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

Mémoire de fin d'étude

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

THEME

Etude d'un bâtiment (R+10) à usage d'habitation Commercial contrevente par voiles et portiques avec l'application L' ETABS



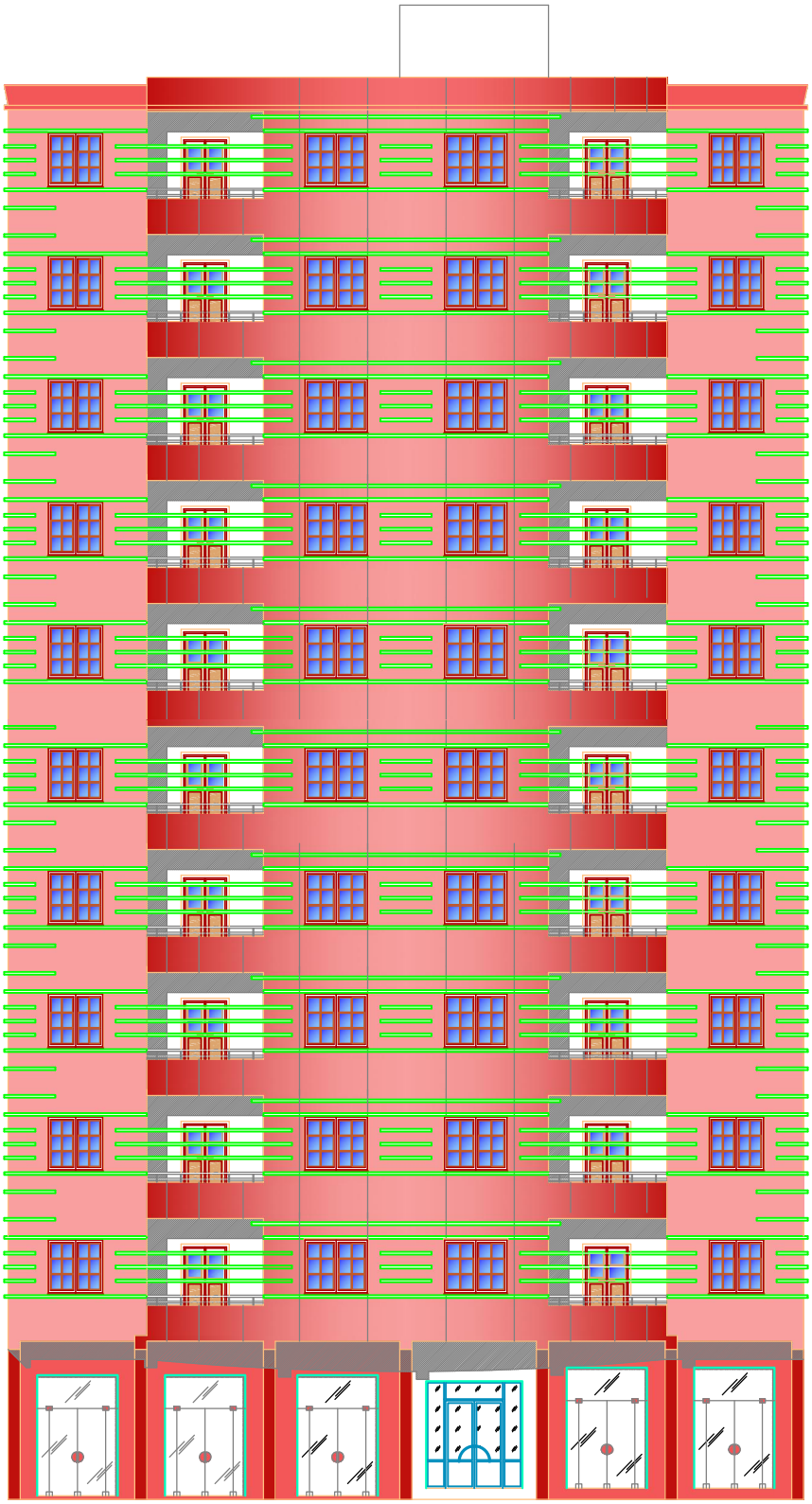
***Dirigé par** : M^me^ : MECHICHE*

***Etudiés par**: M^elle^: HAMOUR Ouiza*
M^elle^: CHOUGAR Karima
M^elle^:HEFSI Rachida.

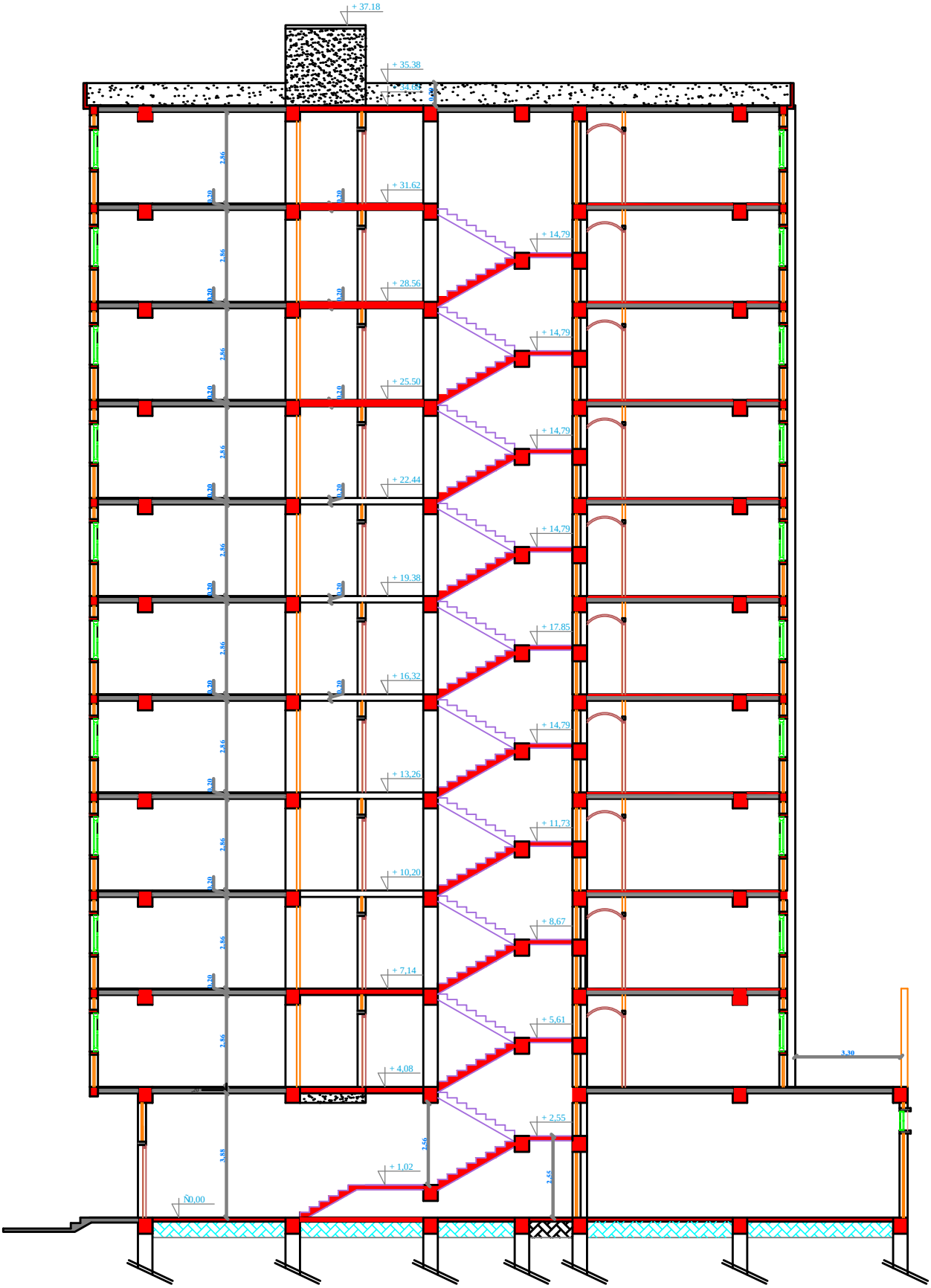
Année 2013//2014

Plans d'architectures

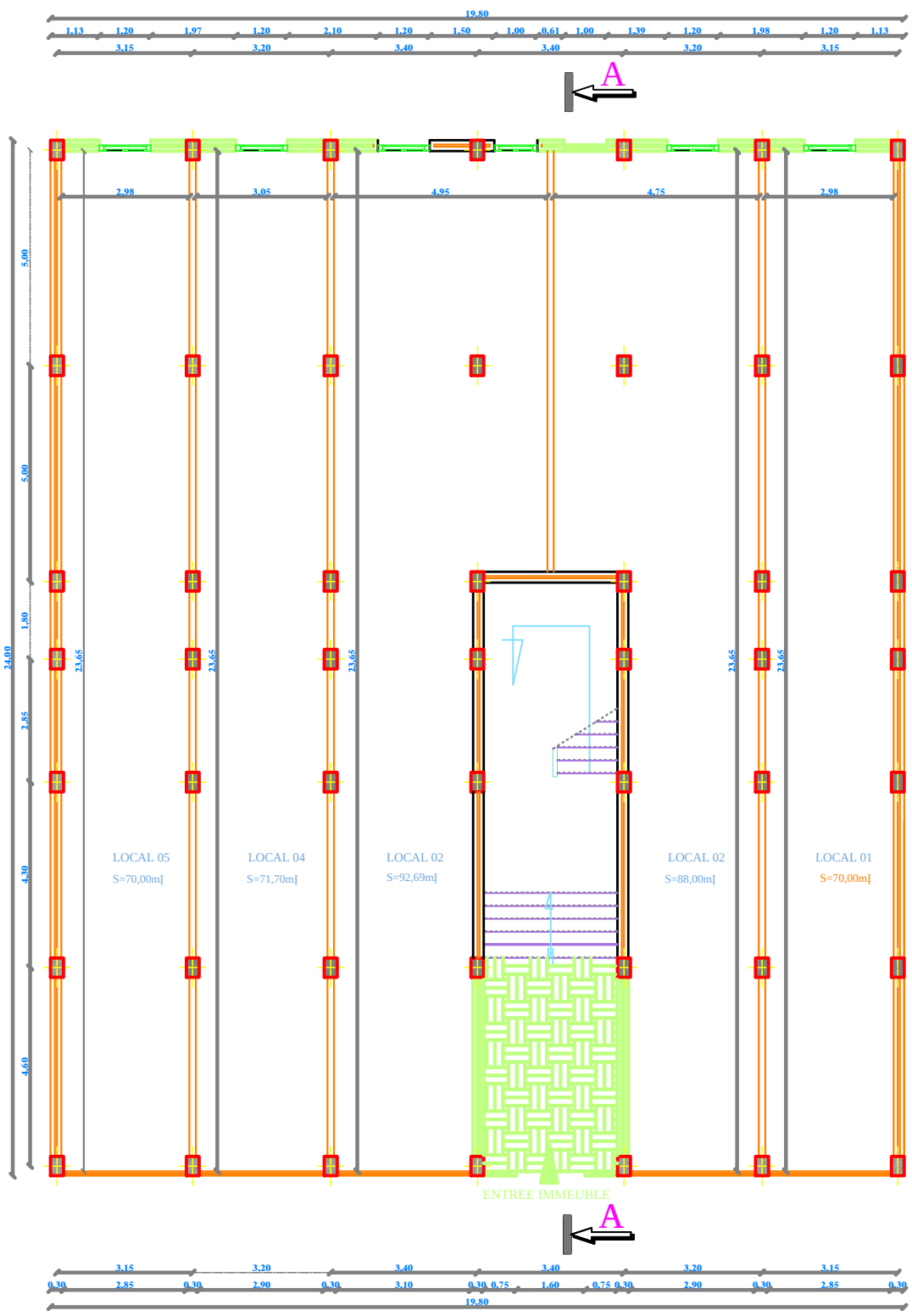
et de coffrages



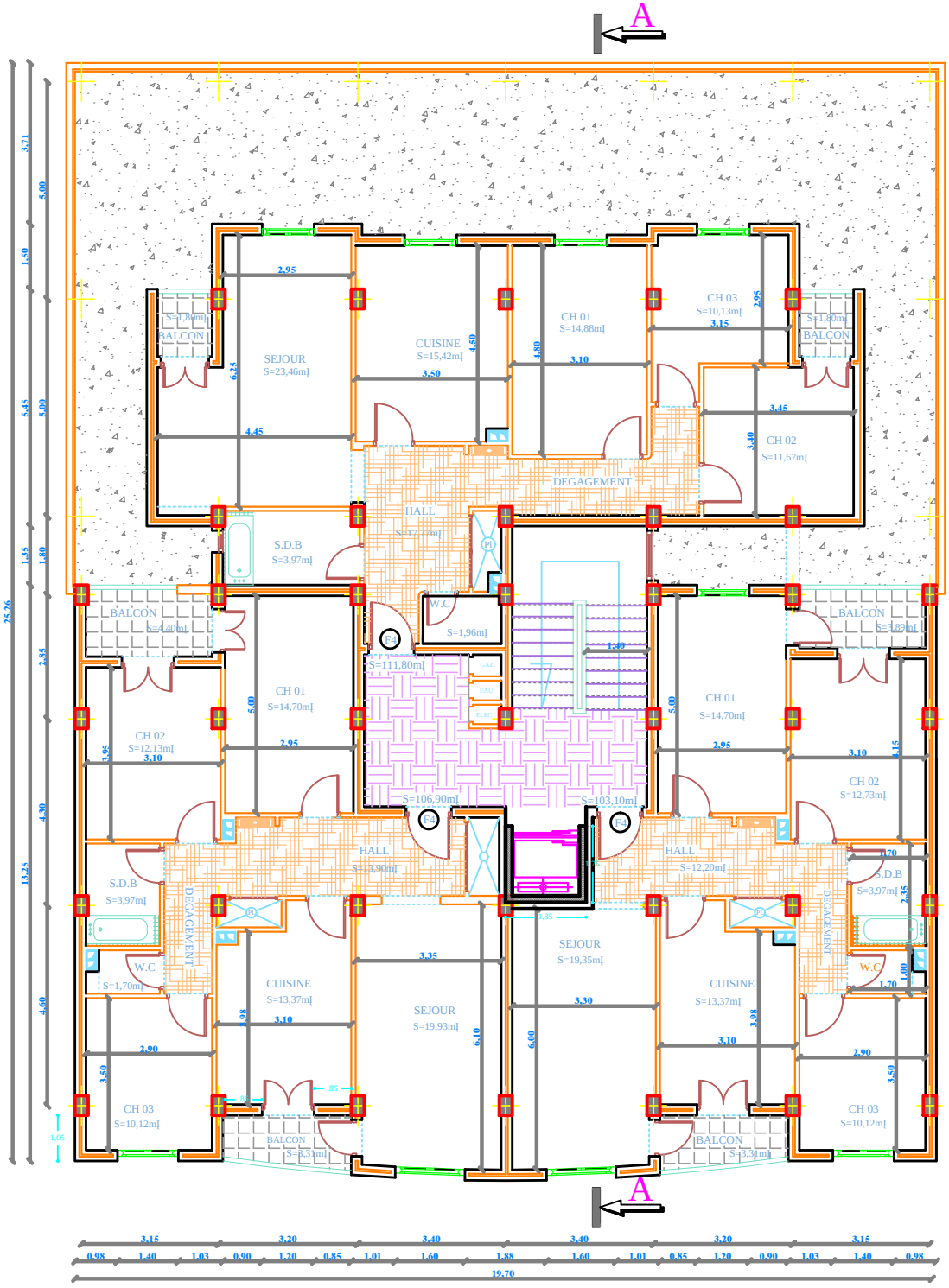
PLAN FACADE PRINCIPALE


+ 37.18
+ 35.38
+ 31.62
+ 28.56
+ 25.50
+ 22.44
+ 19.38
+ 16.32
+ 13,26
+ 10,20
+ 7,14
+ 4,08
+ 1,02
Ñ0,00
+ 14,79
+ 14,79
+ 14,79
+ 14,79
+ 17,85
+ 14,79
+ 11,73
+ 8,67
+ 5,61
+ 2,55
3.30
2.86
0.20
3.83
2.45
2.55

