	La charge (KN/ m ²)
1-Revêtement en carrelage	2	0.44
2-Mortier de pose	2	0.44
3-Couche de sable	2	0.36
4-Dalle en corps creux	(16+4)	2.85
5-Enduit de plâtre	2	0.2
6-cloisons	10	0.9
		$G_{ec} = 5.19 \text{ KN/m}^2$

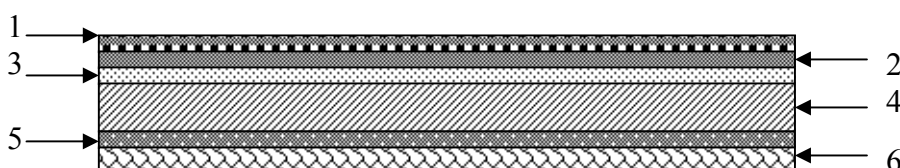


Fig. 2 : coupe verticale d'un plancher d'étage courant

3- Maçonnerie :

a) Murs extérieurs :(Fig. 3)

Elément	Epaisseur (cm)	La charge (KN/m ²)
1-Enduit de ciment	2	0.36
2-Briques creuses	15	1.30
3-lame d'air	5	/
4-Briques creuses	10	0.90
5-Enduit de plâtre	2	0.2
		$G_m=2.76 \text{ KN/m}^2$

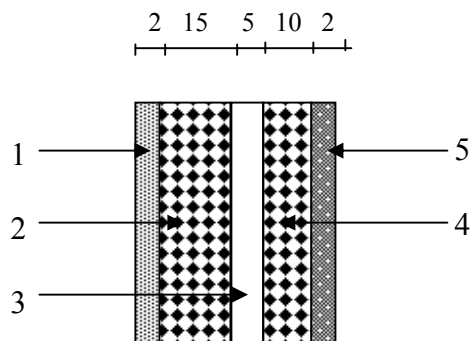


Fig. 3 : Coupe verticale d'un mur extérieur

b) Murs intérieurs : (Fig. 4)

Elément	Epaisseur (cm)	La charge (KN/m ²)
1-Enduit de plâtre	2	0.2
2-Briques creuses	10	0.9
3-Enduit de plâtre	2	0.2
		$G_m=1.3 \text{ KN/m}^2$

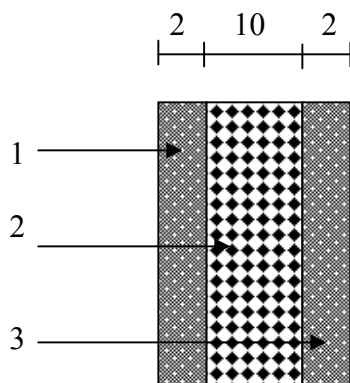


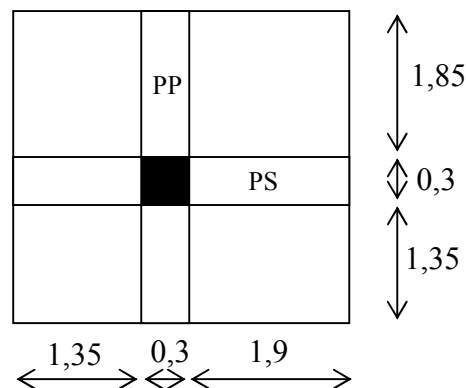
Fig. 4 : Coupe verticale d'un mur intérieur

b- Surcharge d'exploitation :

élément	Surcharge (KN/m ²)
-Plancher terrasse inaccessible	1
-Plancher d'étage courant	1.5
-Balcon	3.5
-Acrotère	1
-escalier	2,5

II-3-6)- Détermination de surface d'influence :

- Le poteau le plus sollicité est (B3)



$$S=[(1,35 \times 1,85)+(1,35 \times 1,35)+(1,9 \times 1,85)+(1,9 \times 1,35)] =10,40 \text{ m}^2$$

- Poids des planchers :

- Plancher terrasse : $G_t =5,92(1,35+1,9)(1,35+0+1,85) =61,56 \text{ KN}$

- Plancher courant : $G_c =5,19(1,35+1,9)(1,35+1,85) =53.97 \text{ KN}$

- Poids propre des poutres :

-Poutres principales : $G_{pp} =(0,3 \times 0,4 \times 3,2 \times 25)=9,60 \text{ KN}$

-Poutres secondaires : $G_{ps} =(0,3 \times 0,4 \times 3,25 \times 25)=9,75 \text{ KN}$

D'où les poids des poutres est :

$$G_p= 19.35 \text{ KN}$$

Charge d'exploitation sur la terrasse :

$$Q_0 =1 \times 10,40 =10,4 \text{ KN}$$

Charge de l'étage courant :

$$Q_1= 1,5 \times 10,40= 15,6 \text{ KN}$$

La loi de dégression des surcharges en fonction du nombre d'étages :

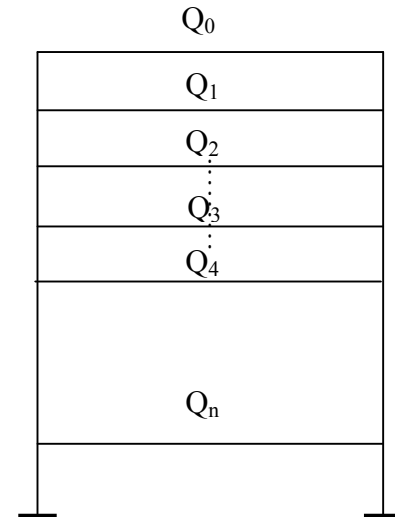
Chapitre II.....pré dimensionnement des éléments

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Pour les bâtiments à usages d'habitation, cette loi de dégression s'applique entièrement sur tous leurs niv

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression de surcharges est de 5, ce qui est le cas de notre structure.

$$\begin{aligned}\Sigma_0 &= Q_0 \\ \Sigma_1 &= Q_0 + Q_1 \\ \Sigma_2 &= Q_0 + 0,9 (Q_1 + Q_2) \\ \Sigma_3 &= Q_0 + 0,8 (Q_1 + Q_2 + Q_3) \\ &\vdots \\ \Sigma_n &= Q_0 + [(3+n)/2n] \cdot \Sigma_{i=1}^n Q_i\end{aligned}$$

Pour $n \geq 5$



Les surcharges cumulées

$$Q_0 = 10,31 \text{ KN}$$

$$Q_{12} = Q_0 + Q_1 = 10,31 + 15,46 = 25,77 \text{ KN}$$

$$Q_{11} = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = Q_0 + 0,95 (2 Q_1) = 39,38 \text{ KN}$$

$$Q_{10} = Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = Q_0 + 0,90 (3 Q_1) = 52,05 \text{ KN}$$

$$Q_9 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = Q_0 + 0,85 (4 Q_1) = 62,87 \text{ KN}$$

$$Q_8 = Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_4 + Q_5) = 0,80 (5 Q_1) = 72,15 \text{ KN}$$

$$Q_7 = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_5 + Q_6) = Q_0 + 0,75 (6 Q_1) = 79,88 \text{ KN}$$

$$Q_6 = Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_6 + Q_7) = Q_0 + 0,71 (7 Q_1) = 87,14 \text{ KN}$$

$$Q_5 = Q_0 + 0,69(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_7 + Q_8) = Q_0 + 0,69 (8 Q_1) = 95,65 \text{ KN}$$

$$Q_4 = Q_0 + 0,67(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_8 + Q_9) = Q_0 + 0,67 (9 Q_1) = 103,53 \text{ KN}$$

$$Q_3 = Q_0 + 0,65 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_9 + Q_{10}) = Q_0 + 0,65 (10 Q_1) = 110,8 \text{ KN}$$

$$Q_2 = Q_0 + 0,64 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_{10} + Q_{11}) = Q_0 + 0,64 (11 Q_1) = 119,15$$

$$Q_1 = 0,63 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12}) = Q_0 + 0,64 (12 Q_1) = 127,18 \text{ KN}$$

La loi de dégression des charges dans les bâtiments à plusieurs étages, ne donne pas un dimensionnement suffisant pour les sections des poteaux, et vu la hauteur de notre ouvrage et aussi l'effet du séisme, il est préférable d'augmenter la section des poteaux, en respectant les conditions de RPA99 (Version 2003) suivantes :

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \quad \text{en zone IIa}$$

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$$

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

Les sections adoptées sont :

- (30×30) cm² pour les niveaux 13, 12, 11, 10
- (35×35) cm² pour les niveaux 9, 8, 7, 6
- (40×40) cm² pour les niveaux 5, 4, 3, 2
- (45×45) cm² pour le niveau 1

a)Vérification relative au coffrage : (RPA 99 version 2003 Art 7.4.1)

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h_e) en une seule fois. Et les dès de collage sont interdits.

Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone II_a doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\min (b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$$

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

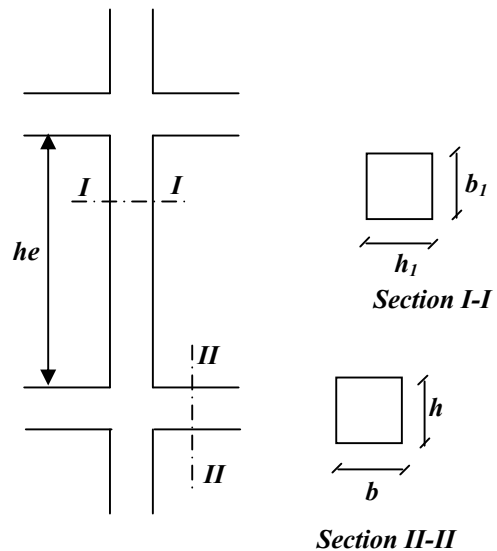
$$\frac{1}{4} < \frac{h_1}{b_1} < 4$$

Poteau (30x30)

$$\text{Min} (30,30) = 30\text{cm} \geq 25\text{cm}$$

$$\text{Min} (30,30) = 30 \geq 15,3\text{cm}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{30}{30} = 1 < 4$$



Poteau (35x35)

$$\text{Min} (35,35) = 35\text{cm} \geq 25\text{cm}$$

$$\text{Min} (35,35) = 35\text{cm} \geq 15,3\text{cm}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{35}{35} = 1 < 4$$

Poteau (40x40)

$$\text{Min} (40,40) = 40\text{cm} \geq 25\text{cm}$$

$$\text{Min} (40,40) = 40\text{cm} \geq 15,3\text{cm}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{40}{40} = 1 < 4$$

Poteau (45x45)

$$\text{Min (45,45)} = 45\text{cm} \geq 25\text{cm}$$

$$\text{Min (45,45)} = 45\text{cm} \geq 21,2\text{cm}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{45}{45} = 1 < 4$$

b) Vérification au flambement :

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

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{\min}} \leq 50$$

λ : Elancement du poteau.

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

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

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.

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

$$\lambda = 2,42 \frac{L_0}{b}$$

-Poteau (45x45)	$\lambda = 2,42 \times 4,24 / 0,45 = 22,80 < 50 \Rightarrow$ Vérifiée
-Poteau (40x40)	$\lambda = 2,42 \times 3,06 / 0,40 = 18,51 < 50 \Rightarrow$ Vérifiée
-Poteau (35x35)	$\lambda = 2,42 \times 3,06 / 0,35 = 21,16 < 50 \Rightarrow$ Vérifiée
-Poteaux (30x30)	$\lambda = 2,42 \times 3,06 / 0,30 = 24,7 < 50 \Rightarrow$ Vérifiée

Tableau Récapitulatif des calculs relatifs à chaque niveau

NIVEAU	Charges permanentes en (KN)					charges d'exploitations en (KN)		Efforts Normaux Ns (KN)	section des poteaux en (cm ²)	
	Poids Des planchers	Poids Des poutres	Poids Des poteaux	G	Gc	Q	Qc	Ns=Gc+Qc	$B \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	Section Choisie bxh
Te	73,56	21,15	0	94,71	94,71	10,4	10,40	105.11	70.07	30x30
12	64,48	21,15	5,98	91,61	186,32	15,6	26	212.32	141.54	30x30
11	64,48	21,15	5,98	91,61	277,93	15,6	41,6	319.53	213.02	30x30
10	64,48	21,15	5,98	91,61	369,54	15,6	57,2	426.74	284.5	30x30
9	64,48	21,15	5,98	91,61	461,15	15,6	72,80	533.95	355.96	30x30
8	64,48	21,15	5,98	91,61	552,76	15,6	88.40	641.16	427.44	35x35
7	64,48	21,15	8,15	93,78	646,54	15,6	104	750.54	500.36	35x35
6	64,48	21,15	8,15	93,78	740,32	15,6	119.6	859.92	573.28	35x35
5	64,48	21,15	8,15	93,78	834,1	15,6	135.2	969.30	646.2	35x35
4	64,48	21,15	8,15	93,78	927,88	15,6	150.8	1078.68	719.12	40x40
3	64,48	21,15	10,64	96,27	1024,1	15,6	166.4	1190.55	793.7	40x40
2	64,48	21,15	10,64	96,27	1120,4	15,6	182.0	1302.42	868.28	40x40
1	64,48	21,15	10,64	96,27	1216,6	15,6	197.6	1414.29	942.86	40x40
RD C	64,48	21,15	10,64	96,27	1312,9	15,6	213.2	1526.16	1017.4	45x45

III-1) Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à un effort (G) dû à son poids propre et à un effort horizontal (Q = 1 KN/ml) dû à la main courante qui engendre un moment (M) dans la section d'encastrement.

Le ferrailage sera calculé en flexion composée avec compression, le calcul se fera pour une bande de 1mètre de largeur.

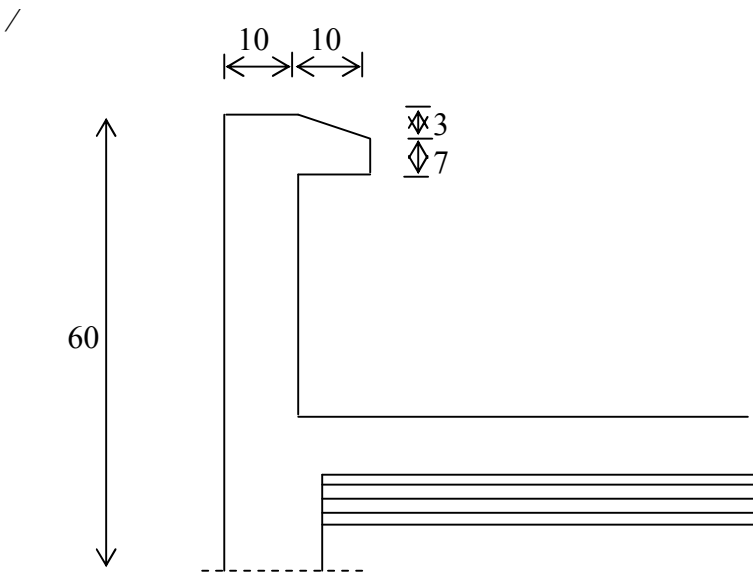


Fig.1 : coupe verticale de l'acrotère

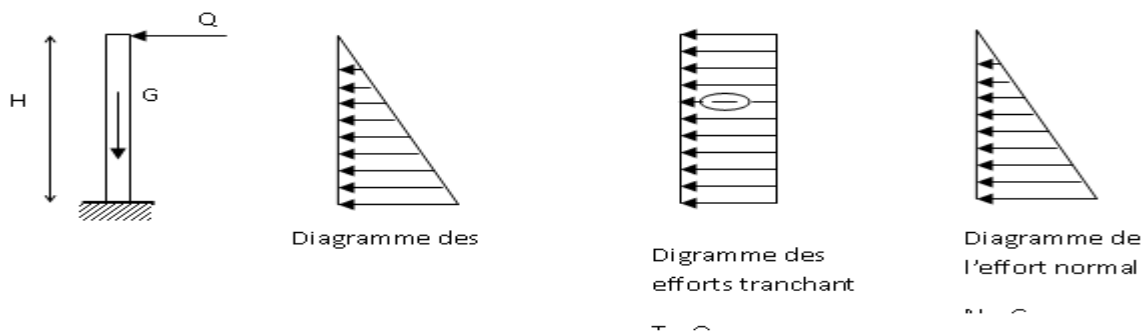


Fig.2 : Schéma statique de calcul d'acrotère

III-1-1) Détermination des sollicitations :

Poids propre de l'acrotère : $G=1,7125 \text{ KN/ml}$
 Surcharge d'exploitation : $Q=1,00 \text{ KN /ml}$
 Effort normal dû au poids propre G : $N=Gx1=1,7152 \text{ KN}$
 Effort tranchant : $T=Qx1=1,00\text{KN}$
 Moment fléchissant max dû a la surcharge Q : $M=QxHx1=0,60 \text{ KN m}$

III-1.2) Combinaison des charges :

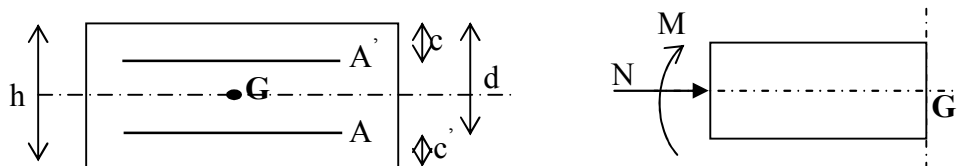
A l'ELU: $N_u=1,35xG=2,312\text{KN}$
 $M_u=1,5x0,6=0,9\text{KNm}$

A l'ELS: $N_s=1,7125\text{KN}$
 $M_s=0,60\text{KNm}$

III-1.3) Ferrailage de l'acrotère:

a) Calcul des armatures à l'ELU:

Le travail consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée



h : Epaisseur ;
 c et c' : Enrobage ;
 $d = h - c$: Hauteur utile
 M_f : Moment fictif calculé par rapport au **CDG** des armatures tendues.

➤ **Position de centre de pression e l'ELU :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9x10^4}{2,312x10^2} = 38.9 \text{ cm} = 39 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm}$$

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

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M , puis passer à la flexion composée ou la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée

b) Calcul en flexion simple:

- **Moment fictif:**

$$M_f = N_u \times (e_u + \frac{h}{2} - C) = 2.312(0.39 + \frac{0.1}{2} - 0.003) = 1.010 \text{KNm}$$

o **Moment réduit:**

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.010 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.01452$$

$\mu_b < \mu_r$. La section est simplement armée donc $A's=0$

$$\mu_b = 0.01452 \Rightarrow \beta = 0.992$$

Armatures fictives:

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{1010}{0.992 \times 7 \times 348} = 0.42 \text{cm}^2$$

c) Calcul en flexion composée

La section réelle des armatures:

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.39 - \frac{2.312 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.354 \text{cm}^2$$

III-1-4) Vérification à l'ELU:

1) Condition de non fragilité: (Art.A.4.2.1/BAEL 91)

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.845 \text{cm}^2$$

Conclusion :

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

$$A_s = A_{\min} = 0.845 \text{cm}^2$$

Soit: $A_s = 4HA6 = 1.13 \text{cm}^2 / ml$ avec un espacement $S_t = 25 \text{cm}$

Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1,13}{4} = 0,283 \text{cm}^2$$

Soit: $4HA6 = 1.13 \text{cm}^2$ avec un espacement de $S_t = 25 \text{cm}$

2) Vérification au cisaillement:

Nous avons une fissuration préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{avec : } V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,0214 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ La condition est vérifiée

3) Vérification de l'adhérence des barres:

$$\tau_u < \bar{\tau}_e = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} \quad \text{Avec : } \sum u_i \text{ Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = 5\pi\phi = 5 \times 3,14 \times 0,6 = 9,42 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0,9 \times 62 \times 94,2} = 0,29 \text{ MPa}$$

Longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2) :

$$L_s = 40\phi = 40 \times 0,6 = 24 \text{ cm}$$

III-1-5) Vérification à l'ELS:

L'acrotère est exposé aux intempéries. Donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit vérifier:

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_u} \right]$$

$$\bar{\sigma}_s = \min[(226,67, 201,63)] = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 1,13}{100 \times 7} = 0,16 \rightarrow \beta_1 = 0,933$$

$$\alpha = 3(1 - \beta) = 3(1 - 0,933) = 0,201$$

$$K = \frac{\alpha}{15(1 - \alpha)} = \frac{0,201}{15(1 - 0,201)} = 0,017$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{600}{0,928 \times 7 \times 1,13} = 81,3 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,017 \times 81,3 = 1,38 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée.

$$\sigma_s = 81,3 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa} \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

j) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91 Art A 5.11)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \quad \text{Avec: } V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{70 \times 1000} = 0,021 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \min \left\{ 0,15 \frac{25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,021 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III-1-6) Vérification de l'acrotère au séisme (RPA99. Art 6.2.3) :

L'acrotère est calculé sous l'action des forces sismiques suivant la formule suivante :

$$F_p = 4.A.C_p.W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage 2) $\Rightarrow A=0,15$

(RPA99, art 4.2.3 tableau 4-1)

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$)

W_p : Poids de l'acrotère = 1,7125 kN/ml

D'où : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,7125 = 0,822 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \rightarrow$ condition vérifiée.

III-2) Les escaliers :

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer d'un niveau à l'autre d'une construction.

Notre structure est munie d'une cage desservant la totalité des niveaux.

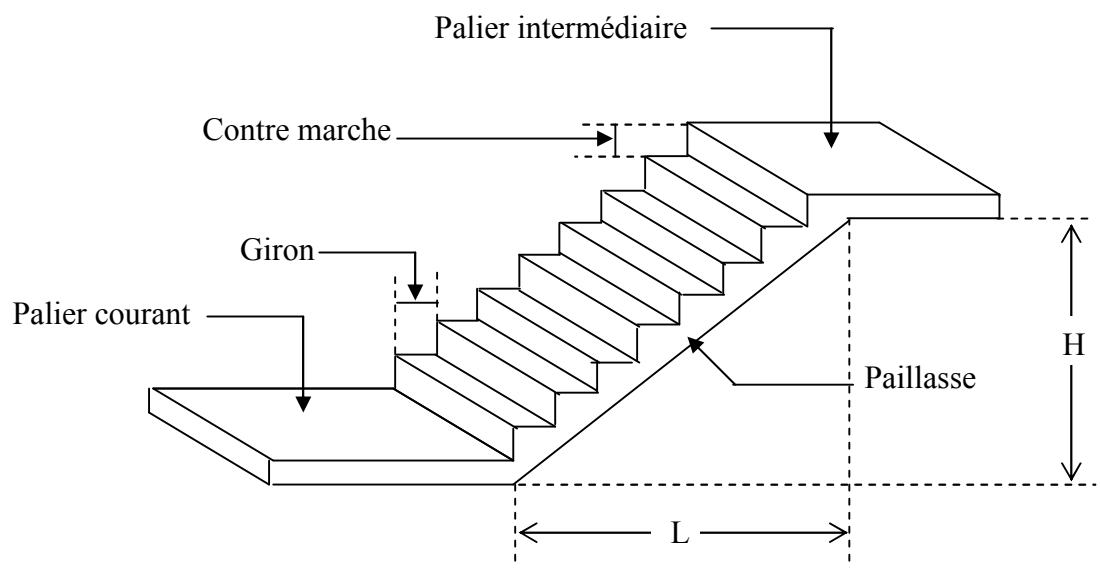
Ceux-ci seront réalisés en béton armé et coulé sur place.

-Escalier du RDC : comporte quatre volées avec trois paliers intermédiaires.

-Escaliers d'autres niveaux : sont à deux volées avec un palier intermédiaire.

III-2-1) Pré dimensionnement de l'escalier de l'étage courant :

1) Présentation schématique :



Notations utilisées

- g : giron
- h : hauteur de la contre marche
- e_p : épaisseur de la paillasse
- H : hauteur de la volée

L : longueur de la volée projetée

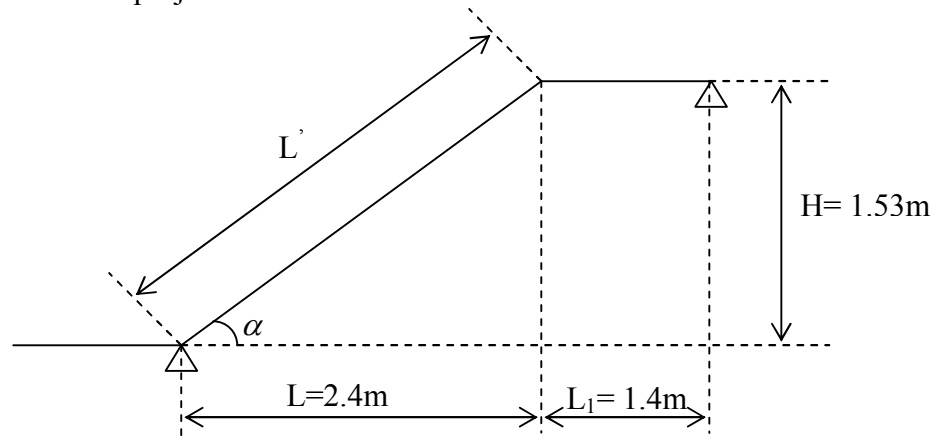


Fig.1 : schéma statique

Le dimensionnement des marches et contre marches se fera par la formule de " BLONDEL"

$$59 \leq g + 2h \leq 66 \text{ [cm]}$$

$$\begin{cases} nxh = H \\ (n-1)g = L \\ 2h + g = 64 \end{cases} \Rightarrow 64n^2 - (2H+L+64)n + 2H = 0$$

Calcul de n

n : Nombre de marches ;

n-1 : Nombre de contre marches.

$$64n^2 - (2H + L + 64)n + 2H = 0$$

$$64n^2 - (2 \times 153 + 240 + 64)n + 2 \times 153 = 0$$

$$64n^2 - 610n + 306 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 542$$

$$\Rightarrow n = 9 \text{ contre marches}$$

$$(n-1) = 8 \text{ marches}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

2) Vérification de la loi de BLONDEL

$$59 \leq 2h + g \leq 66$$

$$59 \leq 2 \times 17 + 30 \leq 66 \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66 \Rightarrow c' \text{ est vérifiée}$$

3) Dimensionnement de la paillasse :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0.6375 \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

$$\operatorname{Cos} \alpha = \frac{L}{L'} \Rightarrow L' = \frac{L}{\operatorname{cos} \alpha} = \frac{240}{\operatorname{cos} 32,52} = 284,63 \text{ cm}$$

- Longueur de la paillasse :

$$L_0 = L' + L_1 = 284.63 + 140 = 424.63 \text{ cm}$$

- Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20} \Rightarrow \frac{424.63}{30} \leq e_p \leq \frac{424.63}{20} \Rightarrow 14.15 \leq e_p \leq 21.23$$

On opte pour $e_p = 15 \text{ cm}$

III-2-2) Détermination des sollicitations :

Les dimensions des marches étant très faible par rapport à la portée de la paillasse ; on pourrait admettre que leur poids est uniformément réparti sur la paillasse. Le calcul se fera pour une bande de 1m de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

➤ **Charges permanentes et surcharges d'exploitation :**

- **La volée :**

Eléments	Epaisseur (cm)	Poids en KN/m ²
Poids propre des marches	17	$\frac{25 \times 0.17}{2} = 2.125$
Poids propre de la paillasse	15	$\frac{25 \times 0.15}{\operatorname{cos} 32.52} = 4.45$
Revêtement en carrelage	2	$22 \times 0.02 = 0.44$
Mortier de pose	2	$22 \times 0.02 = 0.44$
Couche de sable	2	$18 \times 0.02 = 0.36$
Garde corps	0.9	1.3
		G _v =9.11 Q _v =2.5

• Le palier :

Eléments	Poids en KN/m ²
Poids propre de palier	3.75
Mortier de pose	0.44
Carrelage	0.44
Couche de sable	0.36
	G _p = 4.99
	Q _p = 2.5

Combinaison des charges :

A l'ELU : $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1m$

- Volée : $q_u = (1.35 \times 8.02 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 14.58 \text{ KN/m}$
- Palier : $q_u = (1.35 \times 4.99 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 10.49 \text{ KN/m}$

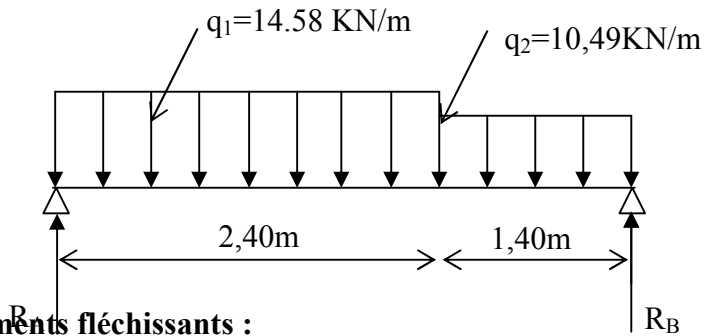
III-2-3) Calcul des efforts internes :

a) réaction d'appuis :

D'après les formules de RDM

RA=26,64KN/m

RB=23,03KN/m



b) Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissants :

b-1) Effort tranchant :

Tronçon	Expression	X (m)	T _y (KN)
$0 \leq x \leq 2.4$	$26,64 - 14,58x$	0	26,64
		2,4	-8,35
$2.4 \leq x \leq 3.8$	$26,64 - (14,58 \times 2,4) - 10,49(x - 2,4)$	2,4	-8,35
		3,8	-23,03

b-2) Moments fléchissants :

Tronçon	Expression	X (m)	M _Z (KN.m)
$0 \leq x \leq 2.4$	$26,64x - 14,58 \frac{x^2}{2}$	0	0
		2,4	21,93
$2.4 \leq x \leq 3.8$	$26,64x - 14,58 \times 2,4 \times \left(x - \frac{2,4}{2}\right) - 10,49 \frac{(x - 2,4)^2}{2}$	2,4	21,93
		3,8	0

Le moment $M_Z(x)$ est maximal pour la valeur de $x = 1.83\text{m}$ d'où $M_Z^{\max} = 24,34 \text{ KN.m}$.

Remarque :

A fin de tenir compte des semi- encastres aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment max aux niveaux des appuis et en travées.

Aux appuis : $M = -0.3 \times M_Z^{\max} = -0.3 \times 24.34 = -7.30 \text{ KN.m}$

En travée : $M = 0.85 \times M_Z^{\max} = 0.85 \times 24.34 = 20.69 \text{ KN.m}$

III-2-4) Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant :

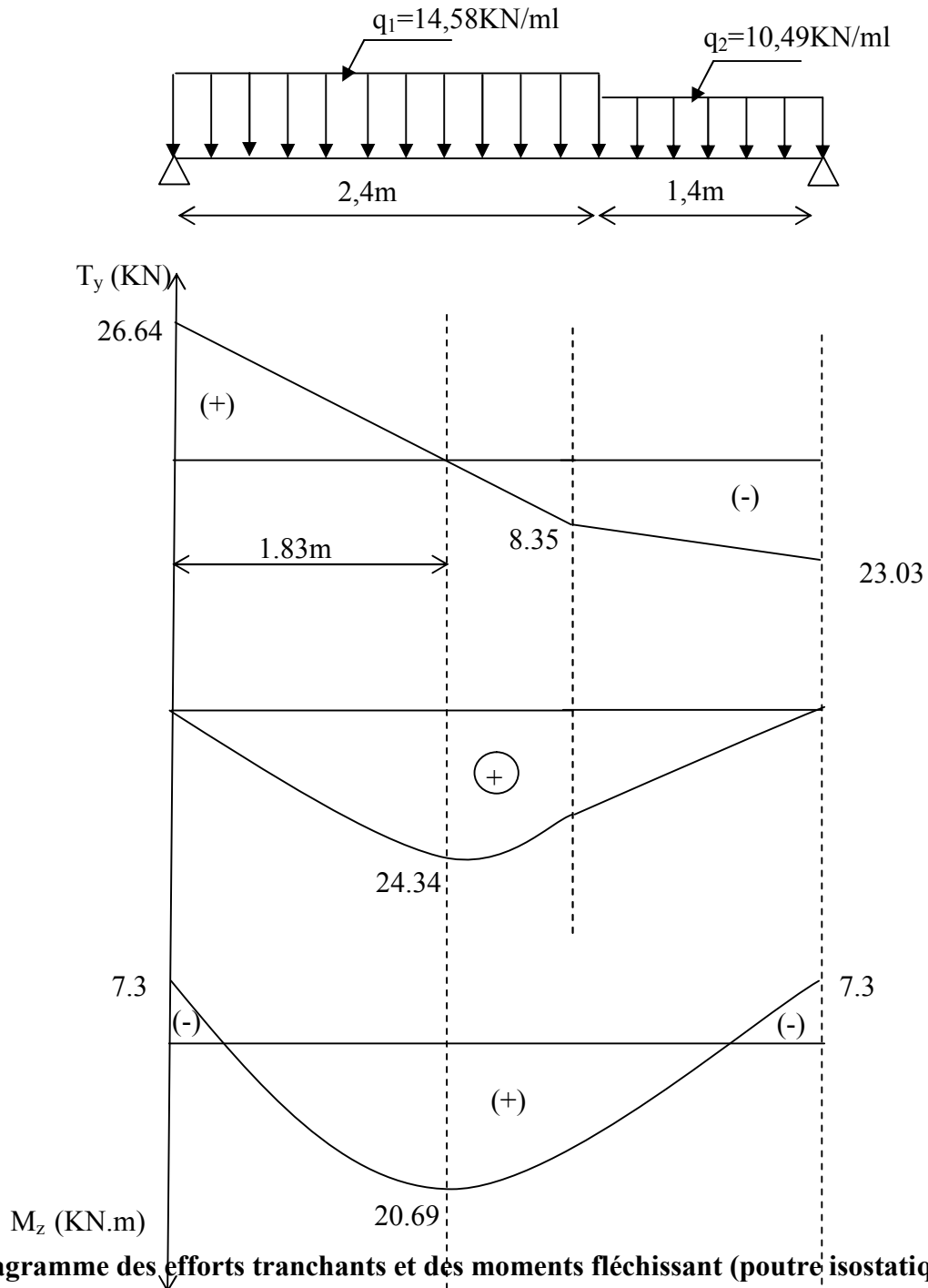
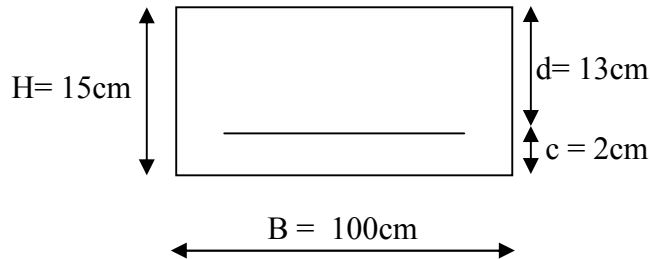


Fig.2 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant (poutre isostatique) à l'ELU.

III-2-5) Calcul des armatures :

Calcul des armatures en flexion simple pour une bande de 1m, d = 13cm



❖ Aux appuis :

$$M_a = 7,30 \text{ KN.m}$$

• Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{7,30 \times 10^{-3}}{1 \times (0,13)^2 \times 14,2} = 0,03 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,03 \Rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7,30 \times 10^{-3}}{0,985 \times 0,13 \times 348} = 1,64 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section 4HA10 = 3.14 cm² (St = 25cm)

• Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section 4HA8 = 2.01 cm² (St = 25 cm.)

❖ En travée :

$$M_t = 20,69 \text{ KN.m}$$

• Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{20,69 \times 10^{-3}}{1 \times (0,13)^2 \times 14,2} = 0,086 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,086 \Rightarrow \beta = 0,955$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{20,69 \times 10^{-3}}{0,955 \times 0,13 \times 348} = 4,79 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section 5HA12 = 5,65 cm² (St = 20cm)

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,42 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section 4HA8= 2.01 cm² (St =25 cm.)

III-2-6) Vérification à L'ELU :

- a) **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_t = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- b) **Ecartement des barres : (Art A.8.2.42/BAEL91)**

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

- **Armatures principales :**

$$St \leq \min(3h; 33 \text{ cm})$$

$$St \leq \min(45; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{travée} St = 20 \text{ cm} \\ \text{appuis} St = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Armatures de répartitions :**

$$St \leq \min(4h; 45 \text{ cm})$$

$$St \leq \min(60; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{travée} St = 25 \text{ cm} \\ \text{appuis} St = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} \leq 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

- ❖ **Influence sur le béton :**

On doit vérifier que :

$$Vu^{\max} < \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9d \times b}{\gamma_b}$$

$$Vu^{\max} < \frac{0,4 \times 25 \cdot 10^3 \times 0,9 \times 0,13 \times 1}{1,5} = 780 \text{ KN}$$

$$Vu^{\max} = 26,64 \text{ KN} < 780 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{Vu^{\max}}{0,9 \times d \times \sum Ui} \leq \overline{\tau_{se}}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\sum Ui = n \pi \phi = 4 \times 3,14 \times 1 = 12,56 \text{ cm}$$

$$Vu^{\max} = 26,64 \text{ KN}$$

$$\tau_{se} = \frac{26,64 \cdot 10^{-3}}{0,9 \times 0,13 \times 12,56 \cdot 10^{-2}} = 1,81 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 1,81 \text{ Mpa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} < \overline{\tau_u}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ Mpa}\right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min(2,5; 4 \text{ Mpa}) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{26,64 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,20 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,20 \text{ Mpa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

On doit vérifier que :

$$A \geq \frac{1,15}{f_e} \left(Vu^{\max} + \frac{M_a}{0,9d} \right)$$

$$A \geq \frac{1,15}{400 \cdot 10^3 \cdot 10^{-4}} \left(26,64 - \frac{7,30}{0,9 \times 0,13} \right) = -1,03 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,14 \text{ cm}^2 > -1,03 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III-2-7) Ancrage des barres :

Longueur de scellement doit être :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

$$\tau_s = 0,6 \times (\psi_s)^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_s = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4 \times \tau_s} \phi$$

$$L_s = \frac{400}{4 \times 2,835} \phi = 35,27 \phi$$

$$L_s = 35,27 \times 1 = 35,27 \text{ cm}$$

Largeur d'ancrage est $0,4L_s$

$$0,4L_s = 0,4 \times 35,27 = 14,10\text{cm}$$

On opte pour $L = 14\text{cm}$

III-2-8) Calcul des efforts tranchants et les moments fléchissant à L'ELS :

➤ **Combinaison des charges :**

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

- Volée : $q_s = (8,02+2,5)=10,52\text{KN/m}$
- Palier : $q_s = (4,99+2,5)=7,49\text{KN/m}$

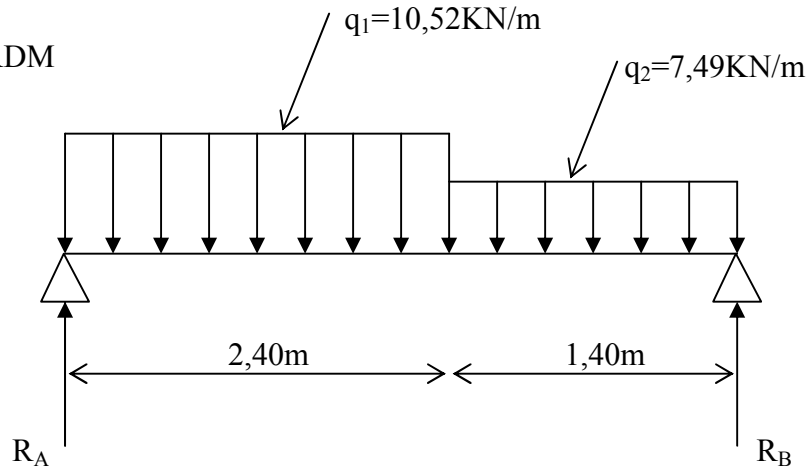
➤ **Calcul des efforts internes :**

a) Réaction d'appuis :

D'après les formules de RDM

$$R_A = 19,2\text{KN}$$

$$R_B = 16,54\text{KN}$$



b) Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

b-1) Effort tranchant :

Tronçon	Expression	X (m)	T _v (KN)
$0 \leq x \leq 2.4$	$19,2 - 10,52x$	0	19,2
		2.4	-6,05
$2.4 \leq x \leq 3.8$	$19,2 - (10,52 \times 2,4) - 7,49(x - 2,4)$	2.4	-6,05
		3.8	-16,54

b-2) Moments fléchissant :

Tronçon	Expression	X (m)	M _Z (KN.m)
$0 \leq x \leq 2.4$	$19,2x - 10,52 \frac{x^2}{2}$	0	0
		2.4	15,78
$2.4 \leq x \leq 3.8$	$19,2x - 10,52 \times 2,4 \times \left(x - \frac{2,4}{2}\right) - 7,49 \frac{(x - 2,4)^2}{2}$	2.4	15,78
		3.8	0

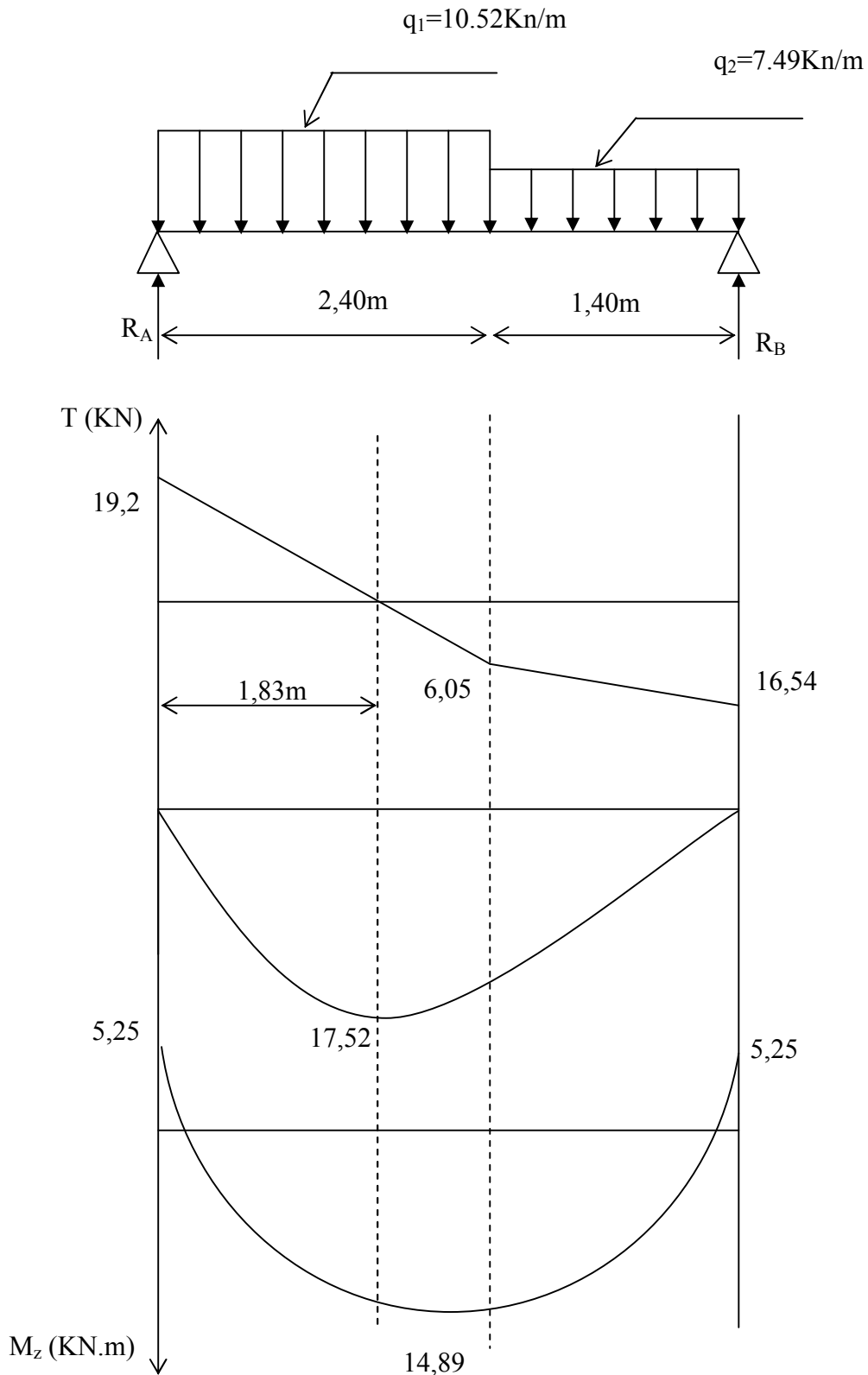
Le moment $M_Z(x)$ est maximal pour la valeur de $x = 1.83\text{m}$ d'où $M_Z^{\text{max}} = 17,52\text{KN.m}$.