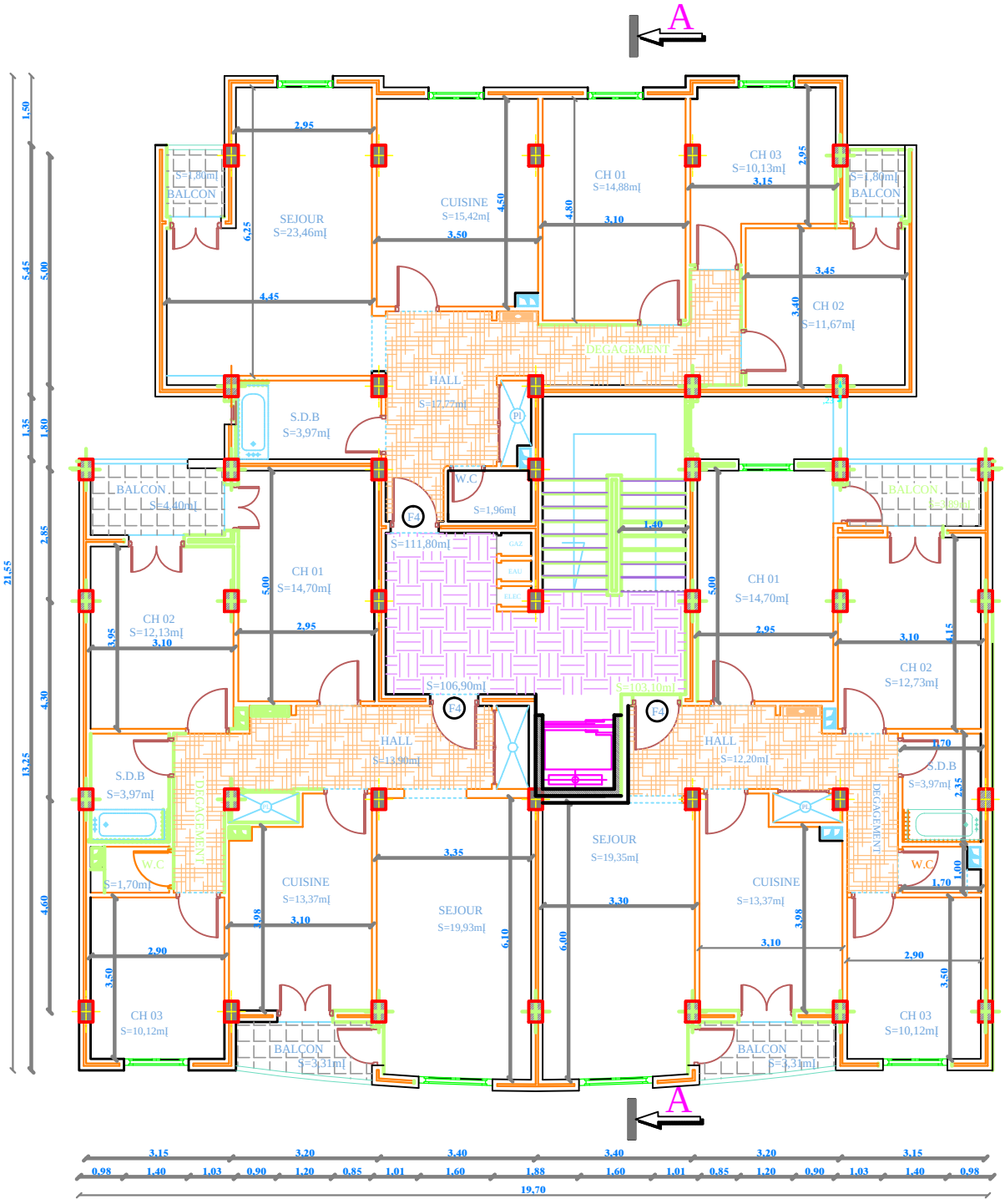
Coupe AA



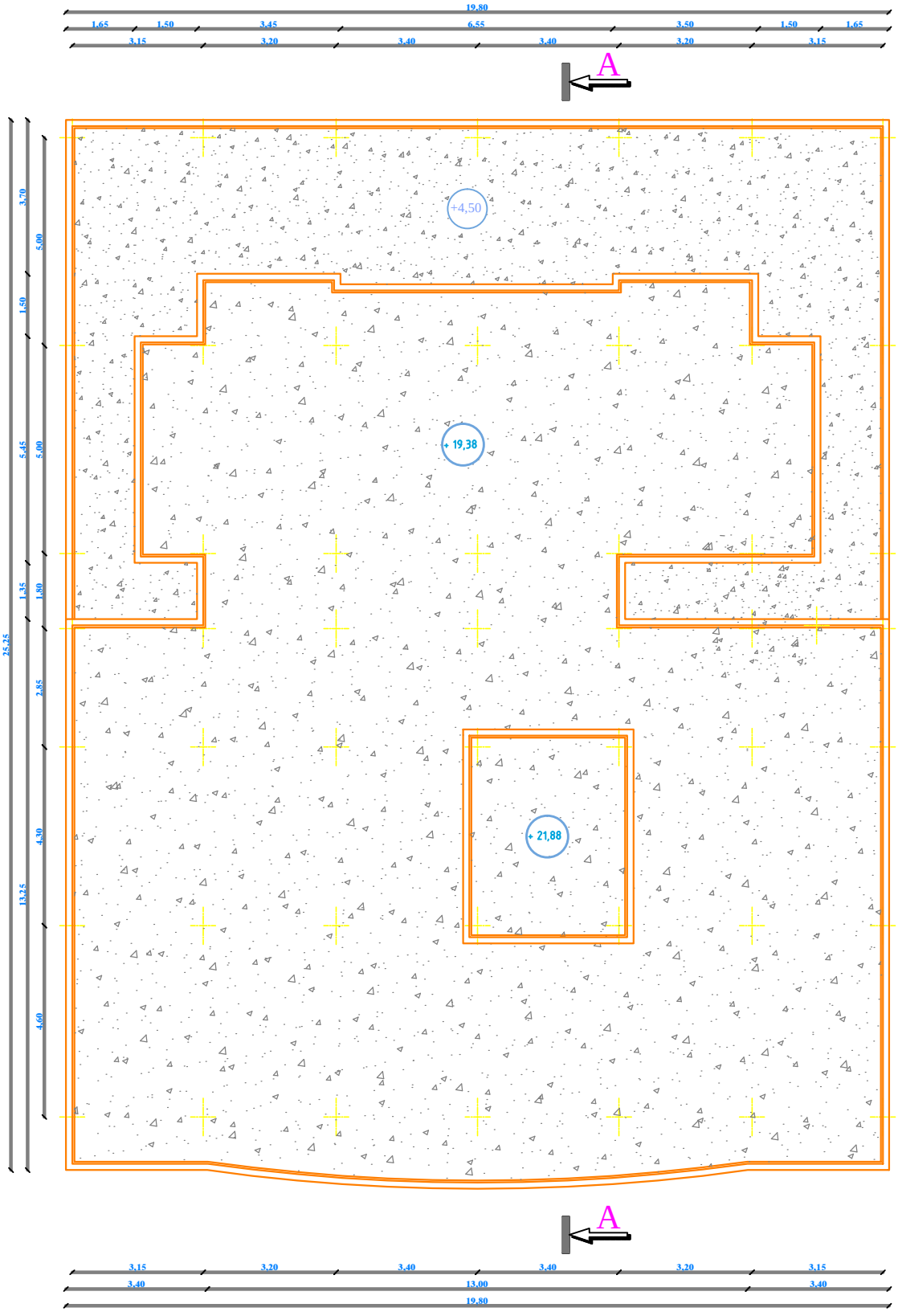
PLAN REZ-DE-CHAUSSEE



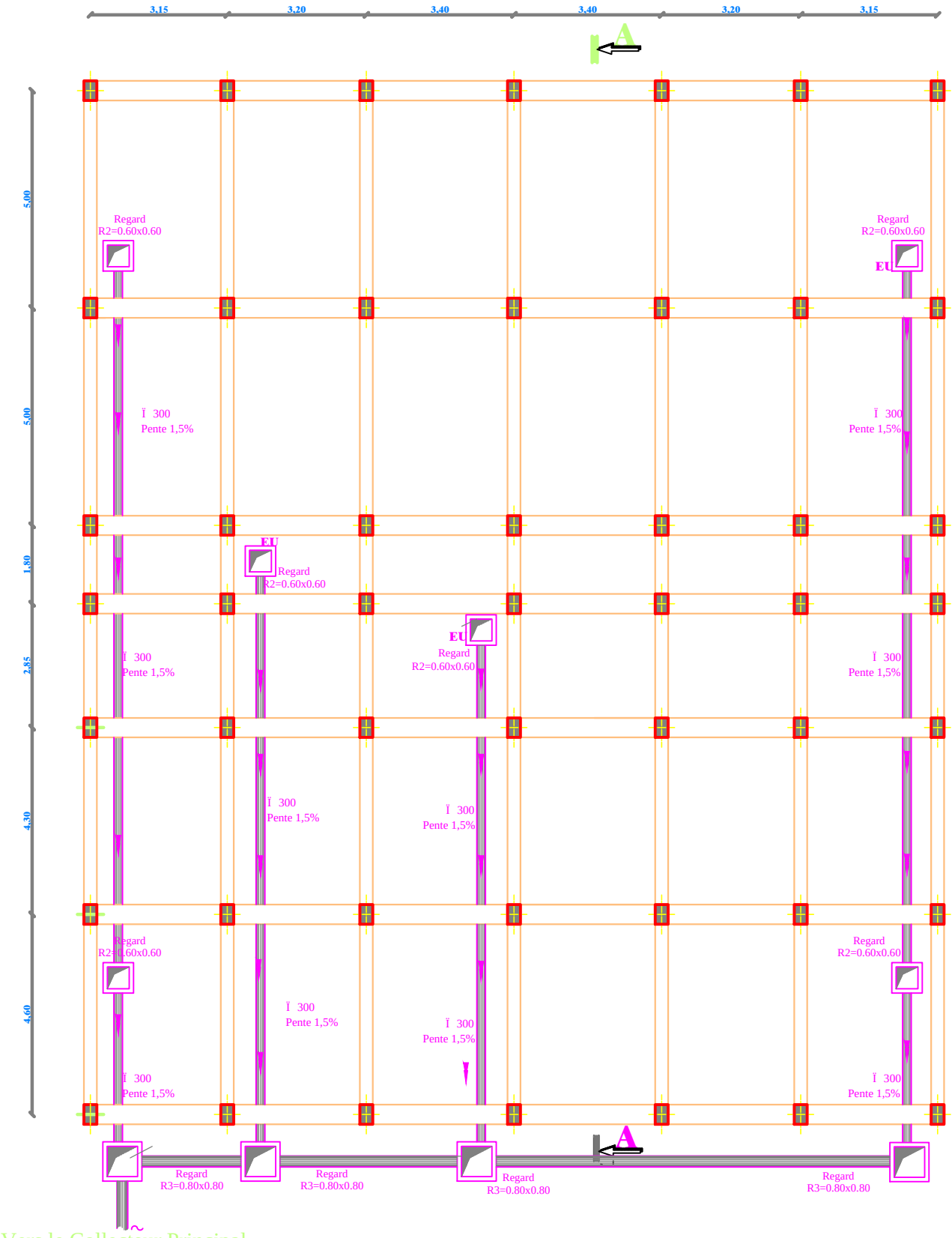
PLAN ETAGE 01



PLAN ETAGE COURANT

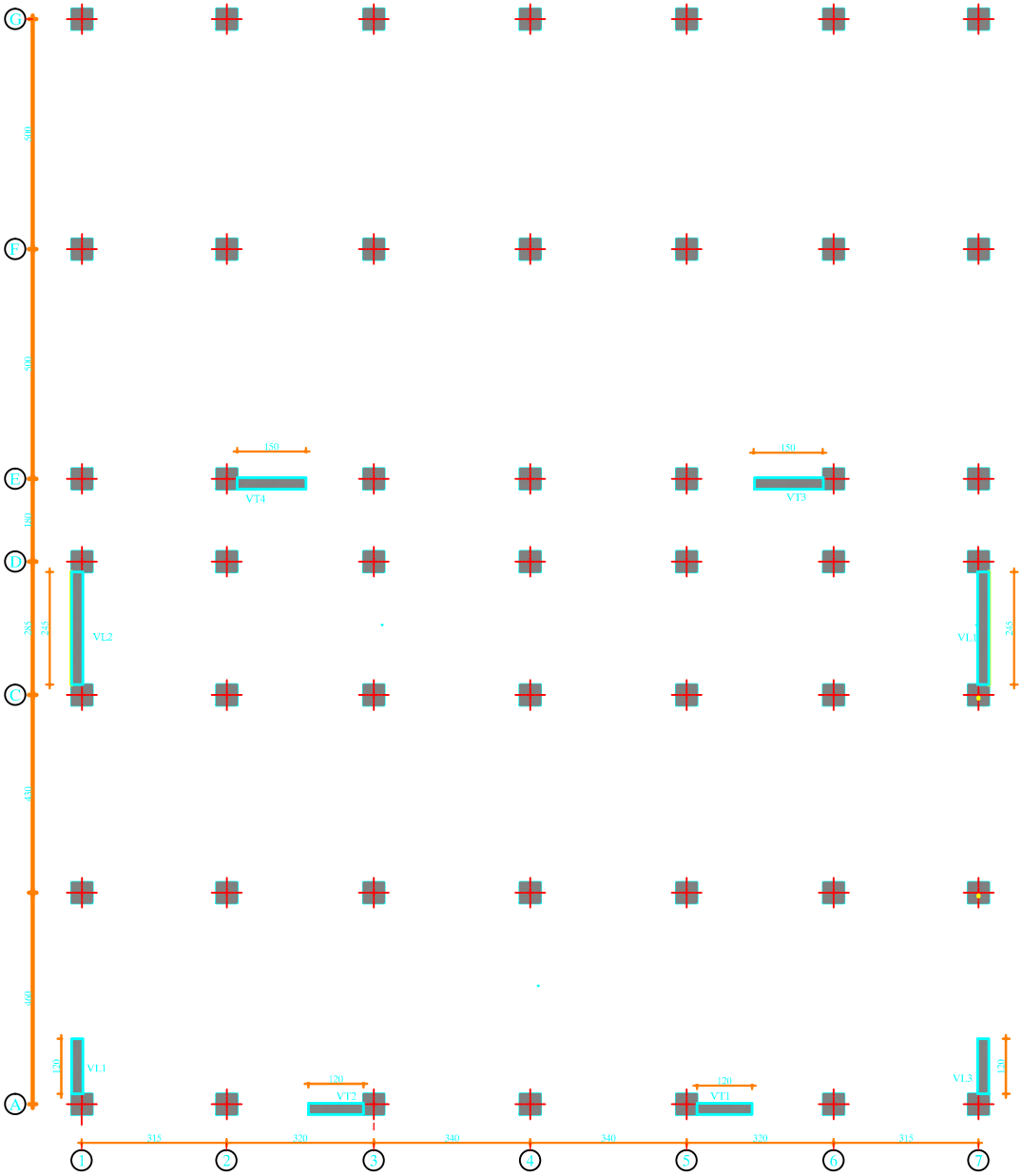


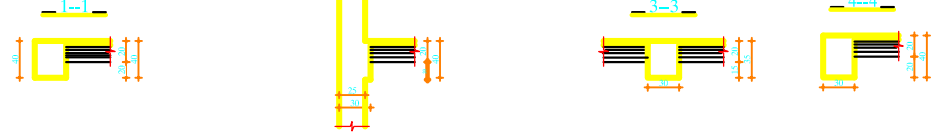
PLAN TERRASSE INACCESSIBLE



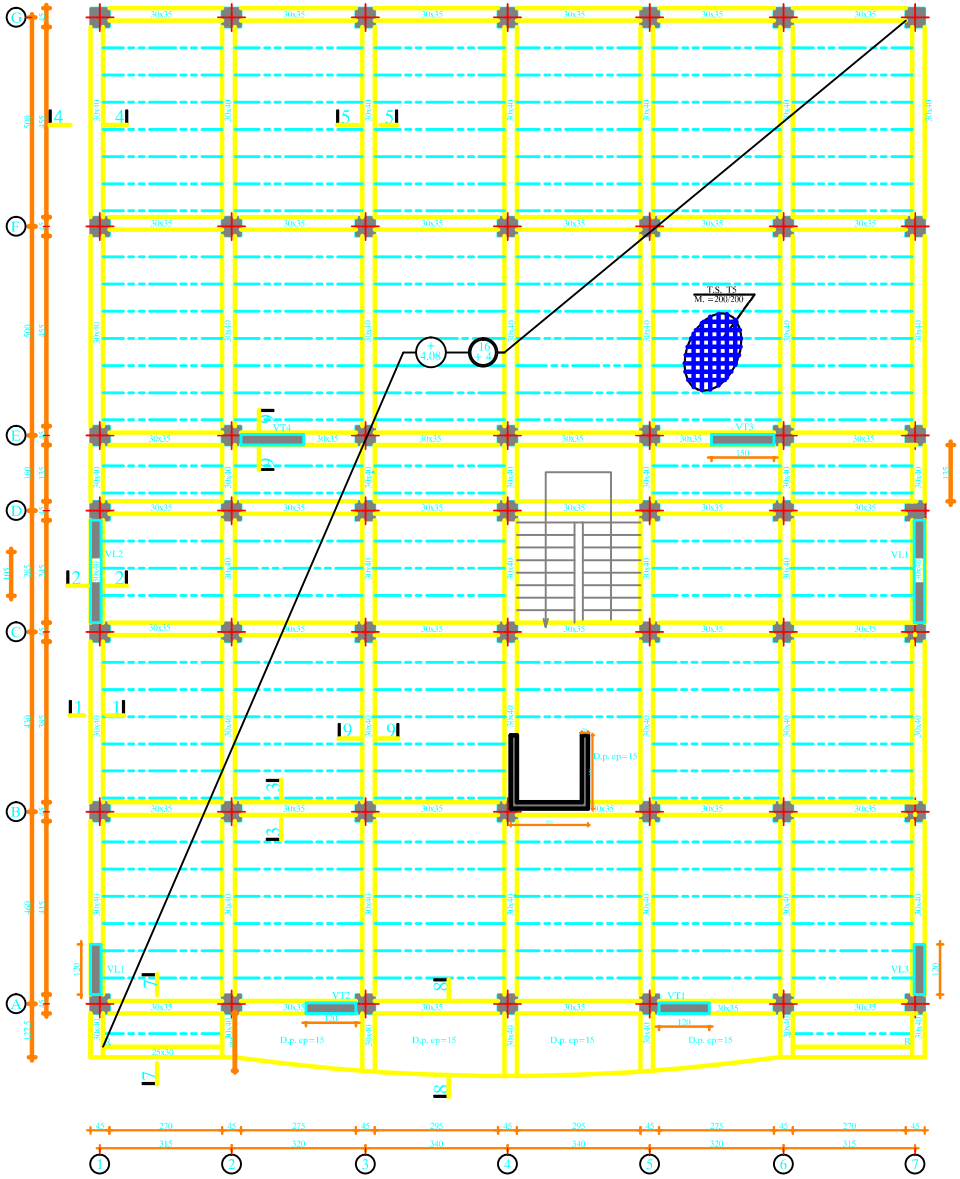
PLAN DES FONDATIONS

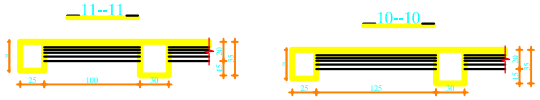
disposition des voiles



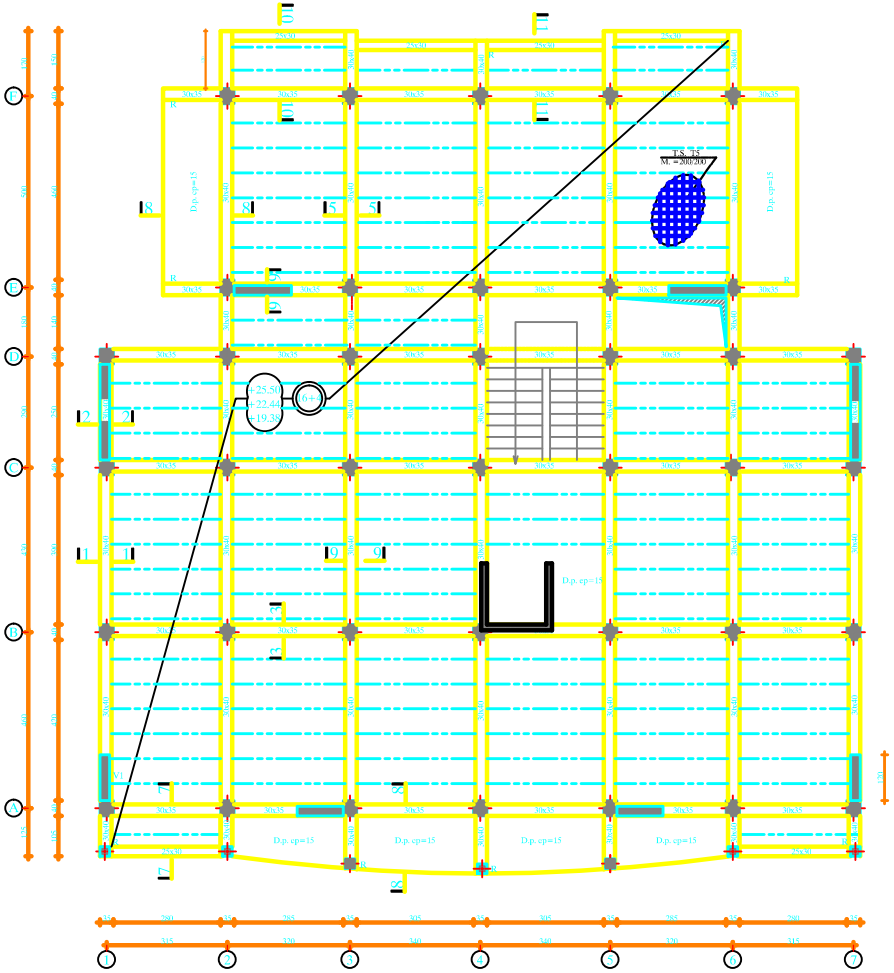


COFFRAGE RDC & 1 ETAGE

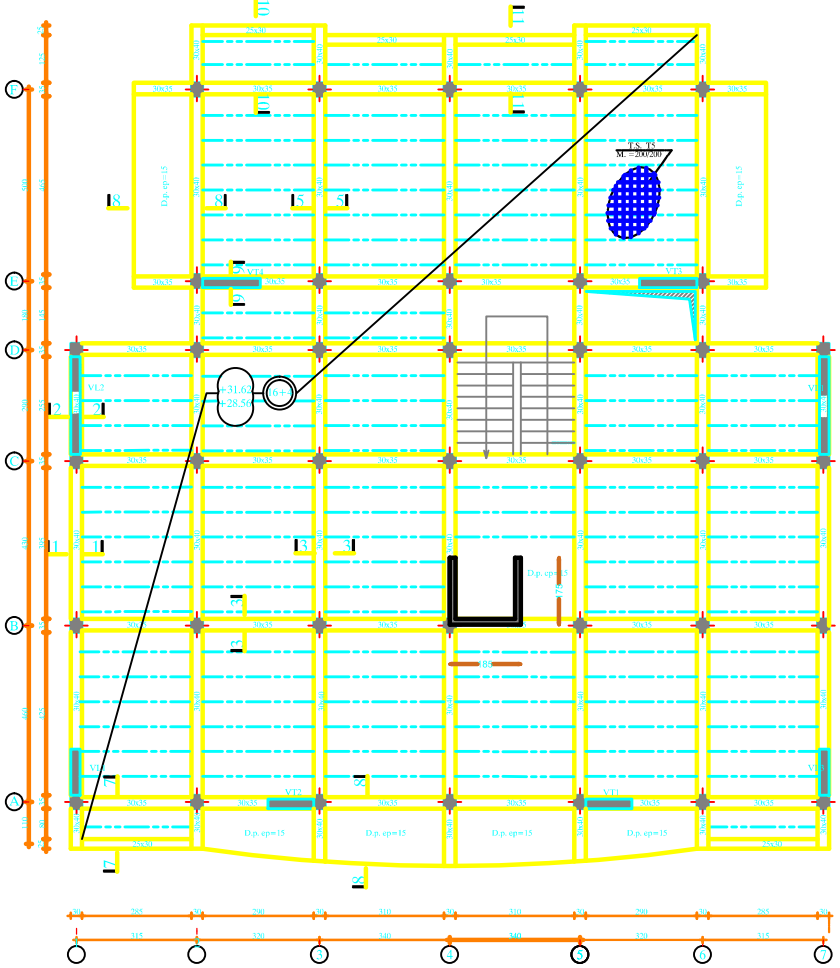


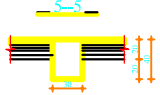


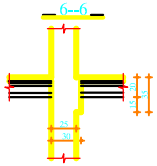
COFFRAGE ETAGES COURANTS 5 6 & 7

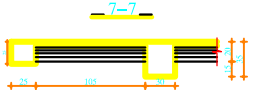


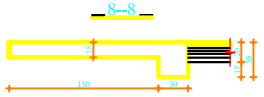
COFFRAGE ETAGES COURANTS 8 9

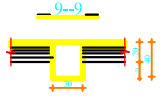




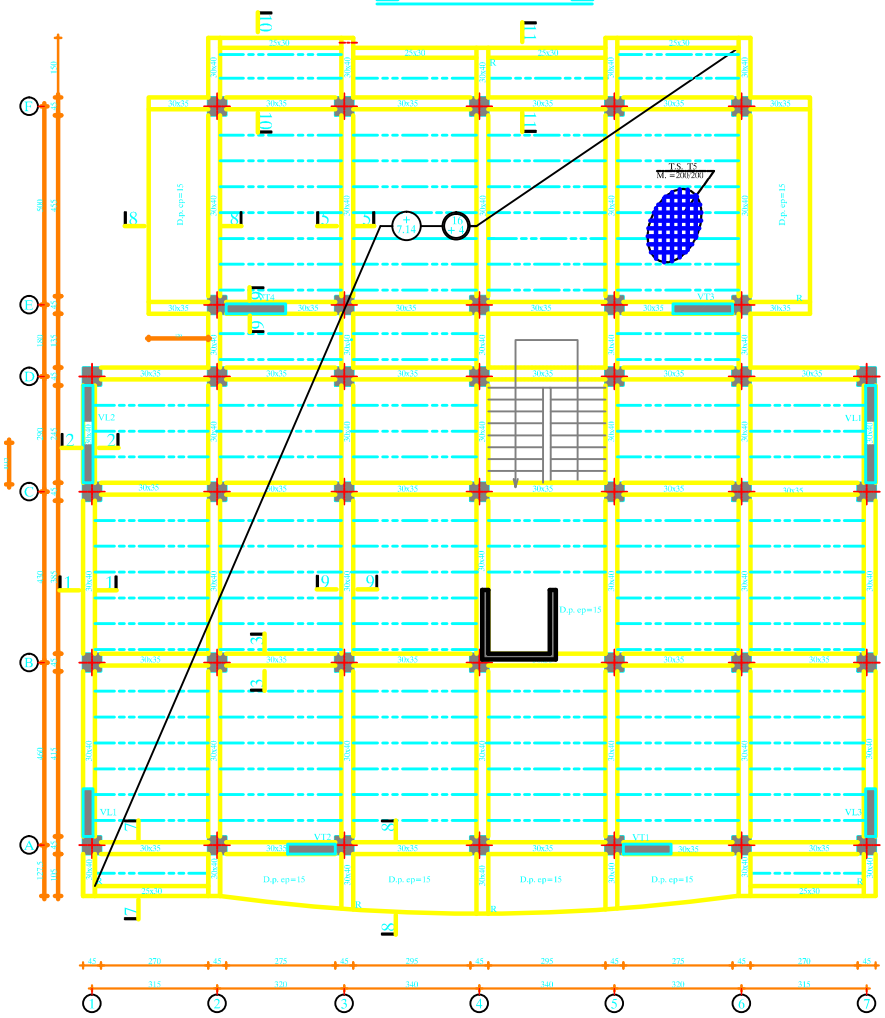




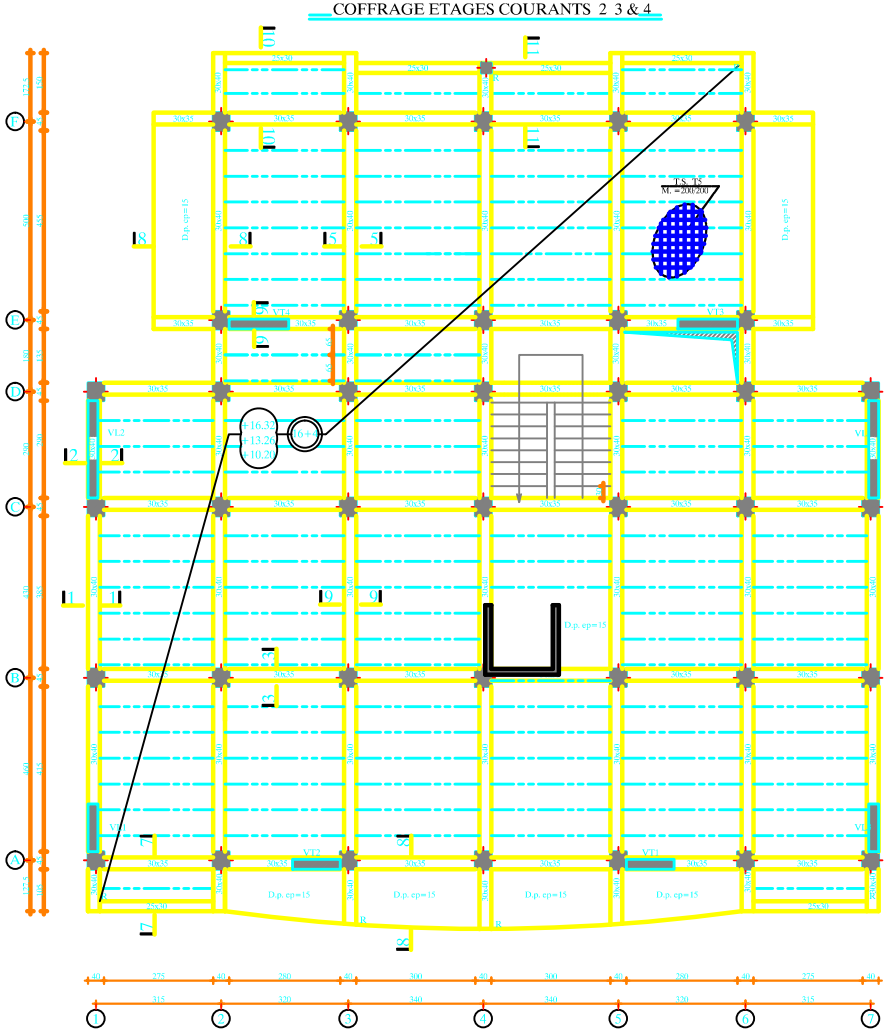




COFFRAGE 1 ETAGE



COFFRAGE ETAGES COURANTS 2 3 & 4



sommaire

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage..... 01

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments 10

Chapitre III : Calcul des éléments

- **plancher a corps creux……..26**
- **l'escalier ….……..……**
- **poutre palier……..7**
- **balcons ……..63**
- **salle machine……..……...68**
- **l'acrotère.....75**
- **poutre de chainage……...81**

Chapitre IV : Etude de contreventement…….……..89

Chapitre V : Modélisation de la structure……..….99

Chapitre VI : Vérification aux exigences de RPA…….116

Chapitre VII : Ferraillage des poteaux……..123

ChapitreVIII : Ferraillage des poutres …….....137

Chapitre IX : Ferraillage des voiles ……...151

Chapitre X: Etude de l'infrastructure ……...…….164

Conclusion

Bibliographie

Remerciement

T*out notre reconnaissance et remerciement à* ***Alllah ,*** *le tout puissant qui nous a donné la force ,le courage et la volonté pour élaborer ce travail.*

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur ***Mr MECHICHE****. En effet, sans son aide, ce travail n'aurait été entrepris. Ces encouragements et sa disponibilité ont été pour nous une source constante de motivation à poursuivre et à achever ce travail, merci encore une fois.*

L'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation et le personnel de l'institut de génie civil veuillent trouver ici l'expression de notre profonde reconnaissance.

Nous ne pourrons terminer ces remerciements sans y associer nos trois familles qui n'ont cessé de témoigner leur amour à travers leurs soutiens moral.

Nos vifs remerciements iront aussi aux membres de jury qui nous ferons l'honneur de le juger et de l'enrichir par leurs propositions.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.

Nous leur disons merci pour tous.

Introduction générale

Introduction générale

Le génie civil est l'ensemble des techniques concernant tous types de constructions.

Les ingénieurs civils s'occupent de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et l'infrastructure urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité au public et la protection de l'environnement.

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

Les normes de construction en Algérie deviennent de plus en plus strictes au vue des différents séismes vécus. La prise de conscience du facteur sécurité est placée en avant de nombreux paramètres.

En génie civil, toute étude de construction se fait principalement sur deux parties essentielles à savoir : la superstructure et infrastructure qui sont respectivement, partie hors terre et partie enterrée.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment ***(R+10)*** à contreventement mixte, 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 *RPA99/VERSION 2003,* et sa repense est calculée en utilisant le logiciel *L'ETABS.*

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

Nous commençons par la description et la présentation de l'ouvrage et des matériaux utilisés notamment le béton et l'acier.

Nous nous intéressons ensuite au calcul de quelques éléments spécifique (Planchers, escaliers..).

Un intérêt particulier a été porté sur le logiciel ETABS qui est un outil assez performant pour la modélisation, l'analyse et le dimensionnement des différentes structures.

Après avoir suivi les différentes étapes de modélisation, nous passerons à l'exploitation des résultats obtenus qui nous permettrons de procéder au ferraillage et aux vérifications des différentes sollicitations. Par la suite nous passerons à l'élaboration des plans d'exécution.

Au dernier chapitre, nous nous intéresseons à l'étude de l'infrastructure qui constitue une partie essentielle de l'ouvrage, une partie qui exige une bonne conception et une meilleure.

Au final, nous terminerons par une conclusion qui dressera synthèse des connaissances acquises ouvrant à des perspectives.

I-1-Présentation de l'ouvrage :
Le projet étudié est un bâtiment à usage d'habitation et commerce (R+10) implanté à krimbelkacem située dans la wilaya de Tizi-Ouzou, classée selon le **(RPA 99, modifié en 2003)** comme zone de sismicité moyenne **(Zone IIa)**.

Notre ouvrage est classé dans le groupe d'usage 2 : « Ouvrages d'importance moyenne », et selon le rapport du sol, il sera fondé sur un sol meuble «S3»d'une contrainte admissible **σsol=2bars**.

Nos calculs seront conformes aux règlements en vigueurs, à savoir ;
- Le Règlement Parasismique Algérien **(RPA 99, modifié en 2003)**
- Les techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites **(BAEL 91)**

Cet ouvrage est composé :
- Un rez-de-chaussée à usage commercial ;
- Dix étages courants à usage d'habitation ;
- Une cage d'escaliers ;
- Une cage d'ascenseur ;
- Une terrasse inaccessible.

L'accès aux différents étages sera assuré par une cage d'escalier et un ascenseur.

I-2- Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- **Dimensions en élévation :**

- Hauteur totale du bâtiment…….....34.68m
- Hauteur du rez-de-chaussée…….....4.08 m
- Hauteur de l'étage courant ……..3. 06 m

- **Dimensions en plan :**

ETAGE COURANT :
- Longueur totale……..……...……21.55 *m*
- Largeur totale ……..19.70m

L'ETAGE 1 :
- Longueur totale …….25.26m
- Largeur totale ……..……..19.70m

RDC
- Longueur totale …….24.00m
- Largeur totale ……..……..19.80m

I.3.Eléments de l'ouvrage :

- **OSSATURE :**

Le bâtiment est constitué par des portiques en béton armé et des voiles (structure mixte), d'après le (RPA 99 version 2003) pour toute structure dépassent une hauteur de 14métre en zone IIa ,Son contreventement est assuré par deux types :

- **Contreventement par portique** :

C'est une ossature constituée de poteaux et poutres, qui doivent être disposés d'une façon à :
-Reprendre les charges et surcharges verticales et une partie des surcharges horizontales.
-Transmettre directement les efforts aux fondations.

- **Contreventement par voiles** :

Composé des éléments verticaux «voiles»en béton armé, disposés dans les deux sens transversal et longitudinal, ils assurent :
-D'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse).
-Et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction deContreventement).
-ainsi ils minimisent les effets de torsion.

- **Planchers :**

Les planchers sont des surfaces planes qui limitent les étages. Leur rôle principalest la transmission des efforts horizontaux aux éléments de contreventement.
Supportant leurs poids propres et les surcharges d'exploitations, ils assurent aussil'isolation thermique et phonique.
Il y a deux types de planchers:

- **Planchers en corps creux :**

Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur despoutrelles préfabriquées. disposées suivant le sens de la petite portée.

- **Dalle pleine en béton arme :**

Des dalles pleines en béton armé sont prévues là où il n'est pas possible de réaliserdes planchers en corps creux en particulier, pour la cage d'ascenseur et les balcons.

Le plancher terrasse sera inaccessible avec un système d'étanchéités multicouchesavec forme de pente.

- **Escaliers :**

Ce sont des ouvrages permettant le déplacement entre les différents niveaux. L'escalierest composé d'un palier et d'une paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place. Le coulageseffectuera par étage.
Notre bâtiment comporte deux types d'escalier : escalier a deux volées avec un palierintermédiaire pour les étages courant et trois volées pour le RDC.

- **Cage d'ascenseur :**

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

- **Maçonnerie :**

Deux types de murs se présentent dans notre structure :

♦ **Murs extérieurs** constitués d'une double cloison en briques creuses et d'unelame d'air (15+5+10).

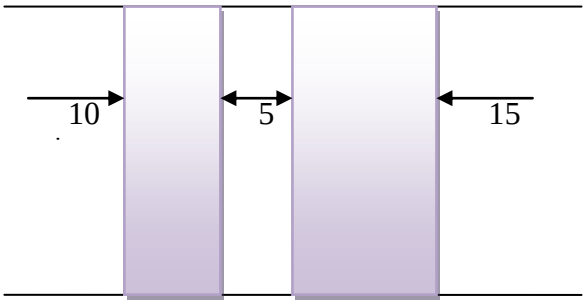


Figure I.1 : Schéma descriptif du mur extérieur

♦ **Murs intérieurs** en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

- **Revêtements :**

Les revêtements seront comme suit :

- Enduits en ciment de 1.5 cm d'épaisseur pour les murs extérieurs.
- Enduits en ciment de 1.5 cm d'épaisseur pour tous les murs intérieurs et plafonds pour les cuisines, les SDB, WC et les balcons.