Remarque :

A fin de tenir compte des semi- encastremets aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment max aux niveaux des appuis et en travées.

Aux appuis : $M = -0.3 \times M_z^{\max} = -0.3 \times 17,52 = -5,25 \text{ KN.m}$

En travée : $M = 0.85 \times M_z^{\max} = 0.85 \times 17,52 = 14,89 \text{ KN.m}$



III-2-9) Vérification à L'ELS :

1) Contrainte de compression dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0,6 f_{c28} = 15Mpa$

❖ Aux appuis :

$$A_a = 3,14cm^2$$

$$\rho = \frac{100A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,241$$

$$\rho = 0,241 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,921 \\ K = 0,02 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{5,25 \cdot 10^3}{3,14 \cdot 0,921 \cdot 13} = 139,64Mpa$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0,02 \times 139,64 = 2,79Mpa$$

$$\sigma_{bc} = 2,79Mpa < \overline{\sigma_{bc}} = 15Mpa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ En travée :

$$A_t = 5,65cm^2$$

$$\rho = \frac{100A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,434$$

$$\rho = 0,434 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,899 \\ K = 0,03 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{14,89 \cdot 10^3}{5,65 \times 0,899 \times 13} = 225,5Mpa$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0,03 \times 225,5 = 6,76Mpa$$

$$\sigma_{bc} = 6,76Mpa < \overline{\sigma_{bc}} = 15Mpa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2) Vérification de la flèche :

Pour que la flèche soit vérifiée les conditions suivantes doivent être satisfaites.

$$-1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{L} = \frac{15}{240} = 0.0625 \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$-2) \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0} ; \frac{h}{L} = 0.0652 < 0.085 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

avec :

$$M_t = 14,89KN \cdot m$$

$$M_0 = 17,52KN \cdot m$$

Conclusion :

La 2^{ème} condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

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

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

avec :

$$q_s = \max(q_s^1; q_s^2) = \max(10,52; 7,49) = 10,52KN / ml$$

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,86Mpa$$

I : moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité.

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

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

S_{xx} : Moment statique de la section homogène.²

$$S_{xx} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d$$

$$S_{xx} = \frac{100 \times (15)^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 13$$

$$S_{xx} = 11250 + 1101,75 = 12351,75cm^3$$

B_0 : Surface de la section homogène.²

$$B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A_t$$

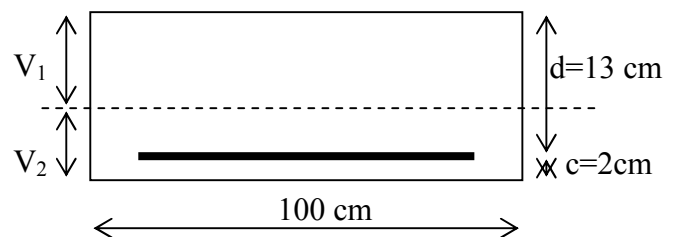
$$B_0 = (100 \times 15) + (15 \times 5,65)$$

$$B_0 = 1584,75cm^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{12351,75}{1584,75} = 7,8cm$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7,8 = 7,2cm$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :



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

$$I = \frac{100}{3}((7,8)^3 + (7,2)^3) + 15 \cdot 5,65(7,2 - 2)^2$$

$$I = 28260 + 2291,64$$

$$I = 30551,64 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{10,52 \cdot 10^3 \times (2,4)^4}{10818,86 \cdot 10^6 \times 30551,64 \cdot 10^{-8}} = 1,3 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 0,13 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{240}{500} = 0,48 \text{ cm}$$

$f = 0,13 \text{ cm} < \bar{f} = 0,48 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

II-2-10) pré dimensionnement des escaliers du R.D.C

	H(cm)	L(cm)	h(cm)	g(cm)	n	n-1	$\alpha^{(0)}$
volée 1	68	90	17	30	4	3	37
volée 3	119	180	17	30	7	6	33,46

III-3) Etude de la poutre palière :

III-3-1) Pré dimensionnement :

On dimensionne la poutre palière par la formule suivante :

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

h_t : la hauteur de la poutre

L : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis Z

$$L = 240 \text{ cm}$$

$$\frac{240}{15} \leq h_t \leq \frac{240}{10}$$

$$16 \leq h_t \leq 24$$

Recommandation de RPA99 version 2003 :

$$h \geq 30 ; b \geq 25$$

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

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

$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30$$

$$12 \leq b \leq 21$$

on prend $b = 25 \text{ cm}$

$$\left. \begin{array}{l} h_t = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ b = 25 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} = \frac{30}{25} = 1,2 < 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{conditions vérifiée}$$

Donc la poutre palière aura pour dimension $b \times h = 25 \times 30 \text{ cm}$

III-3-2) Détermination des charges et surcharges :

Poids propre de la poutre palière : $G=0,3 \times 0,25 \times 25=1.875\text{KN/m}$

Charge d'exploitation $Q=2,5\text{KN/m}$

Réaction du palier :

E.L.U : $R_u= T_u=23,03\text{KN}$

E.L.S : $R_s= T_s=16,54\text{KN}$

Poids propre du palier : $25 \times 0,15 \times 1,4=5,25\text{KN/m}$

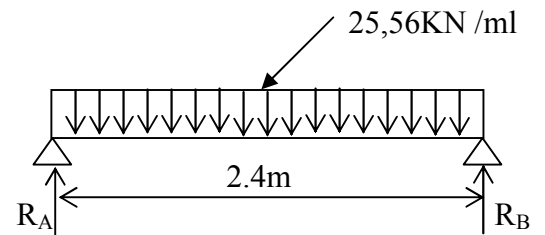


Schéma statique à l'E.L.U

à l'E.L.U : $q_u=1,35G+T_u=1,35 \times 1.875+23,03=25,56\text{KN/ml}$

à l'E.L.S : $q_s=G+T_s=1.875+16,54=18.415\text{KN/ml}$

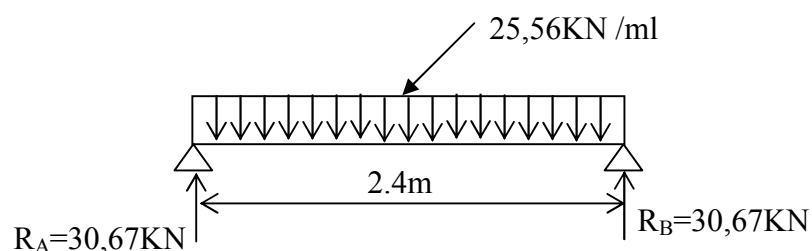
1) Calcul à l'état limite ultime

a) Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{25,56 \times 2,4}{2} = 30,67\text{KN}$$

b) Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{25,56 \times (2,4)^2}{8} = 18,40\text{KN}$$



Moments corrigés :

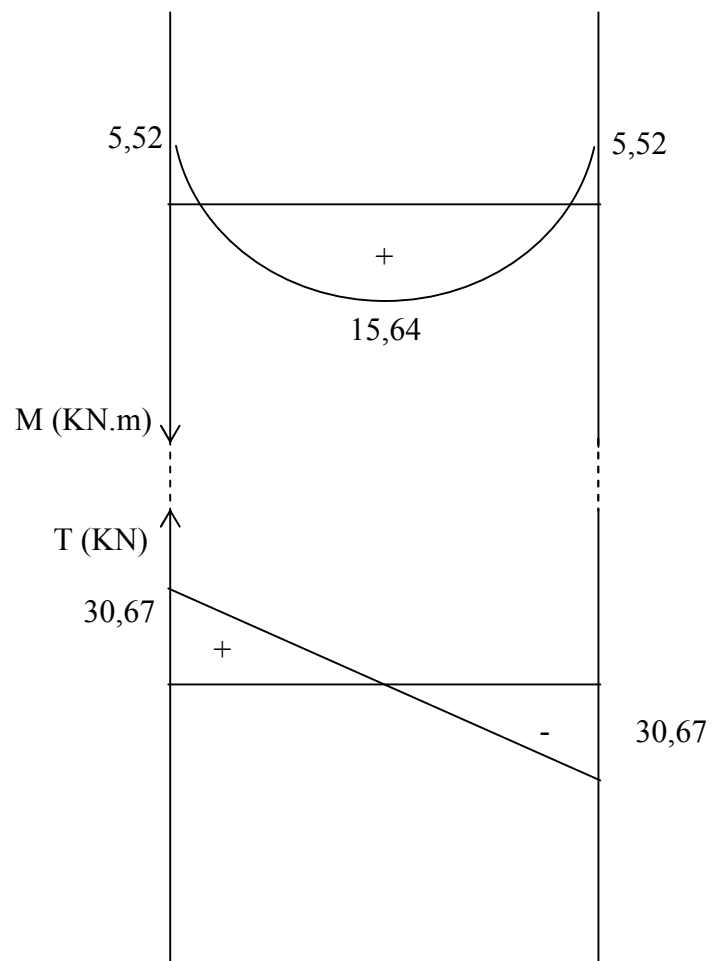
En travée : $M_t = 0,85 \times 18,40 = 15,64\text{KN.m}$

En appuis : $M_a = -0,3 \times 18,40 = -5,52\text{KN.m}$

c) Effort tranchant :

$V^{\max}=R_A=R_B=30,67\text{KN}$

Diagramme de M et de T



d) Ferrailage à L'E.L.U :

-Calcul des armatures principales :

En travée : $M_t = 15.64 \text{ KN}$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{15,64 \cdot 10^3}{25 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,056 < 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0,056 \rightarrow \beta = 0,971$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{15,64 \cdot 10^3}{0,971 \times 28 \times 348} = 1,65 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } d = h - c = 30 - 2 = 28 \text{ cm}$$

$$A_t = 1,65 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 3HA10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $M_a = 5,52 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5,52 \cdot 10^3}{25 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,02 < 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0,02 \rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5,52 \cdot 10^3}{0,990 \times 28 \times 348} = 0,6 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 0,6 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 3HA10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

$$\text{Le RPA exige que : } A > \frac{0,5 \cdot b \cdot h}{100} \Rightarrow A > \frac{0,5 \times 25 \times 30}{100} \Rightarrow A > 3,75 \text{ cm}^2$$

$$A = A_t + A_a = 2,36 + 2,36 = 4,72 \text{ cm}^2 > 3,75 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{exigence vérifiée}$$

III-4) Vérification à L'E.L.U

a) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d = 0,23 \cdot \frac{2,1}{400} \times 25 \times 28 = 0,845 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 2,36 \text{ cm}^2 \\ A_a = 2,36 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} > A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{conditions vérifiées}$$

b) Effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{30,67 \cdot 10^3}{250 \times 280} = 0,438 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0,13 f_{c28}; 4 \text{ MPA}) = \min(0,13 \times 25, 4) = 3,25 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,438 \text{ MPA} < \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ MPA} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

c) Vérification de l'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{30,67 \cdot 10^3}{0,9 \times 280 \times 3 \times 3,14 \times 10} = 1,29 \text{MPa}$$

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

$$tq : \tau_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa}$$

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

d) Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{300}{35} ; \frac{250}{10} ; 10 \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \{ 8,5 ; 25 ; 10 \} = 8,5 \text{mm}$$

on prend un cadre et un étrier en HA8

$$A_t = 4HA8 = 2,01 \text{cm}^2 \text{ exigence du (R.P.A version 2003) [Art.7.5.2.2]}$$

- **Espacement :**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi ; 25 \text{cm} \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{30}{4} ; 12 \times 1 ; 25 \text{cm} \right\} = 7,5 \text{cm}$$

$$\text{soit : } S_t = 8 \text{cm}$$

$$\text{Zone ourante : } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{cm}$$

$$\text{soit : } S_t = 15 \text{cm}$$

e) Quantité d'armatures transversales minimales :

$$A_{\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{cm}^2$$

$$A_s = 2,01 \text{cm}^2 > A_{\min} = 1,125 \text{cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

f) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis

Influence sur le béton :

$$V_u = \frac{0,4 \cdot f_{c28} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 25 \cdot 10^3 \times 0,9 \times 0,25 \times 0,28}{1,5} = 420 \text{KN}$$

$$V_u^{\max} = 30,67 \text{KN} < V_u = 420 \text{KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Ancrage des barres :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} = \frac{400}{4 \times 2,835} \phi = 35,27\phi$$

$$\tau_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{MPa}$$

$$L_s = 35,27 \times 1 = 35,27 \text{cm}$$

on calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixé à $0,4L_s$

$$0,4L_s = 0,4 \times 35,27 = 14,10 \text{cm}$$

on Opte pour $L = 4 \text{cm}$

2) A L'E.L.S

a) Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_s L}{2} = \frac{18,415 \times 2,4}{2} = 22,1 \text{KN}$$

b) Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{18,415 \times (2,4)^2}{8} = 13,26 \text{KN.m}$$

Moments corrigés :

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times 13,26 = 11,27 \text{KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_a = -0,3 \times 13,26 = -3,98 \text{KN.m}$$

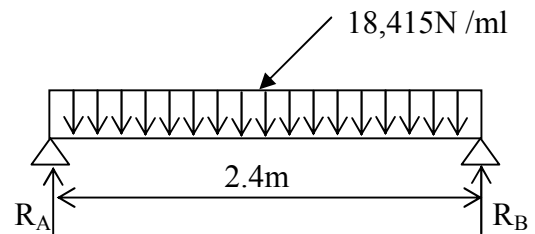
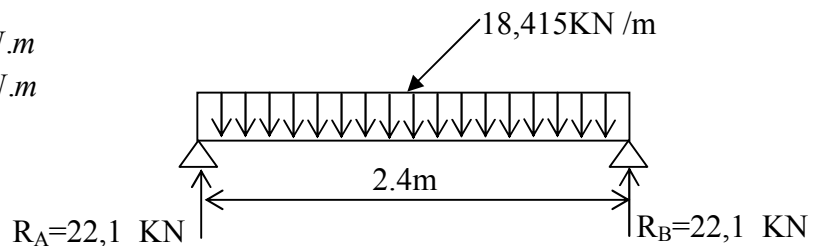


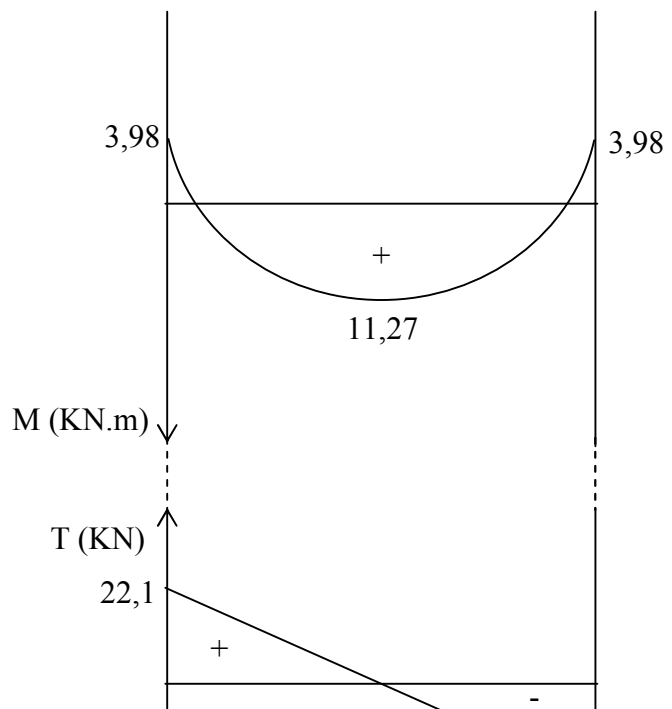
Schéma statique à L'E.L.S



c) Effort tranchant :

$$V^{\max} = R_A = R_B = 22,1 \text{KN}$$

Diagramme de M et de T



III-5) Vérification à L'E.L.S :

a) Vérification de la flèche :

Pour dispenser du calcul de la flèche on vérifie :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} = \frac{30}{240} = 0,125 \\ \frac{1}{16} = 0,0625 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \text{ condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{h}{L} = \frac{30}{240} = 0,125 \\ \frac{M_t}{10M_0} = \frac{11,27}{10 \times 13,26} = 0,085 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \text{ condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{A_t}{b.d} = \frac{2,36}{25 \times 28} = 0,00337 \\ \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ condition vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées

b) Etat limite d'ouverture des fissurations :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire

c) Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} \leq 15 \text{ Mpa}$$

aux appuis : $A_a = 2,36 \text{ cm}^2$, $M_a = -3,98 \text{ KN.m}$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2,36}{25 \times 28} = 0,337$$

$$\rho = 0,216 \rightarrow \beta = 0,910 \rightarrow \alpha = 0,270 \rightarrow k = 0,024$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A \cdot \beta \cdot d} = \frac{3,98 \cdot 10^3}{2,36 \times 0,910 \times 28} = 66,186 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_{st} = 0,024 \times 66,186 = 1,59 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,59 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$$

entravée : $A_t = 2,36 \text{ cm}^2$, $M_t = 11,27 \text{ KN.m}$

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 2,36}{25 \times 28} = 0,033$$

$$\rho = 0,033 \rightarrow \beta = 0,968 \rightarrow \alpha = 0,096 \rightarrow k = 0,007$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A \cdot \beta \cdot d} = \frac{11,27 \cdot 10^3}{2,36 \times 0,968 \times 28} = 176,188 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_{st} = 0,007 \times 176,188 = 1,23 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,23 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$$

III-3) Planchers :

La structure comporte un plancher à corps creux (16+4). Les corps creux sont associés à des poutrelles préfabriquées. Nous avons à étudier le plancher le plus sollicité qui est celui de l'étage courant.

a) Les dimensions de la poutrelle :

$$b_1 \leq \min(L/2, L_1/10, 8h)$$

Avec :

L : Distance entre deux parements voisins de deux poutrelles

L₁ : longueur de la plus grande travée

b : largeur de la nervure.

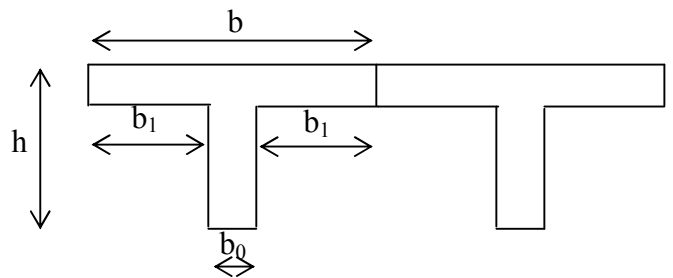
h₀ : épaisseur de la dalle de compression.

b) Application:

$$b_1 \leq (26,5 ; 41 ; 32)$$

$$b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0 = 65 \text{ cm}$$



III-3-1) calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de "4cm" d'épaisseur, armée d'un treillis soudé de nuance (TS 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas excéder :

- 20cm pour les armatures perpendiculaire aux nervures
- 33cm pour les armatures parallèles aux nervures

Calcul des armatures :

➤ **Armatures perpendiculaires aux nervures :**

$$A = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec L : distance entre axe des poutrelles (50 cm ≤ L ≤ 80 cm)

Soit : A = 6Ø5 = 0.61 cm² /ml ; e = 15cm

➤ **Armatures parallèles aux nervures :**

$$A = \frac{A}{2} = \frac{0,63}{2} = 0,315 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : A = 6Ø 5 = 0.59cm²/ml ; e =15 cm

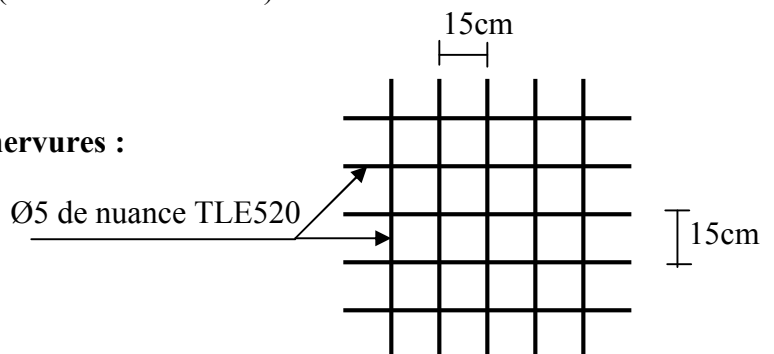


Fig 1 : Ferrailage de la dalle de compression

III-3-2) Etude des poutrelles :

Les poutrelles seront placées selon la plus petite portée, leur calcul est fait généralement en deux étapes :

Etape 1 : Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle est soumise aux chargements suivants :

- Poids propre de la poutrelle:..... $G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{KN/ml}$
- Poids du corps creux..... $G_2 = 0.65 \times 0.95 = 0.68 \text{ KN/ml}$

$$G = 0.74 \text{KN/ml}$$

- Surcharge de l'ouvrier : $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$

a- Calcul à L'ELU :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable

- Combinaison de charges

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = (1.35 \times 0.74) + (1.5 \times 0.65)$$

$$q_u = 1.974 \text{ KN / ml}$$

- Calcul du moment en travée :

$$M_u = q_u \frac{l^2}{8} = 1.974 \frac{(4.1)^2}{8}$$

$$M_u = 4.148 \text{KN.m}$$

b- Ferrailage :

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 f_{bu}} = \frac{4.148 \times 10^3}{12 \times (2)^2 \times 14.2} = 6.086$$

Avec : $c = 2 \text{cm}$

d : la hauteur utile ($d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{cm}$)

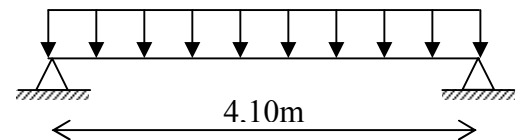
$\mu >> \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est doublement armée

Donc les armatures comprimées sont nécessaires, mais vu la faible section du béton il est impossible de les placées. Il faut donc prévoir un étayage pour soutenir les poutrelles lors de la pose des corps creux et de coulage du béton.

Etape 2 : Après le coulage de la dalle de compression

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle sera calculée comme une poutre en T qui repose sur plusieurs appuis et qui est soumise aux charges suivantes :

- poids du plancher : $G = 5.19 \times 0.65 = 3.374 \text{KN/ml}$
- surcharge d'exploitation : $Q = 1,50 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$



1- combinaison d'actions :

- à l'ELU : $Q_u = 1,35G + 1,5 Q = 6.017 \text{ KN/ml}$
- à l'ELS : $Q_s = G + Q = 4.349 \text{ KN/ml}$

2-Choix de la méthode

➤ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

H₁ : La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5 KN/m^2

$$Q \leq \max\{2G; 5 \text{ KN/ml}\}$$

$$2.G = 2 \times 3.374 = 6.748 \text{ KN / ml}$$

$$Q = 0.975 \text{ KM / ml} \leq \max\{6.748; 5\} = 6.748 \text{ KN / ml}$$

⇒ La condition est vérifiée

H₂ : Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées ⇒ La condition est vérifiée

H₃ : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

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

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{3.00}{3.00} = 1 \quad ; \quad \frac{L_2}{L_3} = \frac{3.00}{4.10} = 0.73 \quad ; \quad \frac{L_3}{L_4} = \frac{4.10}{4.10} = 1 \quad ; \quad \frac{L_4}{L_5} = \frac{4.10}{3.00} = 1.36 \quad ; \quad \frac{L_5}{L_6} = \frac{3.00}{3.00} = 1$$

⇒ La condition est non vérifiée

H₄ : La fissuration est non préjudiciable ⇒ La condition est vérifiée

Compte tenu de la non satisfaction de l'hypothèse **H₃**, on conclue que la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

Donc on choisit la méthode des trois moments.

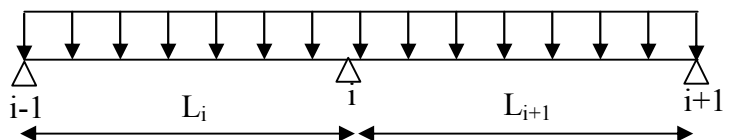
3- Présentation de la méthode des trois moments :

- Les moments aux appuis :

$$M_{i-1}L_i + 2M_i(L_i + L_{i+1}) + M_{i+1}L_{i+1} = -6EI(W_i^g + W_i^d) \dots \dots \dots (1)$$

$$\text{Avec : } W_i^g = Q_i \frac{L_i^3}{24EI_i}$$

$$W_i^d = Q_{i+1} \frac{L_{i+1}^3}{24EI_i}$$



W_i^g , W_i^d respectivement les rotations à gauche et à droite de l'appui i

M_{i-1} , M_i , M_{i+1} sont les moments aux appuis, i-1 , i ,i+1 respectivement

- Moments en travées :

$$M_{(X)} = \mu_{(X)} + M_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}} X \rightarrow \text{moment à l'abscisse } X \text{ de la travée } (i+1)$$

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

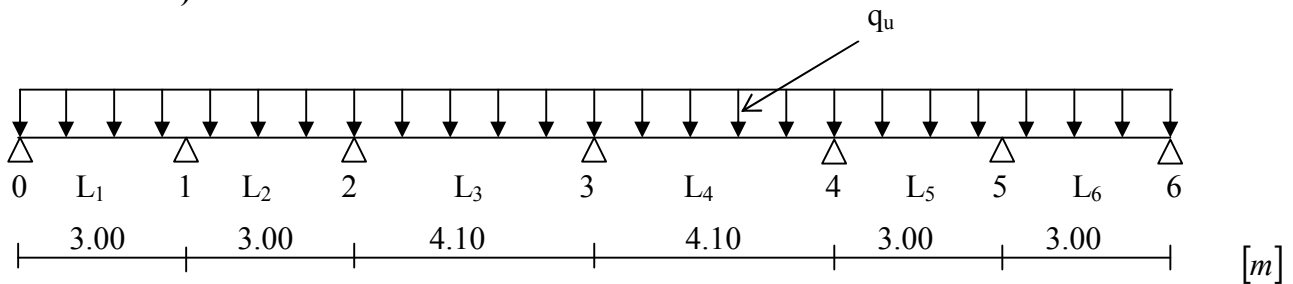
$M(X)$ prend la valeur maximale quand $T(X) = 0$ c'est-à-dire

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

- Efforts tranchants :

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

3-1) Calcul des efforts :



De l'équation (1) on a le système d'équation suivant :

$$M_0 = M_6 = 0$$

$$\begin{cases} 12M_1 + 3M_2 = -13.5q \\ 3M_1 + 14.2M_2 + 4.1M_3 = -23.98q \\ 4.1M_2 + 16.4M_3 + 4.1M_4 = -34.46q \\ 4.1M_3 + 14.2M_4 + 3M_5 = -23.98q \\ 3M_4 + 12M_5 = -13.5q \end{cases}$$

La résolution du système nous donne :

$$\left. \begin{aligned} M_1 = M_5 &= -5,187 \text{ KN.m} \\ M_2 = M_4 &= -6,330 \text{ KN.m} \\ M_3 &= -9,477 \text{ KN.m} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{Par symetrie}$$

La méthode des trois moments surestime les moments sur appuis à l'encontre de ceux en travées, puisque le béton est un matériau hétérogène pour cela on réduit les moments sur appuis de $\frac{1}{3}$ des valeurs trouvées, donc les valeurs des moments sont les suivantes :

$$\left. \begin{aligned} M_1 = M_5 &= -3,458 \text{ KN.m} \\ M_2 = M_4 &= -4.22 \text{ KN.m} \\ M_3 &= -6,318 \text{ KN.m} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{Par symetrie}$$

Chapitre III..... Calcul des éléments

Pour tenir compte des semi encastresments d'appuis de rives (0 et 6) on multiplie les moments isostatiques par le coefficient **0,2**.

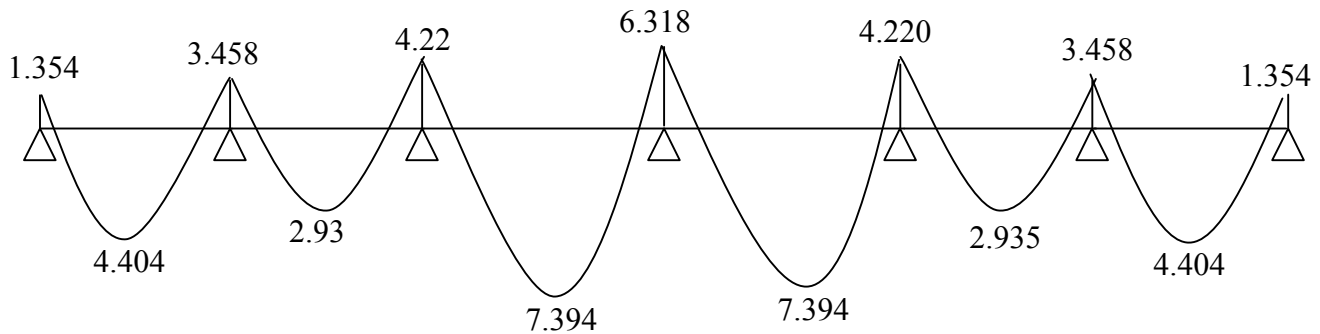
$$\text{Soit : } M_0 = M_6 = -q_u \frac{L^2}{8} \times 0,2 = -1.354 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments en travées :

$$\left. \begin{array}{l} Mt_{(0,1)} = Mt_{(5,6)} = 4,404 \text{ KN.m} \\ Mt_{(1,2)} = Mt_{(4,5)} = 2,935 \text{ KN.m} \\ Mt_{(2,3)} = Mt_{(3,4)} = 7,394 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{par symetrie Diagramme des moments fléchissant}$$

Diagramme des moments fléchissant

ELU



Calcul des efforts tranchants :

ELU

$$\text{Travée (0, 1) : } \begin{cases} T_w = 8,324 \text{ KN} \\ T_e = -9,727 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (3, 4) : } \begin{cases} T_w = 9,280 \text{ KN} \\ T_e = -11,823 \text{ KN} \end{cases}$$

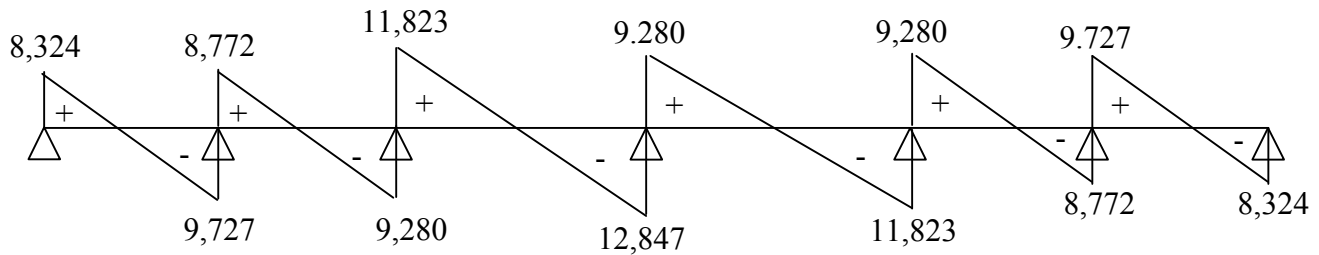
$$\text{Travée (1, 2) : } \begin{cases} T_w = 8,772 \text{ KN} \\ T_e = -9,280 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (4, 5) : } \begin{cases} T_w = 9,280 \text{ KN} \\ T_e = -8,772 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (2,3) : } \begin{cases} T_w = 11,823 \text{ KN} \\ T_e = -12,847 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (5,6) : } \begin{cases} T_w = 9,727 \text{ KN} \\ T_e = -8,324 \text{ KN} \end{cases}$$

Diagramme des efforts tranchants



Calcul des armatures :

A l'ELU

a)- Armatures longitudinales :

La poutrelle sera calculée comme une section en T dont les caractéristiques géométriques suivantes :

$b = 65\text{cm} ; b_0=12\text{cm} ; h = 20\text{cm} ; h_0=4\text{cm} : d = 18\text{cm}$

➤ **En travées :**

$M_{\text{max}}^t = 7,394 \text{ KN.m}$

Le moment qui peut être repris par la table de compression :

$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu}$ Avec : $f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$

$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$

$M_0 = 59,072 \text{ KN.m}$

$M_{\text{max}}^t < M_0 \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression

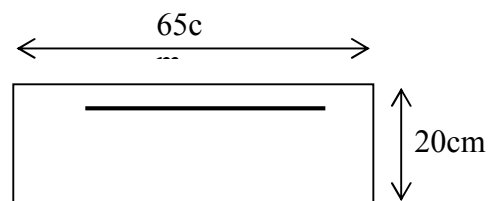
Donc on calcule une section rectangulaire ($b = 65\text{cm}$ et $h = 20\text{cm}$)

$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{7,394 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,025$

$\mu = 0,025 < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ S.S.A

$\mu = 0,025 \rightarrow \beta = 0,9875$

$A = \frac{M_{\text{max}}^t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{7,394 \times 10^5}{0,9875 \times 18 \times \frac{400}{1,15} \times 10^2} = 1,12 \text{ cm}^2$



Soit : $A = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$

Aux appuis :

$M_{\text{max}}^a = 6,318 \text{ KN.m}$

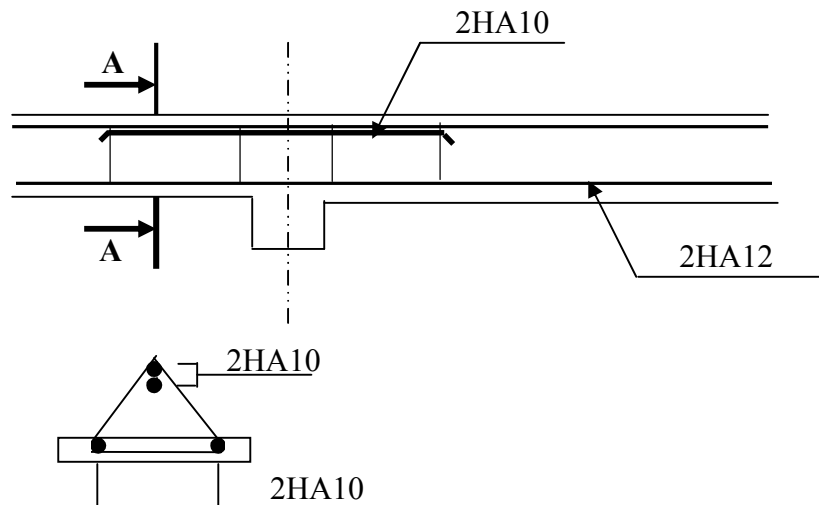
La table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur $b_0=12\text{cm}$ et de hauteur $h = 20\text{cm}$

$$\mu = \frac{M^a_{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6,318 \times 10^5}{12 \times 18^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,114 (\mu_l = 0,392 \Rightarrow S.S.A)$$

$$\mu = 0,114 \rightarrow \beta = 0,939$$

$$A_a = \frac{M^a_{\max}}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6,318 \times 10^3}{0,939 \times 18 \times \frac{400}{1,15}} = 1,07 \text{ cm}^2$$

Soit : 2HA10 = 1,57 cm²



Ferraille en coupe A-A

Fig.2 : Ferrailage des poutrelles

a) Armatures transversales : (Art.A.7.2.2/BAEL91)

$$\phi_t = \min(h/35, b_0/10, \phi_1)$$

$$\phi_t = \min\left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1,0\right) = 0,57 \text{ cm}$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de $\phi 6$

b) Espacement des armatures : (Art.A.5.1.22.BAEL91) :

$$S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(16,2 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

4) Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité :

➤ **En travée :**

$$A_{\min} = 0,23 b d f_{t28}/f_e = 0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1/400 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sur appuis :**

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

$$A_a = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2$$

b) Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u^{\max} = 12,847 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u^{\max} / b_0 d = 12,847 \times 10^3 / 120 \times 180$$

$$\tau_u = 0,6 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_d}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,6 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = V_u / 0,9 d \sum u_i \quad \text{avec } \sum u_i = 10,05 \text{ cm : somme des périmètres utiles des armatures}$$

$$\tau_{se} = \frac{12,847 \times 10}{0,9 \times 18 \times 10,05} = 0,79 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,79 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

d) L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art : A.5. 1. 313)

➤ **Sur le béton**

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

$$\bar{V}_u = 0,4 \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1,5} \times 0,9 \times 18 \times 12 = 129,6 \text{ KN}$$

$$V_u = 12,847 \text{ KN} < \bar{V}_u = 129,6 \text{ KN}$$

➤ **Sur l'acier :**

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M^a_{\max}}{0,9 d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1,15}{400} \left(-12,847 + \frac{-6,318}{0,9 \times 18} \right) < 0$$

⇒ Les armatures calculées sont suffisantes.

e) l'encrage des barres :

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,25 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit : $L_s = \phi \frac{f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = 1,0 \times \frac{400}{4 \times 2,25} = 44,44 \text{ cm}$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est : $L_c = 0,4 \times L_s = 17,78 \text{ cm}$

2) Vérification à l'ELS :

a) calcul des efforts :

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

$$q_s = G+Q = 3.374+0,975 = 4,349 \text{KN.ml}$$

$$q_u = 6,017 \text{ KN.ml}$$

$$(q_s/q_u) = 4,349 / 6,017 = 0,72$$

Les valeurs des moments à l'ELS sont représentées sur le diagramme suivant. Après application de la méthode des trois moments (exposée précédemment), on obtient les valeurs des moments données ci-dessous sous forme de diagrammes.

b) Les moments fléchissants :

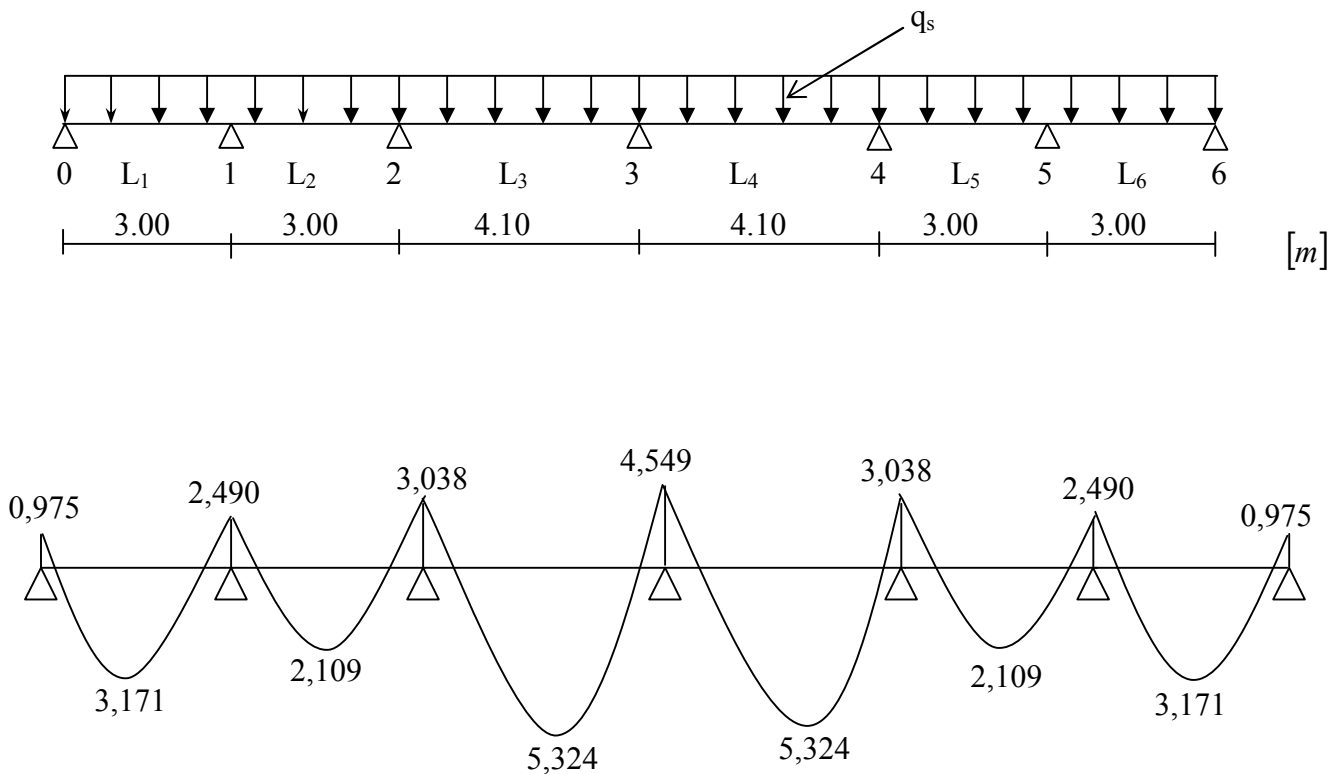
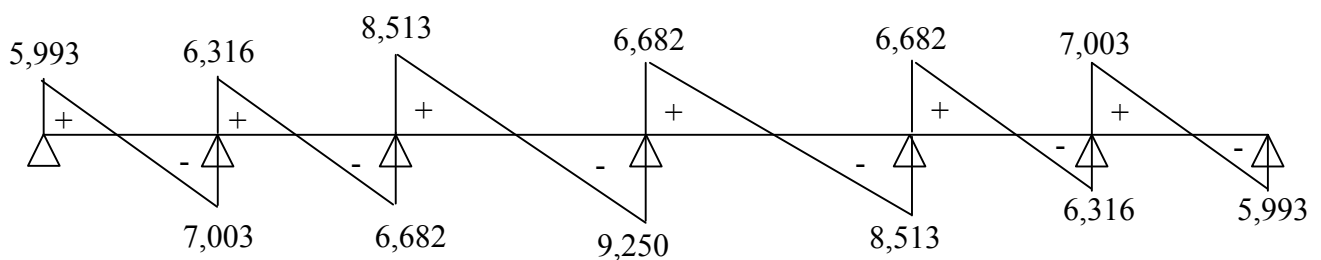


Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

c) Les efforts tranchants



d) La résistance à la compression du béton :

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

➤ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \quad M_s = 5,324 \text{ KN.m} \quad A_s = 2,62 \text{ cm}^2$$

➤ **Sur appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \quad M_s = 4,549 \text{ KN.m} \quad A_s = 1,57 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Zone	M _s [KN.m]	A _s [cm ²]	ρ ₁	β ₁	K	σ _s [MPa]	σ _{bc} [MPa]	σ̄ _{bc} [MPa]
Appuis	4,549	1,57	0,726	0,877	0,039	183,54	7,16	15
Travée	5,324	2,62	1,212	0,850	0,054	132,81	7,17	15

Des deux vérifications ci-dessus on conclut que les contraintes dans le béton sont vérifiées.

Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2/ BAEL91)

$$b) f_i = \frac{M_s l^2}{4 E_i I f_i} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = b_0 h + (b - b_0) h_0 + 15 A$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2,62 = 491,3 \text{ cm}^2$$

Moment isostatique de la section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S /_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2,62 \times 18 = 3531,4 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = 7,19 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 12,81 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = 20197,95 \text{ cm}^4$$

M_s : Moment fléchissant max à L'ELS

E_v : Module de déformation différée du béton

I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations

B_0 : section homogène

p : le rapport de l'aire (A) dans la section des armatures tendues à l'aire de la section utile de la nervure

$$\rho_1 = \frac{100 A}{b_0 d} = \frac{100 \times 2,62}{12 \times 18} = 1,213$$

$$\rho_1 = 1,213 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0,981$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,012 \left(2 + 3 \frac{12}{65} \right)} = 3,426$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1,370$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A} = \frac{5,324 \cdot 10^3}{0,981 \times 18 \times 2,62} = 115,08 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,012 \times 115,08 + 2,1} = 0,518$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 20197,95}{1 + 1,370 \cdot 0,518} = 12995,41$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1,1 \times 20197,95}{1 + 3,426 \cdot 0,518} = 8007,35$$

$$E_i = 32164,2 \text{ MPa} \quad , E_v = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{5,324 \times 10^6 \times (4100)^2}{10 \times 10818,86 \times 12995,41 \cdot 10^4} = 6,36 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4100}{500} = 8,2 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad f < \bar{f} \quad \Rightarrow \quad \text{la flèche est vérifiée}$$

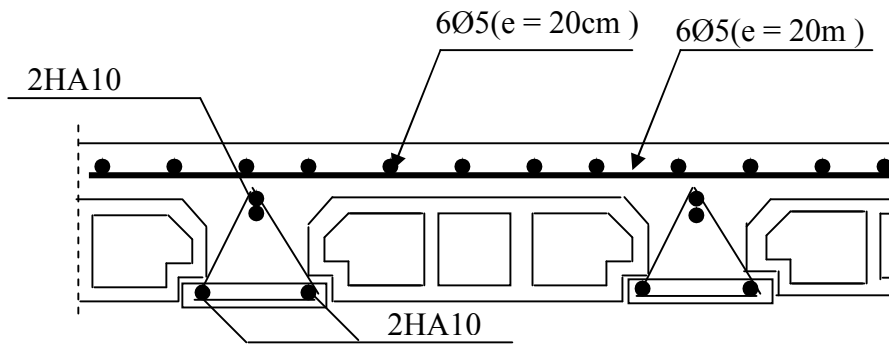


Fig3.Plan de ferrailage du plancher

III-4) Les balcons :

Les balcons à calculer sont les balcons en dalle pleine qui ont pour dimensions :

Largeur : 1,10m

Longueur : 2,70m

Le balcon est constitué d'une dalle pleine reposant sur la poutre de rive avec un garde corps de hauteur h=1m en brique creuse de 10cm d'épaisseur

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par

$$e_p > \frac{L}{10} = \frac{110}{10} = 11 \text{ cm}$$

Soit $e_p = 15\text{cm}$

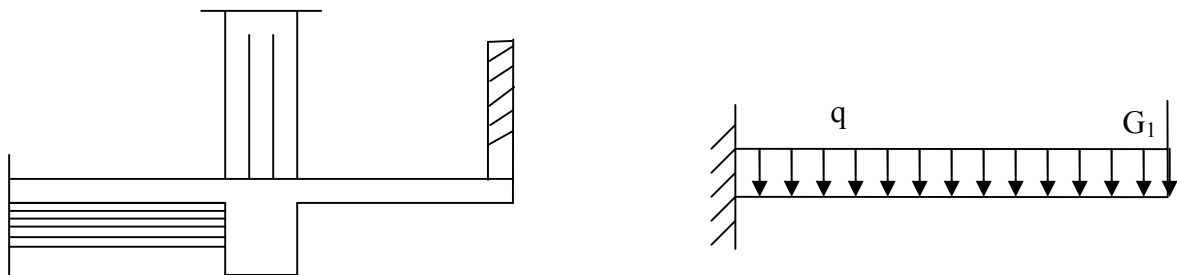


Fig. -1- Schéma statique du balcon.

III-4-1) Détermination des charges et surcharges:

Nous considérons une bande de 1m de balcon.

a- Charges permanentes:

- poids de revêtement (2cm).....0,44KN/ml;
- Mortier de pose (2cm).....0, 44 KN/ml;
- couche de sable(2cm).....0,36 KN/ml;
- poids propre de la dalle.....25x0,15 x1=3,75 KN/ml;
- Enduit en ciment(2cm)..... 0.36KN/ml.

-main courante.....1kn/ml
 $G = 6,35\text{KN/ml}$.

b- charge concentrée :

Poids propre du garde corps..... $G=13 \times 0,1=1,3 \text{ KN/ml}$.

c- surcharge d'exploitation:..... $Q=3,5 \text{ KN/ml}$.

III-4-2) Calcul à l'état limite ultime

Le balcon travaille en flexion simple.

1)- Combinaison de charges:

- Dalle: $q_u=1,35G+1,5Q=1,35 \times 6,35+1,5 \times 3,5=13,82 \text{ KN/ml}$;
- Garde corps: $g_{u1}=1,35G_1=1,35 \times 1,3=1,755 \text{ KN/ml}$.

❖ **Le moment provoqué par la charge q_u est:**

$$M_{qu} = \frac{-q_u l^2}{2} = \frac{-13,82 \times (1,1)^2}{2} = -8,36 \text{ KNm}.$$

❖ **Le moment provoqué par la surcharge g_{u1} est:**

$$M_{gu1} = -g_{u1} \times L = 1,755 \times 1,1 = -1,93 \text{ KN.m}$$

Le moment total est: $M_u = M_{qu} + M_{gu1} = 10,29 \text{ KN.m}$.

Le signe (-) veut dire que la fibre supérieure est tendue

2)-Ferrailage :

➤ **Armatures principales:**

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

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8,88 \cdot 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,043 < 0,392$$

====> section simplement armée

$$\mu_u = 0,043 \implies \beta = 0,978$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8,88 \cdot 10^3}{0,978 \times 12 \times 348} = 2,17 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 = 3,14 cm avec un espacement $S_t = 25\text{cm}$.

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,78 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 = 2,01 cm² avec $S_t = 25\text{cm}$

3)- Vérification à l'ELU

a)-Vérification de la condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23(100) \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,17 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,45 \text{ cm}^2 \implies \text{condition vérifiée.}$$

b)- Vérification au cisaillement :

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

$$V_u = q_u \times l + g_{u1} = 12,47 \times 1,1 + 1,21 = 14,932 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{14,932 \cdot 10^3}{1000 \cdot 120} = 0,124 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,1 \cdot f_{c28}, 4 \text{ MPa}\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \implies \text{condition vérifiée}$$

c)-Vérification de l'adhérence des barres :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times 3,14 \times 10 = 125,6 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{14,932 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 125,6} = 1,10 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \implies \text{condition vérifiée.}$$

d)- Longueur de scellement :

La longueur de scellement droit est donnée par la loi:

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\bar{\tau}_s}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835$$

$$L_s = \frac{10 \cdot 400}{4 \times 2,835} = 352,7 \text{ mm} \implies \text{soit: } L_s = 36 \text{ cm}$$

\implies Soit des crochets de longueur $L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 36 = 14,4 \text{ cm.}$
Soit $L_a = 15 \text{ cm.}$

e)- Ecartement des barres :

◆ **Armatures principales:**



$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \implies \text{condition vérifiée.}$$

◆ **Armature de répartition:**

$$S_t = 25\text{cm} \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \implies \text{condition vérifiée.}$$

III-4 3) Calcul à l'ELS :

1- Combinaison de charge:

- Dalle: $q_s = G + Q = 5,35 + 3,5 = 8,85\text{KNm}$
- Garde corps : $g_{s1} = 0,9\text{KNm}$

2-Calcul des moments :

$$M_s = M_{qs} + M_{gs1} = \frac{q_s l^2}{2} + g_{s1} L = \frac{8,85 \cdot (1,1)^2}{2} + (0,9 \times 1,1) = 6,34\text{KNm}$$

$$M_s = 6,34\text{KNm.}$$

3-Vérification à l'ELS:

a) vérification des contraintes dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$M_s = 6,34\text{MPa}$$

$$b_0 \frac{y^2}{2} - h A_s (d - y) = 0 \implies 50y^2 + 47,1y - 565,2 = 0 \implies y = 2,92\text{cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + h A_s (d - y)^2 \implies I = 4713,12\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{6,34 \times 10^3}{4713,12} 2,92 = 3,92\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,92 < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

La condition est vérifiée

b) vérification de la contrainte d'acier :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

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

Avec :

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \frac{6,34 \times 10^3}{4713,12} (12 - 2,92)$$

$$\sigma_s = 183,21\text{MPa}$$

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \implies$ La condition est vérifiée

c) vérification de la flèche :

Pour dispenser du calcul de la flèche on vérifie :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} = \frac{15}{110} = 0,136 \\ \frac{1}{16} = 0,0625 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \text{ condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{h}{L} = \frac{15}{110} = 0,136 \\ \frac{M_t}{10M_0} = \frac{8,88}{10 \times 8,88} = 0,1 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \text{ condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{A_t}{bd} = \frac{3,14}{100 \times 12} = 0,0026 \\ \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ condition vérifiée}$$

Conclusion :

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

Remarque ;

Le schéma de ferrailage dans les plans de ferrailage

III-5) Porte à faux :

III-5-1) Dimensionnement de porte à faux :

Il sera assimilé à une console encastrée à une extrémité réalisé en dalle pleine.

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur sous les sollicitations suivantes :

Q : charges et surcharges verticales revenant aux porte à faux.

G : Charge concentrée verticale due à l'effet du poids propre du mur double cloison.

L'épaisseur de porte à faux est déterminée comme suit :

$$e_p = \frac{L}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ cm} \quad \text{Soit } e_p = 20 \text{ cm}$$

III-5-2) Détermination des charges et surcharges:

Nous considérons une bande de 1m de porte à faux.

a- Charges permanentes:

Eléments	e _p (cm)	Poids en (Kn/m ²)
Poids de revêtement	2	0,44
Mortier de pose	2	0,44
Couche de sable	2	0,36
Poids propre de la dalle	20	5,00
Enduit en plâtre	2	0,2
		G=6,44

b-La charge concentréeG=7,893KN/ml.

c- surcharge d'exploitation:..... Q=1,5KN/ml.

III-4-2) Calcul à l'état limite ultime

1)- Combinaison de charges: 1,35G +1,5Q

$$q_u = 1,35 \times 6,44 + 1,5 \times 1,5 = 10,944 \text{ Kn / m}$$

❖ **Le moment provoqué par la charge q_u est:**

$$M_{qu} = \frac{-q_u l^2}{2} = \frac{-10,944 \times (1,5)^2}{2} = -12,312 \text{ Kn.m}$$

❖ **Le moment provoqué par la charge G₁ est:**

$$M_{q_{u1}} = q_{u1} \times L = -10,655 \times 1,5 = -15,982 \text{ Kn.m}$$

Le moment total est: M_u = M_{qu} + M_{q_{u1}} = -28.294KN.m.

Le signe (-) veut dire que la fibre supérieure est tendue

2)-Ferrailage :

➤ **Armatures principales:**

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{28.294.10^3}{100 \times 17^2 \times 14,2} = 0,068 < 0,392$$

====> section simplement armée

$$\mu_u = 0,068 \implies \beta = 0,965$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{28.294.10^3}{0,965 \times 17 \times 348} = 4.956 \text{ cm}^2$$

Soit 6HA12 = 6.79 cm² avec un espacement S_t= 20cm.

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.697 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA8 = 2,51cm² avec S_t=20cm

3)- Vérification à l'ELU :

a)-Vérification de la condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23(100) \times 17 \times \frac{2,1}{400} = 2.05 \text{ cm}^2$$

A=6.79cm² > A_{min}=2.05cm² ==> condition vérifiée.

b)- Vérification au cisaillement :

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

$$V_u = q_u \times l + q_{ul} = 10.944 \times 1.5 + 10.655 = 27.07 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{27.07.10^3}{1000.170} = 0,159 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,1.f_{c28}, 4 \text{ MPa}\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \implies \text{condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b)-Vérification de l'adhérence des barres :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\sum U_i = n. \pi. \phi = 5 \times 3,14 \times 12 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{27,07.10^3}{0,9 \times 170 \times 18,84} = 0,939 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \implies \text{condition vérifiée.}$$

d)- Ecartement des barres :

◆ **Armatures principales:**

$$S_t = 20\text{cm} \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \implies \text{condition vérifiée.}$$

♦ **Armatures de répartition:**

$$S_t = 20\text{cm} \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \implies \text{condition vérifiée.}$$

III-5 3) Calcul à l'ELS :

1- Combinaison de charge:

- $q_s = G + Q = 6.44 + 1.5 = 7.94 \text{KN/ml}$
- $q_{s1} = G_1 = 7,893 \text{KN/ml}$

2-Calcul des moments :

$$M_s = M_{qs} + M_{qs1} = -\left(\frac{q_s l^2}{2} + q_{s1} \times l\right) = -\left(\frac{7,94 \cdot (1,5)^2}{2} + (07,893 \times 1,5)\right) = 6,34 \text{KNm}$$

$$M_s = 20,772 \text{KNm.}$$

3-Vérification à l'ELS:

a) vérification ferrailage :

$$\mu = \frac{M_s}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{20.772 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14.2} = 0.0506$$

$$\mu = 0.0506 \implies \beta = 0.974$$

$$A = \frac{M_s}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{20.772 \times 10^3}{0.974 \times 17 \times 348} 3.60 < A_{ad} = 6.79 \text{cm}^2$$

le ferrailage adopté à l'ELU est vérifié.

b) vérification des contraintes dans le béton :

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

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

La nuance des aciers est FE 400

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

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

$$\gamma = \frac{28.294}{20.772} = 1.362$$

$$\mu = 0.068 \implies \alpha = 0.0881 \leq \frac{1.362 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.431$$

$$\alpha = 0.0881 \leq 0.431 \quad \text{condition vérifiée}$$

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

c) Longueur de scellement :

Chapitre III..... Calcul des éléments

La longueur de scellement droit est donnée par la loi:

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{12.400}{4 \times 2,835} = 423.280 \text{ mm} \Rightarrow \text{soit: } L_s = 42$$

⇒ Soit des crochets de longueur $L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42 = 16,8 \text{ cm}$.
Soit $L_a = 17 \text{ cm}$.

Remarque ;

Le schéma de ferrailage dans les plans de ferrail

III-6) Etude de la salle machine :

Introduction :

Le bâtiment comporte deux cages d'ascenseurs de caractéristiques identiques (donc il suffit d'étudier une seule), de vitesse d'entraînement $V = (1 \text{ m/s})$, la surface de la cabine est de $(1,60 \times 1,15) \text{ m}^2$ et la charge totale que transmet le système de levage et la cabine chargée est de 57 kN .

III-6-1) Calcul de la dalle pleine du local machine :

La dalle repose sur quatre appuis, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD.

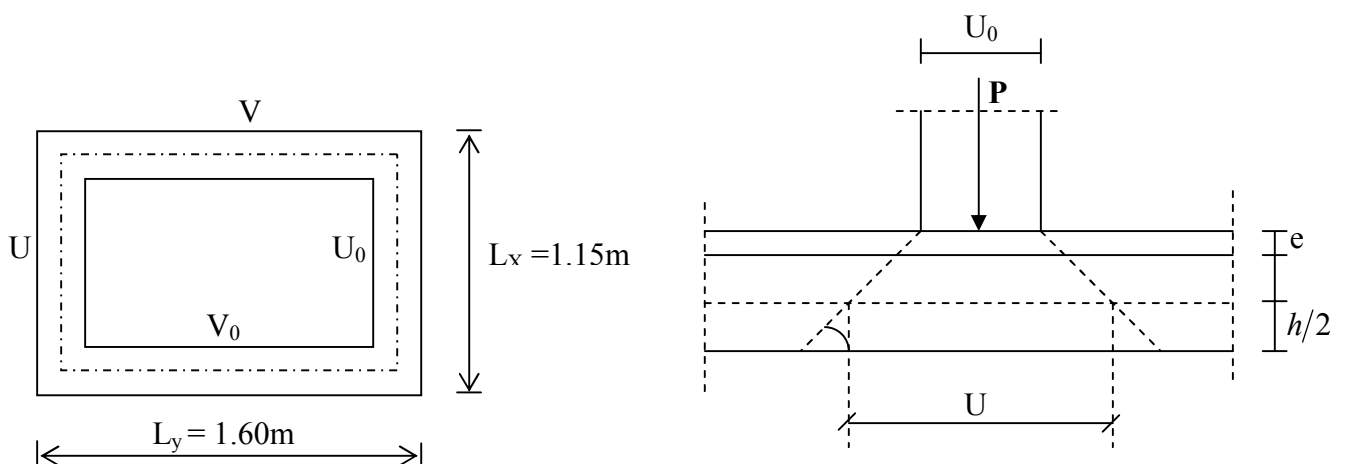


Figure60

III- 6-2) Dimensionnement :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$h_t \geq \frac{160}{40} = 4\text{cm}$$

La limite de l'épaisseur minimale d'une dalle est de 12cm, on opte pour $e_p=15\text{cm}$.

Epaisseur du revêtement : $e=5\text{cm}$.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{115}{160} = 0,7 \rightarrow 0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} = 0,7 \leq 1.$$

La dalle travaille dans les deux sens

$$\begin{cases} U = u_0 + 2e + h \\ V = v_0 + 2e + h_0 \end{cases}$$

h_0 : Épaisseur de la dalle.

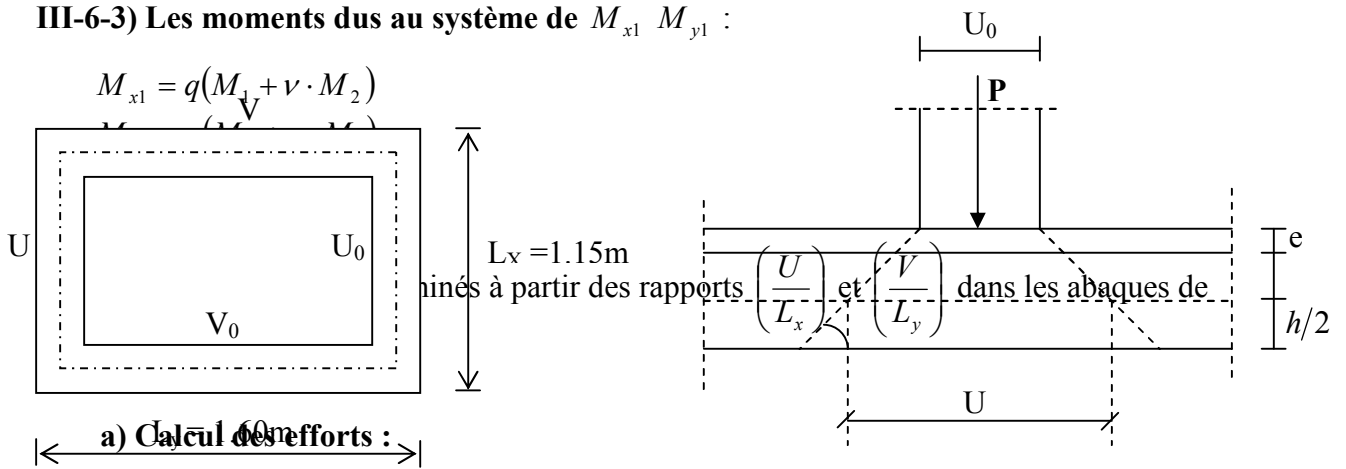
Avec : $k=2$ pour un revêtement en béton.

$$U = 75 + 2 \times 5 + 15 = 100\text{cm}$$

$$V = 75 + 2 \times 5 + 15 = 100\text{cm}$$

III-6-3) Les moments dus au système de M_{x1} M_{y1} :

$$M_{x1} = q(M_V + \nu \cdot M_2)$$



a) Calcul des efforts :

A partir des abaques de PIGEAUD :

Figure.1

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,7 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{100}{115} = 0,87 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{100}{160} = 0,625 \end{array} \right. \quad \text{D'où } M_1 = 0,1005, \quad M_2 = 0,0605 \quad (\text{tableau de PIGEAU})$$

À L'ELU :

$$v = 0$$

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

$$q_u = 1,35 \times 57 + 1,5 = 78,45$$

$$M_{x1} = 78,45 \times 0,1005 = 7,88 \text{KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{y1} = 78,45 \times 0,0605 = 5,09 \text{KN} \cdot \text{m}$$

Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

Pour : $\rho = 0,7 \xrightarrow{\text{tableau}} \mu_x = 0,0683$
 $\mu_y = 0,436$

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

$$q_u = 1,35 \times (25 \times 0,15) + 1,5 \times 1$$

$$q_u = 6,56 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$M_{x2} = 0,0683 \times 6,56 \times (1,15)^2 = 0,6 \text{KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{y2} = 0,436 \times 0,6 = 0,26 \text{KN} \cdot \text{m}$$

b) Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7,73 + 0,6 = 8,33 \text{KN} \cdot \text{ml}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4,65 + 0,26 = 4,91 \text{KN} \cdot \text{ml}$$

Remarque :

Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0,85) et en appuis par (0,3) pour tenir compte de la continuité des dalles.

III-6-4) Ferrailage :

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur.

Sens x-x :

➤ **Aux appuis :**

$$Ma = 0,3M_x = 0,3 \times 8,33 = 2,499 \text{ KN.m}$$

$$h_t - 2 = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$\mu_b = \frac{Ma}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2,499 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,01 < \mu_R = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée.

$$\mu_b = 0,01 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,995$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{2,499 \times 10^3}{0,995 \times 0,13 \times 348 \times 10^6} = 0,55 \text{ cm}^2$$

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

➤ **En travée :**

$$M_t = 0,85M_x = 0,85 \times 8,33 = 7,08 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{7,08 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,03 < \mu_R = 0,392 \text{ cm}$$

⇒ La section est simplement armée :

$$\mu_b = 0,03 \rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_t = \frac{7,08 \times 10^3}{0,985 \times 0,13 \times 348 \times 10^6} = 1,58 \text{ cm}^2$$

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

III-6-5) Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité : (Art : B.7.4/BAEL91) :

$$A \geq bh \frac{\rho_o}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right)$$

$$A \geq bh \frac{\rho_o}{2} (3 - \rho)$$

$$\rho_o = 0,8 \text{ ‰} \quad \text{Pour les HA400}$$

$$A \geq 100 \times 15 \times \frac{0,0008}{2} (3 - 0,7) = 1,38 \text{ cm}^2$$

$$A > 1,38 \text{ cm}^2$$

⇒ La condition est vérifiée.

b) Diamètre minimal des barres : (art A-8.2.42 BAEL91) :

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à un chargement concentré doit être égal à la :

$$\text{Direction la plus sollicitée : } St \leq \min(2h; 25 \text{ cm})$$

$$\text{Direction perpendiculaire : } St \leq \min(3h; 33 \text{ cm})$$

Armatures supérieures : $St = 25cm \leq \min(2h; 25cm) = 25cm.$

Armatures inférieures : $St = 25cm \leq \min(3h; 33cm) = 33cm.$

c) Vérification au poinçonnement :

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$Pu \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : Pu : charge de calcul à l'ELU

μ_c : Périmètre du contour

h : Épaisseur de la dalle

$$\mu_c = 2(U + V)$$

$$\mu_c = 2(1+1) = 4m$$

$$Pu \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$Pu \leq \frac{0,045 \times 4 \times 0,15 \times 25 \cdot 10^3}{1,5}$$

$$Pu = 1,35 \times 57 = 76,95KN \leq 450KN \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

d) Vérification de la contrainte tangentielle :

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge ; et on a $U = V$

Donc :

Au milieu de U on a :

$$Vu = \frac{P}{(2U0 + V0)}$$

$$Vu = \frac{57}{2 \times 1 + 1} = 19KN$$

Au milieu de V on a :

$$Vu = \frac{P}{3U0}$$

$$Vu = \frac{57}{3 \times 1} = 19 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{19 \cdot 10^3}{1000 \times 130} = 0,14 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{1,5}; 5 \text{ Mpa} \right\}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \{ 0,13 f_{c28}; 5 \text{ Mpa} \} = 3,25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,14 \text{ Mpa} < \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ Mpa}$$

⇒ condition vérifiée

III-6-6) Vérification à l'ELS :

a) Evaluation des moments :

a-1) Les moments engendrés par le système de levage :

à l' ELS : $\nu = 0,2$

$$M_{x1} = q_s \times (M_1 + \nu \cdot M_2)$$

$$M_{y1} = q_s \times (M_2 + \nu \cdot M_1)$$

avec :

$$q_s = P = 57 \text{ KN}$$

$$M_1 = 0,1005$$

$$M_2 = 0,0605$$

$$M_{x1} = 57 \times (0,1005 + 0,2 \times 0,0605) = 6,42 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{x2} = 57 \times (0,0605 + 0,2 \times 0,1005) = 4,6 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

a-2) Les moments engendrés par le poids propre de la dalle :

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times (L_x)^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

avec :

$$q = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\mu_x = 0,0683$$

$$\mu_y = 0,436$$

$$M_{x2} = 0,0683 \times 4,75 \times (1,15)^2 = 0,43 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{y2} = 0,436 \times 0,43 = 0,19 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

a-3) Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6,42 + 0,43 = 6,85 \text{KN} \cdot \text{m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4,6 + 0,19 = 4,79 \text{KN} \cdot \text{m}$$

Remarque :

Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0,85) et en appuis par (0,3) pour tenir compte de la continuité des dalles.

b) Vérifications des contraintes dans le béton et les aciers :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s}$$

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

avec :

$$\rho_1 = \frac{100A}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,155$$

$$\rho_1 = 0,155 \rightarrow \beta_1 = 0,935 \rightarrow \alpha_1 = 0,195$$

$$\Rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,195}{15(1 - 0,195)} = 0,016$$

+

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	Sens	$M_s [KN.m]$	ρ_1	β_1	K	σ_{st}	σ_{bc}	observation
Sur appuis	X-X	2,055	0,155	0,935	0,016	84,22	1,34	Vérifiée
	Y-Y	1,437	0,155	0,935	0,016	58,89	0,942	Vérifiée
En travée	X-X	5,822	0,155	0,935	0,016	238,6	3,81	Vérifiée
	Y-Y	4,071	0,155	0,935	0,016	166,84	2,66	Vérifiée

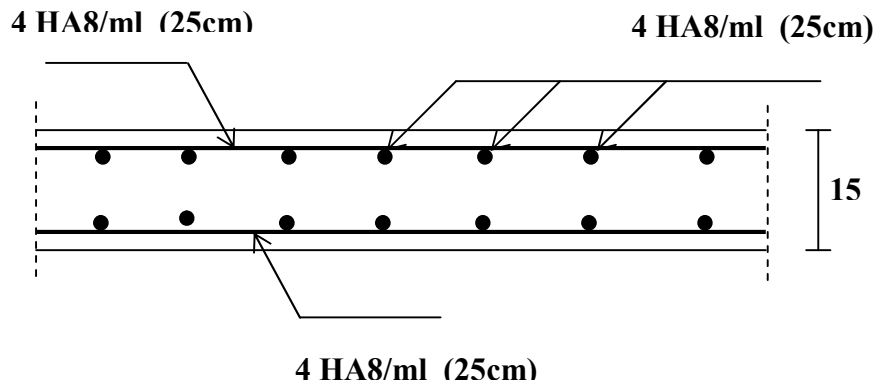


Schéma de ferrailage de la dalle pleine de la salle machine

IV. Présentation de l'ETABS

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

Elément :élément

Restraints : degrés de liberté(D.D.L)

Loads : charge

Uniformed loads : point d'application de la charge

Defîne : 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 du ETABS (fig.1)



Etabs.Ink

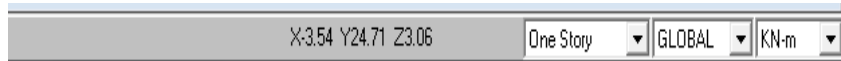
IV-5 : Etapes de modélisation

: IV-5.1 : Première étape

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

a) Choix des unités :

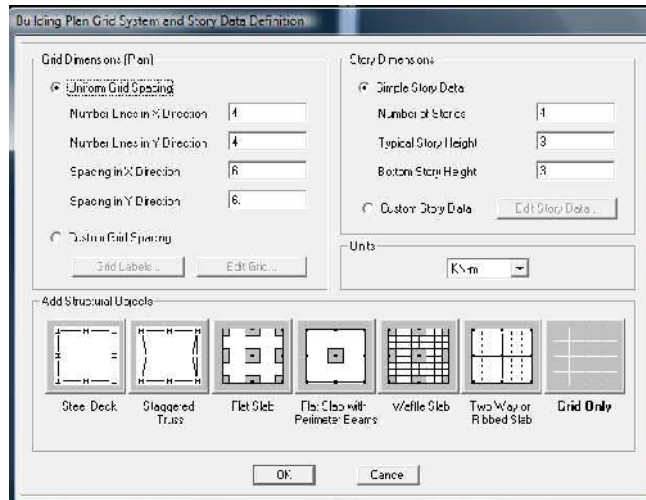
On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements :



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**.

3) Modification de la géométrie de base :

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

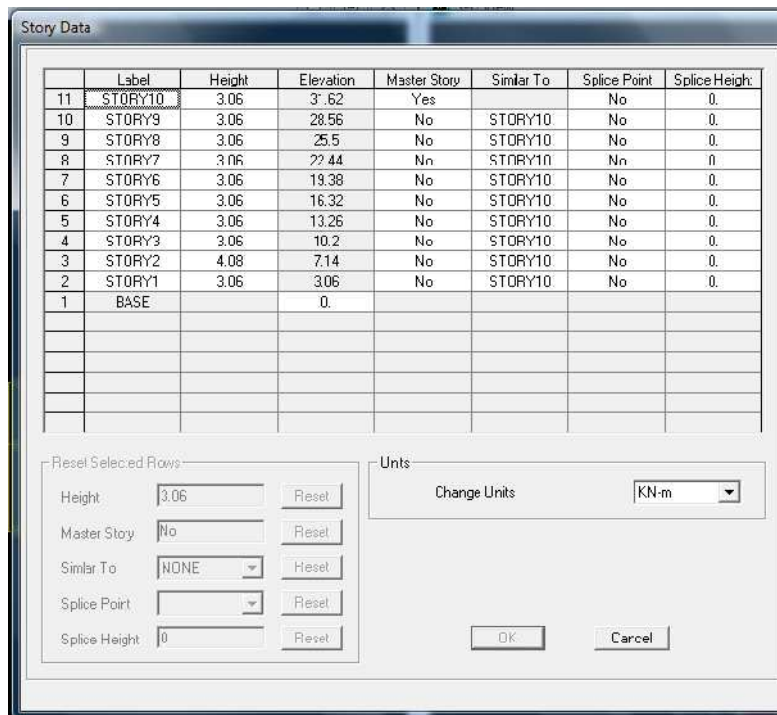
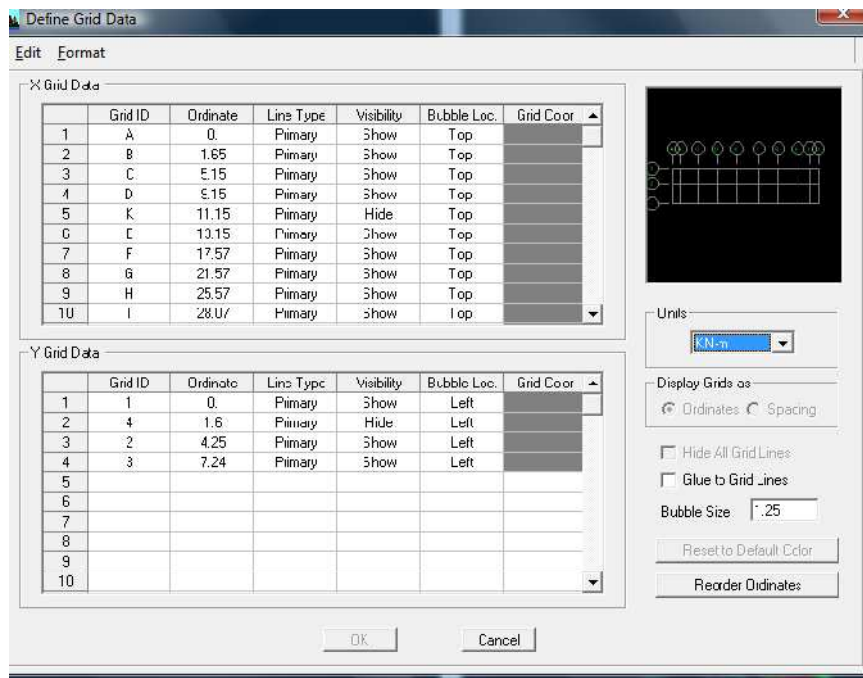
- On clique sur le bouton droit de la souris.
- On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**
- Pour modifié les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story**

Data.

Suivant x : 0, 1.65, 5.15 ,9.15 ,11.15 ,13.15, 17.57, 21,57 ,25.57, 28.07 ,30.57 .

Suivant y : 0, 1.6, 4.24, 7.24 ;

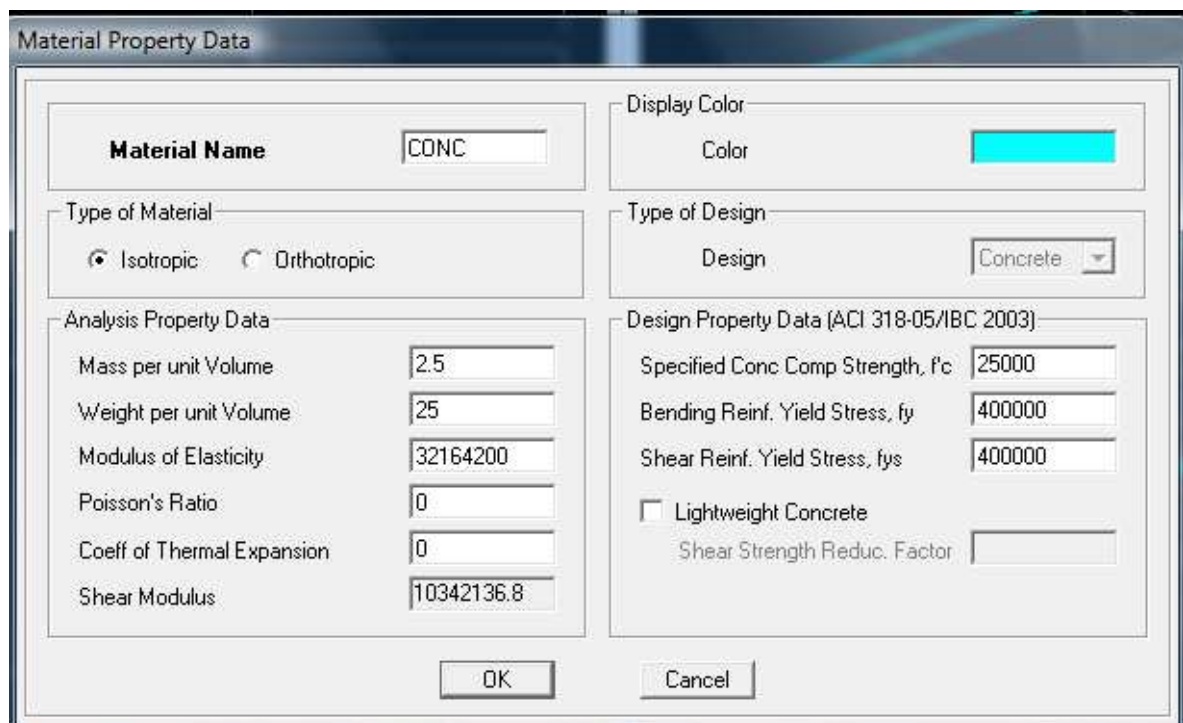
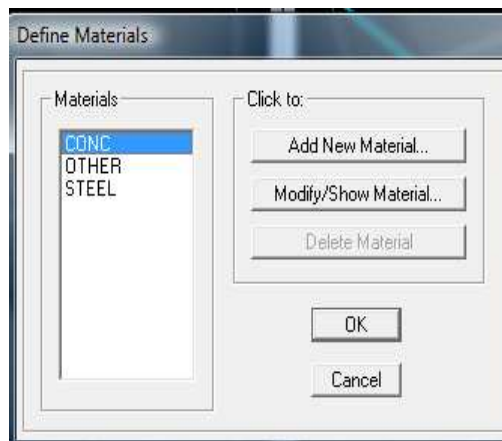
Suivant z : 0, 3.06, 7.14 ,10.2, 13.26, 16.32, 19.32, 22.44 ,25.5 ,28.56, 31,62 ;



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 sélectionns le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

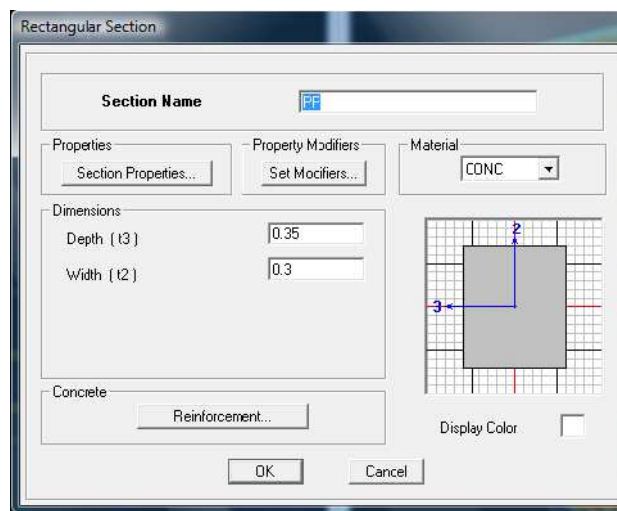
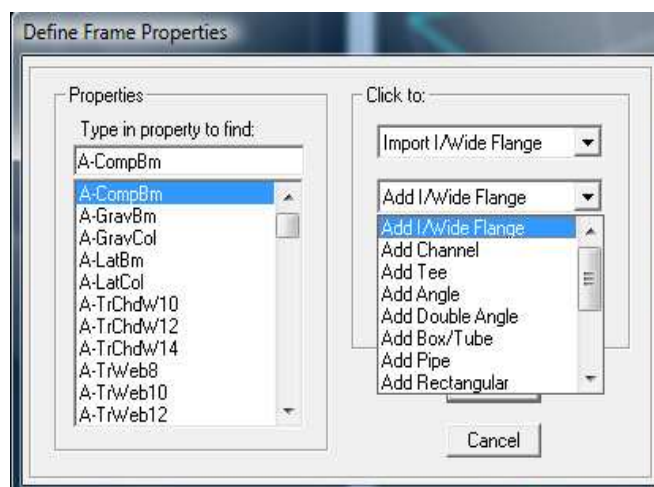


IV -4.3) Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affectation 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 **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).