- Enduits en plâtre de 2 cm d'épaisseur pour tous les murs intérieurs et plafonds des chambres, des séjours et les couloirs intérieurs.
- Carrelage pour les planchers courants, les balcons et les escaliers.
- Céramique pour les sanitaires et une partie de la cuisine.

- **Acrotère :**

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 0.70 m de hauteur,réalisé en béton armé coulé surplace, il joue un rôle de sécurité et de garde de corps.

- **Fondations :**

Les fondations sont des éléments en béton armée ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles etc).

Ces éléments transmettent les charges au sol, soit directement : (cas des semelles filantes ou radier général), soit par l'intermédiaires d'organe :(cas des semelles reposants sur pieux).

Le choix du mode de fondation à adopter est en fonction des conditions des résistances et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques de sol.

- **Système de coffrage :**

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles pour réduire les opérations manuelles et le temps d'exécution.

Quand aux portiques, on opte pour un coffrage classique en bois.

I-4 Caractéristiques mécaniques de matériaux :

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

- **Le Béton :**

Le béton est un mélange optimal de :

- liant (ciments artificiels)
- granulats (sables, gravillons, graviers…)
- eau de gâchage.
- éventuellement des adjuvants (entraîneur d'air, plastifiant, hydrofuge,…)

Il sera dosé à 350 kg /m^3 de ciment portland artificiel (CPA).

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa :

- **Résistance caractéristique du béton à la compression :**

Un béton est défini par la valeur de sa résistance caractéristique à lacompression à 28 jours, notée **fc28**, après plusieurs essais d'écrasement sur deséprouvettes cylindriques de diamètre 16cm et de hauteur de 32 cm on déterminеraune valeur moyenne de résistance de la manière suivante :

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

La résistance moyenne est :

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

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

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

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

$$\mathbf{F_{c28}} = f_{cmoy} - ks$$

♦ *k*: coefficient dépendant de l'importance de l'ouvrage

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

-La résistance à la compression varie avec l'âge du béton. Pour j ≤ 28 jours**,** elle est déterminée est calculée comme suit: **(BAEL91/A.2.1,11)**

$$fcj = \frac{j}{4.76+0.83j}.f_{c28} \quad \text{pour: } fc28 \leq 40 \text{ MPa}$$

$$fcj = \frac{j}{1.40+0.95j}.f_{c28} \quad \text{pour: } fc28 > 40 \text{ MPa}$$

(BAEL91/A.2.1,11).

Resistance caractéristiques à la traction :(Art .2.1.12/BAEL91,CBA93).

la résistance du béton à la traction est faible, elle représente 10⁄de la résistance à la compression, notée ***f*t28**et qu'on peut la déduire par la relation suivante :

$$f_{tj}=0,6+0,06\,f_{cj} \quad \text{pour: } f_{cj} \leq 60MPa$$

(BAEL91/A.2.1,12).

Dans notre cas : **fc28 = 25 Mpa** $\Longrightarrow$ **ft28 = 2.1 Mpa.**

Cette formule est valable pour les valeurs de fcj≤60 MPa.

Contraintes limites du béton:

- **Les états limites:**

On définit les états limites comme des états qui correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour lesquels une structure est calculée.

a) Contrainte de compression :

❖ **l'Etat limite ultime [ELU] :**

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à l'un ou l'autre des états suivants :

- Etat limite ultime d'équilibre statique (non-renversement).
- Etat limite ultime de la résistance et de la fatigue des matériaux (non rupture).
- Etat limite ultime de stabilité de forme (non flambement).

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression Celle-ci est donnée par la formule ci-dessous **(BAEL91/A4.3, 41) :**

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

γ: Coefficient de sécurité $\begin{cases} \gamma = 1,5 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots en\ situation\ courante \\ \gamma = 1.15 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots en\ situation\ acciudentel \end{cases}$

Le coefficient de sécurité γ_ba pour valeurs :

γ_b= 1,50 en situation courante $\Longrightarrow$ fbc =14,2 MPa

γ_b= 1,15 en situation accidentelle $\Longrightarrow$ fbc = 18,48 MPa

θ: Coefficient de durée d'application de la combinaison d'action, il a pour valeurs :

θ=1si la durée d'application est supérieure à 24 heures (t > 24h).