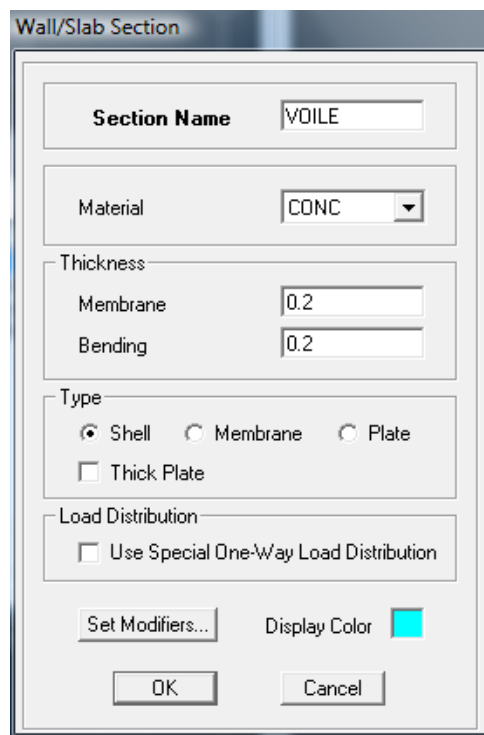
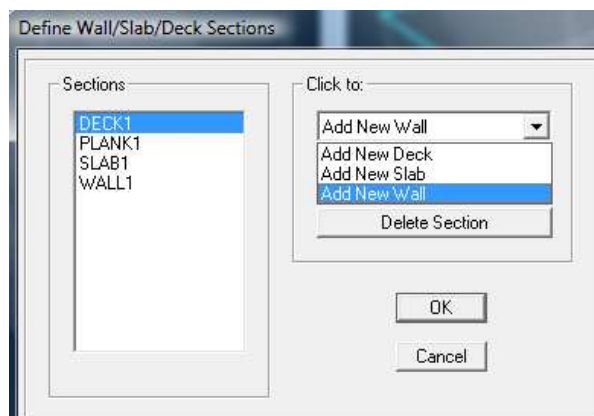
Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

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 :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

1) Charges statiques (G et Q):

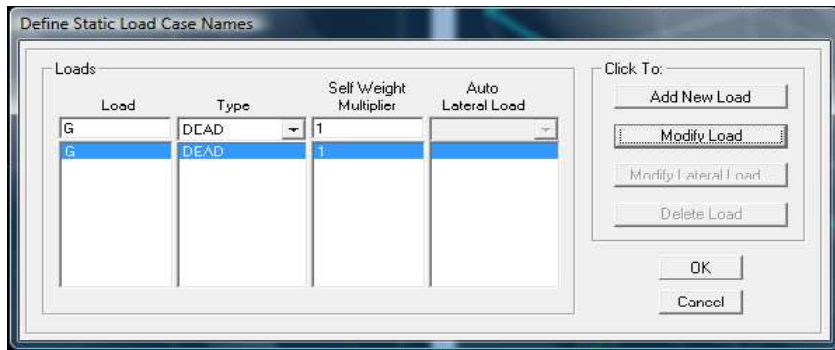
La structure est soumise a des charges permanentes (**G**), et a des surcharges d'exploitation **Q**, pour les définir on clique sur : **Define Load Cases.** →

Charges permanentes :

Load Name (Nom de la charge): **G**

Type : **DEAD** (permanente)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **1**

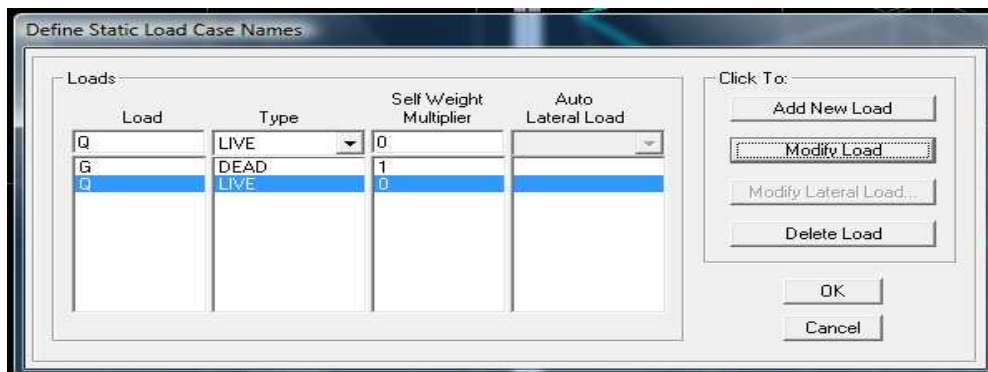


Surcharges d'exploitation :

Load Name (Nom de la charge): **Q**

Type : **LIVE** (exploitation)

Self weight multiplier (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'accélération (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 a sismicité moyenne, voir **Annexe 1** du **RPA 2003**)

Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir chapitre **3.2** du **RPA 2003**)

Coeff comportement : Portiques auto stable avec remplissage

Remplissage : Dense (Cloisons en maçonnerie)

Site : S3 (Voir rapport de sol **Chapitre 1**)

Facteur de qualité (Q):

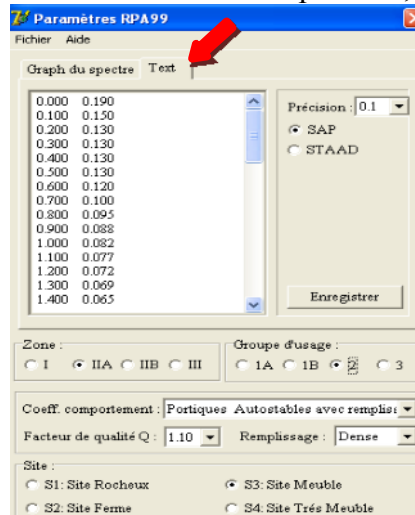
$$Q=1+\sum P_q$$

$$Q=1.15$$

-On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icone

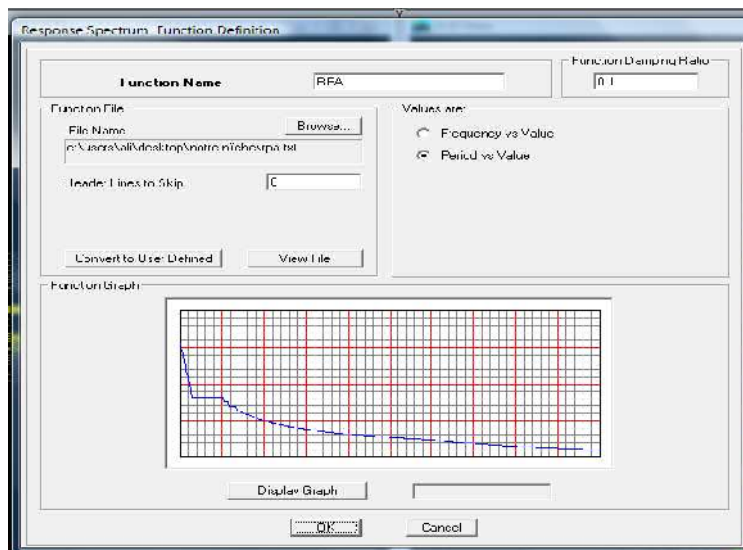


Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text** .



Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

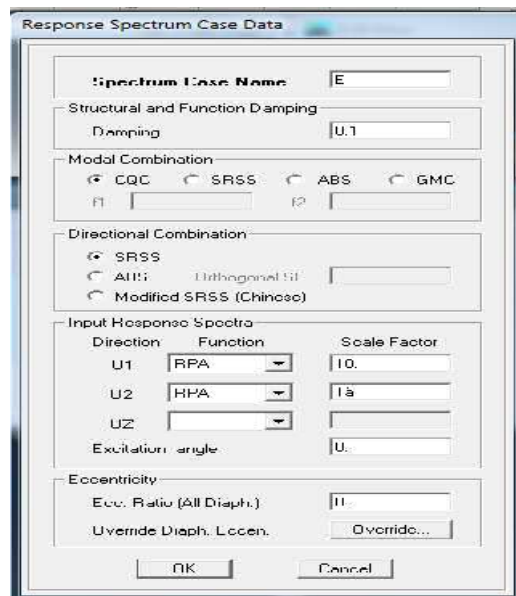
Define → **Response Spectrum Functions** → **Spectrum from file**



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 → **Reponses spectrum cases** → **Add New Spectrum**

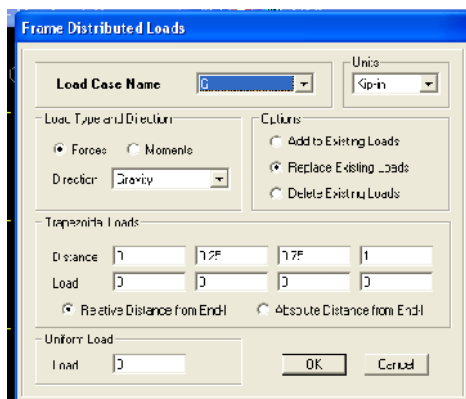


Dans la partie **Input response spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux direction principales (**U1** et **U2**) .

IV -4.5) 5^{ème} étape : chargement des poutres :

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement **linéaire** qui lui revient en cliquant sur :

Assign → **Frame/line loads** → **Distributed** 



Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

IV-4.6) 6^{ème} 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

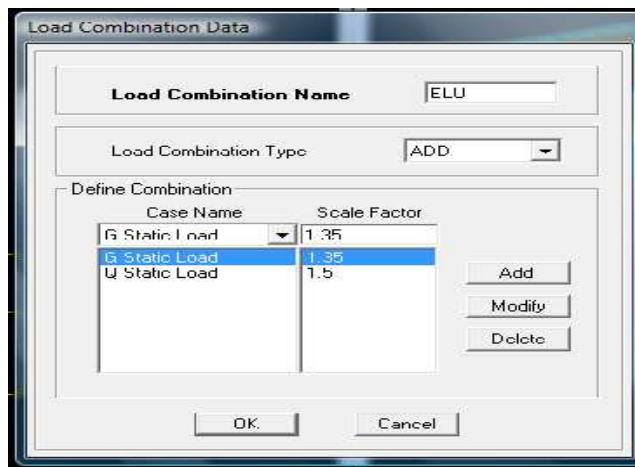
Combinaisons accidentelles du RPA :

GOE : G+Q±E

08GE : 0.8G±E

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → **load Combinations** → **Add New Combo**



On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

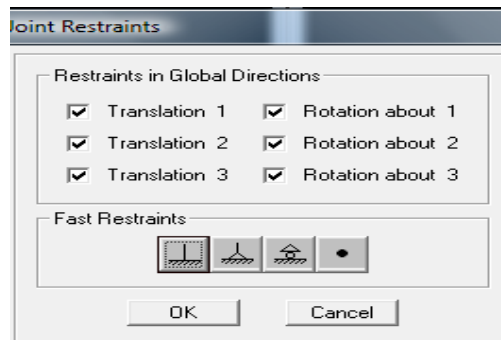
IV-4.7) 7^{ème} étape : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

APPUIS :

Les poteaux sont supposés **parfaitement encasté** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du **RDC** puis on clique sur :

Assign → **Joint/point** → **Restraints**

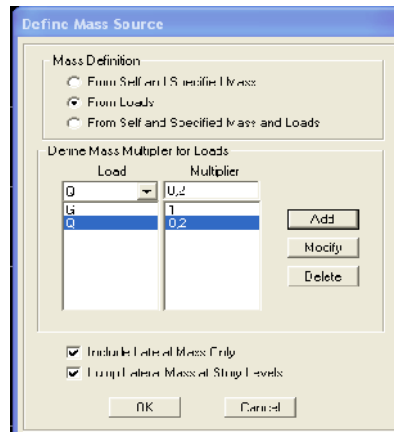


Mass- Source :

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.

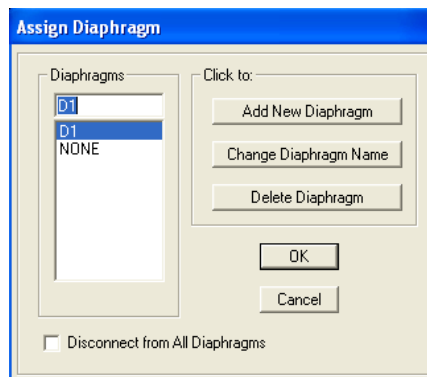


Diaphragmes :

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** → **Diaphragm** → **Add 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) 8^{ème} étape : Analyse et visualisation des résultats.

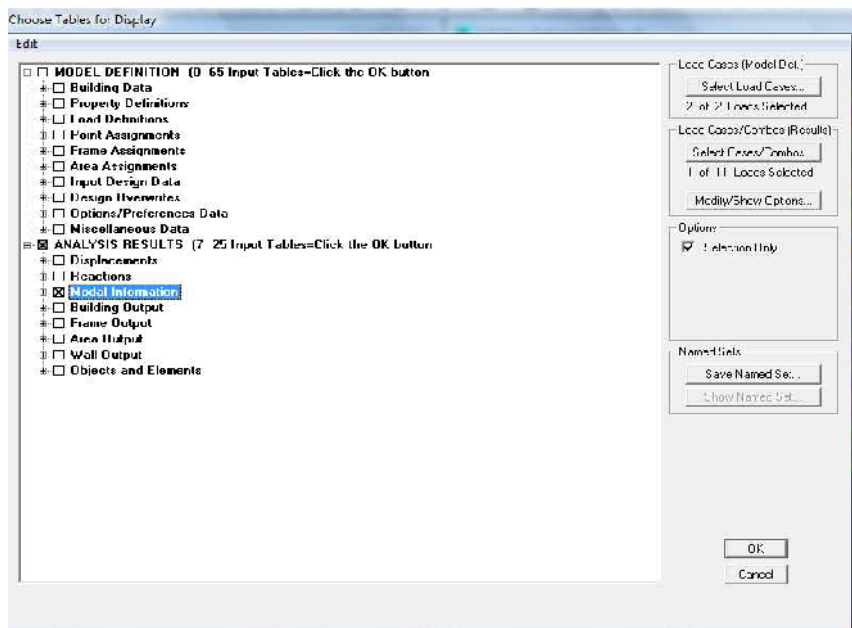
Lancement de l'analyse :

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 click sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».



Déformée de la structure :

On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape** d'actions.



et on sélectionne une combinaison

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.

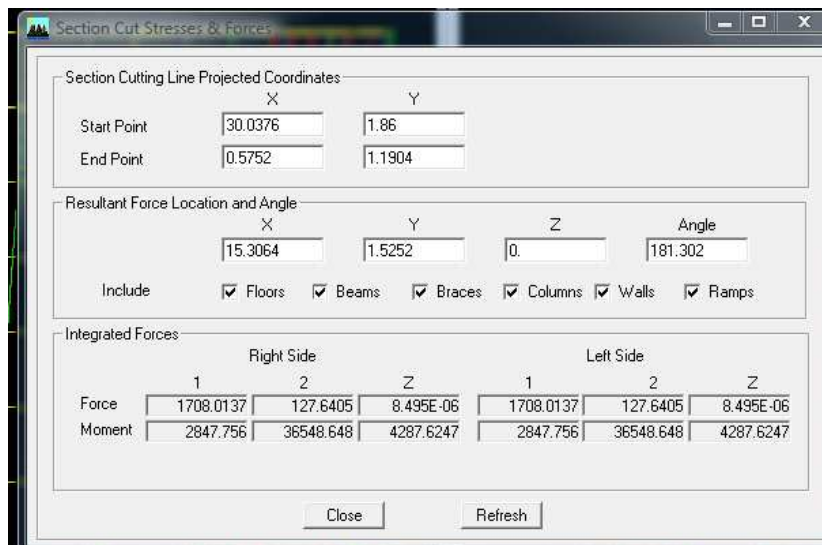
Effort tranchant et moment sismique à la base :

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **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 selectionne le plan XZ.

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on selectionne 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 **Sahels** on aura l'effort repris par les portiques et on désélectionnant la case **Frames** nous aurons l'effort repris par les voiles.

Tous les graphes peuvent être imprimés **FILL-PRINT GRAPHIES**(C est la fenêtre active qui va être imprimé et pour activer une fenêtre d'affichage on a qu'à cliquer dessus)

Lorsque l'analyse est effectuée .ETABS (VEROUILLE) le modèle .ainsi .pendant toute l'étape de visualisation des résultats.il est impossible de modifier

(géométrie,connectivité,matériaux,appuis,etc)l'icône de verrouillage dans la barre d'outils en haut de l'écran enfoncer pour faire des modifications il faut d'abord déverrouiller le fichier en cliquant sur

L'icône déverrouiller.

-Lors de l'exécution, **ETABS**, crée une multitude de fichiers avec différentes extensions.

-Une fois qu'on a fermé le fichier, pour l'ouvrir une autre fois on passe par ;**FILE** puis **IMPORT** ensuite on va chercher le fichier qui a l'extension **EDB**

-On peut même ferrailer avec **ETABS**, mais suivant les règlements Anglais ,Australiens ou L'UEROCOD et non pas suivant le bael.

V-1-Introduction :

Le séisme, qui est le résultat de la libération soudaine d'une quantité d'énergie à partir de l'intérieur de la croûte terrestre, se manifeste par un jeu de failles et par une vibration violente du sol due à la propagation d'ondes élastiques dans toutes les directions à partir du foyer. Les bâtiments se mettent à vibrer verticalement et horizontalement en fonction de l'amplitude, la composition spectrale et la durée de la secousse, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

L'intérêt de cette étude est de permettre la réalisation des structures pouvant résister avec succès aux effets engendrés par les sollicitations auxquelles elles sont soumises. C'est pourquoi, elles doivent être conçues et construites conformément aux règles parasismiques en vigueur de façon à fournir un degré de protection acceptable, ainsi de vérifier la stabilité et la résistance du bâtiment vis-à-vis des efforts horizontaux s'exerçant dans toutes les directions.

La force sismique s'applique à la base de la construction et se répartie au niveau de chaque plancher.

V-2-choix de la méthode :

En fonction de la forme, des dimensions et du type de construction, le RPA propose trois méthodes pour mener le calcul des forces sismiques :

- **Méthode statique équivalente :**

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Cette méthode peut être appliquée si le bâtiment étudié respecte les conditions de régularité en plan et en élévation, ainsi que les conditions de hauteur.

- **Méthode dynamique :**

- Méthode d'analyse spectrale modale :

Elle peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Elle peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes, de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire .

-Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

Dans notre cas, on ne peut pas appliquer la MSE car notre bâtiment est irrégulier en plan, puisque la condition a-3 relative aux décrochements en plan énoncée dans le (RPA99/3.5.) n'est pas vérifiée, ainsi que la condition de hauteur des bâtiments irréguliers ($h=40.96 \text{ m} > 23 \text{ m}$).

-On opte donc pour **la méthode dynamique modale spectrale.**

V-2-1 Exposé de la méthode :

On recherche pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul .Ces effets ensuite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

➤ **Spectre de réponse de calcul :**

L'action sismique est présentée par le spectre de calcul suivant

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} (1.25A) \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.25\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec

$\frac{S_a}{g}$: Accélération spectrale

A : Coefficient d'accélération de zone.

$\left. \begin{matrix} \text{Zone IIa} \\ \text{Groupe 2} \end{matrix} \right\} \Rightarrow A = 0.15$

$T_1 ; T_2$: Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

$$\text{Site 3 : } \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{cases}$$

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique ; $\xi = 10\% \Rightarrow \eta = 0.763$

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée par le (tableau 4.3/RPA) en fonction du système de contreventement :

Système de contreventement mixte (portiques/voiles) avec interaction $\Rightarrow R = 5$

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

Avec : P_q : Pénalité à retenir selon le critère est satisfait ou non.

Critère Q	sens X-X	Sens Y-Y
	Observer ou non	Observer ou non
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05
2. Redondance en plan	0	0
3. régularité en plan	0.05	0.05
4. régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0

$$Q_x = 1 + 0.05 = 1.05$$

$$Q_y = 1 + 0.1 = 1.1$$

V-3--Calcul et vérification des déplacements relatifs de niveau :

Selon le [RPA99/Art.5.10], les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

V-4) Comparaison entre l'effort tranchant à la base de la méthode dynamique et celui de la méthode statique équivalente :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V (Art 4-3-6 RPA)

1) Détermination de la force sismique V

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure est calculée par la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

a) Coefficient d'accélération de zone A : $A = 0.15$

b) Périodes caractéristiques T_1 et T_2 :

$$\text{Site 3} \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.50s \end{cases}$$

c) Facteur de qualité Q : $Q_x=1.05$
 $Q_y=1,1$

d) Facteur de correction d'amortissement η : $\eta = 0.763$

e) Coefficient de comportement de la structure R : $R = 5$

f) Poids total de la structure : $W = \sum_{i=1}^n W_i = 32645,221 \text{ kN}$

V5) Calcul de V :

➤ Sens longitudinal :

$$V = \frac{0,15 \times 1,387 \times 1,05}{5} 32645,221 = 1426,285 \text{ KN}$$

➤ Sens transversal :

$$V = \frac{0,15 \times 1,387 \times 1,1}{5} 32645,221 = 1494,204 \text{ KN}$$

Vérification :

Sens longitudinal :

$V_t = 3491,608 \text{ kN} > 0.8 \times 1426,285 = 1141,028 \text{ kN}$ la condition est vérifiée.

➤ **Sens transversal :**

$V_t = 5441,394 \text{ kN} > 0.8 \times 1494,204 = 1195,363 \text{ kN}$ la condition est vérifiée.

Conclusion :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales est inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V .

❖ **Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :**

$$T_k = F_k + T_{k+1}$$

$$M_k = T_{k+1} \cdot h_e + M_{k+1}$$

Avec :

F_k : force sismique au niveau «k»

h_e : hauteur d'étage

V6-Justification de l'interaction portiques-voiles :

Sens longitudinal :

NIV	côte Z (m)	F_t (KN)	Voiles 31,09%			Portiques 68,91%		
			F_k (KN)	T_k (KN)	M_k (KN.m)	F_k (KN)	T_k (KN)	M_k (KN.m)
13	40,96	342,988	106,635	106,635	0,000	236,353	236,353	0,000
12	37,9	382,253	118,842	225,477	326,303	263,411	499,764	723,241
11	34,84	370,961	115,332	340,809	1016,264	255,629	755,393	2252,518
10	31,78	360,229	111,995	452,804	2059,141	248,234	1003,627	4564,020
9	28,72	353,111	109,782	562,587	3444,722	243,329	1246,956	7635,118
8	25,66	306,392	95,257	657,844	5166,238	211,135	1458,091	11450,802
7	22,6	282,831	87,932	745,776	7179,241	194,899	1652,990	15912,560
6	19,54	250,730	77,952	823,728	9461,317	172,778	1825,768	20970,709
5	16,48	219,432	68,221	891,949	11981,925	151,210	1976,978	26557,557
4	13,42	191,064	59,402	951,351	14711,291	131,662	2108,640	32607,110
3	10,36	167,473	52,067	1003,419	17622,425	115,406	2224,045	39059,547
2	7,3	143,191	44,518	1047,936	20692,886	98,673	2322,718	45865,126
1	4,24	120,954	37,604	1085,541	25136,137	83,349	2406,067	55713,450

➤ **Sens transversal :**

NIV	côte Z (m)	F _t (KN)	Voiles 32,20%			Portiques 67,80%		
			F _k (KN)	T _k (KN)	M _k (KN.m)	F _k (KN)	T _k (KN)	M _k (KN.m)
13	40,96	506,059	162,951	162,951	0,000	343,108	343,108	0,000
12	37,9	546,306	175,911	338,862	498,630	370,396	713,504	1049,911
11	34,84	494,434	159,208	498,069	1535,547	335,226	1048,730	3233,232
10	31,78	448,829	144,523	642,592	3059,639	304,306	1353,036	6442,345
9	28,72	420,754	135,483	778,075	5025,971	285,271	1638,307	10582,635
8	25,66	427,425	137,631	915,706	7406,881	289,794	1928,102	15595,856
7	22,6	430,578	138,646	1054,352	10208,942	291,932	2220,034	21495,846
6	19,54	407,143	131,100	1185,452	13435,260	276,043	2496,076	28289,149
5	16,48	388,713	125,166	1310,618	17062,743	263,547	2759,624	35927,143
4	13,42	383,179	123,384	1434,001	21073,234	259,795	3019,419	44371,591
3	10,36	375,107	120,784	1554,786	25461,278	254,322	3273,741	53611,013
2	7,3	335,990	108,189	1662,974	30218,921	227,801	3501,542	63628,660
1	4,24	276,877	89,154	1752,129	37269,932	187,723	3689,265	78475,199

- ◆ Les voiles et les portiques participent conjointement au contreventement, donc le système de Contreventement est mixte avec interaction.

-Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

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

$$\theta = Pk_k / VKHK \leq 0.10$$

➤ Sens longitudinal :

Niv	δ _{ek} (cm)	R	δ _k (cm)	Δ _k (cm)	Δ _{adm} (cm)
13	0,0742	5	0,3709	0,0040	3,06
12	0,0734	5	0,3669	0,0084	3,06
11	0,0717	5	0,3585	0,0127	3,06
10	0,0692	5	0,3458	0,0169	3,06
9	0,0658	5	0,3289	0,0210	3,06
8	0,0616	5	0,3079	0,0235	3,06
7	0,0569	5	0,2844	0,0265	3,06
6	0,0516	5	0,2579	0,0294	3,06
5	0,0457	5	0,2285	0,0318	3,06
4	0,0393	5	0,1966	0,0326	3,06
3	0,0328	5	0,1641	0,0342	3,06
2	0,0260	5	0,1298	0,0357	3,06
1	0,0188	5	0,0941	0,0941	4,24

➤ Sens transversal :

Niv	$\delta_{ek}(cm)$	R	$\delta_k(cm)$	$\Delta k(cm)$	$\Delta_{adm}(cm)$
13	0,078	5	0,3889	0,0043	3,06
12	0,077	5	0,3847	0,0088	3,06
11	0,075	5	0,3758	0,0131	3,06
10	0,073	5	0,3628	0,0168	3,06
9	0,069	5	0,3460	0,0196	3,06
8	0,065	5	0,3264	0,0230	3,06
7	0,061	5	0,3034	0,0261	3,06
6	0,055	5	0,2773	0,0293	3,06
5	0,050	5	0,2479	0,0311	3,06
4	0,043	5	0,2169	0,0341	3,06
3	0,037	5	0,1828	0,0370	3,06
2	0,029	5	0,1458	0,0397	3,06
1	0,021	5	0,1061	0,1061	4,24

Conclusion : On constate que dans les deux sens, les déplacements relatifs dus aux efforts latéraux sont inférieurs aux déplacements relatifs admissibles donnés par le RPA et qui sont :

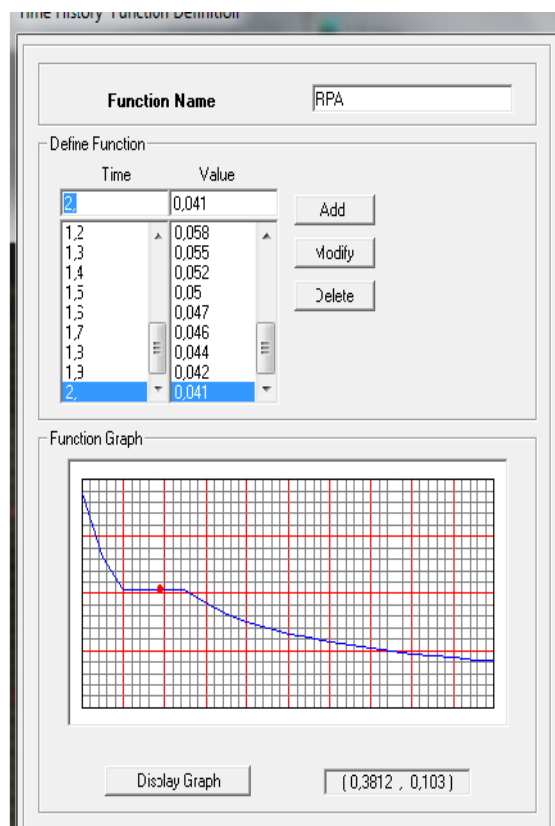
Etages courants :

$$\Delta_{k adm} = 0.01 \times h_k = 0.01 \times 306 = 3,06cm$$

RDC :

$$0,01 \times h_k = 0.01 \times 424 = 4,24cm$$

***Valeur de spectre de reponse dans les directions :**



t	S/g
0,000	0,188
0,100	0,131
0,200	0,103
0,300	0,103
0,400	0,103
0,500	0,103
0,600	0,091
0,700	0,082
0,800	0,075
0,900	0,070
1,000	0,065
1,100	0,061
1,200	0,058
1,300	0,055
1,400	0,052
1,500	0,050
1,600	0,047
1,700	0,046
1,800	0,044
1,900	0,042
2,000	0,041

V-7- Les masses revenant aux différents planchers sont représentées dans le tableau ci-après :

Niv	plancher	Pp	ps	pot	escalier	voiles	murs	acro/balc	PF	G (KN)	Q (KN)	G+0,2Q
12	1732,83	334,2	346,8	161,8	91,728	348,075	251,45	77,054	39,992	3383,924	351,77	3454,278
11-9	1453,14	334,2	346,8	323,59	91,728	696,15	502,9	67,624	39,992	3856,122	508,6545	3957,853
8	1453,14	334,2	346,8	382,02	91,728	699,975	499,963	67,624	39,992	3915,440	508,6545	4017,171
7-5	1453,14	328,2	341,1	440,44	91,728	703,8	497,026	67,624	39,992	3963,048	508,6545	4064,779
4	1453,14	328,2	341,1	507,86	91,728	707,625	494,824	67,624	39,992	4032,091	508,6545	4133,821
3-2	1453,14	322,2	335,4	575,28	91,728	711,45	492,621	67,624	39,992	4089,433	508,6545	4191,164
1	1453,14	322,2	335,4	575,28	91,728	711,45	492,621	67,624	39,992	4089,433	508,6545	4191,164
RDC	1453,14	316,2	329,7	792,07	93,449	853,925	596,588	67,624	39,992	4542,686	461,5295	4634,991

-V-8-Vecteurs propres de chaque mode dans les deux sens :

NIV	Sens X-X			Sens Y-Y		
	mode1	mode2	mode3	mode1	mode2	mode3
13	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
12	0,98	0,91	0,75	0,99	0,90	0,73
11	0,96	0,73	0,28	0,97	0,71	0,23
10	0,93	0,47	-0,26	0,93	0,45	-0,34
9	0,89	0,16	-0,73	0,89	0,13	-0,80
8	0,83	-0,15	-0,99	0,83	-0,18	-0,99
7	0,77	-0,44	-0,96	0,77	-0,47	-0,90
6	0,70	-0,69	-0,65	0,70	-0,72	-0,52
5	0,62	-0,87	-0,17	0,62	-0,89	0,02
4	0,53	-0,96	0,37	0,53	-0,97	0,53
3	0,44	-0,95	0,78	0,45	-0,94	0,88
2	0,35	-0,84	0,97	0,35	-0,81	0,97
1	0,25	-0,66	0,89	0,25	-0,60	0,76

V-9-Pulsation, période et coefficient de participation de chaque mode :

	sens X-X			sens Y-Y		
	ci (%)	Wi (rad/s)	Ti (s)	ci (%)	Wi (rad/s)	Ti (s)
Mode1	89	11,31	1,13	88	13,38	0,47
Mode2	7,96	33,34	0,96	8,27	40,04	0,16
Mode3	1,85	55,91	0,93	2,60	68,25	0,09
Somme	98,81	/	/	98,87	/	/

➤ **Calcul de l'accélération spectrale :**

Sens longitudinal :

Mode 1 : $T_2=0,5 \text{ s} < T= 1.13 \text{ s} < 3,0 \text{ s}$

$$\frac{S_a}{g} = 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$S_a/g=0.073$

Mode 2 : $T_1 = 0,15 \text{ s} < T = 0,96 < T_2 = 0,50 \text{ s}$

$$\frac{S_a}{g} = 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)$$

$S_a/g = 0,079$

Mode3 : $0 < T = 0,93 \text{ s} < T_1 = 0,15 \text{ s}$

$$\frac{S_a}{g} = (1.25A)\left(1 + \frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R} - 1\right)\right)$$

$S_a/g = 0,108$

Sens transversal :

Mode 1 : $T_1 = 0,15 \text{ s} < T = 0,47 \text{ s} < T_2 = 0,50 \text{ s}$

$$\frac{S_a}{g} = 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)$$

$S_a/g = 0,082$

Mode 2 : $T_1 = 0,15 \text{ s} < T = 0,16 < T_2 = 0,50 \text{ s}$

$$\frac{S_a}{g} = 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)$$

$S_a/g = 0,082$

Mode3 : $0 < T = 0,09 \text{ s} < T_1 = 0,15 \text{ s}$

$$\frac{S_a}{g} = (1.25A)\left(1 + \frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R} - 1\right)\right)$$

$S_a/g = 0,124$

V-10- Les forces sismiques par niveau et par mode :

➤ **Sens longitudinal :**

NIV	W _k (KN)	Mode 1			Mode 2			Mode 3		
		Sa/g	y	F _{k1} (KN)	Sa/g	y	F _{k2} (KN)	Sa/g	Y	F _{k3} (KN)
13	3454,28	0,073	1,273	320,770	0,079	0,056	15,249	0,108	0,185	68,789
12	3957,85	0,073	1,247	360,182	0,079	0,056	17,472	0,108	0,139	59,113
11	3957,85	0,073	1,222	352,832	0,079	0,056	17,472	0,108	0,052	22,069
10	3957,85	0,073	1,185	342,173	0,079	0,056	17,472	0,108	-0,048	-20,492
9	4017,17	0,073	1,128	330,515	0,079	0,056	17,734	0,108	-0,135	-58,399
8	4064,78	0,073	1,058	313,671	0,079	0,056	17,944	0,108	-0,183	-80,137
7	4064,78	0,073	0,978	289,891	0,079	0,056	17,944	0,108	-0,178	-77,708
6	4064,78	0,073	0,887	263,091	0,079	0,056	17,944	0,108	-0,120	-52,615
5	4133,82	0,073	0,787	237,234	0,079	0,056	18,249	0,108	-0,031	-13,995
4	4191,16	0,073	0,677	207,054	0,079	0,056	18,502	0,108	0,068	30,881
3	4191,16	0,073	0,565	172,804	0,079	0,056	18,502	0,108	0,144	65,101
2	4191,16	0,073	0,447	136,609	0,079	0,056	18,502	0,108	0,179	80,959
1	4634,99	0,073	0,323	109,239	0,079	0,056	20,462	0,108	0,165	82,148

Sens transversal :

NIV	W _k (KN)	Mode 1			Mode 2			Mode 3		
		Sa/g	Y	F _{k1} (KN)	Sa/g	y	F _{k2} (KN)	Sa/g	Y	F _{k3} (KN)
13	3454,28	0,082	1,271	361,015	0,082	0,403	114,513	0,124	0,403	173,114
12	3957,85	0,082	1,255	408,681	0,082	0,363	118,087	0,124	0,294	144,796
11	3957,85	0,082	1,226	399,168	0,082	0,286	93,157	0,124	0,093	45,621
10	3957,85	0,082	1,182	384,690	0,082	0,181	59,043	0,124	-0,137	-67,439
9	4017,17	0,082	1,124	371,563	0,082	0,052	17,313	0,124	-0,322	-160,656
8	4064,78	0,082	1,055	352,601	0,082	-0,073	-24,255	0,124	-0,399	-201,672
7	4064,78	0,082	0,976	326,262	0,082	-0,189	-63,333	0,124	-0,363	-183,338
6	4064,78	0,082	0,886	296,100	0,082	-0,290	-97,022	0,124	-0,210	-105,929
5	4133,82	0,082	0,785	266,998	0,082	-0,358	-121,692	0,124	0,008	4,143
4	4191,16	0,082	0,673	232,155	0,082	-0,390	-134,496	0,124	0,214	111,323
3	4191,16	0,082	0,568	195,799	0,082	-0,379	-130,605	0,124	0,355	184,838
2	4191,16	0,082	0,448	154,624	0,082	-0,326	-112,543	0,124	0,391	203,742
1	4634,99	0,082	0,318	121,104	0,082	-0,242	-92,193	0,124	0,306	176,537

V-11-/Combinaison des réponses modales : (RPA 99/Art 4,3.5)

Les réponses de deux modes de vibration « i » et « j » de période T_i et T_j et d'amortissement ξ_i, ξ_j sont considérées indépendantes si le rapport $r = T_i / T_j$ ($T_i \leq T_j$) vérifie la relation suivante :

$$r \leq \frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}}$$

V11- a-Combinaisons des réponses modales dans les deux sens :

- Sens X-X

	T _i	r = T _i /T _j	$\frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}}$	observation
Mode 1et2	0,11	1.13	0,5	Non vérifiée
Mode 2et3	0,19	0,96	0,5	Vérifiée
Mode3et1	0,56	0,93	0,5	Vérifiée

• Sens Y-Y

	Ti	r =Ti/Tj	$\frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}}$	observation
Mode 1et2	0,09	1.13	0,5	Non vérifiée
Mode 2et3	0,16	0,96	0,5	Vérifiée
Mode3et1	0,47	0,93	0,5	Vérifiée

Remarque :

- 1/le mode fondamentale présente une période de :**T=1.13**
- 2/ le premier mode représente une translation dans le sens YY et le deuxième mode représente une translation dans la direction XX .
- 3/le 3eme mode est un mode de torsion selon l'axe ZZ.

Les deux réponses modales (E₁ et E₂) ne sont pas indépendantes, donc la réponse modale totale est donnée par :

$$F_k = \sqrt{(|F_{K1}| + |F_{K2}|)^2 + \sum_{i=3}^k F_{Ki}^2}$$

Avec :

F_K : force résultante au niveau «k»

F_{Ki} : valeur modale de F selon le mode« i»

V-12- Forces sismiques résultantes par niveau dans les deux sens :

NIV	Sens longitudinal					Sens transversal				
	mode 1	mode 2	mode 3	F _K (KN)	F _{cum}	mode 1	mode 2	mode 3	F _K (KN)	F _{cum}
	F _{K1} (KN)	F _{K2} (KN)	F _{K3} (KN)			F _{K1} (KN)	F _{K2} (KN)	F _{K3} (KN)		
13	320,770	15,249	68,789	342,988	342,988	361,015	114,513	173,114	506,059	506,059
12	360,182	17,472	59,113	382,253	725,241	408,681	118,087	144,796	546,306	1052,365
11	352,832	17,472	22,069	370,961	1096,202	399,168	93,157	45,621	494,434	1546,799
10	342,173	17,472	-20,492	360,229	1456,431	384,690	59,043	-67,439	448,829	1995,628
9	330,515	17,734	-58,399	353,111	1809,543	371,563	17,313	-160,656	420,754	2416,382
8	313,671	17,944	-80,137	306,392	2115,935	352,601	-24,255	-201,672	427,425	2843,808
7	289,891	17,944	-77,708	282,831	2398,766	326,262	-63,333	-183,338	430,578	3274,386
6	263,091	17,944	-52,615	250,730	2649,496	296,100	-97,022	-105,929	407,143	3681,529
5	237,234	18,249	-13,995	219,432	2868,927	266,998	-121,692	4,143	388,713	4070,241
4	207,054	18,502	30,881	191,064	3059,991	232,155	-134,496	111,323	383,179	4453,420
3	172,804	18,502	65,101	167,473	3227,464	195,799	-130,605	184,838	375,107	4828,527
2	136,609	18,502	80,959	143,191	3370,654	154,624	-112,543	203,742	335,99	5164,516
1	109,239	20,462	82,148	120,954	3491,608	121,104	-92,193	176,537	276,877	5441,393

-la période fondamentale :

La période donnée par l'ETABS

est : $T_{\text{etabs}} = 1,13\text{s}$

g) Période empirique de la structure :

$$T = \min \begin{cases} 0,09h_n / (L)^{1/2} \\ C_T \cdot h_n^{3/4} \end{cases}$$

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

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

L : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

➤ **Sens longitudinal :**

$$L=20,5\text{m} \quad h_n=40,96\text{m} \quad C_T=0,05$$

$$T=\min (0,894\text{s},0,89\text{s}) \Rightarrow T=0,89\text{s}$$

➤ **Sens transversal :**

$$L= 20,3\text{m} \quad h_n=46,96\text{m} \quad C_T=0.05$$

$$T=\min (0.898\text{s},0,89\text{s}) \Rightarrow T=0.89\text{s}$$

$$1.3 \times 0.89 = 1.15\text{s} > 1.13\text{s} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

h) Facteur d'amplification dynamique moyen D :

Il est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0\text{s} \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3}(3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0\text{s} \end{cases}$$

T_2 période caractéristique associée à la catégorie du site

➤ **Sens longitudinal :**

$$T_2 = 0,50 \leq T = 0,81 \leq 3,0\text{s} \Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \Rightarrow D = 2,5 \times 0,763 \times \left(\frac{0,50}{0,81} \right)^{2/3} = 1,387$$

➤ **Sens transversal :**

$$T_2 = 0,50 \leq T = 0,81 \leq 3,0\text{s} \Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \Rightarrow D = 2,5 \times 0,763 \times \left(\frac{0,50}{0,81} \right)^{2/3} = 1,387$$

V-13--Répartition des forces sismiques dans les voiles et les portiques :

Les forces sismiques sont réparties sur les voiles et les portiques proportionnellement à leurs inerties calculées et données en pourcentages dans l'étude du contreventement.

❖ **Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :**

$$T_k = F_k + T_{k+1}$$

$$M_k = T_{k+1} \cdot h_e + M_{k+1}$$

Avec :

F_k : force sismique au niveau «k»

h_e : hauteur d'étage

➤ **Sens longitudinal :**

NIV	côte Z (m)	F _t (KN)	Voiles 31,09%			Portiques 68,91%		
			F _k (KN)	T _k (KN)	M _k (KN.m)	F _k (KN)	T _k (KN)	M _k (KN.m)
13	40,96	342,988	106,635	106,635	0,000	236,353	236,353	0,000
12	37,9	382,253	118,842	225,477	326,303	263,411	499,764	723,241
11	34,84	370,961	115,332	340,809	1016,264	255,629	755,393	2252,518
10	31,78	360,229	111,995	452,804	2059,141	248,234	1003,627	4564,020
9	28,72	353,111	109,782	562,587	3444,722	243,329	1246,956	7635,118
8	25,66	306,392	95,257	657,844	5166,238	211,135	1458,091	11450,802
7	22,6	282,831	87,932	745,776	7179,241	194,899	1652,990	15912,560
6	19,54	250,730	77,952	823,728	9461,317	172,778	1825,768	20970,709
5	16,48	219,432	68,221	891,949	11981,925	151,210	1976,978	26557,557
4	13,42	191,064	59,402	951,351	14711,291	131,662	2108,640	32607,110
3	10,36	167,473	52,067	1003,419	17622,425	115,406	2224,045	39059,547
2	7,3	143,191	44,518	1047,936	20692,886	98,673	2322,718	45865,126
1	4,24	120,954	37,604	1085,541	25136,137	83,349	2406,067	55713,450

➤ Sens transversal :

NIV	côte Z (m)	F _t (KN)	Voiles 32,20%			Portiques 67,80%		
			F _k (KN)	T _k (KN)	M _k (KN.m)	F _k (KN)	T _k (KN)	M _k (KN.m)
13	40,96	506,059	162,951	162,951	0,000	343,108	343,108	0,000
12	37,9	546,306	175,911	338,862	498,630	370,396	713,504	1049,911
11	34,84	494,434	159,208	498,069	1535,547	335,226	1048,730	3233,232
10	31,78	448,829	144,523	642,592	3059,639	304,306	1353,036	6442,345
9	28,72	420,754	135,483	778,075	5025,971	285,271	1638,307	10582,635
8	25,66	427,425	137,631	915,706	7406,881	289,794	1928,102	15595,856
7	22,6	430,578	138,646	1054,352	10208,942	291,932	2220,034	21495,846
6	19,54	407,143	131,100	1185,452	13435,260	276,043	2496,076	28289,149
5	16,48	388,713	125,166	1310,618	17062,743	263,547	2759,624	35927,143
4	13,42	383,179	123,384	1434,001	21073,234	259,795	3019,419	44371,591
3	10,36	375,107	120,784	1554,786	25461,278	254,322	3273,741	53611,013
2	7,3	335,990	108,189	1662,974	30218,921	227,801	3501,542	63628,660
1	4,24	276,877	89,154	1752,129	37269,932	187,723	3689,265	78475,199

1) ferraillage des poutres :

Les poutres sont calculées en flexion simple à L'ELU puis vérifiées à L'ELS, sous les combinaisons d'actions les plus défavorables.

Recommandation de RPA Pour le ferraillage des poutres :

a)- Armatures longitudinales :

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux d'une section de la poutre est de 0,5% b.h.

- Poutres principales de (30×40): $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6.00\text{cm}^2$.
- Poutres secondaires de (30×40): $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6.00\text{cm}^2$.

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de 4%b.h en zone courante est de 6%b.h en zone de recouvrement.

- Poutres principales de (30×40): $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$ (en zone courante).
 $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$ (en zone recouvrement).
- Poutres secondaires de (30×40): $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$ (en zone courante).
 $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone II_a.

b)- Armatures transversales :

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0,003 S_t d$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires

$$S_t^{\max} = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi \right)$$

- En dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2}$ en zone de recouvrement.

Avec :

Φ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

1-2) Etapes de calcul à L'ELU :

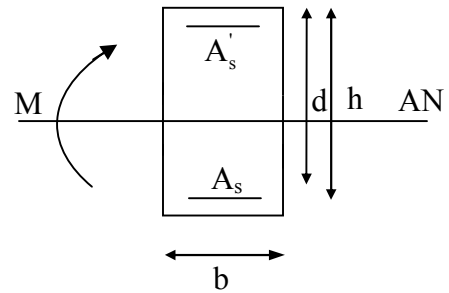
a) Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} \quad \text{Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

$$\gamma_b = 1.5 \quad \text{cas courant}$$

$$\gamma_b = 1.15 \quad \text{cas accidentel}$$

$$\theta = 1.00$$



Calcul du moment réduit limite « μ_l » :

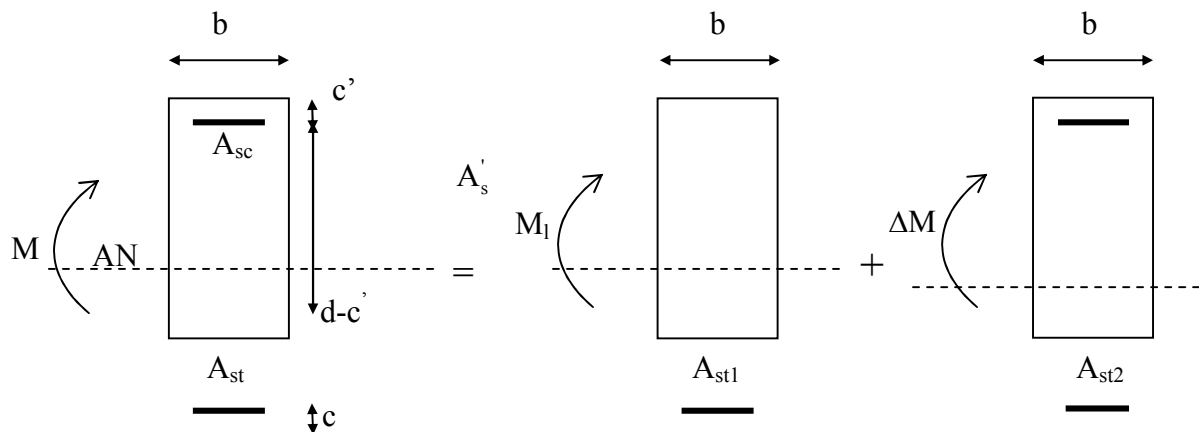
$$\left. \begin{array}{l} \text{FeE400} \\ \gamma_s = 1.15 \end{array} \right\} \Rightarrow \mu_l = 0.392$$

En comparant les deux moments réduits « μ_l » et « μ », deux cas se présente :

➤ $\mu \leq \mu_l = 0,392$ la section est simplement armée (SSA).

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} \quad \text{tel que} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

➤ $\mu \geq \mu_l = 0,392$ la section est doublement armée



$$M_u = M_l + \Delta M$$

$$M_l = \mu_l b d^2 f_{bu} \quad \text{et} \quad \Delta M = M_u - M_l$$

Finalement :

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_l}{\beta_l \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

▪ Armatures comprimées : $A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$

b) Application numérique :

- **Poutre principale:** h=40 cm ; b=30 cm ; d =37.5 cm.

1)- Ferraillage des poutres principal en travées:

Niv	Mmax	μ	Obs	β	As [cm] ²	Amin [cm] ²	ferraillage	As adop
13	66,82	0,111	SSA	0.940	4,93	6	3HA14+2HA12	6.88
12	64,381	0,107	SSA	0.943	4.74	6	3HA14+2HA12	6.88
11	58,286	0,097	SSA	0.948	4.26	6	3HA14+2HA12	6.88
10	57.61	0,096	SSA	0.949	4.21	6	3HA14+2HA12	6.88
9	56,325	0,099	SSA	0.951	4.11	6	3HA14+2HA12	6.88
8	58,453	0,097	SSA	0.948	4.28	6	3HA14+2HA12	6.88
7	49,718	0,082	SSA	0.957	3.60	6	3HA14+2HA12	6.88
6	49,05	0,082	SSA	0.957	3.56	6	3HA14+2HA12	6.88
5	46,094	0,076	SSA	0.960	3.33	6	3HA14+2HA12	6.88
4	44,11	0,074	SSA	0.962	3.10	6	3HA14+2HA12	6.88
3	43,69	0,072	SSA	0.963	3.15	6	3HA14+2HA12	6.88
2	42,82	0,070	SSA	0.964	3.08	6	3HA14+2HA12	6.88
1	42,14	0,068	SSA	0.965	3.03	6	3HA14+2HA12	6.88

2)- Ferraillage des poutres principal aux appuis :

Niv	Mmax	μ	Obs	β	As [cm] ²	Amin [cm] ²	ferraillage	As adop
13	162.43	0.271	SSA	0.838	13.46	6	3HA14+2HA12	6.88
12	172.916	0.288	SSA	0.826	14.58	6	3HA14+2HA12	6.88
11	166.65	0.278	SSA	0.833	13.9	6	3HA14+2HA12	6.88
10	158.54	0.264	SSA	0.843	13.06	6	3HA14+2HA12	6.88
9	149.317	0.249	SSA	0.854	12.14	6	3HA14+2HA12	6.88
8	144.206	0.240	SSA	0.861	11.63	6	3HA14+2HA12	6.88
7	132.85	0.221	SSA	0.874	10.55	6	3HA14+2HA12	6.88
6	119.47	0.200	SSA	0.887	9.35	6	3HA14+2HA12	6.88
5	103.82	0.173	SSA	0.904	7.97	6	3HA14+2HA12	6.88
4	93.41	0.166	SSA	0.912	7.11	6	3HA14+2HA12	6.88
3	78.94	0.132	SSA	0.930	5.90	6	3HA14+2HA12	6.88
2	62.69	0.104	SSA	0.945	4.60	6	3HA14+2HA12	6.88
1	50.07	0.083	SSA	0.957	3.63	6	3HA14+2HA12	6.88

- **Poutre secondaire : h=40 cm ; b=30 cm ; d =37.5 cm.**

1)- Ferraillage des poutres secondaire travée :

Niv	Mmax	μ	Obs	B	As [cm] ²	Amin [cm] ²	ferraillage	As adop
13	30.56	0.051	SSA	0.979	2.18	6	3HA14+2HA12	6.88
12	36.75	0.061	SSA	0.962	2.64	6	3HA14+2HA12	6.88
11	25.57	0.042	SSA	0.979	1.81	6	3HA14+2HA12	6.88
10	24.19	0.04	SSA	0.980	1.71	6	3HA14+2HA12	6.88
9	23.90	0.039	SSA	0.980	1.69	6	3HA14+2HA12	6.88
8	23.97	0.04	SSA	0.980	1.70	6	3HA14+2HA12	6.88
7	21.85	0.036	SSA	0.982	1.54	6	3HA14+2HA12	6.88
6	19.26	0.032	SSA	0.984	1.36	6	3HA14+2HA12	6.88
5	19.99	0.033	SSA	0.983	1.41	6	3HA14+2HA12	6.88
4	18.27	0.030	SSA	0.985	1.28	6	3HA14+3HA12	6.88
3	16.78	0.028	SSA	0.986	1.18	6	3HA14+3HA12	6.88
2	15.91	0.026	SSA	0.987	1.12	6	3HA14+3HA12	6.88
1	3.96	0.006	SSA	0.997	0.275	6	3HA14+3HA12	6.88

2)- Ferraillage des poutres secondaire aux appuis:

Niv	Mmax	μ	Obs	B	As [cm]²	Amin [cm]²	ferraillage	As adop
13	38.095	0.063	SSA	0.967	2.73	6	3H14+2HA12	6.88
12	32.65	0.054	SSA	0.972	2.33	6	3H14+2HA12	6.88
11	31.16	0.052	SSA	0.973	2.22	6	3H14+2HA12	6.88
10	29.64	0.050	SSA	0.974	2.11	6	3H14+2HA12	6.88
9	28.25	0.047	SSA	0.976	2.01	6	3H14+2HA12	6.88
8	27.63	0.046	SSA	0.977	1.96	6	3H14+2HA12	6.88
7	25.39	0.042	SSA	0.979	1.80	6	3H14+2HA12	6.88
6	22.63	0.031	SSA	0.981	1.60	6	3H14+2HA12	6.88
5	36.72	0.061	SSA	0.968	2.63	6	3H14+2HA12	6.88
4	32.98	0.055	SSA	0.971	2.35	6	3H14+2HA12	6.88
3	19.75	0.032	SSA	0.984	1.39	6	3H14+2HA12	6.88
2	10.59	0.017	SSA	0.991	0.74	6	3H14+2HA12	6.88
1	8.08	0.013	SSA	0.993	0.56	6	3H14+2HA12	6.88

1-3) Vérifications à l'ELU

➤ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_c} .$$

-Poutres principales de (30x40) : $A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 30 \times 37.5 \times \frac{2,1}{400} = 1.36\text{cm}^2 .$

-Poutres secondaires de (30x40): $A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 30 \times 37.5 \times \frac{2,1}{400} = 1.36\text{cm}^2 .$

La condition de non fragilité est vérifiée.

➤ **Vérification de l'effort tranchant :(BAEL91.art A.5.1)**

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

égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} T_u^{\max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU}$$

$$\text{Poutres principales } \tau_u = \frac{113,36 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,375} = 1,00 \text{ MPa}$$

$$\text{Poutres secondaires } \tau_u = \frac{33,98 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,375} = 0,302 \text{ MPa}$$

a) Etat limite ultime du béton de l'âme :(BAEL91.art A.5.1.21)

Dans le cas ou la fissuration est peu nuisible la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u \leq \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5} = 3,33 ; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

Poutres principales $\tau_u = 1 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée.

Poutres secondaires $\tau_u = 0,302 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée.

**b) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :
(BAEL91.art A.5.1.32)**

Lorsqu'au droit d'un appui $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$, on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui,

une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $T_u - \frac{M_u}{0,9d}$

$$\text{D'ou } A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right).$$

- Poutres principales $113,36 - \frac{172,916}{0,9 \times 0,375} = -398,98 < 0.$

- Poutres secondaires $33,98 - \frac{36,75}{0,9 \times 0,375} = -74,9 < 0$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

c) Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis :

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots (\text{BAEL91.art A.5.1.32})$$

- Poutres principales

$$T_u = 113,36 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,375 \times 0,3 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 675 \text{ kN} .$$

- Poutres secondaires

$$T_u = 33,98 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,375 \times 0,3 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 675 \text{ kN} .$$

La condition est vérifiée.

d) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres : BAEL 91ArtA. 6.1, 3

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

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} \quad \sum U_i : \text{Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.}$$

- **Poutres principales :**

$$3HA14 + 2HA12 \Rightarrow \sum U_i = 20,720 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{33,98 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,375 \times 0,207} = 0,48 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Poutres secondaires :**

$$3HA14 + 2HA12 \Rightarrow \sum U_i = 20,720 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{108,223 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,375 \times 0,2072} = 1,55 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

e) Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \times \tau_{su}} \text{ avec } \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

Pour les $\Phi 12$: $l_s = 42.33 \text{ cm}$.

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 barre à haute Adhérence.

Pour les $\Phi 12$: $l_s = 16.93 \text{ cm}$.

Pour les $\Phi 14$: $l_s = 19.75 \text{ cm}$.

1-4) Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_t, \frac{b}{10}\right) = \min(11.42 ; 12 ; 30)$$

Soit $\Phi_t = 10 \text{ mm}$

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit $A_t = 4\text{HA } 12 = 4.52 \text{ cm}^2$

a) Calcul des espacements :

$$\text{➤ Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30\text{cm}\right)$$

- Poutre de (30×40) : $S_t = 10\text{cm}$

Soit : $S_t = 10\text{cm}$

$$\text{➤ Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2}$$

- Poutre de (30×40) : $S_t = 20\text{cm}$

Soit $S_t=20\text{cm}$

b) Délimitation de la zone nodale

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right\}$$

h : hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

On aura

- $h' = 60 \text{ cm}$

- $L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$

Remarque :

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

c) Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0,003 S_t b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1.8 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

1-5) Vérification de ferraillage des poutres principale à l'ELS aux appuis :

Niv	Ms(max)	Asu	ρ_1	β_1	α_1	K	σ_s [MPa]	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
13	119,146	6.88	0.612	0.884	0.348	0.0151	522,40	7,88	15	vérifiée
12	126,831	6.88	0.612	0.884	0.348	0.0151	556,100	8,40		
11	122,23	6.88	0.612	0.884	0.348	0.0151	536	8,09		
10	116,28	6.88	0.612	0.884	0.348	0.0151	509,840	7,7		
9	109,51	6.88	0.612	0.884	0.348	0.0151	480,155	7,25		
8	105,76	6.88	0.612	0.884	0.348	0.0151	463,713	7,00		
7	97,43	6.88	0.612	0.884	0.348	0.0151	427,190	6,45		
6	87,62	6.88	0.612	0.884	0.348	0.0151	384,176	5,80		
5	76,14	6.88	0.612	0.884	0.348	0.0151	333,842	5,04		
4	68,50	6.88	0.612	0.884	0.348	0.0151	300,343	4,53		
3	57,89	6.88	0.612	0.884	0.348	0.0151	253,823	3,83		
2	45,97	6.88	0.612	0.884	0.348	0.0151	201,560	3,04		
1	36,70	6.88	0.612	0.884	0.348	0.0151	161,00	2,43		

1-6)Vérification de ferraillage des poutres principale à l'ELS travée :

Niv	Ms(max)	Asu	ρ_1	β_1	α_1	K	σ_s	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
13	48,30	6.88	0.612	0.884	0.348	0.0151	211,77	3,19	15	vérifiée
12	47,25	6.88	0.612	0.884	0.348	0.0151	207,171	3,12		
11	42,78	6.88	0.612	0.884	0.348	0.0151	178,572	2,83		
10	42,22	6.88	0.612	0.884	0.348	0.0151	185,116	2,80		
9	41,34	6.88	0.612	0.884	0.348	0.0151	181,25	2,73		
8	42,90	6.88	0.612	0.884	0.348	0.0151	188,100	2,84		
7	36,43	6.88	0.612	0.884	0.348	0.0151	160	2,41		
6	35,94	6.88	0.612	0.884	0.348	0.0151	157,60	2,38		
5	33,97	6.88	0.612	0.884	0.348	0.0151	149	2,25		
4	32,32	6.88	0.612	0.884	0.348	0.0151	141,710	2,14		
3	32,01	6.88	0.612	0.884	0.348	0.0151	140,35	2,12		
2	31,37	6.88	0.612	0.884	0.348	0.0151	137,54	2,07		
1	30,87	6.88	0.612	0.884	0.348	0.0151	135,35	2,04		

1-6) Vérification de ferraillage des poutres secondaires à l'ELS en travée :

Niv	Ms(max)	Asu	ρ_1	β_1	α_1	K	σ_s [MPa]	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
13	34.509	6.88	0.612	0.884	0.348	0.0151	151,307	2,28	15	vérifiée
12	41.87	6.88	0.612	0.884	0.348	0.0151	183,582	2,77		
11	39.38	6.88	0.612	0.884	0.348	0.0151	172,664	2,60		
10	36.92	6.88	0.612	0.884	0.348	0.0151	161,87	2,44		
9	37.48	6.88	0.612	0.884	0.348	0.0151	164,33	2,43		
8	38.23	6.88	0.612	0.884	0.348	0.0151	167,622	2,53		
7	34.34	6.88	0.612	0.884	0.348	0.0151	150,566	2,27		
6	29.82	6.88	0.612	0.884	0.348	0.0151	130,74	1,97		
5	26.71	6.88	0.612	0.884	0.348	0.0151	117,112	1,77		
4	24.25	6.88	0.612	0.884	0.348	0.0151	106,326	1,60		
3	18.80	6.88	0.612	0.884	0.348	0.0151	82,430	1,24		
2	12.75	6.88	0.612	0.884	0.348	0.0151	56	0,84		
1	5.86	6.88	0.612	0.884	0.348	0.0151	25,70	0,38		

1-8 Vérification de ferraillage des poutres secondaire à l'ELS aux appuis:

Niv	Ms(max)	Asu	ρ_1	β_1	α_1	K	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc} bar	Obs
13	38.879	6.88	0.612	0.884	0.348	0.0151	170,468	2,57	15	vérifiée
12	54.43	6.88	0.612	0.884	0.348	0.0151	238,652	3,60		
11	50.41	6.88	0.612	0.884	0.348	0.0151	221,020	3,33		
10	47.70	6.88	0.612	0.884	0.348	0.0151	209,140	3,16		
9	46.40	6.88	0.612	0.884	0.348	0.0151	203,443	3,07		
8	45.84	6.88	0.612	0.884	0.348	0.0151	201,00	3,03		
7	41.52	6.88	0.612	0.884	0.348	0.0151	182,041	2,75		
6	36.45	6.88	0.612	0.884	0.348	0.0151	160,00	2,41		
5	32.05	6.88	0.612	0.884	0.348	0.0151	140,520	2,12		
4	28.77	6.88	0.612	0.884	0.348	0.0151	126,144	1,904		
3	22.93	6.88	0.612	0.884	0.348	0.0151	100,538	1,581		
2	17.28	6.88	0.612	0.884	0.348	0.0151	75,765	1,14		
1	6.46	6.88	0.612	0.884	0.348	0.0151	28,324	0,42		

X1-9) Vérification de la flèche dans les poutres transversales :

Niv	Ms	L	Ev	h	Asu	$\sigma_s [MPa]$	ρ	τ_v	μ	I_0	I_{fv}	f_v	$\bar{f} [cm]$
13	48,30	380	10818,866	40	6,88	211,77	0,0057	1,473	0,000	161806	177986,6	0,04	0,76
12	47,25	380	10818,866	40	6,88	207,171	0,0057	1,473	0,000	161806	177986,6	0,04	0,76
11	42,78	380	10818,866	40	6,88	178,252	0,0057	1,473	0,000	161806	177986,6	0,04	0,76
10	42,22	380	10818,866	40	6,88	185,116	0,0057	1,473	0,0000	1,473	177986,6	0,04	0,76
9	41,34	375	10818,866	40	6,88	181,25	0,0057	1,473	0,000	1,473	177986,6	0,04	0,75
8	42,90	375	10818,866	40	6,88	188,100	0,0057	1,473	0,000	161806	177986,6	0,04	0,75
7	36,43	375	10818,866	40	6,88	160	0,0057	1,473	0,000	161806	177986,6	0,04	0,75
6	35,94	375	10818,866	40	6,88	157,6	0,0057	1,473	0,000	161806	177986,6	0,04	0,75
5	33,77	370	10818,866	40	6,88	149	0,0057	1,473	0,000	161806	177986,6	0,04	0,74
4	32,32	370	10818,866	40	6,88	141,71	0,0057	1,473	0,000	161806	177986,6	0,04	0,74
3	32,01	370	10818,866	40	6,88	140,35	0,0057	1,473	0,000	161806	177986,6	0,04	0,74
2	31,37	370	10818,866	40	6,88	139,54	0,0057	1,473	0,000	161806	177986,6	0,04	0,74
1	30,87	365	10818,866	40	6,88	135,35	0,0057	1,473	0,000	161806	177986,6	0,04	0,73

1-10) Vérification de la flèche dans les poutres secondaires :

Niv	Ms	L	Ev	h	Asu	$\sigma_s [MPa]$	ρ	τ_v	μ	I_0	I_{fv}	$f [cm]$	$\bar{f} [cm]$
13	34,50	370	10818,866	40	6,88	151,307	0,0057	1,473	0,057	161806	110007,9855	0,28	0,74
12	41,87	370	10818,866	40	6,88	183,582	0,0057	1,473	0,069	161806	113955,1032	0,24	0,74
11	39,38	370	10818,866	40	6,88	172,664	0,0057	1,73	0065	161806	113960,9396	0,24	0,74
10	36,92	370	10818,866	40	6,88	161,87	0,0057	1,73	0,061	161806	113960,9396	0,24	0,74
9	37,48	365	10818,866	40	6,88	164,33	0,0057	1,473	0,062	161806	111873,97	0,25	0,73
8	38,23	365	10818,866	40	6,88	167,622	0,0057	1,473	0,063	161806	112832,6048	0,25	0,73
7	34,39	365	10818,866	40	6,88	150,566	0,0057	1,473	0,057	161806	112832,6048	0,25	0,73
6	29,82	365	10818,866	40	6,88	130,64	0,0057	1,473	0,049	161806	112832,6048	0,25	0,73
5	26,71	360	10818,866	40	6,88	117,112	0,0057	1,473	0,044	161806	103117,0028	0,34	0,72
4	24,25	360	10818,866	40	6,88	106,326	0,0057	1,473	0,498	161806	102945,2034	0,34	0,72
3	18,80	360	10818,866	40	6,88	82,43	0,0057	1,473	0,498	161806	102945,2034	0,34	0,72
2	12,75	360	10818,866	40	6,88	56	0,0057	1,473	0,498	161806	102945,2034	0,34	0,72
1	05,86	355	10818,866	40	6,88	25,70	0,0057	1,473	0,346	161806	118141,4216	0,20	0,71

1) Ferrailage des poteaux

Le calcul du ferrailage se fera en flexion composée à l'ELU en tenant compte des trois types de sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort correspondant.

2-1)- Etape de calcul en flexion composée à l'ELU :

a) on calcule l'effort de compression centré maximal supportable par le béton :

$$N_b^{\max} = b \cdot x \cdot f_{bc}$$

b) on calcule le coefficient de remplissage Ψ_1 , égal au rapport entre l'effort normal réel et l'effort de compression centré maximal :

$$\Psi_1 = \frac{N_u}{b \cdot h \cdot f_{bc}}$$

c) on compare le coefficient Ψ_1 à 0.81 :

➤ Si $\Psi_1 \leq 0.81$

On détermine l'excentration critique ξ :

$$\Psi_1 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})}$$

$$\Psi_1 \geq \frac{2}{3} \Rightarrow \xi = \frac{(3\Psi_1 - 1)(1 - \Psi_1)}{4\Psi_1}$$

On calcule $e_{NC} = \xi \cdot x_h$ et $e = \frac{M_u}{N_u}$

$e \leq e_{NC} \Rightarrow$ Section entièrement comprimée et l'ELU n'est pas atteint, on place le pourcentage minimal d'armatures : $A = 4 \text{ cm}^2 \times$ le périmètre de la section, le taux d'armatures dans la section de béton (A/B) devant être compris entre 0.2 et 5 %

$e > e_{NC} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée et l'ELU peut être atteint.

➤ Si $\Psi_1 > 0.81$

On détermine le coefficient x :

$$x = \frac{0.5 - \frac{d'}{h} - \psi_1 \left(0.5 - \frac{d'}{h} - \frac{e}{h} \right)}{\frac{6}{7} - \frac{d'}{h}}$$

$x \geq 0.19 \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée.

$0 \leq x < 0.19 \Rightarrow$ Section entièrement comprimée et il n'y a pas besoin d'aciers inférieurs A_s mais seulement d'aciers supérieurs A_s'

$x < 0 \Rightarrow$ la section est entièrement comprimée et on a besoin d'aciers inférieurs A_s et d'acier supérieurs A_s' .

2-2) Dimensionnement des sections partiellement comprimées :

On calcule un moment de flexion fictif :

$$M_f = M_u + N_u \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) = N_u \left(e + d - \frac{h}{2} \right)$$

On calcule les armatures de la section étudiée en flexion simple sous le moment fictif, on obtient :

- Le cas échéant une section d'aciers comprimés A_s' ;
- Une section d'armatures A_{fictif}

La section réelle d'aciers tendus vaut

$$A_s = A_{\text{fictif}} - \frac{N_u}{\sigma_{su}}$$

Cette dernière quantité peut être négative, on prend alors comme section A_s la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s \geq \max \left\{ \frac{bh}{1000}, \frac{0.23bdf_{t28}}{f_e} \right\}$$

2-3) Dimensionnement des sections entièrement comprimées :

Si $0 \leq x < 0.19$

Les sections d'armatures valent :

$$A'_s = \frac{N_u - (1-x)bf_{bc}}{\sigma'_s} \quad \text{Avec } \sigma'_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

$$A_s = 0$$

Si $x < 0$

Les sections d'armatures valent :

$$\left\{ \begin{array}{l} A'_s = \frac{N_u \left(d - \frac{h}{2} + e \right) - bhf_{bc} \left(d - \frac{h}{2} \right)}{(d-d')\sigma'_{s2}} \\ A_s = \frac{N_u - bhf_{bc}}{\sigma'_{s2}} - A'_s \end{array} \right.$$

Avec $\sigma'_{s2} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$ pour HA400

Les recommandations du RPA 99 modifiées 2003 pour les armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être :

- En haute adhérence (HA), droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ .
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.

▪ **Pourcentage minimal :**

Le pourcentage minimal d'aciers est de 0.8% de la section du béton.

- Poteau (45x45) : $A_{\min} = 0.008 \cdot (45 \times 45) = 16.2\text{cm}^2$;
- Poteau (40x40) : $A_{\min} = 0.008 \cdot (40 \times 40) = 12.8\text{cm}^2$;
- Poteau (35x35) : $A_{\min} = 0.008 \cdot (35 \times 35) = 9.8\text{cm}^2$.
- Poteau (30x30) : $A_{\min} = 0.008 \cdot (30 \times 30) = 7.2\text{cm}^2$

▪ **Pourcentage maximal :**

Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de $6\% \times bh$

- Poteau (45x45) : $A_{\min} = 0.06 \cdot (45 \times 45) = 121.5\text{cm}^2$;

- Poteau (40x40) : $A_{\min} = 0.06 \cdot (40 \times 40) = 96 \text{ cm}^2$;

- Poteau (35x35) : $A_{\min} = 0.06 \cdot (35 \times 35) = 73.5 \text{ cm}^2$;

- Poteau (30x30) : $A_{\min} = 0.06 \cdot (30 \times 30) = 54 \text{ cm}^2$;

Le pourcentage maximal en zone courante sera $4\% \times bh$

- Poteau (45x45) : $A_{\max} = 0.04 \cdot (45 \times 45) = 81 \text{ cm}^2$;

- Poteau (40x40) : $A_{\max} = 0.04 \cdot (40 \times 40) = 64 \text{ cm}^2$;

- Poteau (35x35) : $A_{\max} = 0.04 \cdot (35 \times 35) = 49 \text{ cm}^2$;

- Poteau (30x30) : $A_{\max} = 0.04 \cdot (30 \times 30) = 36 \text{ cm}^2$

2-4)-Calcul à l'ELU

Le tableau qui suit résume les calculs et le ferrailage des poteaux des deux portiques transversal et longitudinal :

Ferraillage des poteaux à l'ELU :

Ferraillage des poteaux dans le sens longitudinal:

	NIV	POTEAUX	N KN	CAS	M KN.m	OBS	ASt	ASc	A min	A adm	A
zone IV	13	30x30	-830,92	1	5,79	SPC	4,80	0	7,20	9,03	8HA12
	12		-18,84	2	9,87	SPC	4,80	0	7,20		
	11		-63,248	3	-151,88	SET	1,00	0,43	7,20		
	10										
zone III	9	35X35	-166,46	1	7,90	SPC	5,60	0	9,80	10,68	4HA14+4HA12
	8		-164,59	2	0	SPC	5,60	0	9,80		
	7		-66,855	3	-741,80	SET	1,37	0,42	9,80		
	6										
zone II	5	40X40	-	1	12,90	SPC	6,40	0	12,80	14,20	4HA16+4HA14
	4		2549,04								
	3		-363,17	2	0	SPC	6,40	0	12,80		
	2		-51,312	3	-1418,18	SET	1,81	0,39	12,80		
zone I	RDC	45X45	-2790	1	6,047	SPC	7,20	0	16,20	17,07	4HA20+4HA12
			-610,22	2	0	SPC	7,20	0	16,20		
			16,59	3	-2229,43	SPT	2,31	0	16,20		

Ferrailage des poteaux dans le sens transversal:

	NIV	POTEAUX	N KN	CA S	M KN.m	OBS	ASt	ASc	A min	A adm	A
zone IV	13	30x30	-18,84	1	9,87	SPC	4,80	0	7,20	9,03	8HA12
	12		-830,92	2	5,79	SPC	4,80	0	7,20		
	11		-63,248	3	-151,88	SEC	1,00	0,43	7,20		
	10										
zone III	9	35X35	-164,59	1	0	SPC	5,60	0	9,80	10,68	4HA14+4HA12
	8		-1666,46	2	7,90	SPC	5,60	0	9,80		
	7		-66,855	3	-741,80	SET	1,37	0,42	9,80		
	6										
zone II	5	40X40	-363,17	1	0	SPC	6,40	0	12,80	14,20	4HA16+4HA14
	4		-2590	2	6,04	SPC	6,40	0	12,80		
	3		51,312	3	1418,18	SEC	1,81	0,39	12,80		
	2										
zone I	RDC	45X45	-610,22	1	0,48	SET	7,20	0	16,20	17,07	4HA20+4HA12
			-16,59	2	2229,43	SET	7,20	0	16,20		
			2790	3	6,04	SEC	2,31	0	16,20		

IX-2-2)-vérification à l'ELS :

Pour le cas des poteaux, on doit vérifier l'état limite de compression du béton :

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

Les sollicitations sont :

Moment de flexion M_{ser} et un effort normal N_{ser} , $ex = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$

Hypothèse de calcul :

Si $e_s < \frac{h}{6} \Rightarrow$ la section est entièrement comprimée.

Si $e_s > \frac{h}{4} \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée.

➤ **Vérification d'une Section partiellement comprimée**

Pour calculer la contrainte du béton σ_{bc} , on détermine la position de l'axe neutre:

$$y_{ser} = z + c$$

z : est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $z^3 + p \cdot z + q = 0$

Avec : $c = \frac{h}{2} - e_s$

$$p = -3 \times c^2 - 90 \bar{A}_{su}' \cdot \frac{c-d'}{b} + 90 A_s \cdot \frac{d-c}{b}$$

$$q = -2 \times c^3 - 90 \cdot \bar{A}_s' \cdot \frac{(c-d')^2}{b} - 90 A_s \cdot \frac{(d-c)^2}{b}$$

Pour effectuer la résolution, on procède comme suit :

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

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

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ l'équation admet trois racines

$$z_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) \quad ; \quad z_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) \quad ; \quad z_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right)$$

$$\varphi = \arccos\left(\frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right); \quad a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On choisit parmi les trois solutions pour celle qui donne : $0 < y_{ser} < d$

On calcule l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b \cdot y_{ser}^3}{3} + 15 \times \left[A_s \cdot (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - d')^2 \right]$$

Finalement la contrainte de compression du béton vaut

$$\sigma_{bc} = \frac{z \times N_{ser}}{I} \cdot y_{ser} \leq \bar{\sigma}_b$$

La contrainte dans les aciers tendus est donnée par :

$$\sigma_s = 15 \frac{z \cdot N_{ser}}{I} (d - y_{ser})$$

La section est effectivement partiellement comprimée si $\sigma_s \geq 0$

➤ **Vérification d'une section entièrement comprimée**

On calcule l'aire de la section homogène totale :

$$S = b \cdot h + 15 \cdot (A_s + A'_s)$$

On calcule l'inertie de la section homogène:

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot X_G^2 + 15 \cdot \left[A'_s \cdot (0.5 \cdot h - d' - X_G)^2 + A_s \cdot (d - 0.5 \cdot h + X_G)^2 \right]$$

$$X_G = 15 \cdot \frac{A'_s \cdot (0.5 \cdot h - d') - A_s \cdot (d - 0.5 \cdot h)}{b \cdot h + 15 \cdot (A'_s + A_s)}$$

Les contraintes dans le béton valent

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I}$$

On vérifie que $\max(\sigma_{sup}; \sigma_{inf}) \leq \bar{\sigma}_b$

Remarque :

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

Les vérifications sont résumées dans les tableaux suivants :

Vérification à L'ELS :

Sens longitudinal																				
Niv	Sec	Comb	N(kN m)	M(kN m)	es	h/6	h/4	Nature	A adop	As=A' s	AminCN F	bo	h/2- 2,5	d- h/2	Xg	I	σin f	σsu p	σ	observatio n
zone IV	30x3 0	Nmax- Mcor	609,82	4,203	0,00 0	0,05 0	0,07 5	SEC	9,03	4,52	2,68	1035, 5	12,50	12,5	0,0 0	88664	1,7 3	1,73	1	Vérifiée
		Mmax- Ncor	-46,406	-111,24	0,14 2	0,05 0	0,07 5	SPC	9,03	4,52	2,68	1035, 5	12,50	12,5	0,0 0	88664	0,1 0	0,10	5	Vérifiée
zone III	35x3 5	Nmax- Mcor	121,01	0	0,00 0	0,05 8	0,08 8	SEC	10,68	5,34	3,64	1385, 2	15,00	15	0,0 0	16109 7	2,8 0	2,80	1	Vérifiée
		Mmax- Ncor	39,893	510,0	0,01 3	0,05 8	0,08 8	SEC	10,68	5,34	3,64	1385, 2	15,00	15	0,0 0	16109 7	0,8 5	0,85	5	Vérifiée
zone II	40x4 0	Nmax- Mcor	-267,13	0	0,00 0	0,06 7	0,10 0	SEC	12,55	6,28	4,75	1788	17,50	17,5	0,0 0	27098 5	3,4 4	3,44	1	Vérifiée
		Mmax- Ncor	-37,46	1040,96	0,00 7	0,06 7	0,10 0	SEC	12,55	6,28	4,75	1788	17,50	17,5	0,0 0	27098 5	1,3 9	1,39	5	Vérifiée
zone I	45x4 5	Nmax- Mcor	620,83 3	0	0,00 0	0,07 5	0,11 3	SEC	17,07	8,54	6,02	2281	20,00	20	0,0 0	44413 9	3,0 7	3,07	1	Vérifiée
		Mmax- Ncor	374,59 0	2,486	0,00 7	0,07 5	0,11 3	SEC	17,07	8,54	6,02	2281	20,00	20	0,0 0	44413	1,8	1,85	5	Vérifiée

Sens transversal																				
Niv	Sec	Comb	N(kNm)	M(kNm)	es	h/6	h/4	Nature	A adop	As=A'	AminCN F	bo	h/2- 2,5	d- h/2	Xg	I	σin f	σsu p	σ	observation
zone IV	30x30	Nmax-Mcor	418,276	3,205	0,008	0,050	0,075	SEC	9,03	4,52	2,68	1035,5	12,50	12,5	0,00	88664	4,65	4,65	1,05	Vérifiée
		Mmax-Ncor	94,909	4,559	0,048	0,050	0,075	SEC	9,03	4,52	2,68	1035,5	12,50	12,5	0,00	88664	1,05	1,05		Vérifiée
zone III	35x35	Nmax-Mcor	851,841	2,963	0,003	0,058	0,088	SEC	10,68	5,34	3,64	1385,2	15,00	15	0,00	161097	6,95	6,95	1,05	Vérifiée
		Mmax-Ncor	203,972	4,350	0,021	0,058	0,088	SEC	10,68	5,34	3,64	1385,2	15,00	15	0,00	161097	1,67	1,67		Vérifiée
zone II	40x40	Nmax-Mcor	1267,056	3,768	0,003	0,067	0,100	SEC	12,55	6,28	4,75	1788	17,50	17,5	0,00	270985	7,92	7,92	1,05	Vérifiée
		Mmax-Ncor	203,972	4,350	0,021	0,067	0,100	SEC	12,55	6,28	4,75	1788	17,50	17,5	0,00	270985	1,27	1,27		Vérifiée
zone I	45x45	Nmax-Mcor	1396,046	7,316	0,005	0,075	0,113	SEC	17,07	8,54	6,02	2281	20,00	20	0,00	444139	6,89	6,89	1,05	Vérifiée
		Mmax-Ncor	698,495	7,856	0,011	0,075	0,113	SEC	17,07	8,54	6,02	2281	20,00	20	0,00	444139	3,45	3,45		Vérifiée

Armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t \geq \frac{\phi_L}{3} = \frac{20}{3} = 6.66\text{mm} \text{ Soit } \phi_t = 8\text{mm}$$

$$4\text{HA}8 \Rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

Les recommandations du RPA 99**Espacement :**

La valeur maximale de l'espacement « t » des armatures transversales est déterminée comme suit:

En zone nodale : (délimité au chapitre calcul des poutres)

$$t \leq \text{Min} (10 \times \text{diamètre}, 15\text{cm})$$

$$\text{Pour } \phi_l^{\min} = 12\text{mm} \Rightarrow t \leq \min(12 ; 15\text{cm}) \text{ soit } \mathbf{St=10 \text{ cm}}$$

En zone courante :

$$t' \leq 15 \times \text{diamètre}$$

ϕ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

$$\text{Pour } \phi_l^{\min} = 12\text{mm} \Rightarrow t' = 15 \times 1,2 = 18\text{cm} \text{ soit } \mathbf{t'=15 \text{ cm}}$$

Calcul des Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule (art 7.4.2.2)

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot T_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

T_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

- $\rho_a=2,5$ si l'élanement géométrique dans la direction considérée est $\lambda_1 \geq 5$.
- $\rho_a=3,75$ dans le cas contraire.