θ =0,9 si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures (1< t < 24h).

θ=0,85 si la durée d'application est inférieure à 1 heures (t< 1h).

❖ **Etat limite de service :**

L'état limite de service est l'état au-delà du quel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites, on distingue :

- Etat limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée).
- Etat limite de déformation (pas de flèche excessive).
- Etat limite d'ouverture de fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

La contrainte de compression du béton est donnée par la formule :

$$\sigma bc = 0{,}6\ fc28[MPa] \text{ (Art 4 .5 .2 BAEL91,CBA93)}$$

D'où: $\sigma bc = 15$ MPa

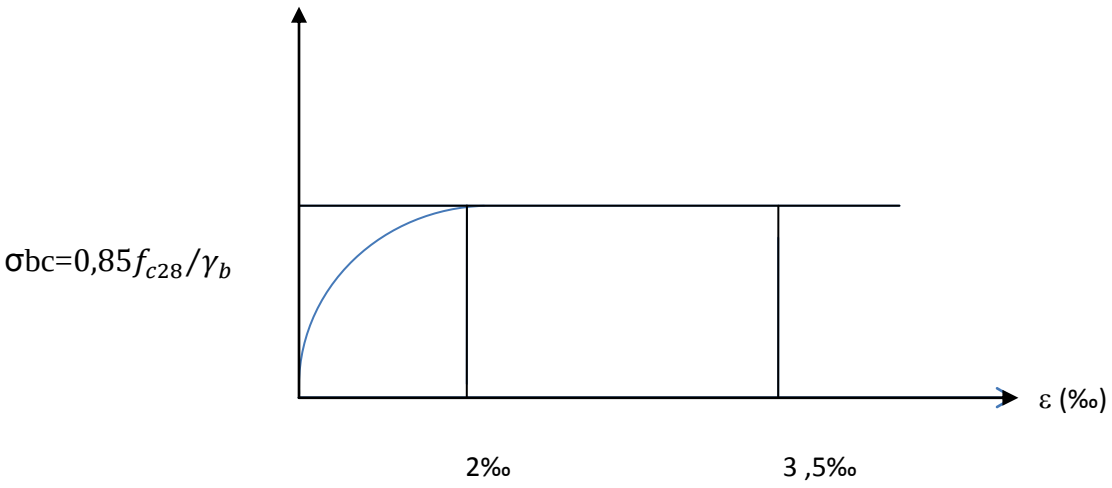


Diagramme contraintes déformations du béton a l'ELU :

Le diagramme est composé :

- D'un tronc de courbe parabolique et la déformation relative est limitée à 2% (état élastique).
- D'une partie rectangle (état plastique).

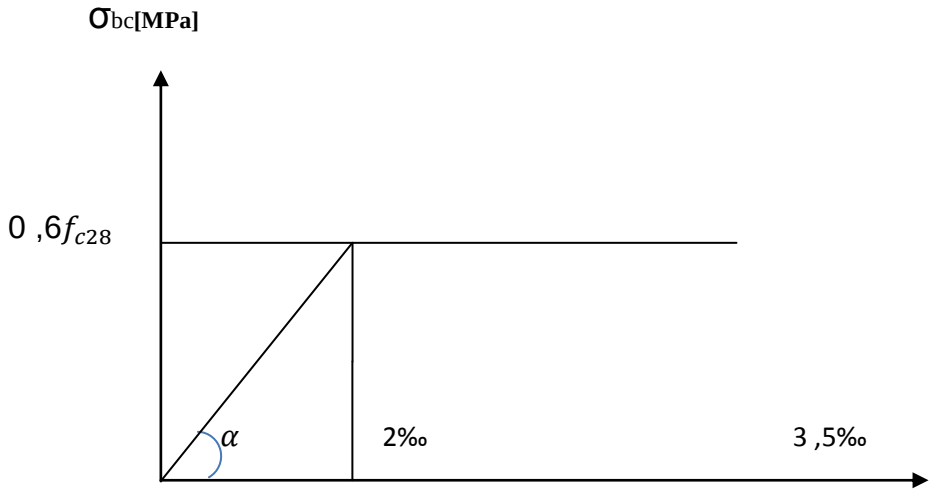


Diagramme contraintes déformations du béton a l'ELS :

εbc: déformation relative de service du béton en compression.

tgα =Eb= module d'élasticité

- **Contrainte limite de cisaillement [BAEL 91/ A.5.1,21] :**

$$\tau_u = min\left\{\frac{0,2*F_{C28}}{\gamma_b}, 4\ MPa\right\} \Longrightarrow \text{F P N}$$

$$\tau_u = min\left\{\frac{0,1*F_{C28}}{\gamma_b}, 4\ MPa\right\} \Longrightarrow \text{F P ou F T P}$$

- **Module d'élasticité longitudinal :**

Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normale sur la déformation engendrée. selon la durée d'application de la contrainte, on distingue deux types :

✓ **Module de déformation longitudinale:**

Ce module est connu sous le nom de module de « Young ou module de déformation longitudinal », il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

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

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

$$\mathbf{Eij=11000}\sqrt[3]{\boldsymbol{f_{c28}}}[MPa]$$

Pour fc28=25[MPa] ⟹**Ei28=32164.20[MPa].**

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

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

$$\mathbf{EVvj= 3700\sqrt[3]{}\,\boldsymbol{fcj}\ [\boldsymbol{MPa}]}$$

Pour fc28=25 [MPa] ⟹**Ev28=10819 [MPa].**

✓ **Module d'élasticité transversal : [BAEL91/A.2.1,3] :**

Le module de déformation transversale noté « G » est donné par la formule suivante:

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

Avec :

E : module de Young
$\boldsymbol{v}$: Coefficient de poisson

$\boldsymbol{v}$: Coefficient de poisson $\begin{cases} v = 0{,}2 \implies A\ E\ L\ U \\ v = 0 \implies A\ E\ L\ S \end{cases}$

➢ **Coefficient de poisson** [**BAEL/A2.1, 3] :**

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

- $\boldsymbol{v}$ = 0.2 à l'état limite de service.
- $\boldsymbol{v}$ = 0 à l'état limite ultime.

➢ **Aciers :**

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

Aciers à haute adhérence **[feE400]…… …...fe = 400 MPa,**
Treillis soudés **[TL 520]……. fe = 520MPa.**

fe : limite d'élasticité de l'acier.

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

Module de déformation longitudinal :
E 200000 *MPa*,Sa valeur est constante quelque soit la nuance de l'acier.

Contraintes limites :

1- **L'état limite ultime (ELU) [BAEL91/A.2.1,3] :** $\overline{\sigma}_{st}=\frac{f_e}{\gamma_s}$

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

Avec :

- γ_s=1,15 situation courante
- γ_s=1,00 situation accidentelle

Exemple :

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
F_e= 400MPa	$\overline{\sigma}_{st}$=348 Mpa	$\overline{\sigma}_{st}$=400 Mpa
F_e= 520 MPa	$\overline{\sigma}_{st}$= 452 Mpa	$\overline{\sigma}_{st}$=520 Mpa

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

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

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

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

$$\overline{\sigma}_{st} = f_e$$

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

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

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

• Fissuration très préjudiciable [BAEL91/A.4.5,34] :

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

$$\overline{\sigma}_{st} = min\left\{\frac{2}{3}f_e ; 90\sqrt{n.f_{tj}}\right\}$$

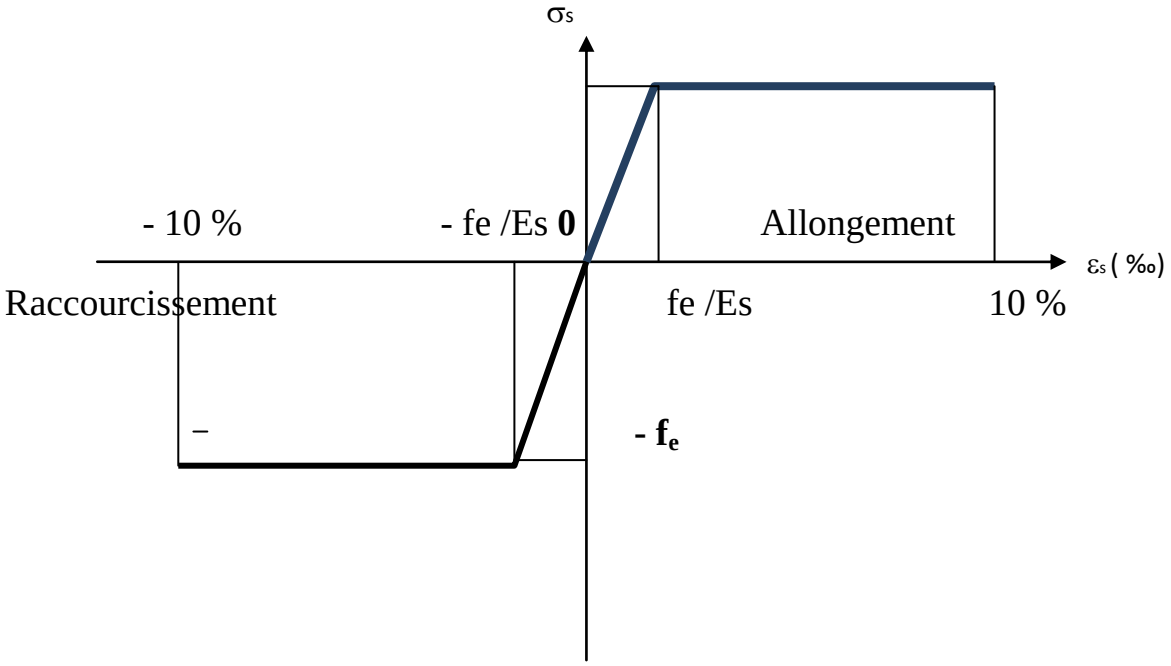
n: est le coefficient de fissuration:

n =1 pour les RL,

n=1.6 pour les HA

($\phi \geq 6$mm) et ***n*** =1.3 pour les HA ($\phi < 6$mm).

❖ **Diagramme de contrainte déformation de l'acier :**



Protection d'armatures [BAEL91/A.7.1.] :

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

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

II-Introduction :

Il a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des sections de différents éléments de la construction.

Pour cela on se réfère aux règles de pré dimensionnement fixées par RPA 99 version 2003.

II.1. Les planchers :

Les planchers sont des aires horizontaux limitant les différents niveaux d'un bâtiment, ils doivent être conçus de manière a:

- Transmettre les efforts aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs.
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.
- Offrir une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

Dans notre ouvrage les planchers seront en corps creux.

❖ **Plancher à corps creux :**

Sont constitués de panneaux a corps creux associes et des poutrelles disposées suivant l'axe de la petite portée, son épaisseur est déterminée par la norme suivante

[BAEL91 modifiées 99/Art.6.8.423]

$$h_t \geq \frac{l_{max}}{22,5}$$

Avec :

• h_t: Épaisseur du plancher.

• L_{max}: Portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

Remarque :

En premier temps, nous prendrons une section minimale de (25x25) cm_2exigée par le RPA.Qui correspond à celle d'un poteau en zone IIa.

Dans notre cas :

L = 340-30 =310cm

$$h_t \geq \frac{l_{max}}{22,5} h_t \geq \frac{315}{22,5} = 13.77\text{c}$$

On prend **ht = 20cm.**

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

Epaisseur du corps creux =16cm.

Epaisseur de la dalle de compression =4cm.

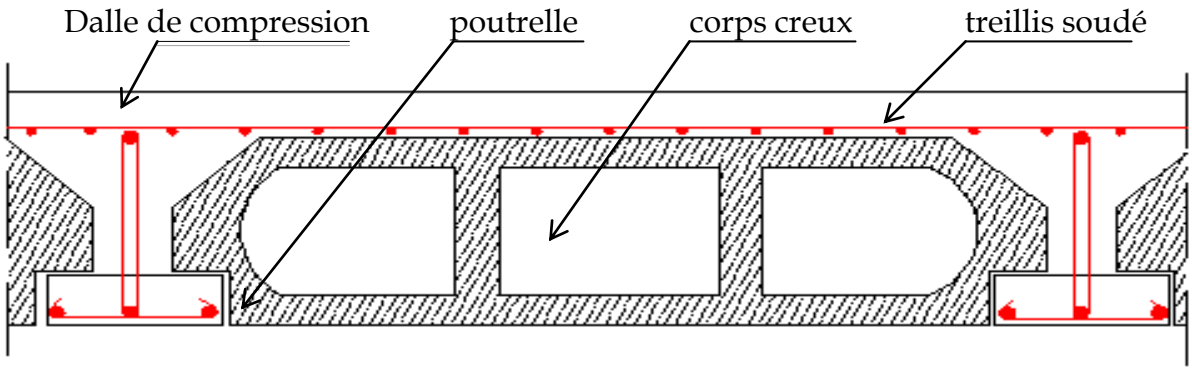


Fig II.1 Coupe verticale du plancher

❖ **Dalle pleine :**

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport autres dimensions, leur épaisseur est déterminée en fonction de leur portée et des conditions suivantes :

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

1) condition de résistance à la flexion :

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule :e ≥Lo/10 .

L_0 : portée libre.

e: épaisseur de la dalle.

Dans notre cas : Lo=1.50 m ⟹e_1 ≥1.50/10=0.150 m

On adoptera une épaisseur**e_1= 15 cm.**

2) Résistance au feu :

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

e_2 =11cm.

3) Isolation acoustique :

D'après la loi de la masse, L'isolation acoustique(L)est proportionnelle au logarithme de la masse(M).

L=13.3 log (10M) si M 200Kg /m 2

L=15log(M)+9 si M 200Kg/m 2

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé d'avoir une masse surfacique minimale de 350Kg/m^2 .D'ou l'épaisseur minimale de la dalle est

e= M/ρ =350/2500=0.14m **e_3=14cm.**

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

Donc :e=max(15,11,14)=15cm

On adoptera une épaisseur de :**e=15cm**.

Conclusion :

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

II. Les poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé qui assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).
Les dimensions des poutres sont définies en fonction de leur portée L, telles que

- **Hauteur de la poutre :**

$$L/15 \leq ht \leq L/10$$

- **Largeur de la poutre** :

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

ht: Hauteur totale de la poutre.
b : largeur de la poutre.
L : longueur de la plus grande portée entre nus d'appuis de la travée considérée.

L'article (7.5.1) du RPA exige les conditions telles que :

- h≥30cm.
- B ≥20cm.
- h /b ≤4.

Dans les constructions en béton armé on distingue deux types de poutres :

-Poutres principales (ou porteuses)
- Poutres secondaires.

❖ Poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi un appui à celles-ci.