L'élanement (λ) est donné par la relation : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

Avec
$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{b \cdot h^3 / 12}{b \cdot h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

Tel que $l_f = 0.7 l_0$: longueur de flambement du poteau

l_0 : longueur libre du poteau $l_0 = 306$ cm pour les étages courant

$l_0 = 424$ cm pour le RDC.

L'élanement d'un poteau carré de (30x30) : $\lambda = \frac{l_f}{i} = l_f \cdot \frac{\sqrt{12}}{h} = 0.7 \times 306 \times \frac{\sqrt{12}}{30} = 24.73$

L'élanement d'un poteau carré de (35x35) : $\lambda = \frac{l_f}{i} = l_f \cdot \frac{\sqrt{12}}{h} = 0.7 \times 306 \times \frac{\sqrt{12}}{35} = 21.20$

$\lambda_g = \frac{l_f}{i}$ Avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{b \cdot h^3}{12 \cdot b \cdot h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$

Tel que : $l_f = 0,7 \cdot l_0$

l_0 : Longueur libre du poteau

Poteau de 30x30 :

$$\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot l_f = \frac{\sqrt{12}}{30} \times 0,7 \times 306 = 24.73$$

Poteau de 35x35 :

$$\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot l_f = \frac{\sqrt{12}}{35} \times 0,7 \times 306 = 21.20$$

Poteau de 40x40 :

$$\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot l_f = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0,7 \times 306 = 18.55$$

Poteau de 45x45 :

$$\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot l_f = \frac{\sqrt{12}}{45} \times 0,7 \times 424 = 22,84$$

On remarque que $\lambda > 5$ donc : $\rho_a = 2.5$

$$\text{Donc : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot T_u}{h_1 \cdot f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho_a \cdot T_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e}$$

$$\blacksquare A_t = 2.5 \times 3689.256 \times 0.15 / (45 \times 40)$$

$$A_t = 0.76 \text{ cm}^2$$

Vérification de la quantité d'armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée comme suite :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 : A_t^{\min} = 0,3\% t.b$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 : A_t^{\min} = 0,8\% t.b$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : Elancement géométrique du poteau

Poteau de 30x30 :

$$A_t^{\min} = 0,3\% t.b = 0.09 t$$

Poteau de 35x35 :

$$A_t^{\min} = 0,3\% t.b = 0.10 t$$

Poteau de 40x40 :

$$A_t^{\min} = 0,3\% t.b = 0.12 t$$

Poteau de 45x45 :

$$A_t^{\min} = 0,3\% t.b = 0.13 t$$

En zone nodale : t = 10 cm

$$\text{Poteau de 30x30 : } A_t^{\min} = 0.09 \times 10 = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau de 35x35 : } A_t^{\min} = 0.10 \times 10 = 1.00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau de 40x40 : } A_t^{\min} = 0.12 \times 10 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau de 45x45 : } A_t^{\min} = 0.13 \times 10 = 1.3 \text{ cm}^2$$

En zone courante : $t' = 15 \text{ cm}$

Poteau de 30x30 : $A_t^{\min} = 0.09 \times 15 = 1.35 \text{ cm}^2$

Poteau de 35x35 : $A_t^{\min} = 0.10 \times 15 = 1.5 \text{ cm}^2$

Poteau de 40x40 : $A_t^{\min} = 0.12 \times 15 = 1.8 \text{ cm}^2$

Poteau de 45x45 : $A_t^{\min} = 0.13 \times 15 = 1.95 \text{ cm}^2$

Conclusion : les armatures transversales des poteaux seront composées de :

2 cadres HA8 soit $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.95 \text{ cm}^2$

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rives et d'angles doit être effectué avec des crochets à 90° , les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle ;

.1-Ferrailage des voiles :**1) Introduction :**

Les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant sous les combinaisons des efforts dus aux charges verticales (G et Q) et aux charges horizontales (E).

Dans le but de faciliter la réalisation et d'alléger les calculs, on décompose le bâtiment en (04) zones :

Zone I : R-D-C;

Zone II : 1^{er}, 2^{eme}, 3^{eme} et 4^{eme} ;

Zone III : 5^{eme}; 6^{eme}, 7^{eme} et 8^{eme} étage ;

Zone IV : 9^{eme}, 10^{eme}, 11^{eme} et 12^{eme} étage

2) Ferrailage des voiles pleins :**a) Exposé de la méthode :**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N max, M max) en utilisant les formules suivantes :

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

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

B : section du béton

I : moment d'inertie du voile

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

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

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

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

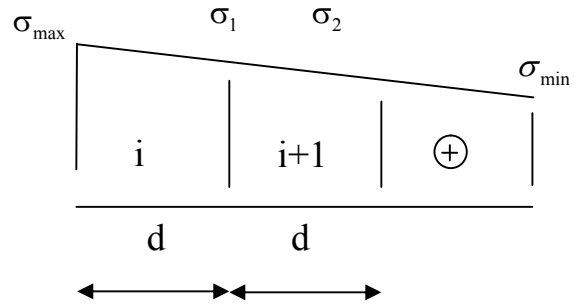
Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues

b) Armatures verticales :**➤ Section entièrement comprimée et entièrement tendue :**

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

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec : e : épaisseur du voile



1-Pour une Section entièrement comprimée

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

B : section du voile et $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

-Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

2-Pour une Section entièrement tendue

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} \quad \text{avec} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

-Armatures minimales :

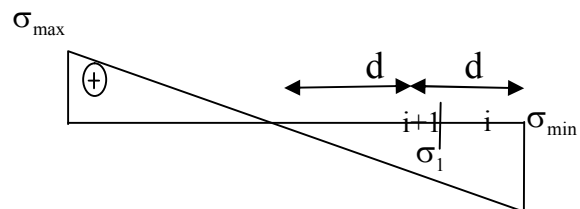
$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23Bf_{t28}}{f_e}; 0.005B \right\}$$

➤ **Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s} \quad \text{avec} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$



-Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23 B f_{t28}}{f_e}; 0.005 B \right\}$$

c) Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales.

$$A_h \geq \frac{A_v}{4}$$

$A_h \geq 0.15\% B$ **globalement dans la section du voile**

$A_h \geq 0.10\% B$ **en zone courante**

B : Section du béton

A_v : **Section d'armature verticales.**

d) Armature de couture :

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

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{T}}{f_e} \text{ avec } \bar{T} = 1.4 T$$

T : 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.

e) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

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

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré de surface.

f) Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celles-ci est $\geq 4HA10$ légaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieure à l'épaisseur du voile.

3) Dispositions constructives :

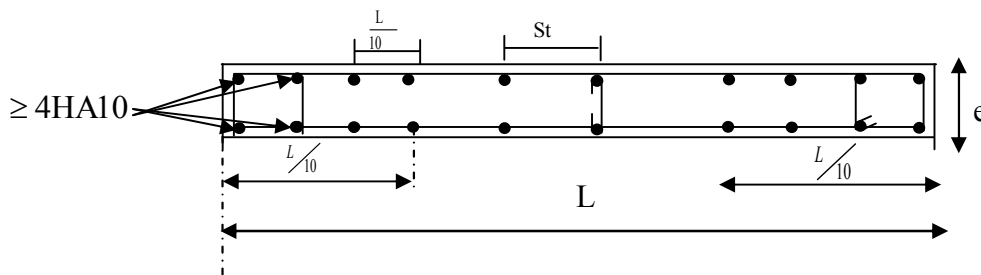
➤ **Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e, 30cm\} \dots\dots\dots \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

Avec : e = épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.



Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à : **Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)**

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\phi_{\max} = \frac{e}{10} = 20\text{mm}$$

4) Vérification :**❖ Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il considéré :

$$N_s = G + Q$$

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

Avec :

N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement :**Selon le RPA99 (version 2003) :**

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

Avec :

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

Selon le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa.}$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

5) Exemple de calcul : VL1 et VL3

Caractéristiques géométriques :

$$L = 3.45 \text{ m} \quad e = 0,20 \text{ m} \quad V = V' = L/2 = 1.725 \text{ m} \quad I = 0,684 \text{ m}^4 \quad B = 0.69 \text{ m}^2$$

Sollicitation de calcul :

$$N_{\min} = 201.08 \text{ kN}$$

$$N_{\max} = 5809.95 \text{ kN}$$

Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L = 1.76 \text{ m}$$

Largeur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c = 3.45 - 1.76 = 1.69 \text{ m}$$

Calcul de la longueur (d)

$$\text{Avec } d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) = 1.17 \text{ m}$$

On prend $d = 1.17 \text{ m}$

Détermination des armatures :

1^{ère} bande : d = 1.17 m

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d)\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{(1.69 - 1.17) \times 5088.95}{1.69} = 1568.83 \text{ kN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = \frac{5088.95 + 1568.83}{2} \times 1.17 \times 0.2 = 778.96 \text{ kN}$$

Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = \frac{778.96 \times 10}{\frac{400}{1.15}} = 22.38 \text{ cm}^2$$

2^{ème} bande : d = 1.17 m

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = \frac{1568.83 \cdot 1.17 \cdot 0.2}{2} = 183.55 \text{ kN}$$

-Armatures verticales :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = \frac{183.55 \times 10}{348} = 5.27 \text{ cm}^2$$

Section minimale

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{0.23 d \cdot e \cdot f_{t28}}{f_e}; 0.005 d \cdot e \right\}$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{0.23 \times 0.78 \times 0.2 \times 2.1}{400}; 0.005 \times 1.17 \times 0.2 \right\} = 11.7 \text{ cm}^2$$

A_{v2} et inférieur a A_{\min} donc on doit ferrailer avec cette dernière

$$\Rightarrow \{A_{v1} = A_{v2} = 7.80 \text{ cm}^2$$

.Armatures de coutures

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 22.38 + \frac{7.12}{4} = 24.16 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 13.48 \text{ cm}^2$$

Le voile est ferrailé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique

1^{ere} bande : 5HA20 = 24.16 cm²/d₁ soit: 4HA20 /nappe .avec espacement de 12 cm

2^{ieme} bande : 7HA12=13.48 cm²/d₂ soit: 4HA12/nappe avec espacement de 20 cm

Armatures horizontales :

D'après le BAEL 91 :

$$A_h = \frac{A_v}{4} = \frac{11.7 * 4.24}{4} = 12.4 \text{ cm}^2$$

$$A_h \geq \max\left\{\frac{A_v}{4}; 0.15\% B\right\} = \max\{8.41 ; 10.35\} = 10.35 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA10** avec : **St =25 cm**

-Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

-Vérification des espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e, 30\text{cm}\} = 30 \text{ cm} \text{ condition vérifiée}$$

-Vérification des contraintes de cisaillement:

Selon le RPA99 / VERSION2003

$$\tau_b = \frac{1.4T}{e d 3.3}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 189.93}{0.2 \times 1.17 \times 3.3} \times 10^{-3} = 0.34 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition}$$

vérifiée

D'après le BAEL 91 :

$$\tau_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(0.15 \times \frac{25}{1.5}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T}{0.9 d \cdot e} = \frac{189.13}{0.2 \times 0.9 \times 1.17} \times 10^{-3} = 0.89 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Condition}$$

vérifiée

Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A_v} \Rightarrow \sigma_b = \frac{3178.51 \times 10^{-3}}{0.69 + 15(22.38) \times 10^{-4}} = 4.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.39 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Le ferrailage d'autres voiles dans les différentes zones est donné sous forme de tableaux

Ferrailage des voiles VI₁, VI₃ :

	zone		I	II	III	IV
Caractéristiques géométriques	L	(m)	3.450	3.400	3.350	3.300
	e	(m)	0.2	0.2	0.2	0.2
	B	(m²)	0.69	0.68	0.67	0.66
	I	(m⁴)	0.684	0.655	0.627	0.599
	V=V'=L/2	(m)	1.725	1.7	1.675	1.65
sollicitations de calcul	N_{max}	(kN)	5331.08	5414.48	3804.29	2244.65
	N_{min}	(kN)	201.08	3811.12	2173.79	114.21
	N_s	(kN)	3178.51	2239.21	2767.92	445.87
	σ_{max}	(kN/m²)	5809.95	5372.23	3660.74	1845.17
	σ_{min}	(kN/m²)	5088.95	4005.88	2219.06	200.19
	nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	Lc	(m)	1.76	1.99	2.13	3.14
	Lt	(m)	1.69	1.41	1.22	0.16
	d	(m)	1.17	1.32	1.42	2.09
	σ₁	(kN/m²)	1568.83	243.26	724.59	749.5
	σ₂	(kN/m²)	0.00	0.00	0.00	0.00
	N₁	(kN)	778.96	535.17	411.56	180.51
N₂	(kN)	183.55	32.11	102.89	156.64	
Ferrailage	A_{v1}	(cm²)	22.38	15.37	11.82	5.18
	A_{v2}	(cm²)	5.27	0.92	2.95	4.8
	A_{v min}	(cm²)	11.7	13.2	14.2	7.86
	A_{vj}	(cm²)	7.12	6.88	5.44	3.06
	A1=A_{v1}/2+A_{vj}/4	(cm²)	12.97	9.40	8.46	4.70
	A2=A_{v2}/2+A_{vj}/4	(cm²)	7.63	8.32	8.46	4.70

	choix de la section par nappe	bande1	5HA20	3HA20	8HA12	6HA10
		bande2	7HA12	8HA12	8HA12	6HA10
	section utilisée	bande1	15.71	9.42	9.05	4.71
		bande2	7.92	9.05	9.05	4.71
	espacement	bande1	12	12	13	13
		bande2	20	18	18	25
	A _h	(cm ²)	7.44	6.06	3.77	3.16
A _{h min}	(cm ²)	10.35	10.20	10.05	9.90	
A _h choix par nappe/ml			4HA10	6HA10	6HA10	6HA10
Vérification des contraintes	τ _b =5MPa	τ _b	0.39	0.37	0.034	0.019
	τ _u =2,5	τ _u	0.89	0.20	0.22	0.13
	σ _{bc} =15	σ _{bc}	4.39	2.31	1.27	0.96

 Ferrailage des voiles V_{l2} :

		zone	I	II	III	IV	
Caractéristiques géométriques	L	(m)	3.150	3.100	3.050	3.000	
	e	(m)	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B	(m ²)	0.63	0.62	0.61	0.6	
	I	(m ⁴)	0.521	0.497	0.473	0.450	
	V=V'=L/2	(m)	1.575	1.55	1.525	1.5	
sollicitations de calcul	N _{max}	(kN)	2949.97	2387.26	1720.43	908.75	
	N _{min}	(kN)	2409.97	2101.92	1045.94	181.41	
	N _s	(kN)	672.886	598.968	429.655	213.992	
	σ _{max}	(kN/m ²)	4682.5	3414.99	2801.33	1007.32	
	σ _{min}	(kN/m ²)	1933.97	2001.56	980.66	799.12	
	nature de la section			SPC	SPC	SPC	SPC
	L _c	(m)	1.69	1.64	1.62	1.57	
	L _t	(m)	1.46	1.46	1.43	1.43	
	d	(m)	0.73	0.73	0.71	0.71	

	σ_1	(kN/m ²)	966.98	814.76	741.46	402.35	
	σ_2	(kN/m ²)	0.00	0.00	0.00	0.00	
	N_1	(kN)	211.76	202.77	122.27	85.3	
	N_2	(kN)	70.66	59.47	52.64	25.56	
Ferrailage	A_{v1}	(cm ²)	6.08	5.82	3.51	2.45	
	A_{v2}	(cm ²)	2.03	1.71	1.52	0.82	
	$A_{v \min}$	(cm ²)	7.30	7.20	7.10	7.10	
	A_{vj}	(cm ²)	5.37	5.19	4.10	2.30	
	$A1=A_{v1}/2+A_{vj}/4$	(cm ²)	5.00	4.90	4.58	4.12	
	$A2=A_{v2}/2+A_{vj}/4$	(cm ²)	5.00	4.90	4.58	4.12	
	choix de la section par nappe	bande1		5HA12	5HA12	6HA10	6HA10
		bande2		5HA12	5HA12	6HA10	6HA10
	section utilisée	bande1		5.65	5.65	4.71	4.71
		bande2		5.65	5.65	4.71	4.71
	espacement	bande1		16	16	22	22
		bande2		16	16	22	22
	A_h	(cm ²)		5.69	3.97	3.13	1.76
	$A_{h \min}$	(cm ²)		9.45	9.30	9.15	9.00
A_h choix par nappe/ml			4HA10	4HA10	4HA10	4HA10	
Vérification des contraintes	$\tau_b=5\text{MPa}$	τ_b	0.35	0.33	0.26	0.15	
	$\tau_u=2,5$	τ_u	0.25	0.24	0.19	0.11	
	$\sigma_{bc}=15$	σ_{bc}	0.98	0.89	0.67	0.35	

Ferrailage des voiles Vl_5 :

		zone	I	II	III	IV	
Caractéristiques géométriques	L	(m)	2.800	2.800	2.800	2.800	
	e	(m)	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B	(m ²)	0.56	0.56	0.56	0.56	
	I	(m ⁴)	0.366	0.366	0.366	0.366	
	V=V'=L/2	(m)	1.4	1.4	1.4	1.4	
Sollicitations de calcul	N _{max}	(kN)	3034.15	2654.58	1774.15	890.33	
	N _{min}	(kN)	2904.03	1992.78	1075.22	212.16	
	N _s	(kN)	1685.86	1279.33	1099.31	959.62	
	σ _{max}	(kN/m ²)	5418.9	4740.32	3168.12	1589.87	
	σ _{min}	(kN/m ²)	4682.94	3557.82	1920.03	378.85	
	nature de la section			SPC	SPC	SPC	SPC
	Lc	(m)	1.50	1.48	1.49	1.46	
	Lt	(m)	1.30	1.32	1.31	1.34	
	d	(m)	0.65	0.66	0.66	0.67	
	σ ₁	(kN/m ²)	2653.6	1971.22	952.70	189.42	
	σ ₂	(kN/m ²)	0.00	0.00	0.00	0.00	
	N ₁	(kN)	476.87	365	189.6	98.07	
N ₂	(kN)	172.48	130.10	62.90	32.69		
Ferrailage	A _{v1}	(cm ²)	13.70	10.48	5.45	2.82	
	A _{v2}	(cm ²)	4.95	3.73	1.81	0.94	
	A _{v min}	(cm ²)	6.52	6.61	6.57	6.69	
	A _{vj}	(cm ²)	4.86	4.71	3.78	2.17	
	A1=A _{v1} /2+A _{vj} /4	(cm ²)	8.06	6.41	4.23	3.88	
	A2=A _{v2} /2+A _{vj} /4	(cm ²)	4.48	4.50	4.23	3.88	
	choix de la section par nappe	bande1		7HA12	6HA12	6HA10	6HA10
		bande2		7HA10	6HA10	6HA10	6HA10
section utilisée	bande1		7.91	6.78	4.71	4.71	

		bande2	5.50	4.71	4.71	4.71
	espacement	bande1	9	9	12	10
		bande2	12	12	12	13
	A_h	(cm²)	5.15	3.60	2.90	1.66
	A_{h min}	(cm²)	8.40	8.40	8.40	8.40
	A_hchoix par nappe/ml		4HA10	4HA10	4HA10	4HA10
Vérification des contraintes	τ_b=5MPa	τ_b	0.36	0.35	0.28	0.16
	τ_u=2,5	τ_u	0.26	0.25	0.20	0.11
	σ_{bc}=15	σ_{bc}	1.09	0.98	0.68	0.35

Ferrailage des voiles V_{l4} et V_{l6} :

	zone		I	II	III	IV
Caractéristiques géométriques	L	(m)	3.450	3.400	3.350	3.300
	e	(m)	0.2	0.2	0.2	0.2
	B	(m²)	0.69	0.68	0.67	0.66
	I	(m⁴)	0.67	0.648	0.614	0.585
	V=V'=L/2	(m)	1.725	1.7	1.675	1.65
sollicitations de calcul	N_{max}	(kN)	5152.72	4722.88	3151.84	1578.71
	N_{min}	(kN)	5014.3	3451.49	2520.39	316.92
	N_s	(kN)	3608.2	2809.3	2010.51	982.30
	σ_{max}	(kN/m²)	7467.75	6945.41	4704.43	2391.98
	σ_{min}	(kN/m²)	7267.10	5075.72	3761.77	480.18
	nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	L_c	(m)	1.84	1.79	1.77	1.72
	L_t	(m)	1.61	1.61	1.58	1.58
	d	(m)	0.81	0.81	0.79	0.79
	σ₁	(kN/m²)	3610.98	2268.47	1880.88	1195.96
	σ₂	(kN/m²)	0.00	0.00	0.00	0.00

	N₁	(kN)	881.24	594.88	445.77	283.45	
	N₂	(kN)	292.48	183.74	148.60	94.50	
Ferrailage	A_{v1}	(cm²)	25.32	17.09	12.80	8.14	
	A_{v2}	(cm²)	8.40	5.27	4.27	2.71	
	A_{v min}	(cm²)	8.10	8.10	7.91	7.92	
	A_{vj}	(cm²)	8.09	7.81	6.16	3.47	
	A1=A_{v1}/2+A_{vj}/4	(cm²)	14.68	10.49	7.94	5.00	
	A2=A_{v2}/2+A_{vj}/4	(cm²)	6.22	6.00	5.60	4.82	
	choix de la section par nappe	bande1		8HA16	7HA14	8HA12	7HA10
		bande2		8HA10	8HA10	8HA10	7HA10
	section utilisée	bande1		16.07	10.77	9.05	5.50
		bande2		6.28	6.28	6.28	5.50
	espacement	bande1		10	10	10	12
		bande2		12	12	12	14
	A_h	(cm²)		8.57	5.97	4.71	2.65
A_{h min}	(cm²)		10.35	10.20	10.05	9.90	
A_hchoix par nappe/ml			4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	
Vérification des contraintes	τ_b=5MPa	τ_b	0.49	0.48	0.38	0.22	
	τ_u=2,5	τ_u	0.35	0.34	0.27	0.16	
	σ_{bc}=15	σ_{bc}	1.13	1.04	0.73	0.38	

Ferrailage des voiles transversaux V_{t1} et V_{t2} :

	zone		I	II	III	IV
Caractéristiques géométriques	L	(m)	2.31	2.26	2.21	2.16
	e	(m)	0.2	0.2	0.2	0.2
	B	(m²)	0.462	0.452	0.442	0.432
	I	(m⁴)	0.205	0.192	0.180	0.168
	V=V'=L/2	(m)	1.155	1.13	1.105	1.08
Sollicitations de calcul	N_{max}	(kN)	4340.09	4018.15	2767.69	1394.87
	N_{min}	(kN)	2317.38	1649.95	909.80	136.77
	N_s	(kN)	2399.39	1648.36	903.58	184.51
	σ_{max}	(kN/m²)	5173.99	3898.16	2445.04	635.42
	σ_{min}	(kN/m²)	5088.76	3860.52	2173.79	114.21
	nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	Lc	(m)	1.40	1.31	1.30	1.12
	Lt	(m)	0.91	0.95	0.91	1.04
	d	(m)	0.46	0.47	0.46	0.52
	σ₁	(kN/m²)	2516.42	1950.58	1074.95	57.10
	σ₂	(kN/m²)	0.00	0.00	0.00	0.00
	N₁	(kN)	349.83	273.12	149.44	81.02
	N₂	(kN)	115.75	91.67	49.44	12.97
Ferrailage	A_{v1}	(cm²)	10.05	7.84	4.29	2.97
	A_{v2}	(cm²)	3.32	2.63	1.42	0.69
	A_{v min}	(cm²)	4.56	4.73	4.57	5.20
	A_{vj}	(cm²)	2.09	2.09	1.49	0.79
	A1=A_{v1}/2+A_{vj}/4	(cm²)	5.54	4.45	2.65	2.8
	A2=A_{v2}/2+A_{vj}/4	(cm²)	2.80	2.88	2.65	2.8
	choix de la section par nappe	bande1	6HA12	6HA10	5HA10	5HA10
		bande2	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10
	section utilisée	bande1	6.77	4.71	3.92	3.92
		bande2	3.92	3.92	3.92	3.92

	espacement	bande1	15	20	25	25
		bande2	25	25	25	25
	A _h	(cm ²)	2.91	2.89	1.99	1.91
	A _{h min}	(cm ²)	6.93	6.78	6.63	6.48
	A _h choix par nappe/ml		4HA10	4HA10	4HA10	4HA10
Vérification des contraintes	τ _b =5MPa	τ _b	0.19	0.19	0.14	0.08
	τ _u =2,5	τ _u	0.13	0.14	0.10	0.05
	σ _{bc} =15	σ _{bc}	2.36	2.18	1.47	0.70

 Ferrailage des voiles transversaux VT₃ et VT₄ :

		zone	I	II	III	IV
Caractéristiques géométriques	L	(m)	4.450	4.400	4.350	4.300
	e	(m)	0.2	0.2	0.2	0.2
	B	(m ²)	0.89	0.88	0.87	0.86
	I	(m ⁴)	1.469	1.420	1.372	1.325
	V=V'=L/2	(m)	2.225	2.2	2.175	2.15
sollicitations de calcul	N _{max}	(kN)	2376.33	2109.60	1412.58	695.29
	N _{min}	(kN)	1451.14	995.95	344.56	61.93
	N _s	(kN)	901.60	616.76	365.37	61.85
	σ _{max}	(kN/m ²)	6199.74	5414.3	3804.45	2244.7
	σ _{min}	(kN/m ²)	2674.70	2018.35	1076.28	818.80
	nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	L _c	(m)	2.35	2.30	2.28	2.16
	L _t	(m)	2.10	2.10	2.07	2.14
	d	(m)	1.05	1.05	1.04	1.07
	σ ₁	(kN/m ²)	1337.35	1009.17	535.54	409.4
	σ ₂	(kN/m ²)	0.00	0.00	0.00	0.00
	N ₁	(kN)	421.26	317.88	167.63	131.42
	N ₂	(kN)	140.42	105.96	56.23	43.81

Ferrailage	A_{v1}	(cm ²)	12.10	9.13	4.81	3.77	
	A_{v2}	(cm ²)	4.03	3.04	1.61	1.25	
	$A_{v \min}$	(cm ²)	10.50	10.51	10.40	10.70	
	A_{vj}	(cm ²)	10.07	7.61	7.58	7.23	
	$A1=A_{v1}/2+A_{vj}/4$	(cm ²)	8.56	7.16	7.09	7.16	
	$A2=A_{v2}/2+A_{vj}/4$	(cm ²)	7.76	7.16	7.09	7.16	
	choix de la section par nappe	bande1		7HA12	7HA12	7HA12	7HA12
		bande2		6HA12	7HA12	7HA12	7HA12
	section utilisée	bande1		8.90	7.92	7.92	7.92
		bande2		7.83	7.92	7.92	7.92
	espacement	bande1		13	15	15	15
		bande2		16	15	15	15
	A_h	(cm ²)	11.34	5.82	5.8	5.53	
	$A_{h \min}$	(cm ²)	13.35	13.20	13.05	12.90	
A_hchoix par nappe/ml			4HA16	5HA16	4HA16	4HA16	
Vérification des contraintes	$\tau_b=5\text{MPa}$	τ_b	0.87	0.87	0.63	0.35	
	$\tau_u=2,5$	τ_u	0.62	0.62	0.45	0.25	
	$\sigma_{bc}=15$	σ_{bc}	1.21	1.13	0.79	0.38	

Ferrailage des voiles transversaux VT₅, VT₆ et VT₇ :

	zone		I	II	III	IV
Caractéristiques géométriques	L	(m)	1.600	1.600	1.600	1.600
	e	(m)	0.2	0.2	0.2	0.2
	B	(m²)	0.32	0.32	0.32	0.32
	I	(m⁴)	0.068	0.068	0.068	0.068
	V=V'=L/2	(m)	0.8	0.8	0.8	0.8
sollicitations de calcul	N_{max}	(kN)	3770.8	3543.05	2451.07	1269.08
	N_{min}	(kN)	792.51	595.96	344.07	61.93
	N_s	(kN)	2317.39	1706.26	961.52	183.51
	σ_{max}	(kN/m²)	5173.84	3898.16	2488.65	931.39
	σ_{min}	(kN/m²)	5088.95	3811.12	2173.79	114.21
	nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	Lc	(m)	0.92	0.89	0.90	0.81
	Lt	(m)	0.68	0.71	0.70	0.79
	d	(m)	0.34	0.35	0.35	0.39
	σ₁	(kN/m²)	2544.47	1333.82	1086.9	57.82
	σ₂	(kN/m²)	0.00	0.00	0.00	0.00
	N₁	(kN)	259.53	181.00	114.12	6.70
	N₂	(kN)	86.51	46.70	38.04	2.25
Ferrailage	A_{v1}	(cm²)	7.45	5.20	3.30	0.20
	A_{v2}	(cm²)	2.50	1.35	1.10	0.11
	A_{v min}	(cm²)	3.40	3.50	3.50	3.90
	A_{vj}	(cm²)	0.92	0.92	0.67	0.37
	A1=A_{v1}/2+A_{vj}/4	(cm²)	3.95	2.83	1.90	2.04
	A2=A_{v2}/2+A_{vj}/4	(cm²)	1.93	2.00	1.90	2.04
	choix de la section par nappe	bande1	4HA12	3HA12	3HA10	3HA10
		bande2	4HA10	4HA10	3HA10	3HA10
	section utilisée	bande1	4.52	3.39	2.36	2.36

		bande2	3.14	3.14	2.36	2.36
	espacement	bande1	14	16	20	20
		bande2	18	18	20	20
	A_h	(cm²)	1.77	1.50	1.26	1.26
	A_{h min}	(cm²)	4.80	4.80	4.80	4.80
	A_hchoix par nappe/ml		4HA10	4HA10	4HA10	4HA10
Vérification des contraintes	τ_b=5MPa	τ_b	0.12	0.12	0.09	0.05
	τ_u=2,5	τ_u	0.09	0.08	0.06	0.03
	σ_{bc}=15	σ_{bc}	1.46	1.35	0.88	0.40

Ferrailage des voiles transversaux VT₈ et VT₉ :

		zone	I	II	III	IV
Caractéristiques géométriques	L	(m)	3.450	3.400	3.350	3.300
	e	(m)	0.2	0.2	0.2	0.2
	B	(m²)	0.69	0.68	0.67	0.66
	I	(m⁴)	0.684	0.655	0.627	0.599
	V=V'=L/2	(m)	1.725	1.7	1.675	1.65
sollicitations de calcul	N_{max}	(kN)	4265.44	2917.14	2635.23	1314.41
	N_{min}	(kN)	2147.62	1491.05	808.37	119.45
	N_s	(kN)	2098.62	1003.58	860.08	269.32
	σ_{max}	(kN/m²)	5141.5	3860.52	2488.65	926.56
	σ_{min}	(kN/m²)	5088.95	3810.13	2173.65	113.63
	nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	L_c	(m)	1.88	1.82	1.79	1.66
	L_t	(m)	1.57	1.58	1.56	1.64
	d	(m)	0.79	0.79	0.78	0.82
	σ₁	(kN/m²)	2528.30	1905.06	1086.82	56.82
	σ₂	(kN/m²)	0.00	0.00	0.00	0.00
	N₁	(kN)	601.76	451.50	254.32	14.02
	N₂	(kN)	200.01	150.50	84.77	4.70

Ferrailage	A_{v1}	(cm ²)	17.29	12.97	7.31	0.40	
	A_{v2}	(cm ²)	5.75	4.32	2.44	0.13	
	$A_{v \text{ min}}$	(cm ²)	7.86	7.92	7.78	8.19	
	A_{vj}	(cm ²)	6.70	6.72	4.83	2.61	
	$A1=A_{v1}/2+A_{vj}/4$	(cm ²)	10.32	8.16	5.09	4.74	
	$A2=A_{v2}/2+A_{vj}/4$	(cm ²)	5.60	5.64	5.09	4.74	
	choix de la section par nappe	bande1		6HA16	5HA16	7HA10	7HA10
		bande2		5HA12	5HA12	7HA10	7HA10
	section utilisée	bande1		12.06.	10.05	5.50	5.50
		bande2		5.65	5.65	5.50	5.50
	espacement	bande1		8	10	18	18
		bande2		16	16	18	18
	A_h	(cm ²)		7.10	5.14	3.70	2.01
$A_{h \text{ min}}$	(cm ²)		10.35	10.20	10.05	9.90	
A_h choix par nappe/ml			4HA10	5HA10	5HA10	5HA10	
Vérification des contraintes	$\tau_b=5\text{MPa}$	τ_b	0.40	0.41	0.30	0.16	
	$\tau_u=2,5$	τ_u	0.29	0.29	0.21	0.12	
	$\sigma_{bc}=15$	σ_{bc}	1.27	1.16	0.79	0.37	

X-1) Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objectif la transmission au sol des efforts apportés par la structure. Ces efforts consistent en :

- ◆ Un effort normal : charges et surcharges verticales centrées.
- ◆ Une force horizontale : résultante de l'action sismique.
- ◆ Un moment qui peut être de grandeur variable qui s'exerce dans des plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et résistance aux sollicitations extérieures :

➤ Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de grande capacité portante ; elles sont réalisées près de la surface (semelles isolées, semelles filantes, radiers).

➤ Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols de faible capacité portante ou dans le cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur (pieux et puits).

Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 2$ bars.

Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

X-2) Choix du type de fondation :

Le type de fondation à adopter est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- la résistance du sol
- le tassement du sol
- La facilité d'exécution.
- L'économie.

Dans notre cas on aura à choisir entre les semelles filantes et le radier général selon les résultats du dimensionnement.

X-2-1 Dimensionnement :

a) Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{\text{sol}} \cdot L}$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

σ_{SOL} : Contrainte admissible du sol.

G et Q : Charge et surcharge permanente revenant au voile considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal) :

Voile	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S = B x L
VL1	3178.51	3,45	1,237	4,267
VL2	672.886	3,15	1,068	3,364
VL3	3178.51	3,45	1,237	4,267
VL4	3608	3,45	1,272	4,389
VL5	1685.86	2,8	1,188	3,325
VL6	3608	3,45	1,237	4,267
				23,881

Surface des semelles filantes sous voiles (sens transversal) :

Voile	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S = B x L
VT1	2399.34	3,45	1,642	5,665
VT2	2399.34	3,45	1,642	5,665
VT3	2306.1	4,45	1,483	6,598
VT4	2306.1	4,45	1,483	6,598
VT5	2317.39	1,6	1,506	2,410
VT6	2317.39	1,6	0,963	1,540
VT7	2317.39	1,6	1,506	2,410
VT8	2147.62	3,45	1,395	4,814
VT9	2147.62	3,45	1,395	4,814
				40,514

$$S = \sum S_i = 64.395 \text{ m}^2$$

b) Semelles filantes sous poteaux

Étape de calcul :

a) Déterminer la résultante des charges $R = \sum N_i$

b) Déterminer la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

c) Déterminer la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

Application :

a) Détermination de la résultante des charges

Le calcul se fera pour le portique transversal (sens porteur).

pot	Ni	Minf	ei	Ni*e
A	698,495	7,856	-10	-6984,9515
B	1066,812	0,000	-6	-6400,8729
C	1244,319	6,299	-3	-3732,9567
D	1194,036	-6,299	0	0
E	1202,164	1,235	4	4808,656
F	1396,046	7,316	7	9772,3185
G	1121,345	-16,461	10	11213,447
somme	7923,217	-0,053	2	8675,6404

$e = 1.094m$

b) Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$e = 1.094m < \frac{L}{6} = \frac{20.45}{6} = 3.41m \Rightarrow \text{On a une répartition trapézoïdale}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) = \frac{7923.217}{20.45} \times \left(1 + \frac{3 \times 1.094}{20.45} \right) = 449.678 \text{ kN/m}$$

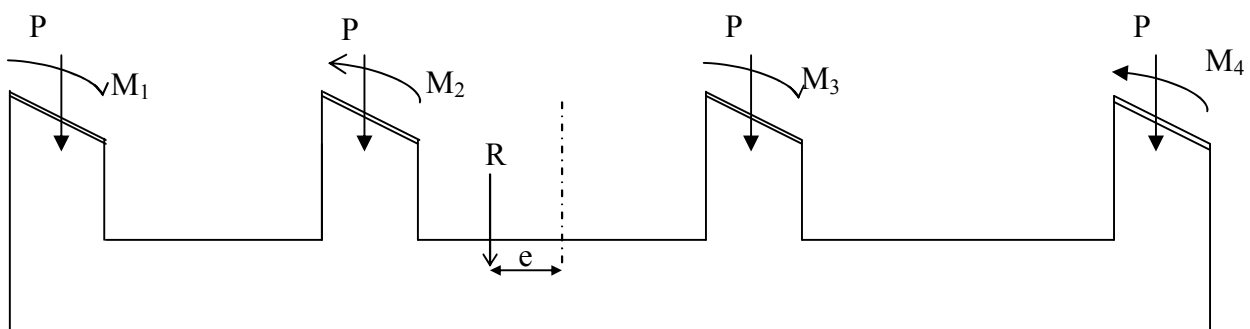


Fig. X-1 Distribution des sollicitations

c) Détermination de la largeur de la semelle

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{449.678}{200} = 2.25 \text{ m} \text{ on prend } B = 2.25 \text{ m}$$

On aura donc, $S = 2.25 \times 20.45 = 46.0125 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

$$S_p = 46.0125 \times 6 = 276.075 \text{ m}^2$$

$$S_{semelle} = S_p + S_V$$

$$S_{semelle} = 276.075 + 40.516 = 316.591 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{st} = 356.151 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_{semelle}}{S_{structure}} = \frac{316.591}{356.151} = 0.88$$

Remarque :

Le pré dimensionnement des semelles filantes a donné des largeurs importantes ce qui induit leur chevauchement, de plus la surface totale de ces dernières dépasse 50 % de la surface de la structure (l'assise).

$$S_{semelle} > 50\% S_{structure}$$

Donc on opte pour un radier général qui offrira :

- Une facilité de coffrage.
- Une rapidité d'exécution.
- Présente une grande rigidité.

X-3) Etude du radier générale :

Un radier est défini comme étant un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminué du poids propre du radier.

Un radier doit :

- Etre rigide en son plan horizontal ;
- Permettre une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire) ;
- Faciliter le coffrage et le ferrailage ;
- Permettre la facilité de l'exécution.

1) Pré dimensionnement du radier

➤ Condition de vérification de la longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.B}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

L_{\max} : portée maximale. ($L=4,00\text{m}$)

L_e : longueur élastique.

E : module de young. ($E=10818,86\text{MPa}$).

I : inertie de la section du radier.

K : module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. ($K=40\text{MPa}$).

B : Largeur de la bande ($B=1\text{m}$).

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L_{\max}}{\pi} \right)^4}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 40}{10818,86} \left(\frac{2 \times 4,00}{3,14} \right)^4} \geq 0,77 \text{ m}$$

➤ **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow \frac{4,00}{8} \leq h \leq \frac{4,00}{5} \Rightarrow 0,5 \leq h \leq 0,8 \text{ m}$$

Dalle

Epaisseur de la dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}, \text{ avec un minimum de } 25 \text{ cm}$$

$$h_d \geq \frac{4,00}{20} = 0,20 \text{ m} \quad \text{Soit} \quad h_d = 35 \text{ cm}$$

Nervure

La hauteur de la nervure doit satisfaire la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{4,00}{10} = 0,40 \text{ m} \quad \text{Soit} \quad h_n = 80 \text{ cm}$$

La largeur ;

2) Détermination des efforts :

On prend comme surface du radier celle du bâtiment.