Hauteur :

On a L= 500-25=475cm
475/15≤ht≤475/10 ⟹ 31,66≤ht≤ 47,5cm
On opte : **ht= 40 cm**

Largeur :

0,4 h≤b≤0,7ht
0,4×40 ≤b≤0,7×40 ⟹ 16≤b≤28
On opte: **b=30cm**

Vérification des conditions sur RPA :

h = 40 cm ≥30 cm
b=30cm≥20 ⟹ Toutes les conditions sont Vérifiées.
h/b = 1.33≤ 4

Section adoptée :

Poutres principales PP ⟹ (30x40) cm^2

❖ **Poutres secondaires :**

Elles sont parallèles aux poutrelles, elles assurent le chainage.

Hauteur :

On a L= 340- 25= 315 cm

$315/15 \leq h_t \leq \frac{315}{10}$ ⟹ 21 cm$\leq h_t \leq$31 ,5 cm

On opte pour : **h=35 cm**

Largeur :

$0{,}4h_t \leq b \leq 0{,}4h_t$

$0{,}4 \times 35 \leq b \leq 0{,}7 \times 35$ ⟹ 14cm$\leq$ b $\leq$ 24.5cm

On opte pour : **b=30 cm**

Vérifications des conditions sur RPA :

- h= 35$\geq$ 30 cm
- b =30 cm$\geq$ 20 cm ⟹ Toutes les conditions et vérifiées
- h/b=1.16$\leq$ 4

Section adoptée : **Poutres secondaires PS ⟹ (30×35) cm^2**

❖ **Poutres chainages :**

Elles sont parallèles aux poutrelles, elles portent un mur extérieur et la moitie d'un corps creux.

Hauteur :

On a L= 315-25=300cm

300/15$\leq$ ht$\leq$300/10 ⟹ 20$\leq$ ht$\leq$ 30cm

On opte : **ht= 30cm**

Largeur :

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

$0{,}4x30 \leq b \leq 0{,}7x30$ ⟹ 12$\leq$b$\leq$21

On opte:**b=25cm**

Vérification des conditions sur RPA :

h = 30 cm >30 cm

b= 25 cm > 20 ⟹ Toutes les conditions sont Vérifiées.

h/b = 1.25 < 4

Section adoptée :

Poutres chainages Pch ⟹ (25x30) cm^2

Conclusion :

Les dimensions retenues sont :

a) Poutres principales: 30×40cm^2
b) Poutres secondaires: 30×35cm^2
c) Poutre chainages: 25x30 cm^2

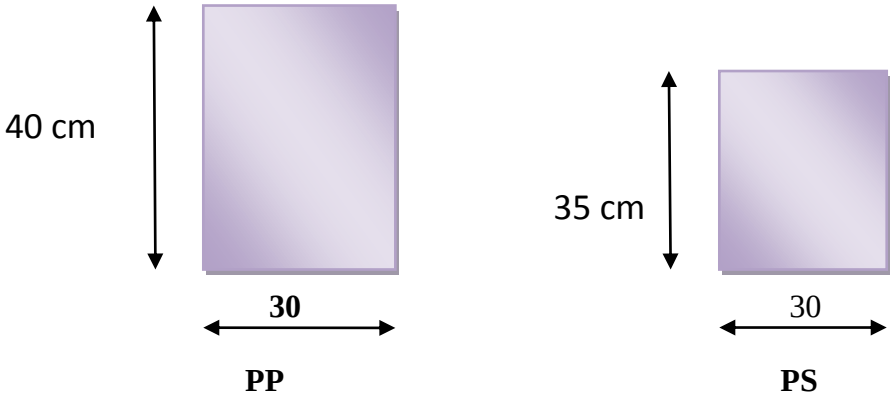


Fig II.2: Dimensions des poutres.

III. Les voiles :

Ce sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, leur fonction principale est de reprendre les charges horizontales. Le pré dimensionnement se fera conformément à (RPA 99 version 2003).

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition $l \geq 4\ \alpha$. L'épaisseur du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage he et de la rigidité aux extrémités, l'épaisseur minimale est de 15 cm.

L'épaisseur :

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h) et de la condition de rigidité aux extrémité he= h – ep

Avec :

h: hauteur libre de l'étage
ep: épaisseur du plancher

he = 408-20= 388 cm
e = max (he/25; he/22; he /20)
e = max (15.52, 17.63, 19.4) cm
e= he/20 = 19.4cm On prend l'épaisseur du voile **e = 25 cm.**

❖ **Vérification des exigences du RPA :**

1- Sont considérés comme voiles de contreventement, en satisfaisant la condition suivante:

$L \geq 4 \times e_p = 4 \times 25 = 100$ cm. ⟹ *Condition vérifiée.*

1ér cas

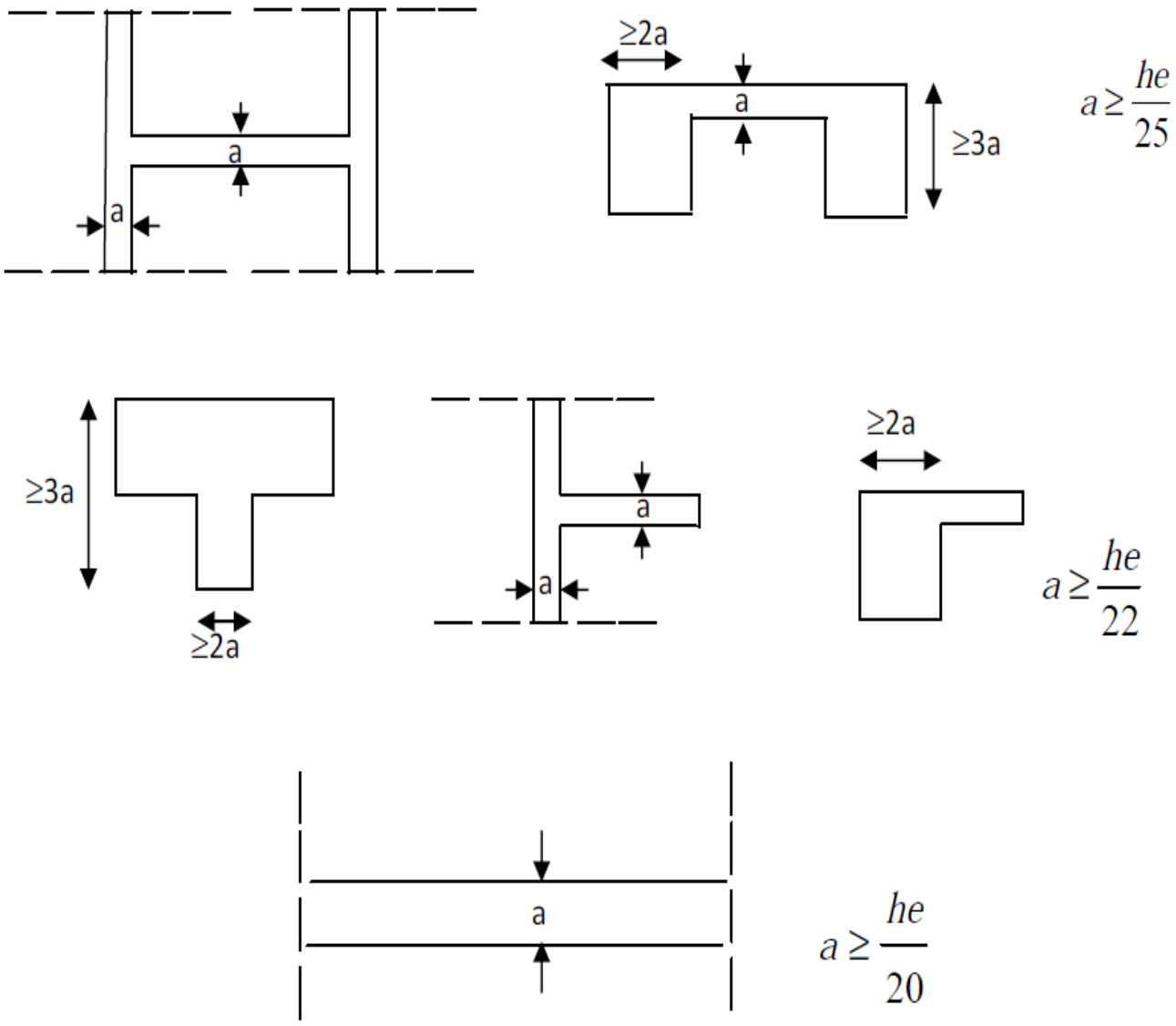


Figure II.3 : Coupe de voile en plan.

La structure est implantée à TIZI OUZOU, zone IIa , l'épaisseur minimale exigée par le RPA99 modifié en 2003 est de 15 cm

e=25cm ≥ 15cm ⇒ condition vérifier

Conclusion: l'épaisseur adoptée pour les voiles est **e=25cm.**

II.1. Détermination des charges et surcharges :

Les poids volumiques des éléments constituants les planchers et les murs sont donnés par le **DTR B.C.2.2**, idem pour les surcharges d'exploitation.

❖ **Charges permanentes :**

a) plancher terrasse (inaccessible)

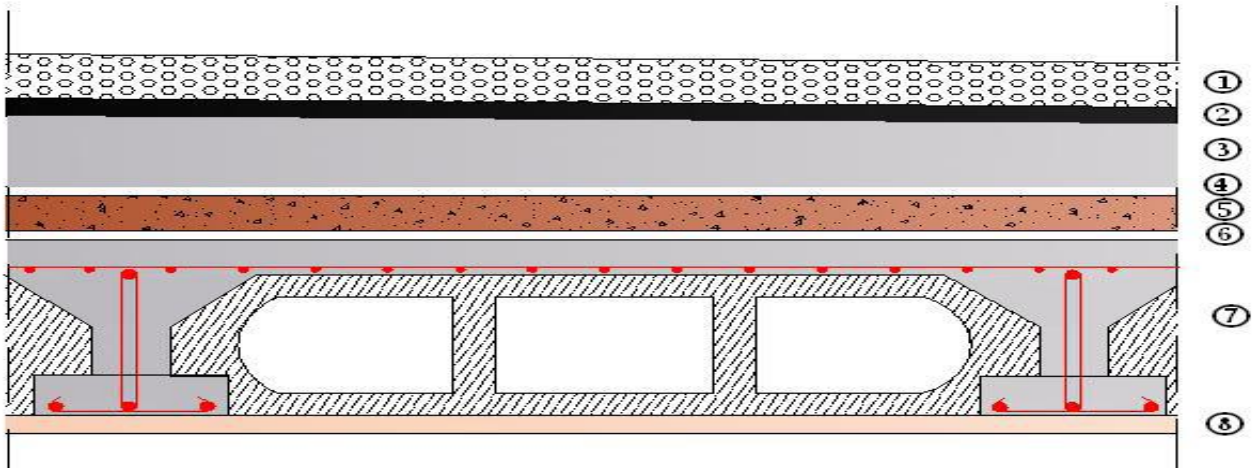


Figure II.4: Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible.

N°	**Composition**	**Epaisseur (*cm*)**	***ρ*(*KN* / *m*3)**	***G* (*KN* / *m* 2)**
1	Couche de gravier roulé (15/25)	0,05	17	0.85
2	Etanchéité multicouches	0.02	6	0 ,12
3	Forme de pente en béton	0.05	22	1.1
4	Feuille de polyane	**1 feuille**	-	0,01
5	Isolation thermique(liège)	0.04	4	0,16
6	Feuille de polyane	**1 feuille**	-	0,01
7	Plancher en corps creux	16+4	-	2,80
8	Enduit de plâtre	0.02	10	0,20
			$Gpt1=5,25(KN/m2)$	

b) Plancher en corps creux étage courant:

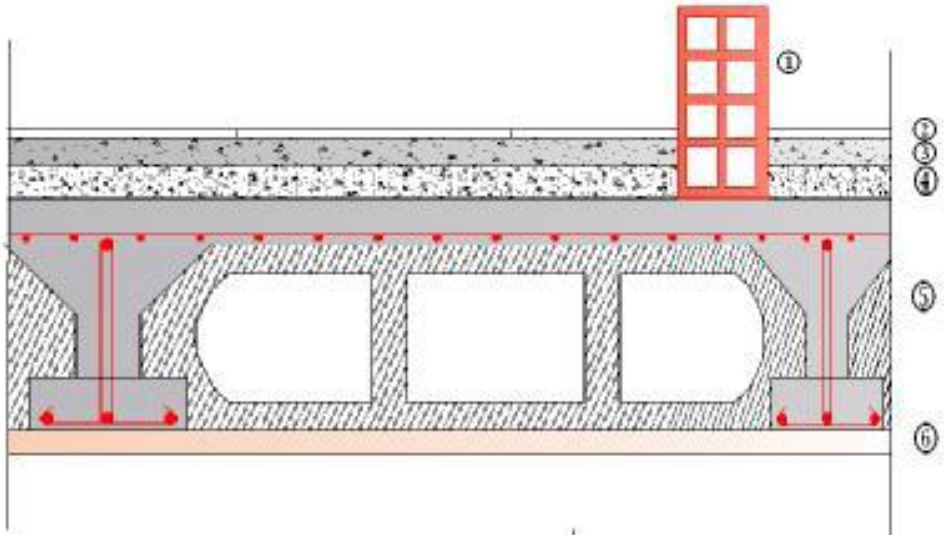


Figure II.5: Coupe transversale du plancher en corps creux.