Remarque :

le BAEL, nous impose un débord minimal qui sera calculé comme suite :

$$L_{\text{deb}} \geq \max \left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm} \right) \Rightarrow L_{\text{deb}} \geq \max \left(\frac{80}{2}; 30 \text{ cm} \right) = 40 \text{ cm}$$

On opte pour un débord de $L_{\text{deb}} = 45 \text{ cm}$

Donc la surface totale du radier est :

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}} = 356.151 + 36.72 = 392.871 \text{ m}^2$$

Charges permanentes :

Poids du bâtiment : 31872.176 kN

Poids du radier : $[392.871 \times 25 \times 0.35] + [(0.80 - 0.35) \times 0.45 \times 25 \times 163.582] = 4265.755 \text{ kN}$

Poids du remblais en TVO : $[(0.80 - 0.35) \times (392.871 - 163.582) \times 17] = 1754.060 \text{ kN}$

Poids de la dalle flottante : $[(356.151 - 163.582) \times 0.1 \times 25] = 481.422 \text{ kN}$

$$G_{\text{tot}} = 38373.413 \text{ kN}$$

Surcharge du radier :

Surcharges du bâtiment $Q_{\text{bat}} = 3865.2265 \text{ kN}$

Surcharges du radier $Q_{\text{rad}} = 5 \times 356.151 = 1780.75 \text{ kN}$

$$Q_{\text{tot}} = 5645.981 \text{ kN}$$

3) Combinaisons d'actions :

A l'ELU : $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 1,35 \times 38373,413 + 1,5 \times 5645,981 = 60273,08 \text{ kN}$

A l'ELS : $N_s = G + Q = 38373,413 + 5645,981 = 44019,395 \text{ kN}$

4) Détermination de la surface nécessaire du radier :

A l'ELU $S_{u_{rad}} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{60273,08}{1,33 \times 200} = 226,59 \text{ m}^2$

A l'ELS $S_{s_{rad}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{44019,395}{200} = 220,096 \text{ m}^2$

D'où :

$S_{nrad} = \max(S_{u_{rad}}; S_{s_{rad}}) = 226,59 \text{ m}^2$

$S_{u_{rad}} > S_{s_{rad}}$ Condition vérifiée.

Vérifications :

a) Vérification de la contrainte de cisaillement :

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$b = 1 \text{ m}; d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 0,35 = 0,315 \text{ m}$

$$T_u^{max} = q_u \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{max}}{2}$$

$$T_u^{max} = \frac{60273,08 \times 1}{392,871} \times \frac{4,00}{2} = 306,834 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{306,834}{1 \times 0,315} = 974,076 \text{ kN / m}^2 = 0,974 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée

b) Vérification de la stabilité du radier :

Calcul du centre de gravité du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

Notre radier présente une symétrie parfaite dans le sens XX.

$X_G = 0.00 \text{ m}$ et $Y_G = 11.018 \text{ m}$

Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = 55163.7512 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 9935.1698 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment ;

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

A l'ELU : $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \cdot \sigma_{SOL}$

A l'ELS : $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$

Avec :

$$\sigma_1, \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

➤ **Sens longitudinal :**

A l'ELU

$$M = 382109.647 + 28613.247 \times 0.80 = 405000.244 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M}{I_{yy}} \cdot V = \frac{60273.08}{392.871} + \frac{405000.244}{9935.1698} \times 0 = 153.416 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M}{I_{yy}} \cdot V = \frac{60273.08}{392.871} - \frac{405000.244}{9935.1698} \times 0 = 153.416 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 153.416 + 153.416}{4} = 153.416 \text{ kN/m}^2 ; 1.33 \sigma_{SOL} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ kN/m}^2$$

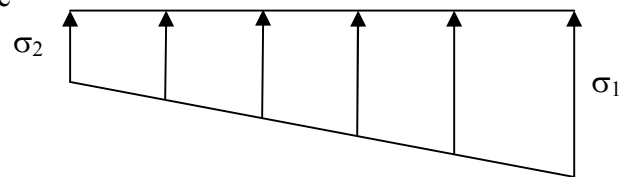


Fig. X-2 Diagramme des contraintes

$$\sigma_m < 1.33 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A P'ELS

$$M= 405000.244 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M}{I_{yy}} \cdot V = \frac{44019.395}{392.871} + \frac{405000.244}{9935.1698} \times 0 = 112.045 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M}{I_{yy}} \cdot V = \frac{44019.395}{392.871} - \frac{405000.244}{9935.1698} \times 0 = 112.045 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 112.045 + 112.045}{4} = 112.045 \text{ kN/m}^2 ; \sigma_{SOL} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sens transversal :**

A P'ELU:

$$M= 534959.559 + 41275.054 \times 0.80 = 567979.602 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M}{I_{xx}} \cdot V = \frac{60273.08}{392.871} + \frac{567979.602}{55163.7512} \times 11.018 = 266.856 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M}{I_{xx}} \cdot V = \frac{60273.08}{392.871} - \frac{567979.602}{55163.7512} \times 11.018 = 39.976 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 266.856 + 39.976}{4} = 210.136 \text{ kN/m}^2 ; 1.33\sigma_{SOL} = 1.33 \times 200 = 1.33 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1.33 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A P'ELS :

$$M=567979.602 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M}{I_{xx}} \cdot V = \frac{44019.395}{392.871} + \frac{567979.602}{55163.7512} \times 11.018 = 225.485 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M}{I_{xx}} \cdot V = \frac{44019.395}{392.871} - \frac{567979.602}{55163.7512} \times 11.018 = -1.395 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 225.485 + 168.765}{4} = 168.765 \text{ kN/m}^2 ; \sigma_{SOL} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification au poinçonnement :

vérification de la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}$$

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 bande de 1m).

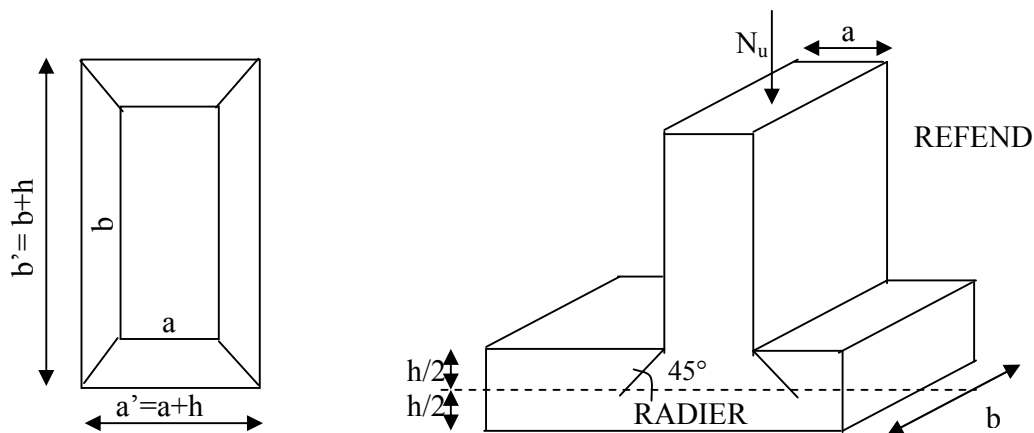


Fig. X-3 Périmètre utile des voiles et des poteaux

Calcul du périmètre utile μ_c

Poteaux

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,45 + 0,45 + 2 \times 0,80) = 5m$$

$$N_u = 2790 kN$$

$$N_u < 0,045 \times 5 \times 0,8 \times 25000 = 5625 kN$$

Voile

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,2 + 3,45 + 2 \times 0,80) = 10.5m$$

$$N_u = 5809.9 kN$$

$$N_u < 0,045 \times 10.5 \times 0,8 \times 25000 = 9450 kN$$

5) Ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91. Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

a) Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis

On distingue deux cas :

1^{er} Cas :

Si $\alpha < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0$$

2^{eme} Cas :

Si $0,4 \leq \alpha \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée $L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

Dans le sens de la grande portée $L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont données par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} \quad (L_x < L_y).$$

b) Identification du panneau le plus sollicité :

On distingue 34 panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés.

On choisira le panneau le plus défavorable

-Ferrailage du panneau :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.55}{3.65} = 0.97 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0393 \\ \mu_y = 0.934 \end{cases}$$

$0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les 2 sens.

Pour le calcul de ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_M^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

A l'ELU

$$q_u^{moy} = \sigma_{moy}^{ELU} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 210.136 - \frac{6501.237}{392.871}$$

$$q_u^{moy} = 193.59 \text{ kN} / \text{m}^2$$

A l'ELS

$$q_s^{moy} = \sigma_{moy}^{ELS} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 168.765 - \frac{6501.273}{392.871}$$

$$q_s^{moy} = 152.218 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Remarque :

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

- moment en travée : $0,75M_{OX}$ ou $0,75M_{OY}$
- moment sur appuis : $0,5M_{OX}$ ou $0,5M_{OY}$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assuré un encastrement partiel

- moment en travée : $0,85M_{OX}$ ou $0,85M_{OY}$
- moment sur appui de rive : $0,3M_{OX}$ ou $0,3M_{OY}$
- moment sur appui intermédiaire : $0,5M_{OX}$ ou $0,5M_{OY}$

Après calcul des moments isostatiques des différents panneaux dans les deux sens on constate que le panneau 3 est le plus défavorable. Pour cela on adoptera le ferrailage de ce dernier pour les autres panneaux.

1-Calcul à l'ELU :

Evaluation des moments de flexion M_x et M_y

$$M_x = \mu_x q_u l_x^2$$

$$M_x = 0.0393 \times 193.59 \times 3.55^2 = 95.88 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$M_y = 0.934 \times 95.88 = 89.552 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis :

$$M_x^a = (0,5) \cdot M_x$$

$$M_x^a = (0,5) \times 95.88 = 47.94 \text{ kN.m}$$

$$M_y^a = (0.3)M_x$$

$$M_y^a = (0.3) \times 95.88 = 28.764 \text{ KN.m}$$

Moments en travées :

$$M_{tx} = (0,85) \cdot M_x$$

$$M_{tx} = (0,85) \times 95.88 = 81.498 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = (0.75)M_y$$

$$M_{ty} = 0.75 \times 89.552 = 67.164 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferrailage:**

1) vérification de la condition de non fragilité

- ❖ **Sens de la petite portée l_x**

$$\omega_x = \frac{A_x}{bh} \geq \omega_0 \left(\frac{3 - \rho_x}{2} \right)$$

Avec $\omega_0 = 0.8\%$ pour HA FeE400

$$A_x \geq \omega_0 \left(\frac{3 - \rho_x}{2} \right) bh$$

$$A_x^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 35 \times \frac{3 - 0.97}{2} = 2.842 \text{ cm}^2$$

❖ Sens de la grande portée l_y :

$$\omega_y = \frac{A_y}{bh} \geq \omega_0 \Rightarrow A_y \geq \omega_0 bh$$

$$A_y \geq 0.8 \times 10^{-3} \times 100 \times 35 = 2.8 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 2.8 \text{ cm}^2$$

2) Ferrailage aux appuis :

➤ Sens l_y

$$\mu_u = \frac{M_x^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{47.94 \times 10^3}{100 \times 32^2 \times 14.2} = 0.033 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.033 \rightarrow \beta_u = 0.983$$

$$A_a^x = \frac{M_x^a}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{47.94 \times 10^3}{0.983 \times 32 \times 348} = 4.38 \text{ cm}^2 / ml$$

$$A_a^x = 4.38 \text{ cm}^2 / ml$$

Soit : **4HA14/ ml = 6.16 cm² / ml**

avec un espacement de 20cm $\langle \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} \Rightarrow \text{vérifiée}$

➤ Sens l_x

-Appui de rive

$$\mu_u = \frac{M_y^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{28.764 \times 10^3}{100 \times 30.6^2 \times 14.2} = 0.0217 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.0217 \rightarrow \beta_u = 0.989$$

$$A_a^x = \frac{M_x^a}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{28.764 \times 10^3}{0.989 \times 30.6 \times 348} = 2.73 \text{ cm}^2 / ml$$

$$A_a^x = 2.73 \text{ cm}^2 / ml$$

Soit : **4HA14/ ml = 6.16 / ml vérifiée**

Avec un espacement de 25 cm $\langle \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} \Rightarrow \text{vérifiée}$

-En travée :

➤ Sens I_y

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{81.498 \times 10^3}{100 \times 32^2 \times 14,2} = 0,0560 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,056 \rightarrow \beta_u = 0,971$$

$$A_{tx} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{81.498 \times 10^3}{0,971 \times 32 \times 348} = 7,53 \text{ cm}^2 / ml$$

$$A_{tx} = 7,53 \text{ cm}^2 / ml$$

Soit : **6HA14/ml = 9.24 cm² / ml**

avec un espacement de 17 cm $\langle \min \{3h ; 33cm\} \Rightarrow \text{vérifiée}$

➤ Sens I_x

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{67.164 \times 10^3}{100 \times 30,6^2 \times 14,2} = 0,0505 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,0505 \rightarrow \beta_u = 0,973$$

$$A_{tx} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{67.164 \times 10^3}{0,973 \times 30,6 \times 348} = 6,48 \text{ cm}^2 / ml$$

$$A_{tx} = 6,48 \text{ cm}^2 / ml$$

Soit : **5HA14/ml = 7.7 cm² / ml**

avec un espacement de 20 cm $\langle \min \{3h ; 33cm\} \Rightarrow \text{vérifiée}$

2-Calcul à l'ELS :

Evaluation des moments M_x, M_y :

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

On obtient :

$$M_x = 0,0393 \times 152,218 \times 3,55^2 = 75,39 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 0,934 \times 75,59 = 70,41 \text{ kN.m}$$

Moments aux appuis

$$M_x^a = (0,5) \cdot M_x$$

$$M_x^a = (0,5) \times 75,39 = 37,7 \text{ kN.m}$$

$$M_y^a = (0,3) M_x$$

$$M_y^a = (0,3) \times 70,41 = 21,12 \text{ KN.m}$$

Moments en travée

$$M_{tx} = (0,85) \cdot M_x$$

$$M_{tx} = (0,85) \times 75.39 = 64.08 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = (0.75)M_y$$

$$M_{ty} = 0.75 \times 70.41 = 52.80 \text{ KN.m}$$

▪ **Vérification des contraintes dans le béton**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

Aux appuis

$$\gamma = \frac{47.94}{37.7} = 1.27 \quad \text{et } \mu = 0,033 \rightarrow \alpha = 0,0459$$

$$\alpha = 0,0432 < \frac{1,27 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,385$$

En travée

$$\gamma = \frac{81.498}{64.08} = 1.27 \quad \text{et } \mu = 0,056 \rightarrow \alpha = 0.0721$$

$$\alpha = 0,0721 < \frac{1,27 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,385$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas lieu de vérifier les contraintes dans le béton.

c) Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie .Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur.

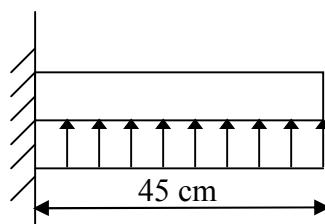


Figure X-4 Schéma statique du débord

1- Sollicitation de calcul :

A l'ELU :

$$P_u = 193.59 \text{ kN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u \cdot l^2}{2} = \frac{-193.59 \times 0.45^2}{2} = -19.60 \text{ kN.m}$$

A l'ELS

$$P_s = 152.218 \text{ kN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s \cdot l^2}{2} = \frac{-152.218 \times 0.45^2}{2} = -15.41 \text{ kN.m}$$

2-Calcul des armatures :

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 32 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14.20 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{19.60 \times 10^3}{100 \times 32^2 \times 14.20} = 0,013 < \mu_r = 0,392$$

$$\mu_u = 0,013 \rightarrow \beta_u = 0,993$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{19.60 \times 10^3}{0,993 \times 32 \times 348} = 1.78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_u = 1.78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

▪ **Vérification à l'ELU**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 32 \times 2.1}{400} = 3.86 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 1.78 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 3,86 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } 4 \text{ HA12} = 4,52 \text{ cm}^2$$

Calcul de l'espacement :

$$S_t = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } 4 \text{ HA } 10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Remarque :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord, donc on va adopter le même ferrailage.

▪ **Vérification à l'ELS :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{19,6}{15,41} = 1,27 \quad \mu = 0.013 \rightarrow \alpha = 0.0176 \quad \alpha = 0,0176 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{e28}}{100} = 0,385$$

\Rightarrow Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS

d) Ferrailage des nervures :

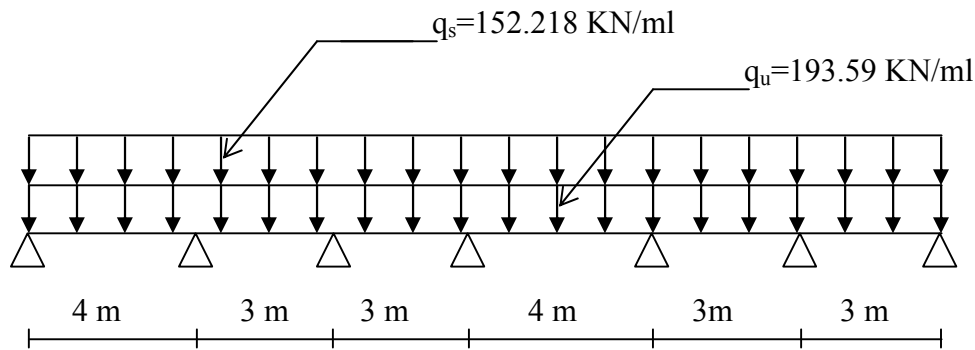


Schéma statique de la nervure

1)- Détermination des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilisera la méthode des trois moments.

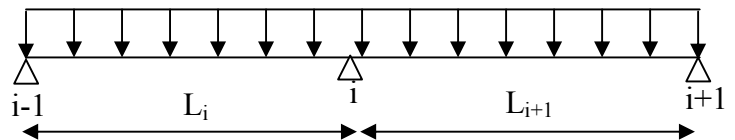
2)- Présentation de la méthode des trois moments :

- Les moments aux appuis :

$$M_{i-1}L_i + 2M_i(L_i + L_{i+1}) + M_{i+1}L_{i+1} = -6EI(W_i^g + W_i^d) \dots \dots \dots (1)$$

$$\text{Avec : } W_i^g = Q_i \frac{L_i^3}{24EI_i}$$

$$W_i^d = Q_{i+1} \frac{L_{i+1}^3}{24EI_i}$$



W_i^g, W_i^d respectivement les rotations à gauche et à droite de l'appui i

M_{i-1}, M_i, M_{i+1} sont les moments aux appuis, i-1, i, i+1 respectivement

- Moments en travées :

$$M_{(X)} = \mu_{(X)} + M_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}} X \rightarrow \text{moment à l'abscisse } X \text{ de la travée } (i+1)$$

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

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

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

- Efforts tranchants :

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

La résolution du système d'équations nous donne les résultats suivants :

Aux appuis	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7
ELU	0	297.8	85.11	237	219.9	165.6	0
ELS	0	233.68	66.78	185.97	172.55	129.94	0

Remarque : La méthode des trois moments surestime les moments sur appuis à l'encontre de ceux en travées, puisque le béton est un matériau hétérogène pour cela on réduit les moments sur appuis de $\frac{1}{3}$ des valeurs trouvées, et pour tenir compte des semi encastres d'appuis de rives (1 et 7) on multiplie les moments isostatiques par le coefficient **0,2**.
Les valeurs des moments sont les suivantes :

Aux appuis	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7
ELU	77.80	198.53	56.74	158	146.6	110.4	43.77
ELS	61.05	155.79	44.52	123.98	115.03	86.63	34.35

Moments en travées

Exemple de calcul :

$$X = \frac{4}{2} + \frac{-198.53 - (-77.80)}{4 \times 194.512} = 1.84m$$

$$\mu(X) = 194.512 \times 1.84 \times \frac{4}{2} - 194.512 \times \frac{1.84^2}{2} = 396.53kN.m$$

$$Mt_{(1-2)} = 396.53 + (-77.80) + \frac{-198.53 - (-77.80)}{4} \times 1.84 = 263.20kN$$

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

A l'ELU :

	L	G	Mi	Mi+1	X	Mt	Tw	Te
A-B	4	194.512	-77.8	-198.53	1.84	253.20	358.84	-419.21
B-C	3	194.512	-198.53	-56.74	1.74	96.93	339.03	-244.50
C-D	3	194.512	-56.74	-158	1.33	114.38	258.01	-325.52
D-E	4	194.512	-158	-146.6	2.01	236.74	391.87	-386.17
E-F	3	194.512	-146.6	-110.4	1.56	90.70	303.83	-279.70
F-G	3	194.512	-110.4	-43.77	1.61	143.01	313.98	-269.56

A l'ELS :

	L	G	Mi	Mi+1	X	Mt	Tw	Te
A-B	4	152.63	-61.0482	-155.783	1.84	198.68	281.58	-328.94
B-C	3	152.63	-155.783	-44.5228	1.74	76.06	266.03	-191.86
C-D	3	152.63	-44.5228	-123.98	1.33	89.76	202.46	-255.43
D-E	4	152.63	-123.98	-115.034	2.02	185.77	307.50	-303.02
E-F	3	152.63	-115.034	-86.6289	1.56	71.17	238.41	-219.48
F-G	3	152.63	-86.6289	-34.3455	1.61	112.22	246.37	-211.52

3)-Ferrailage :

Le ferrailage se fera avec les moments Max, aux appuis et en travée.

$$M_t^{\max} = 253.2 \text{ kN.m} \quad M_a^{\max} = 198.53 \text{ kN.m}$$

$$b = 45 \text{ cm}; \quad d = 77 \text{ cm}; \quad f_{bc} = 14.20 \text{ MPa}; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Armatures longitudinales:

Aux appuis:

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{198.53 \times 10^3}{45 \times 77^2 \times 14,2} = 0,052 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,052 \rightarrow \beta_u = 0,973$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{198.53 \times 10^3}{0.973 \times 77 \times 348} = 7.61 \text{ cm}^2 / ml$$

Soit : 4HA16=8.04 cm²

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{263.2 \times 10^3}{45 \times 77^2 \times 14,2} = 0,067 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,067 \rightarrow \beta_u = 0,965$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{263.2 \times 10^3}{0,965 \times 77 \times 348} = 10.17 \text{ cm}^2 / ml$$

Soit : 4HA14+4HA12 =10.68 cm²

Armatures transversales :

Espacement des armatures :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}$$

Soit $\phi = 8 \text{ mm}$

➤ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_t \right\} = \min \{20 ; 19.2\} = 20 \text{ cm}$$

$S_t = 20 \text{ cm}$.

➤ **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{4} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}.$$

Armatures transversales minimales :

$$A_{\min} = 0.003 S_t b = 2.7 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 2 \text{ HA } 8 = 3,02 \text{ cm}^2 \text{ (2 cadres)}$

▪ **Vérification à l'ELU :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_c} = 3,1 \text{ cm}^2$$

$A_a = 8.04 > A_{\min}$ condition vérifiée

$A_t = 10.68 > A_{\min}$ condition vérifiée

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = 391.87 \text{ kn}$

$$\tau_u = \frac{391.87 \times 10^3}{450 \times 770} = 1.13 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.13 \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

▪ Vérification à l'ELS :

Aux appuis : $M_s=155.79\text{KN.m}$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{198.53}{155.79} = 1,27$$

$$\mu = 0.052 \Rightarrow \alpha = 0.0667 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.385 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En travées : $M_s=198.68\text{kN.m}$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{263.2}{198.68} = 1.32$$

$$\mu = 0.067 \Rightarrow 0.0881 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 1.32 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La condition $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ est vérifiée, alors il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

BIBLIOGRAPHIE

- Cours et travaux dirigés pendant tout le cursus universitaire
- MARIUS DIVER
« Calcul des tours en béton armé » Edition DUNOD (paris)
- Règles parasismiques Algériennes (RPA99.modifié en 2003)
« Document technique réglementaire DTR B C2-48
- Règles techniques et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites ; BAEL 91.
- DTR B.C.2.2 : charges permanentes et charges d'exploitations CGS, Alger 1989.
- HENRY THONIER
« Conception et calcul de structures de bâtiment »
- Problèmes pratiques de mécanique de sol et de fondations. « 2^{ème} édition »
Calcul des soutènements et des fondations Stabilité des pontes
- JEAN PIERRE MAUGIN
« Cours de béton armé 'BAEL 91 et DTU associé' »
- PIERRE CHARON
« Calcul des ouvrages en béton armé suivant les règles associés »
- Mémoires de fin d'étude « ingénieurs en G-C » des promotions précédentes.
- Ouvrage en béton armé « édition FOUCHER ».

Created with

 **nitro**^{PDF} professional

download the free trial online at nitropdf.com/professional

CONCLUSION

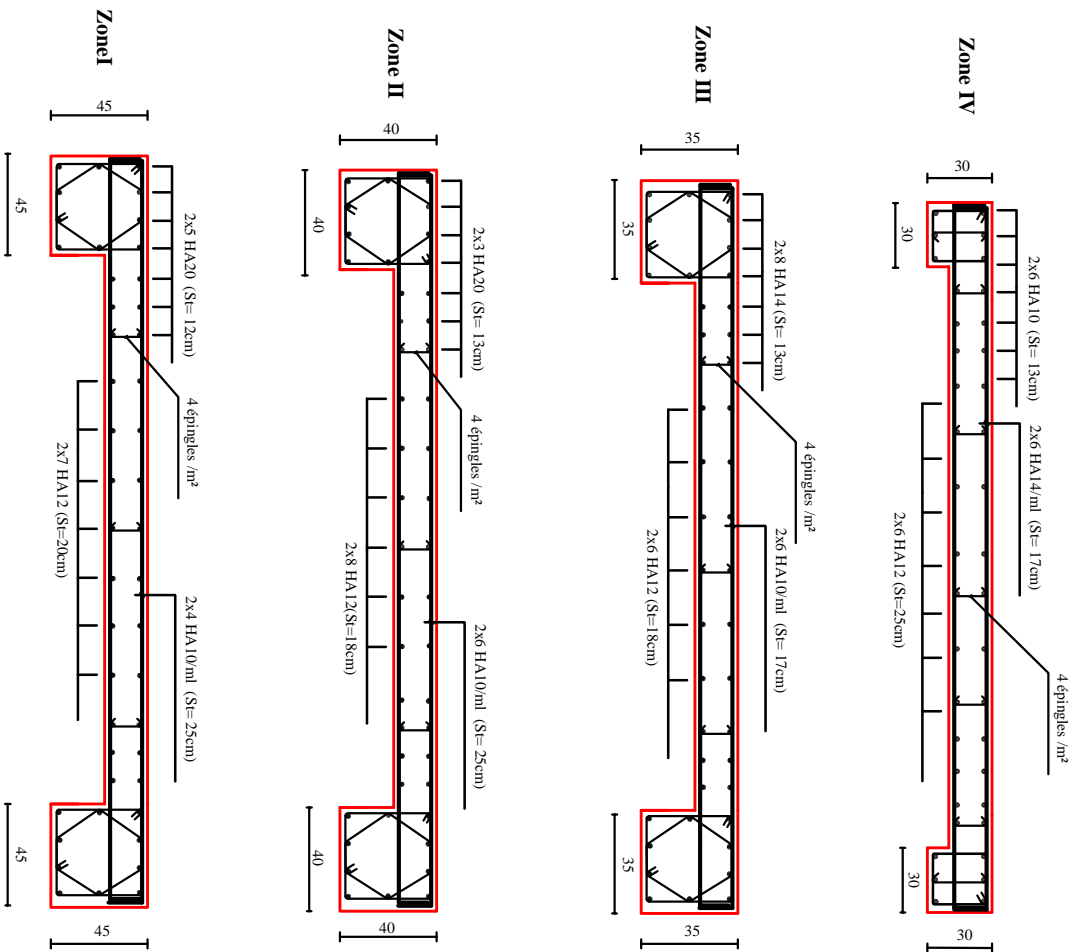
Ce projet de fin d'étude est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude nous ont conduit à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant notre cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en GENIE –CIVIL

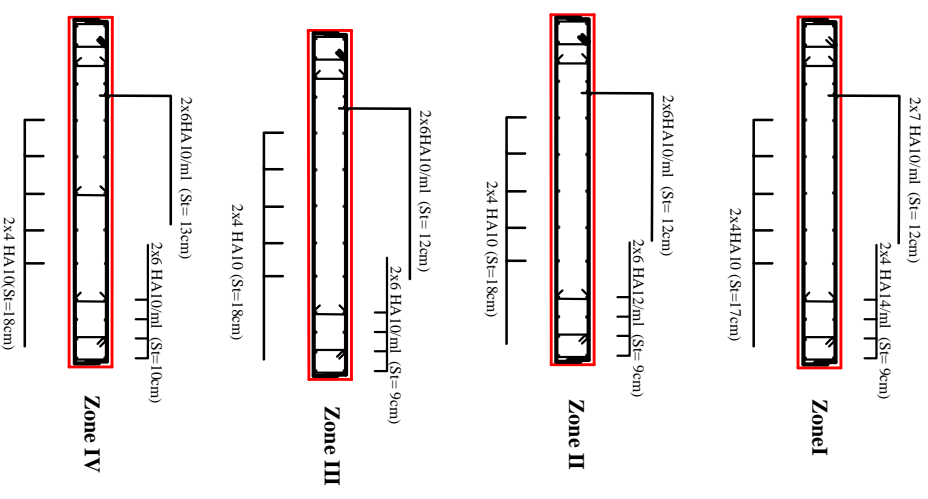
Ce travail est une petite contribution avec laquelle nous espérons quelle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

*En fin nous espérons fortement que notre travaille puisse **servir les futures promotions.***

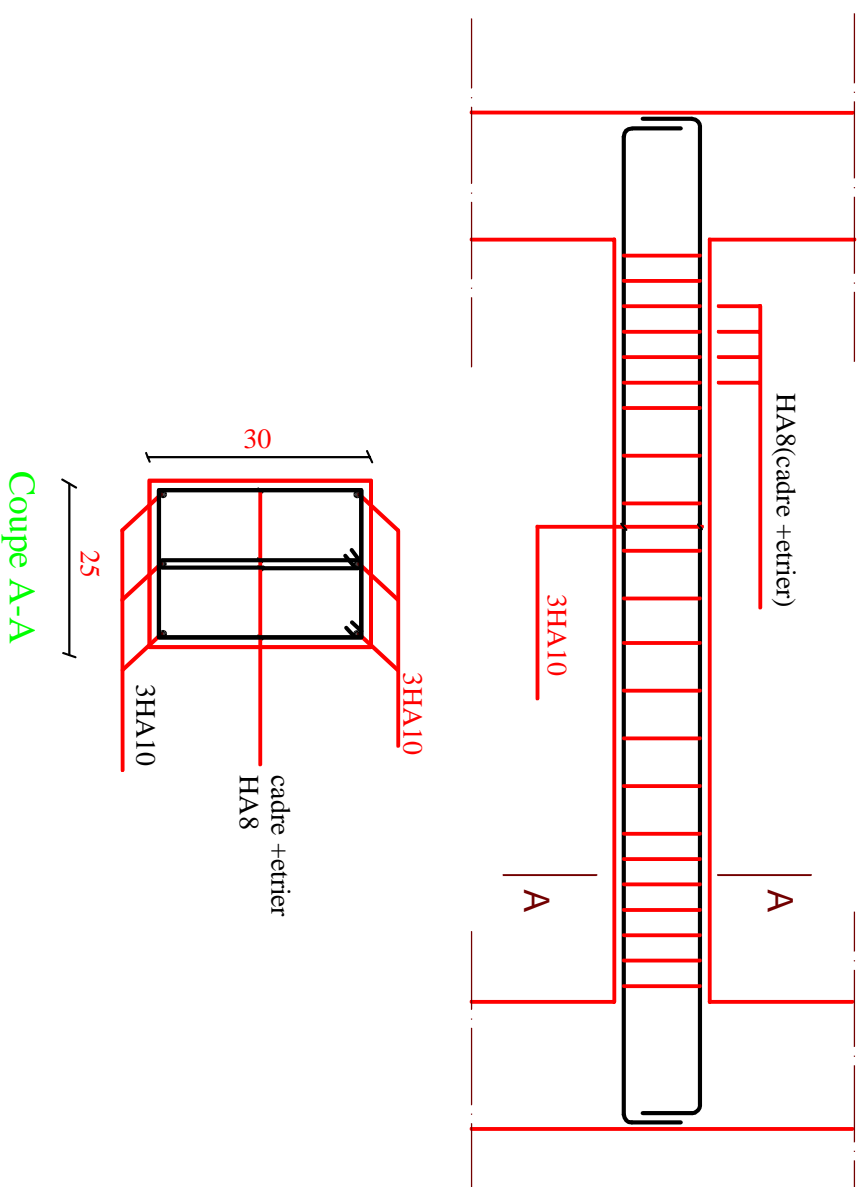
Ferrailage des voiles VL1 - VL3

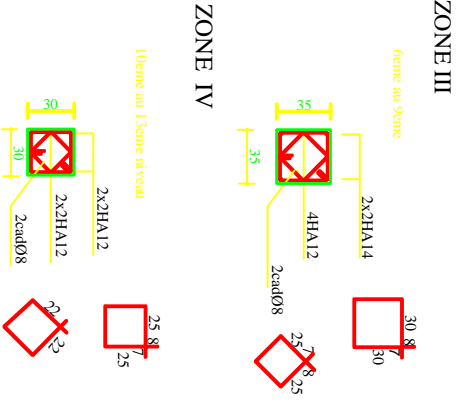
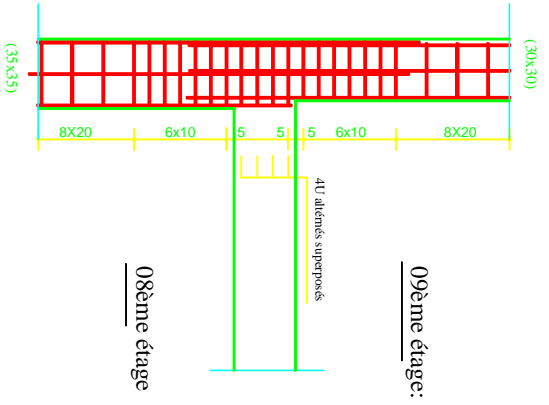
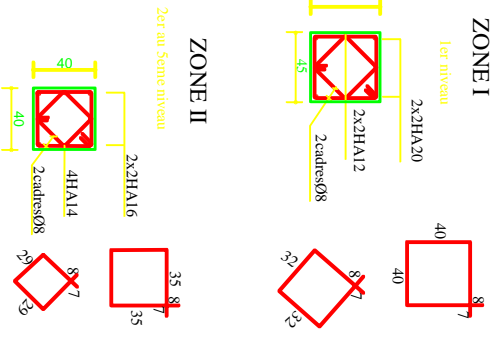
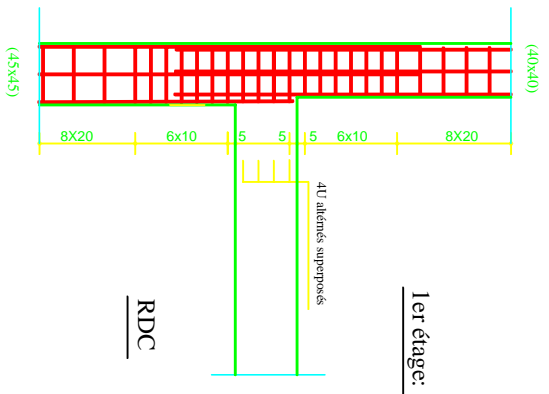


Ferrailage des voiles VT5 - VT6 - VT7

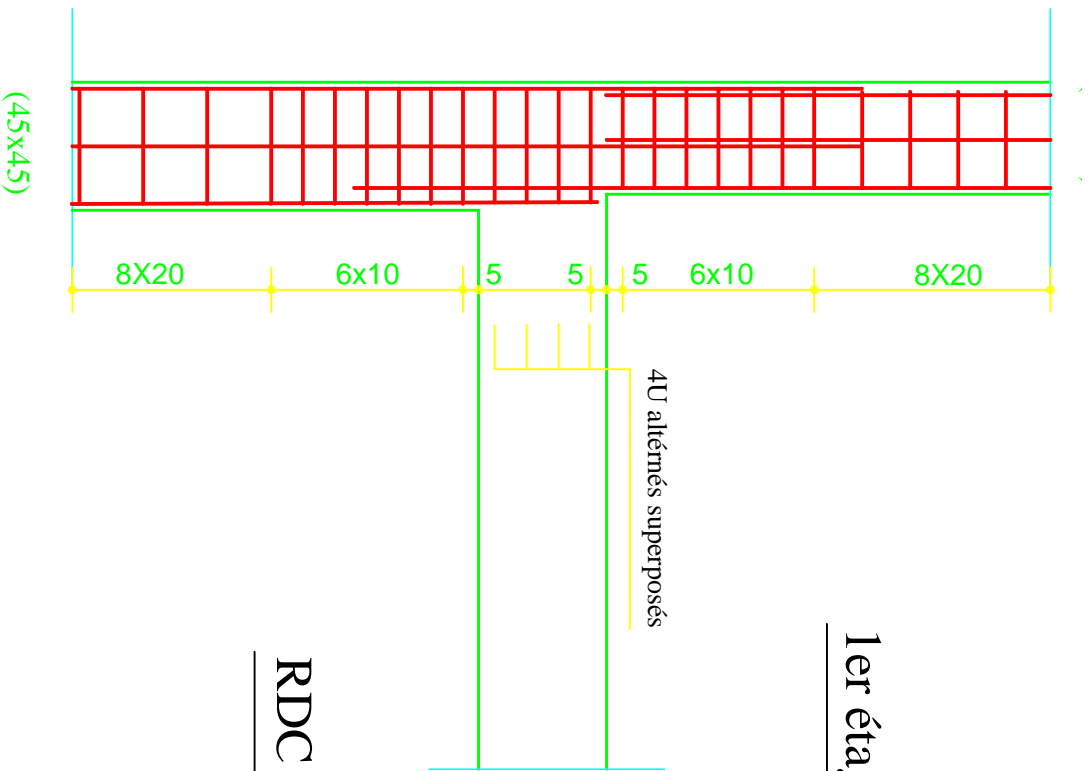


Ferrailage de la Poutre Palière (25x30)



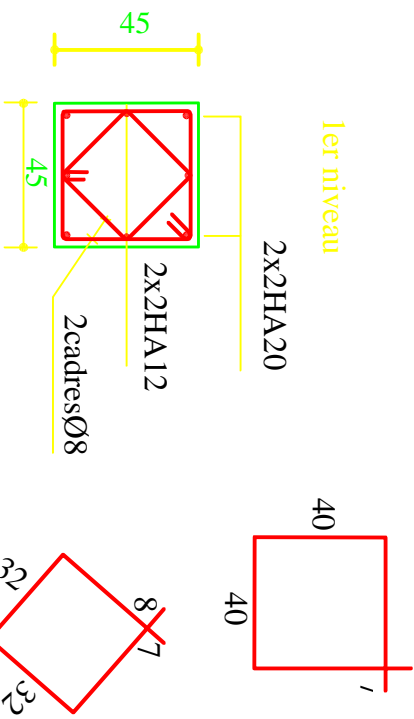


Université Mohammed MAAMMERI de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil	
Renfouillage des poteaux	
Proposé par :	BUREAU DETUDE
Dessiné par :	M.S.ABDUL YAKOUB M.DJENNADJ SAÏDI
Dirigé par :	M.amine BOUBRIT
	JUN 2014
	Plan I/1
	Escale :



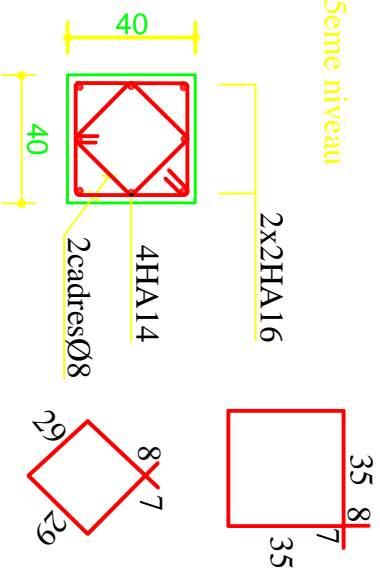
RDC

1er étage:



ZONE II

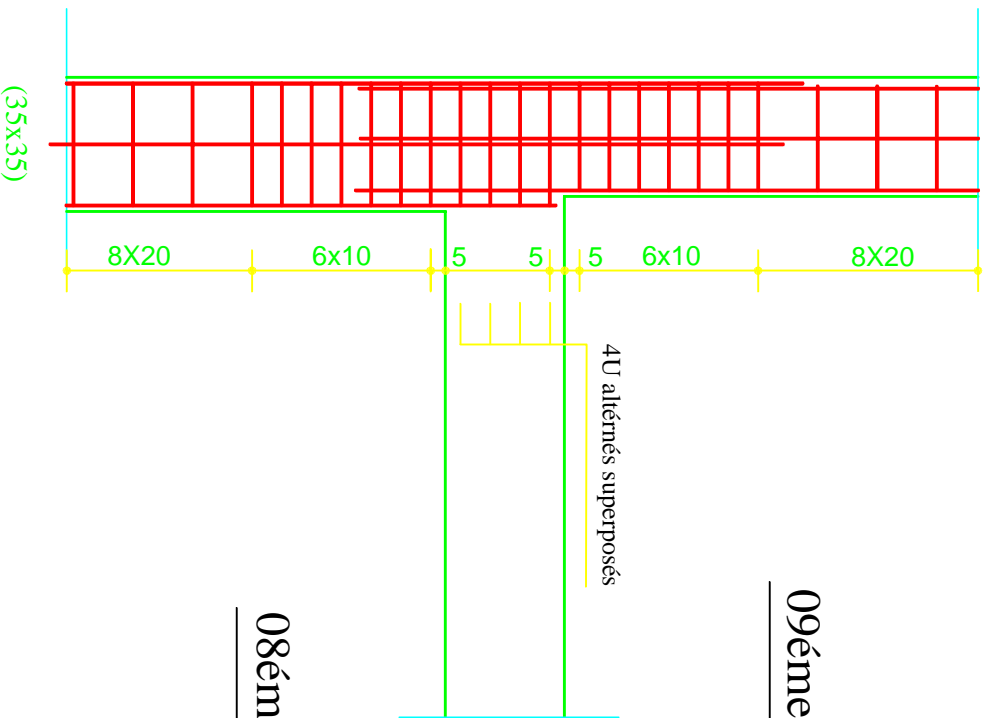
2er au 5eme niveau



Université Mouloud MAMMERRI de Tizi-Ouzou
 Faculté de Génie de la Construction
 Département de Génie Civil
Ferrailage des poteaux

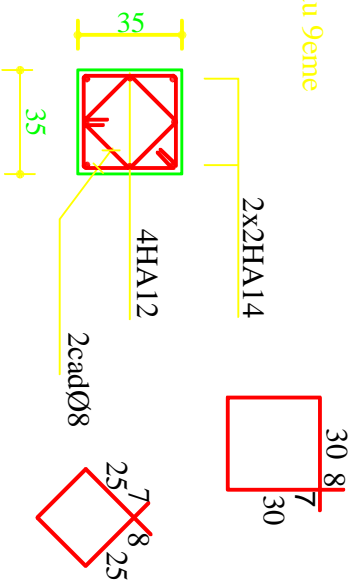
Proposé par : BUREAU DETUDE		JUN2014
Dessiné par : M.F/SADOU Youcef M.F/BOUDDJEMAI Toufik Mlle /DJENNADI Sonia		Plan 1/1
Dirigé par : M. BOUBRIT	Echelle :	

09ème étage:



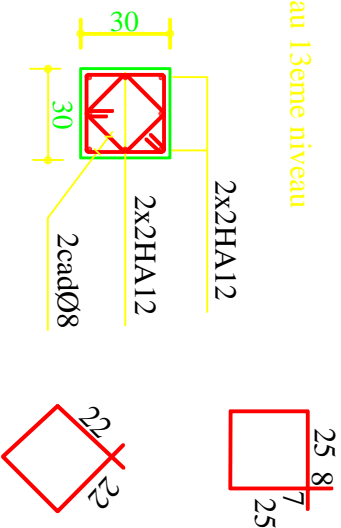
08ème étage

6ème au 9ème



ZONE IV

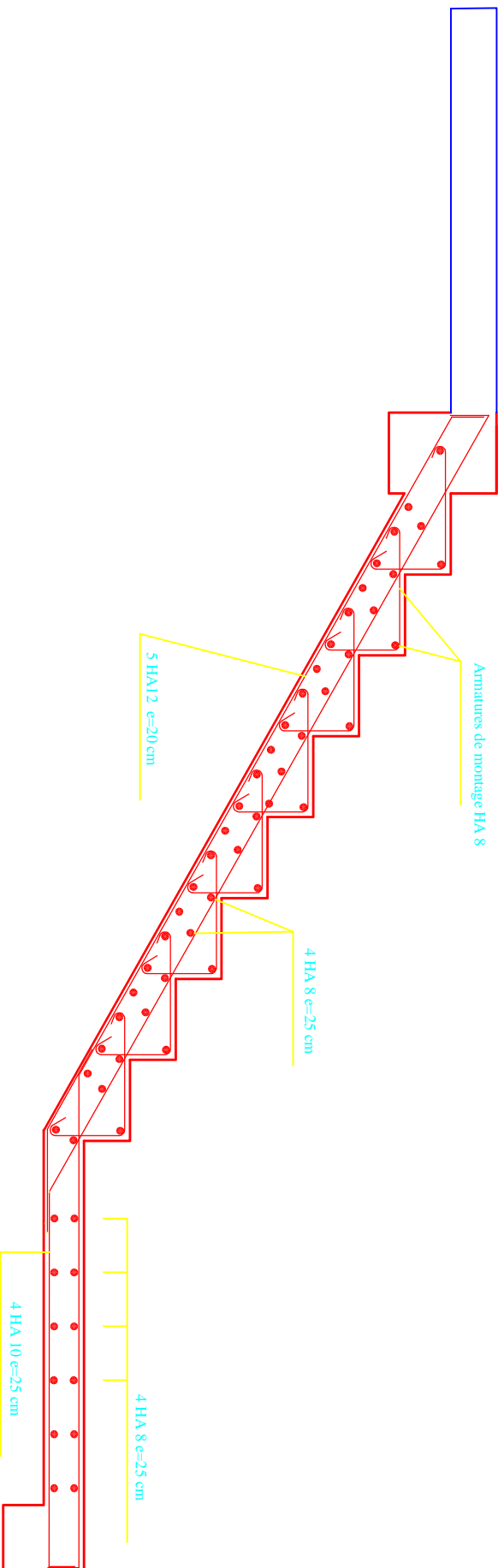
10ème au 13ème niveau



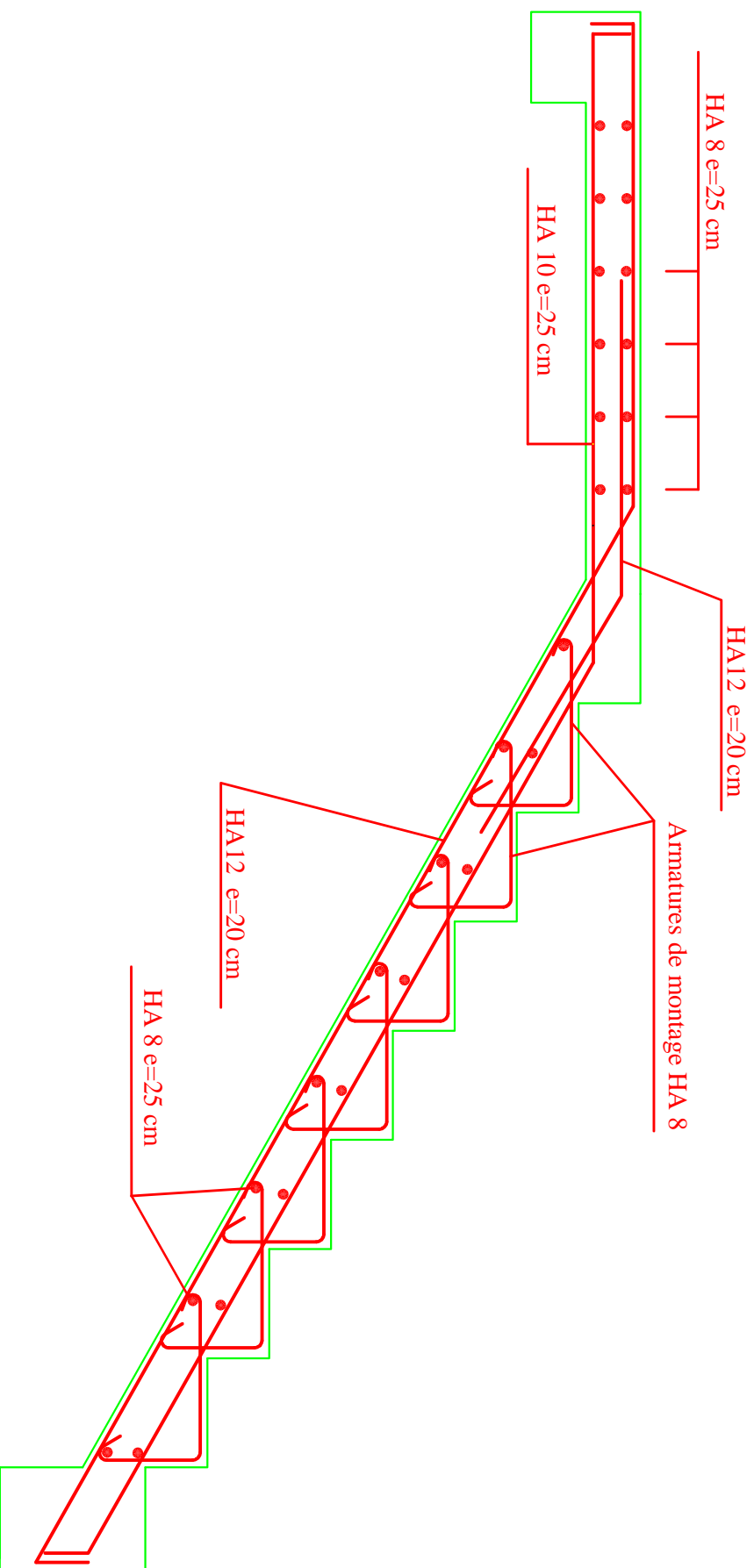
Université Mouloud MAMMERRI de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil
Ferrailage des poteaux

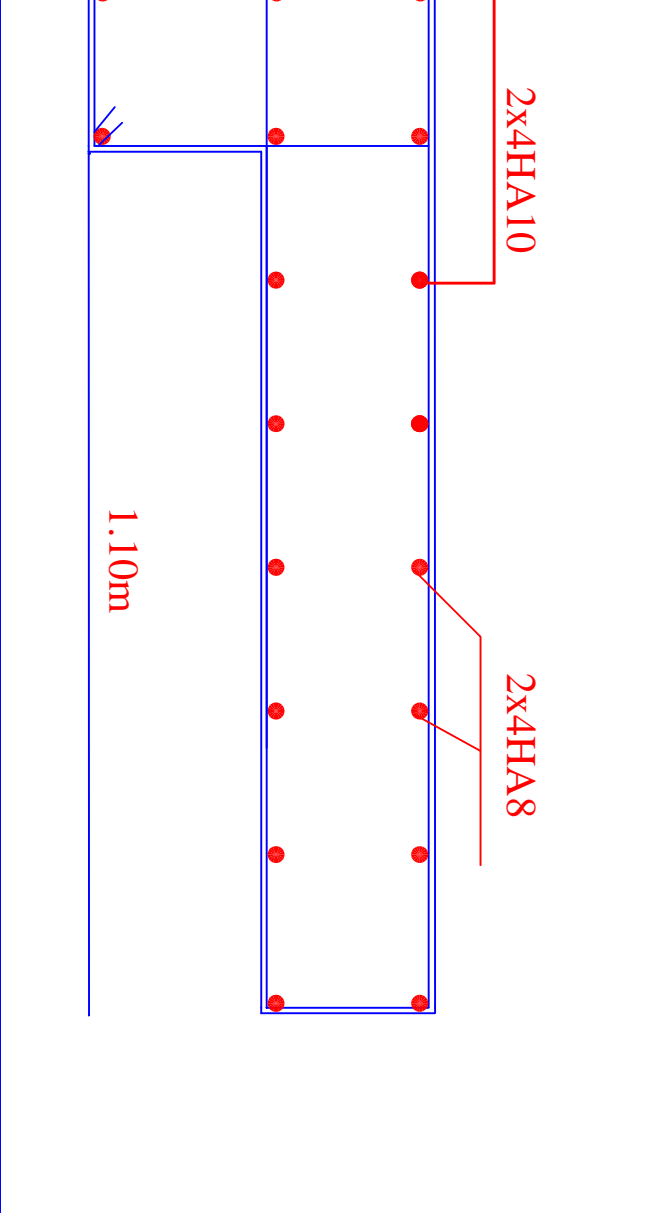
Proposé par :	BUREAU DIETUDE	JUIN 2014
Dessiné par :	M.r/SADOU Youssef M.r/BOUDDJEMAI Toufik Mlle DIENNADI Sonia	Plan 1/1
Dirigé par :	M.mme BOUBRIT	Echelle :

FERRAILLAGE DE L'ESCALIER

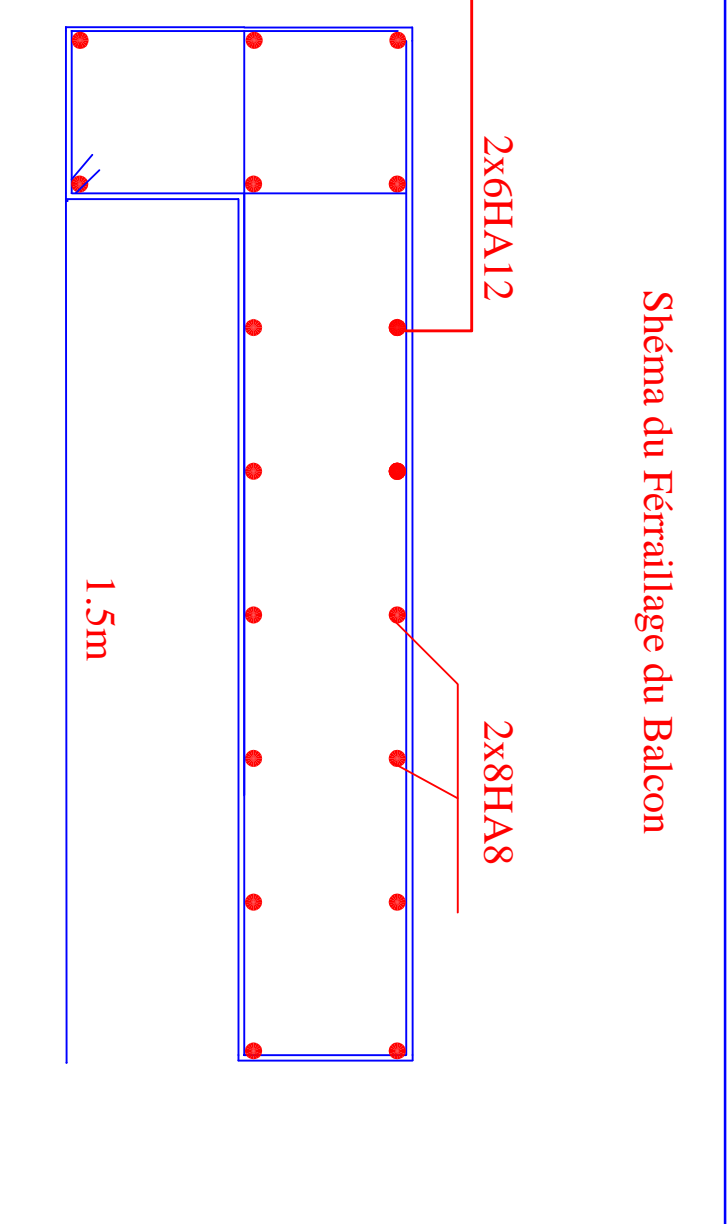


FERRAILLAGE DE L'ESCALIER



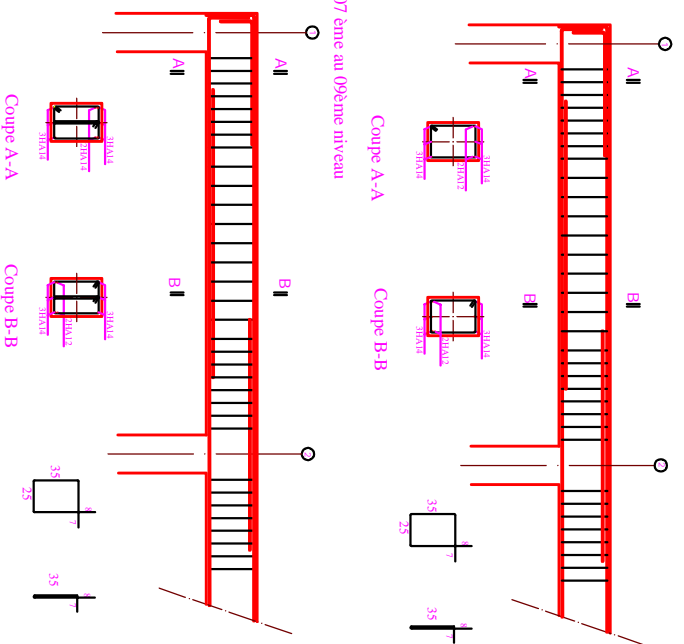


Shéma du Ferrailage du Balcon



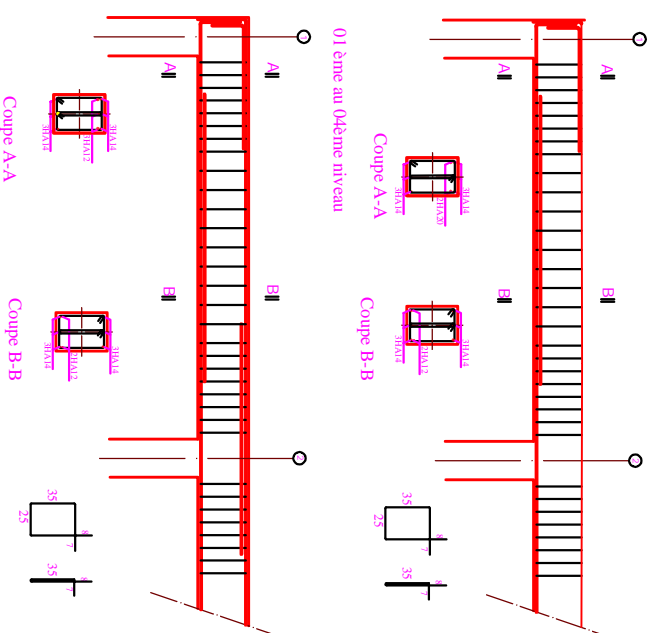
Ferrailage des poutres transversales

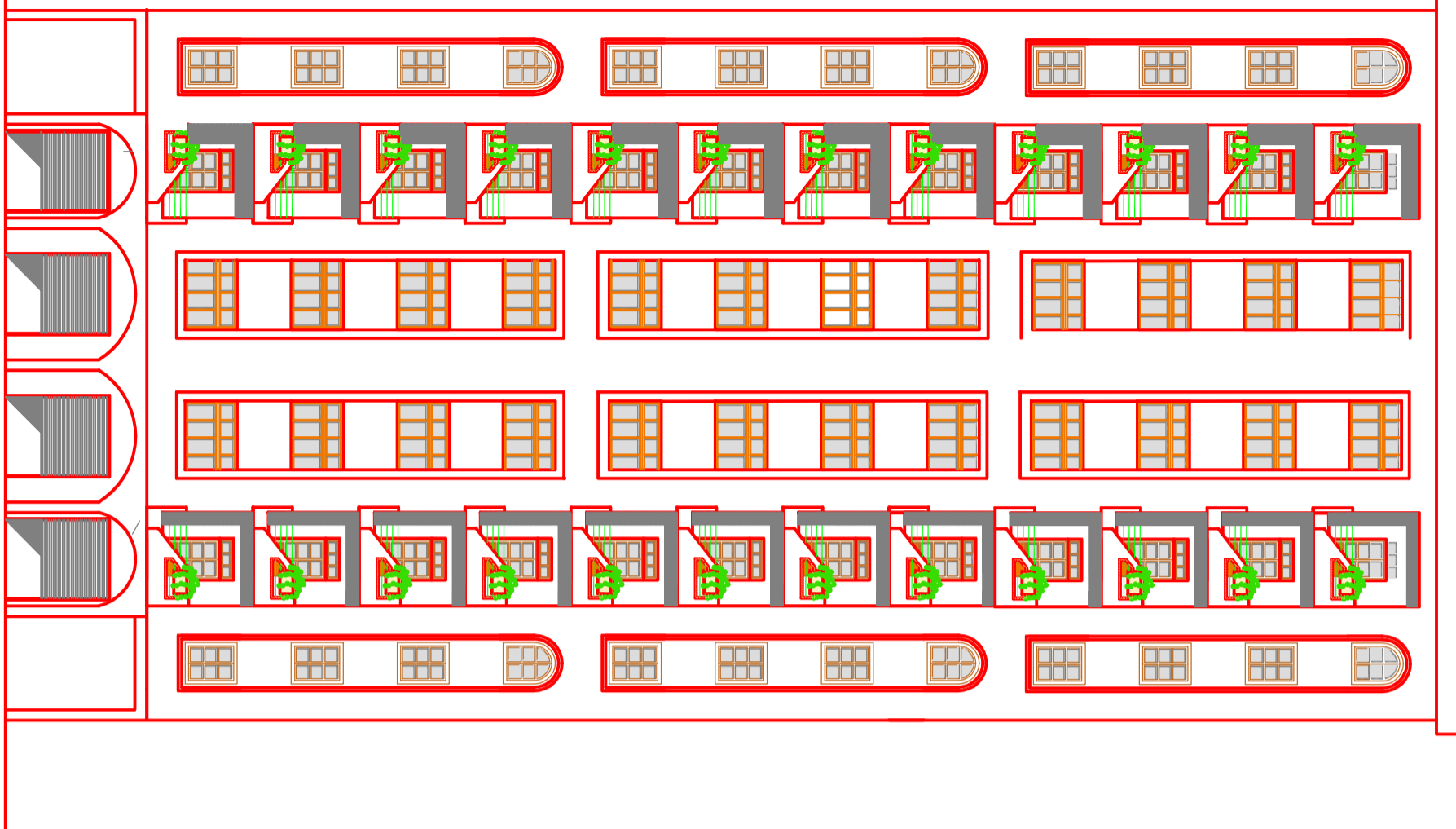
10^{ème} au 13^{ème} niveau

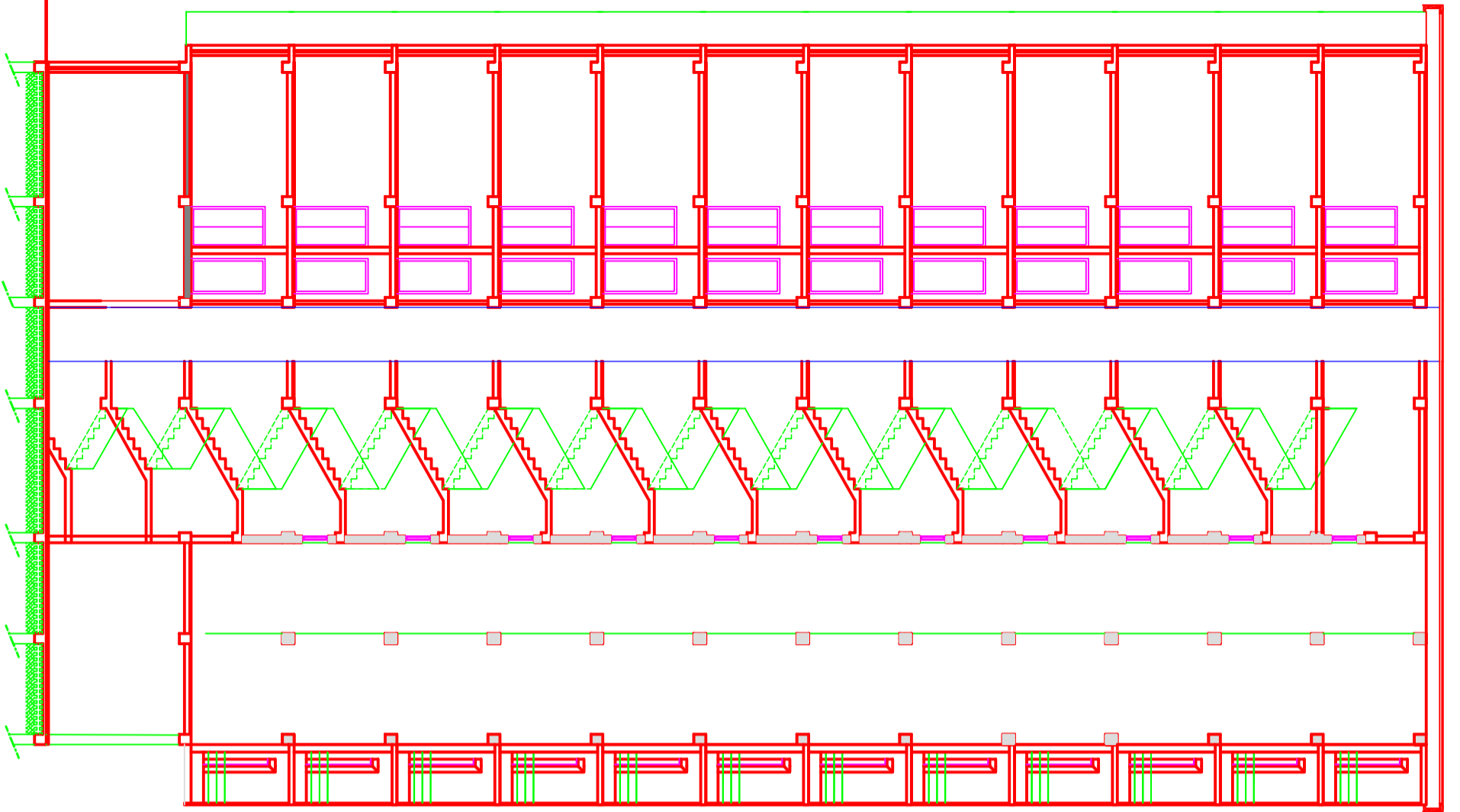


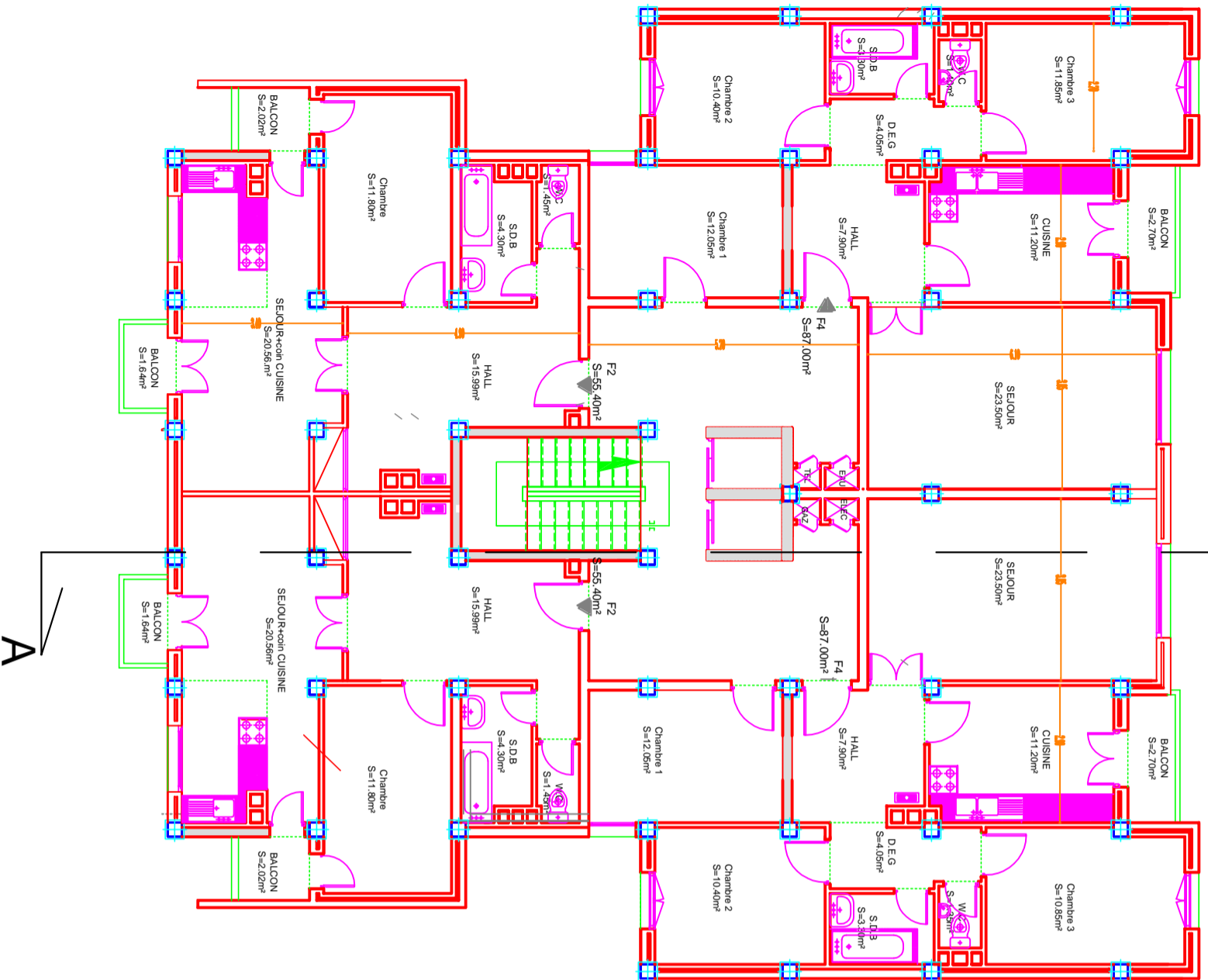
Ferrailage des poutres transversales

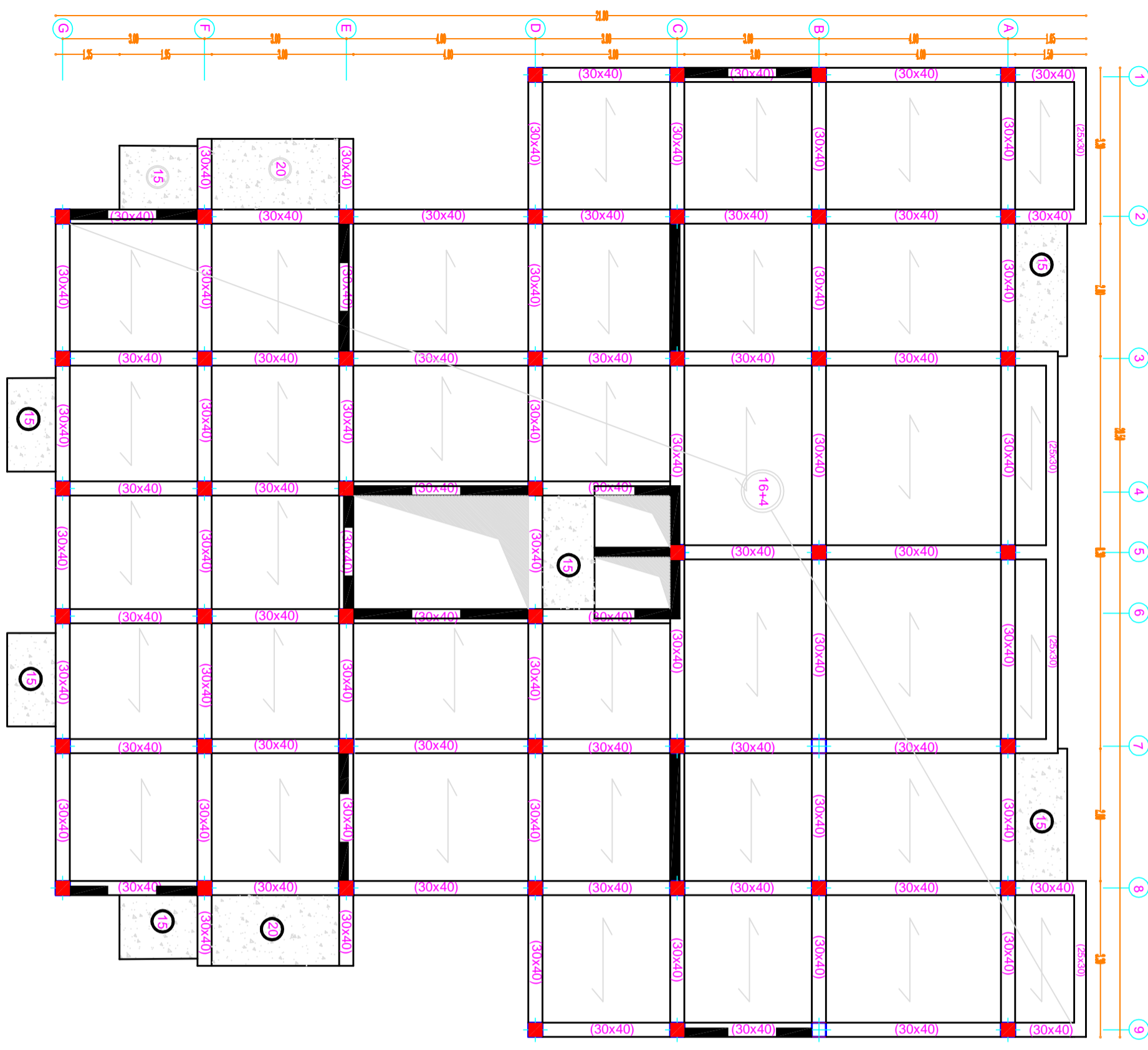
05^{ème} au 06^{ème} niveau





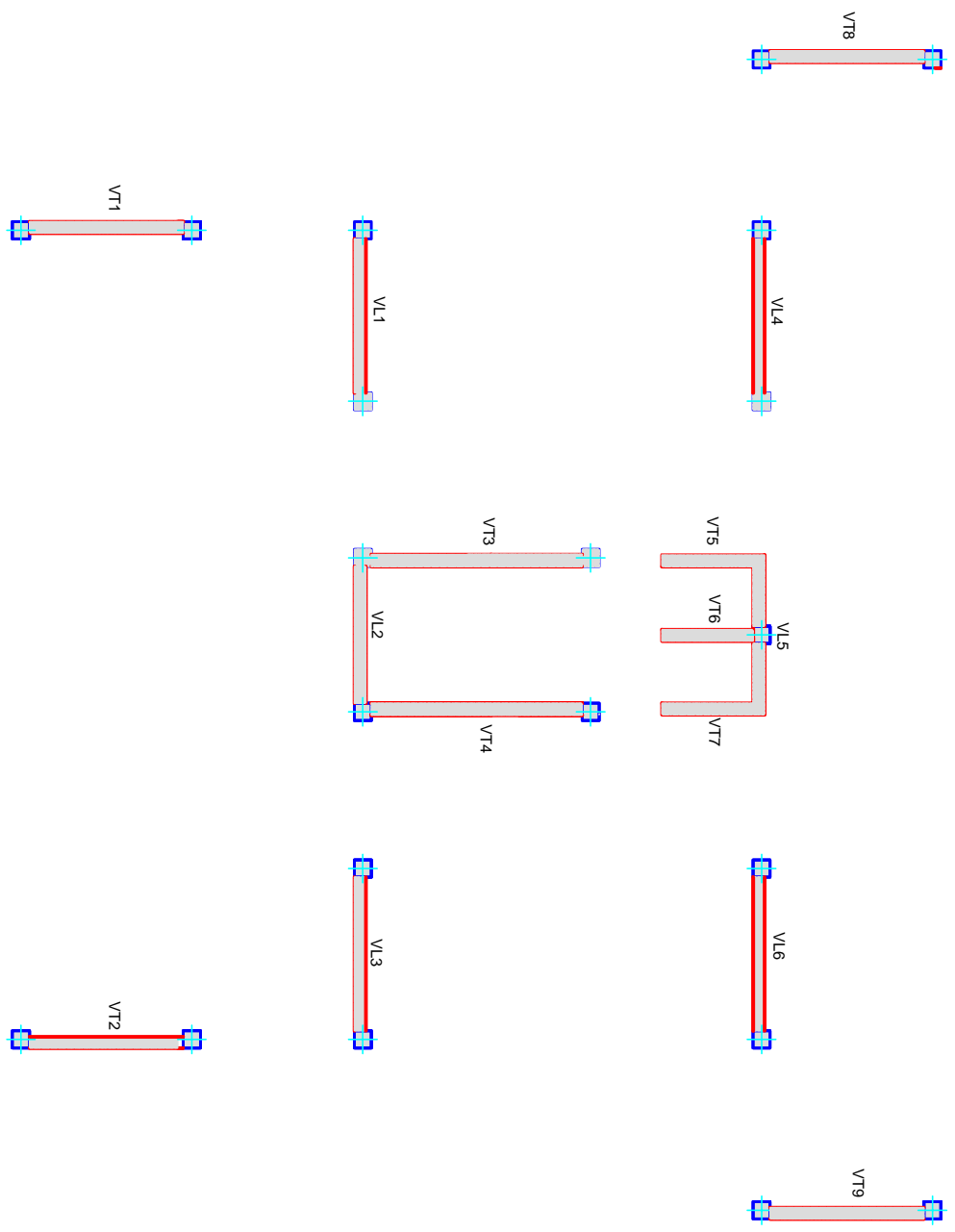






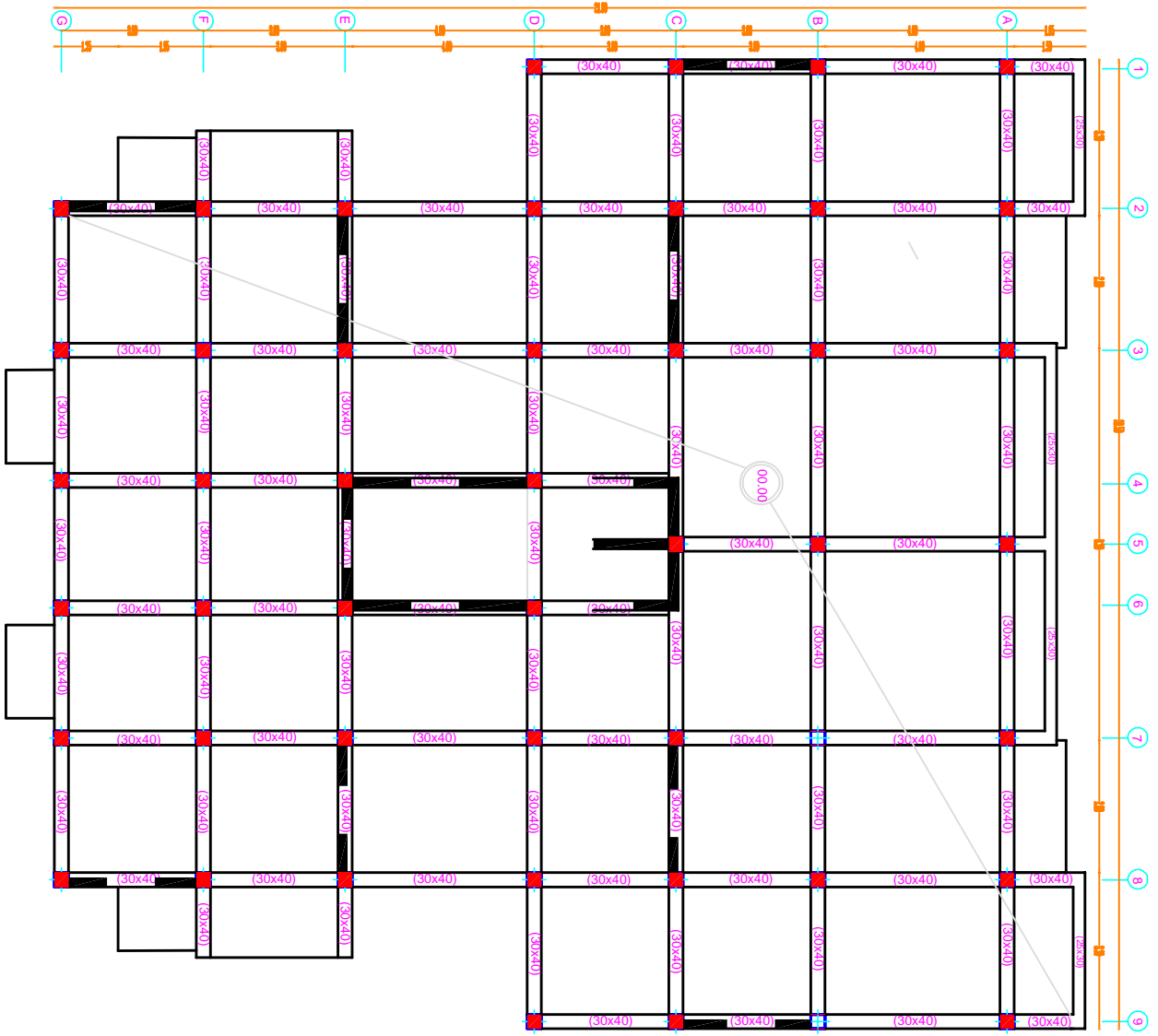
PROJEKTOVA FIRMA Projektno inženjerska firma "PROJEKT" d.o.o. Beograd, Bulevar Oslobođenja 158	
Projekat:	Izrada projekta
Datum:	15.05.2023.
Stranica:	3

Disposition des voiles



Échelle: 1/50	
Date: 10/10/2023	
Projet: Construction d'un bâtiment	
Dessiné par: [Nom]	
Vérifié par: [Nom]	
Approuvé par: [Nom]	
N° de plan: 101	
N° de feuille: 1	
N° de projet: 12345	
N° de version: 1.0	
N° de révisé: 0	
N° de révisé par: [Nom]	
N° de révisé le: [Date]	
N° de révisé pour: [Raison]	
N° de révisé par: [Nom]	
N° de révisé le: [Date]	
N° de révisé pour: [Raison]	

PLAN DE COFFRAGE DU RADIER



PROJET N° : 123456789 DATE : 12/12/2023 LIEU : ...	
PROJETANT ...	DATE ...
PROJETANT ...	DATE ...
PROJETANT ...	DATE ...