N°	Composition	Epaisseur (cm)	ρ (KN / m^3)	G (KN/m ^{2})
1	Cloison en briques creuses 8 trous y compris enduit	1		1
2	Revêtement carreaux Grés-Cérame	1	20	0,20
3	Mortier de pose	3	22	0,66
4	Couche de sable	3	18	0,54
5	Plancher en corps creux	16+4	-	2,80
6	Enduit plâtre	2	10	0,20
			***Gpc1*=5,45(*KN/m2*)**	

c) **Dalle pleine étage courant :**

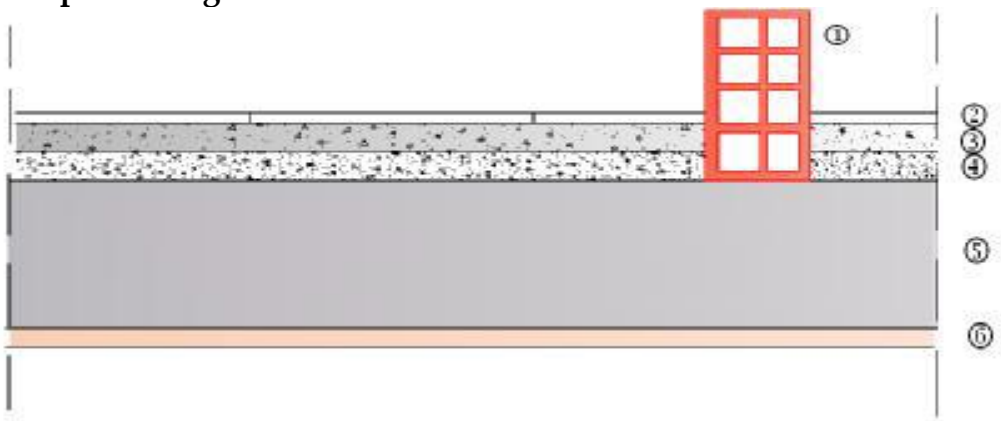


Figure II.6. Coupe transversale du plancher dalle pleine

N°	Composition	Epaisseur (*cm*)	ρ(*KN / m*3)	*G* (*KN / m* 2)
1	Cloison en briques creuses 8 trous y compris enduit	10	-	1
2	Revêtement carreaux Grés-Cérame	1	20	0.20
4	Mortier de pose	1	22	0.66
5	Couche de sable	1	18	0.54
6	Dalle pleine en béton armé	15	25	3.75
7	Enduit plâtre	2	10	0.2
			***Gpc2*=5.45(*KN /m* 2)**	

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

Mur extérieur

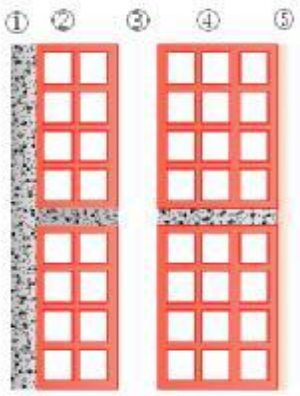


Figure II.7.1 Coupe vertical de mur

N°	Composition	Epaisseur (*m*)	ρ(*KN* / *m*3)	*G* (*KN* / *m* 2)
1	Enduit au mortier de ciment	3	18	0.54
2	Cloison en briques creuses 8 trous	10	-	0.90
3	Lame d'air	5	-	-
4	Cloison en briques creuses 12 trous	15	-	1.30
5	Enduit de plâtre sur la face intérieur	2	10	0.20
			***Gme*=2.94(*KN* /*m* 2)**	

La charge du mur extérieur (Gme) est par mètre carré de **surface verticale**

- **Mur intérieur**

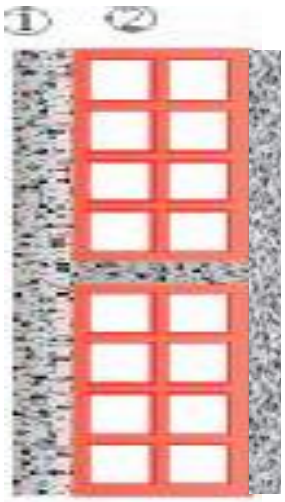


Figure II.7.2 : Coupe vertical de mur

N°	Composition	Epaisseur(*m*)	ρ(*KN*/ *m*3)	*G* (*KN* / *m* 2)
1	Enduit de plâtre	0,02	10	0.20
2	Cloison en briques creuses 8 trous	0,1	9	0.90
3	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
			***Gmi*=1.30(*KN* /m^2)**	

Remarque

La charge du mur extérieur (Gem) est par mètre carré de surface verticale.

Surcharges d'exploitation :

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

RDC : (coté locaux) Q =4.00 KN/m²,
Etages courants: (habitation) Qpc = 1.50 KN/m².
Terrasse : Q_{ter}=1,00 KN/m².
Escaliers : Q_{esc}= 2.50 KN/m².
Balcons: Q_{bal}=3.50 KN/m².
Acrotère: Q_{acr}=1, 00 KN/m².

IV. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux en béton arme .Ils travails en flexion compose, et constituent les points d'appuis pour les poutres ; ils seront pré dimensionnés à l'ELS en considérant effort de compression N= (G+Q) qui devra être repris uniquement par le béton.

Nos calculs seront effectués sur le poteau le plus sollicité en compression **(poteauD17)**

$$S_{POT} \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{bc}}}$$

Avec :
• S*pot : Section* transversale du poteau.
• *N* : Effort normal de compression a l'ELS à la base du poteau.
• σbc: Contrainte admissible du béton.

❖ **Charges et surcharges revenant au poteau D17 :**

✓ **Surface d'influence :**

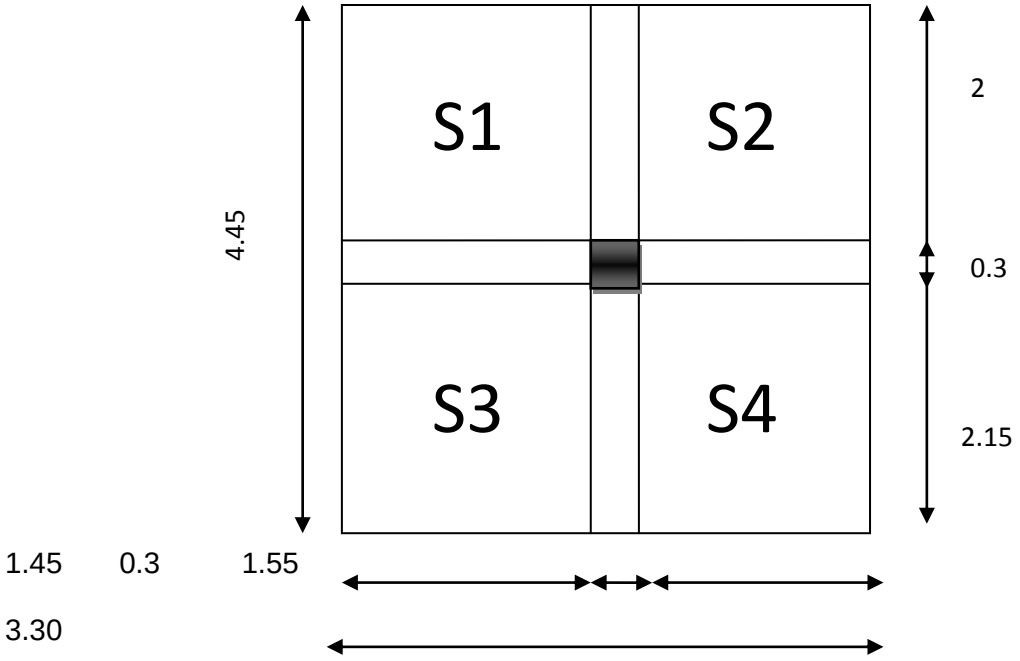


Fig II.8. Surface revenant au poteau D17.

Surface du plancher revenant au poteau **D17 :**

$S=S1+S2+S3+S4 =(2\times1.45)+(2\times1.55)+(2.15\times1.45)+(2.15\times1.55)=12.45\ m^2$

$S=S1+S2+S3+S4 = 12.45\ m^2$

Surface total sous charge d'exploitation

$S=4.45x3.30=14.68\ m^2$.

- **Poids propre des éléments :**

  Plancher : G_{pc} x S = 5.45x 12.45= 64.53 KN

  Plancher terrasse : G_{pt} x S =6.35 x 12.45 = 79.05 KN

- **Poutres :**

Poutres principales : ρ xb_{pp}x h_{pp} x (2+2.15) = 25x0.40x0.45x4.15 = 18.67KN

Poutres secondaires : ρ x bpsx h_{ps} x (1.45+1.55) = 25x0.35x0.40x3 = 10.5 KN

Donc le poids des poutres :

Poids poutres principales + poids poutres secondaires =18.67+9.19=28.17 KN

- **Surcharge d'exploitation :**

Planche terrasse inaccessible : Q= Q x S= 1x12.45=**12.45 KN**

Planche à usage d'habitation : $Q_1= Q_2= Q_3=\ldots= Q_9=$ Q x S = 1.5 x12.45=**18.67KN**

RDC: Q x S = 4 x 12.45 = **49.8 KN**

❖ **Loi de dégression des surcharges**

Les règles BAEL nous imposent une dégression des surcharges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité du chargement sur tous les planchers.

Q_0

Q_1	Q_0
Q_2	Q_0+Q_1
Q_3	$Q_0+0.95\ (Q_1+Q_2)$.
Q_4	$Q_0+0.90\ (Q_1+Q_2+Q_3)$.
Q_5	.
Q_6	.
Q_7	.
Q_8	. .
Q_9	. $Q_0 + \frac{3+n}{2n}\sum_{i=1}^{i=n} Q_i$ pour $n \geq 5$.
Q_{10}	

Tableau II.1 : descente de charges sur le poteau G17.

Niveau	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploition (kn)		Effort normal $N=G_c+Q_c$ (kn)	*Sectiondu poteau (cm2)*	
	plancher	poutre	poteau	G_{tot}	G_{cum}	Q (KN)	Q_{cum}		$S_{trouvée}$	$S_{adoptées}$
10	79.05	28.17	6.885	114.10	114.10	12.45	12.45	126.55	84.36	30x35
9	64.53	28.17	6.885	99.58	213.68	18.67	31.12	244.8	163.2	30x35
8	64.53	28.17	6.885	99.58	313.26	18.67	49.79	363.05	242.03	30x35
7	64.53	28.17	6.885	99.58	412.84	18.67	68.46	481.3	320.86	35x40
6	64.53	28.17	6.885	99.58	512.42	18.67	87.13	599.55	399.7	35x40
5	64.53	28.17	6.885	99.58	612.00	18.67	105.8	717.8	478.53	35x40
4	64.53	28.17	6.885	99.58	711.58	18.67	124.47	836.05	557.36	40x45
3	64.53	28.17	6.885	99.58	811.16	18.67	143.14	954.3	636.2	40x45
2	64.53	28.17	6.885	99.58	910.74	18.67	161.81	1072.55	715.03	40x45
1	64.53	28.17	6.885	99.58	1010.32	18.67	180.48	1190.8	793.86	45x45
RDC	64.53	28.17	9.18	101.88	1112.2	47.36	227.84	1340.04	893.36	45x45

Remarque :

Pour conférer aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner à ceux d'angles et de rives des sections comparables à celles des poteaux centraux (RPA/A.7.4.1)

❖ **Vérification des sections des poteaux aux recommandations de RPA :**

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h e) en une seule fois. Les décalages sont interdits Les dimensions d la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Min (b_1,h_1) ≥25 cm en zone **I** et**IIa**……..…1
- Min (b_1, h_1) ≥ he/ 20 …….……2
- 1/4 <b_1/h_1<4 ……..….3

Etage courant :8eme 9emeet10^{eme} étage :

- Min (b_1, h_1) = min (30×35)=30cm ≥ 25 cm……..vérifier.
- Min (b_1, h_1) = 30 cm >he/ 20 =266/20 = 15.3cm……..vérifier.
- 1/4 < b_1/h_1 =30/35=0.85 < 4…….. Vérifier.

Etage courant : 5eme, 6eme,7eme étage :

- Min (b_1,h_1) = min (35×40)=35cm ≥ 25 cm……...vérifier
- Min (b_1,h_1) = 35 cm >he / 20 = 266/20 = 13.3…….....vérifier.
- 1/4 < b_1/h_1=35/40 = 0.875 < 4……... vérifier.

Etage courant : 2eme, 3emeet 4eme étage :

- Min (b1, h1) = min (40×45)=40cm ≥ 25 cm……..……vérifier.
- Min (b_1, h_1) = 35 cm >he/ 20 =266/20 = 13.3…….....vérifier.
- 1/4 < b_1/h_1=35/40=0.875< 4……..…… vérifier.

Etage courant : 1emeétage :

- Min (b_1,h_1) = min (40×45)=40cm ≥ 25 cm……..vérifier.
- Min (b_1,h_1) = 40 cm >he/ 20 =266/20 = 13.3…….…..…..vérifier.
- 1/4 < b_1/h_1=40/45=0.888 < 4…….…… vérifier.

RDC :

- Min (b_1,h_1) = min (40×45)=40cm ≥ 25 cm…….vérifier.
- Min (b_1,h_1) = 40 cm >he/ 20 =368/20 = 18.4……..……...…...vérifier.
- 1/4 < b_1/h_1=40/45=0.88 4…….. vérifier.

Conclusion

Le coffrage des poteaux est conforme aux exigences du RPA.

Vérifications des poteaux au flambement

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures. La vérification consiste à calcule l'élancement λ qui doit satisfaire la condition suivante:

$$\boldsymbol{\lambda \leq 50}$$

Avec : $\boldsymbol{\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50}$

Avec :

l_f: longueur de flambement ($l_f = 0.707\ l_0$)

i: rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$).

l_0: hauteur libre du poteau

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

I: moment d'inertie ($I = \frac{b.h^3}{12}$).

Donc: $\boldsymbol{\lambda = \frac{0.707 l_0 \sqrt{12}}{b} \approx \frac{2.45\ l_0}{b}}$:

Les vérifications

- Pour le RDC poteau (45×45) cm^2 : $l_0 = 3.68$ m $\rightarrow \lambda = 20.03 < 50$.
- Pour le 1éme poteau (45×45) cm^2 : $l_0 = 2.66$ m $\rightarrow \lambda = 14.48 < 50$.
- Pour le 2éme au 4éme étage poteau (40×45) cm^2 : $l_0 = 2.66$ m $\rightarrow \lambda = 16.29 < 50$.
- Pour le 5éme au 7éme étage poteau (35×40) cm^2 : $l_0 = 2.66$ m $\rightarrow \lambda = 18.62 < 50$.
- Pour le 8éme au 10éme étage poteau (30×35) cm^2 : $l_0 = 2.66$ m $\rightarrow \lambda = 21.72 < 50$.

Conclusion

Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

Calcul des planchers en corps creux

Ils sont constitués:

• De poutrelles préfabriquées qui sont disposées suivant la petite portée, elles assurent une fonction de portance, la distance entre axes de deux poutrelles voisines est de 65 cm.

•De Corps creux qui est utilisés comme coffrage perdu et qui sert aussi à l'isolation thermique et phonique.

• D'une dalle de compression en béton armé.

III.1. Dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place. Elle est de 4cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé (TLE 520) qui doit satisfaire les conditions suivantes : (BAEL 91/B.6.8,423).

- ❖ Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :
  - 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures,
  - 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

A) Armatures⊥ aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{A \times L}{f_e}$$

Avec :

• $A_{\perp}$:cm^2 par mètre linéaire,

• **L**: entre axes des poutrelles en (cm),

• **fe** : Limite d'élasticité de l'acier utilisé (MPa)

A.N :

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times L}{520} \geq 0{,}5 cm^2/Ml$$

On adoptera **5T5 /ML** =0,98 cm^2 /*Ml.*

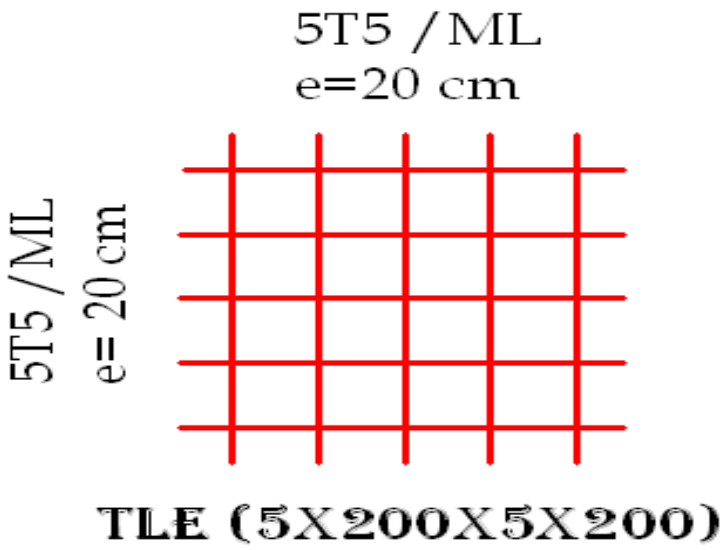
B) Armatures // aux poutrelles *:*

$$A \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

- **A.N :**

$A_{//} = \frac{0{,}98}{2}$ =0,49 On adoptera **5T5 /*ML*=0,98 cm^2.**

❖ **Conclusion : O**n optera pour un treillis soudé **TLE 520 (5x200x5x200).**



III.2. Poutrelles :

A) Calcul avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme une poutre de section rectangulaire (12 x 4) cm^2 reposant sur deux appuis. Elle est sollicitée par une charge Uniformément répartie représentant son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

- Poids propre de la poutrelle : 0.12 x 0.04 x 25……0.12 KN/ml,
- Poids du corps creux : 0.65 x 0.95……...0.62 KN/ml,
- Surcharge due à l'ouvrier : **……**1.00 KN/ml,

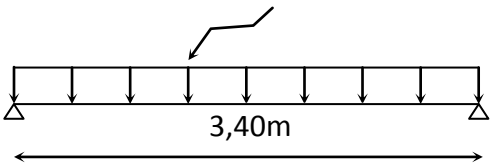
Charge permanente : **G =0.74 KN/ml.**

Charge d'exploitation : **Q=1KN/ml.**

- **Charge a ELU :**

q_u= 1.35 G +1.5 Q =2.5 KN/ML.

2,5 KN/ml



- **Moment max:**

$M_0=\frac{qL^2}{8}=\frac{2,5\times3,40^2}{8}$ =3,62KN.ml.

- **Section d'armatures:**

Soit l'enrobage c = 2 cm.

Avec : b=12cm ; d=h-c ; h=4cm ; d=2cm (hauteur utile).

$\mu_u = \frac{M0}{b\times d^2\times f_{bu}}$, $f_{bu} = \frac{0,85\times25}{1\times1,5}$=14,2 MPA .

$\mu_u = \frac{3,62\times10^3}{12\times2^2\times14,2} \rightarrow$ μ_u=5,31 >>> μ_1= 0.392⇒ SDA.

Sachant que la hauteur des poutrelles est de 4 cm, il nous est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaire à fin d'aider les poutrelles à supporter les charges et surchargent aux quelles elles sont soumises avant coulage.

B) Calcul après coulage de la dalle de compression :

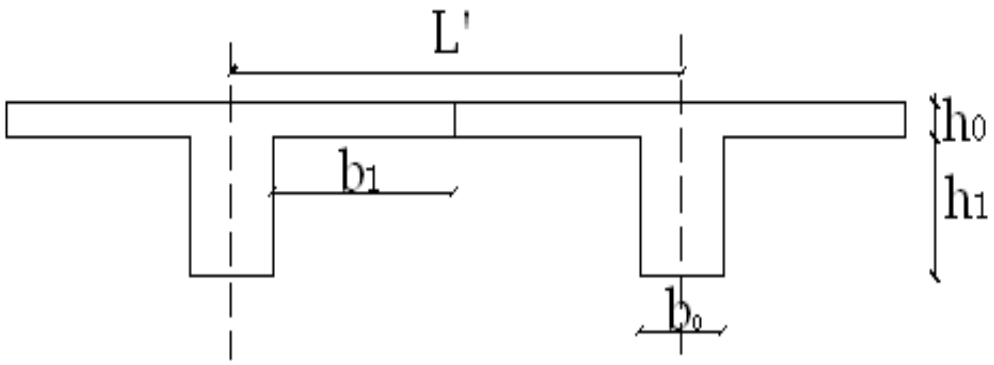
Après coulage, la poutrelle travaille comme une poutre en Té reposant sur des appuis intermédiaires, partiellement encastrée à ses deux extrémités. Elle supporte son poids propre ainsi que les charges et surcharges revenant au plancher.

1) Dimensions de la poutrelle : (**B.A.E.L /Art A.4.1, 3) :**

La largeur de hourdis à prendre en compte de chaque côté d´une nervure à partir de son parement est limité par la plus restrictive des conditions ci-après :

$$b_1 = Min\ \left(\frac{L}{10}\ ;\ \frac{L'-b_0}{2}\right)$$

AN: $b1 = Min\left(\frac{335}{10}\ ;\ \frac{65-12}{2}\right)$; **Donc : <u>b1=26.5*cm*</u>**



Avec :

L : Longueur libre entre nus d'appuis (355 cm).
L′: Longueur libre entre axes des poutrelles (65 cm).
b: Largeur de la poutrelle (12cm).
h: Epaisseur de la dalle de compression. (4cm).
h : Epaisseur du corps creux (16cm).
$\mathbf{b_1}$: Largeur de l'hourdis (26.5cm).

2) Calcul des efforts internes *:*

- **Calcul des moments :**

La détermination des moments se fera à l'aide de l'une des trois méthodes suivantes:

- Méthode forfaitaire
- Méthode des 3 moments
- Méthode de Caquot

❖ Méthode forfaitaire :

Le principe consiste à évaluer les moments en travée et en appuis a partir de fraction fixé forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant en travée, celle-ci étant supposé isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

- **Domaine d'application :**

H1 : La valeur de la surcharge d'exploitation est au plus égale a deux fois la charge permanente ou **5 KN/ m^2.Q ≤ (2G , 5 KN).**

Q = 4 KN /m^2.

2G= 2 x 5.45 = 10.9

Q ≤ (10,9 , 5KN)⟹ **La condition est vérifiée.**

H2:la fissuration est considérée comme étant non préjudiciable.⟹ **La condition est vérifiée.**

H3: Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$\frac{L_1}{L_2}=\frac{3,15}{3,20}=0,98$; $\frac{L_2}{L_3}=\frac{3,20}{3,40}=0,94$; $\frac{L_3}{L_4}=\frac{3,40}{3,40}=1$

$\frac{L_4}{L_5}=\frac{3,40}{3,20}=1,06$; $\frac{L_5}{L_6}=\frac{3,20}{3,15}=1,01$⟹ **La condition est vérifiée.**

H4 *:* le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées ⟹ **La condition est vérifiée.**

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

- **Principe de la méthode (BAEL91 modifie 99 J.P Mougin art 3III4) :**

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

3)Exposé de la méthode :

➢ Le rapport (α) des charges l'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation, en valeurs non pondérées. $\boldsymbol{a = \frac{Q}{Q+G}}$.

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

$M_0 = \frac{q\,l^2}{8}$ dont L longueur entre nus des appuis.

M_W : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche ;

Me : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite ;

Mt : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

Les valeurs MW, Me, Mt, doivent vérifier les conditions suivantes :

- $M_t \geq \max\{1{,}05 ; (1+ 0{,}3\alpha)\, M_0\} - \frac{M_W + M_e}{2}$

- $Mt \geq \frac{1+0{,}3\alpha}{2} M_0$ dans une travée intermédiaire.

- $M_t \geq \frac{1{,}2+0{,}3\alpha}{2} M_0$ dans une travée de rive.

La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- 0,6 M0 pour une poutre à deux travées ;
- 0,5 M0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
-0,4 M0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

4) Application de la méthode :

❖ **Remarque :**

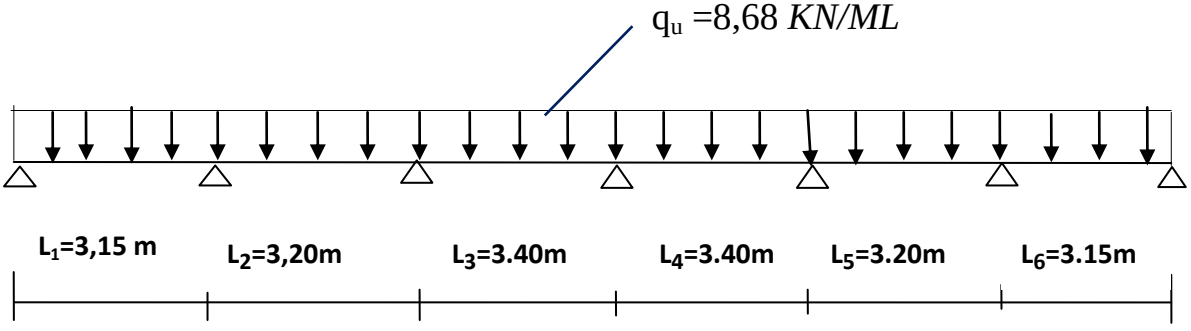
Vu la différence des surcharges entre le RDC (Q=4KN/ML) et les étages courants (Q=1.5KN/ML), on effectuera deux calculs.

III.3.Calcul Plancher du RDC :

3.1) Calcul de la poutrelle :

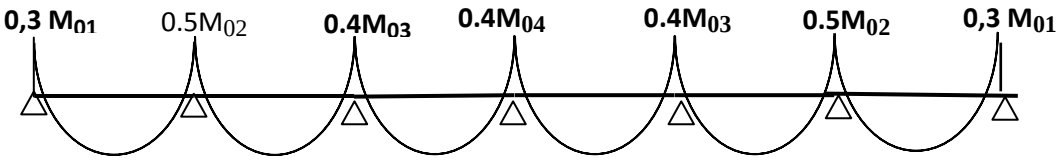
3.1.1) Combinaison de charge à l'ELU:

q_u= (1.35G+1.5 Q) x 0.65 = (1.35x5.45+1.5x4) x 0.65 = 8.68 KN/mL



Calcul du rapport de charge α

$\alpha = \frac{4}{4+5,45} = 0,42$



- **Calcul des moments isostatique :**

$M_{O1} = \frac{8,68\times3,15^2}{8} = 10,76 KN.m$ $M_{O2} = \frac{8,68\times3,20^2}{8} = 11,11\ KN.m$

$M_{O3} = \frac{8,68\times3,40^2}{8} = 12,54 KN.m$ $M_{O4} = \frac{8,68\times3,40^2}{8} = 12,54\ KN.m$

$M_{O5} = \frac{8,68\times3,20^2}{8} = 11,11\ KN.m$ $M_{O6} = \frac{8,68\times3,15^2}{8} = 10,76 KN.m$

- **Calcul les moments aux appuis :**

❖ **Calcul à L'ELU :**

M_1=0,3 M_{01} = 0,3×10,76= 3,228 KN.m

M_2= max (0,5 M_{01} , 0,5 M_{02}) = 5,555 KN .m

M_3 = max(0,4 M_{02} , 0,4 M_{03}) = 5,016 KN .m

M_4 = max(0,4 M_{03} , 0,4 M_{04}) = 5,016 KN .m

M_5 = max(0,4 M_{04} , 0,4 M_{05}) = 5,016 KN .m

M_6 = max(0,5 M_{05} , 0,5M_{06}) = 5,555KN .m

M_7 = 0,3 M_{06} = 3,228KN .m

- **Moment fléchissant en travée:**

  - **Etude de la travée (1-2) .travée de rive :**

$M_t^{1-2} \geq$ max (1,05 M_{01} ; (1+0,3α) M_{01}-$\frac{M_1+M_2}{2}$)

1,2+0 ,3α = 1,2+0,3×0,42= 1,126

$\frac{1,2+0,3\times0,42}{2}$=0,663

$M_t^{1-2} \geq -\frac{3,228+5,55}{2}+(1,126\times10,76)= 7,72KN.m \Longrightarrow \mathbf{M_t^{1-2} = 7,80\ KN.m}$

$M_t^{1-2} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{01}= 10,76\times0,663 =7,13\ KN.m$

On prend $\mathbf{M_t^{1-2}}$ **=7,80KN.m**

- **Etude de la travée (2-3) .travée intermédiaire :**

$M_t^{2-3} \geq \max\ (1,05\ M_{02}\ ;\ (1+0,3\alpha)\ M_{02} - \frac{M_2+M_3}{2})$

1+0 ,3α = 1+0,3×0,42= 1,126

$\frac{1+0,3\times0,42}{2}$=0,563

$M_t^{2-3} \geq -\frac{5,55+5,016}{2}+(1,126\times11,11)= 7,25KN.m$

$M_t^{2-3} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{02} = 11,11\times0,563=6,25KN.m$

On prend $\mathbf{M_t^{2-3}}$ **=7,25KN.m**

- **Etude de la travée (3-4) .travée intermédiaire :**

$M_t^{3-4} \geq \max\ (1,05\ M_{03};\ (1+0,3\alpha)\ M_{03} - \frac{M_3+M_4}{2})$

1+0 ,3α = 1+0,3×0,42= 1,126

$\frac{1+0,3\times0,42}{2}$ =0,563

$M_t^{3-4} \geq -\frac{5,55+5,016}{2}+(1,126\times12,54) = 9,10\ KN.m$

$M_t^{3-4} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{02} = 0,563\times12,54 = 6,25\ KN.m$

On prend$\mathbf{M_t^{3-4}}$ **=9,10*KN.m***

- **Etude de la travée (4-5) .travée intermédiaire :**

M_t^{4-5} max (1,05 M_{04}; (1+0,3α) M_{04} $-\frac{M_4+M_5}{2}$)

1+0 ,3α = 1+0,3×0,42= 1,126

$\frac{1+0,3\times0,42}{2}$ =0,563

$M_t^{4-5} \geq -\frac{5,55+5,016}{2}$+ (1,126×12,54) = 9,10 KN.m

$M_t^{4-5} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{04}$= 0,563×12,54 = 8,31 KN.m

On prend$\mathbf{M_t^{4-5}}$ **=9,10*KN.m***

- **Etude de la travée (5-6) .travée intermédiaire :**

$M_t^{5-6} \geq$ max (1,05 M_{05}; (1+0,3α) M_{05} $-\frac{M_5+M_6}{2}$)

1+0 ,3α = 1+0,3×0,42= 1,126

$\frac{1+0,3\times0,42}{2}$=0,563

$M_t^{5-6} \geq -\frac{5,55+5,016}{2}$+ (1,126×11,11) = 7,25KN.m

$M_t^{5-6} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{05}$= 0,563×12,54 = 6,25KN.m

On prend$\mathbf{M_t^{5-6}}$ **=7,25*KN.m***

- **Etude de la travée (6-7) travée de rive :**

$M_t^{6-7} \geq$ max (1,05 M_{06} ; (1+0,3α) M_{06} $-\frac{M_6+M_7}{2}$)

1,2+0 ,3α = 1,2+0,3×0,42= 1,126

$\frac{1,2+0,3\times0,42}{2}$ =0,663

$M_t^{6-7} \geq -\frac{3,228+5,55}{2}$+ (1,126×10,76)= 7,72KN.m =7,80 KN.m

$M_t^{6-7} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{06}$= 10,76× 0,663 =7,13KN.m

On prend$\mathbf{M_t^{6-7}}$ **=7,80KN.m**

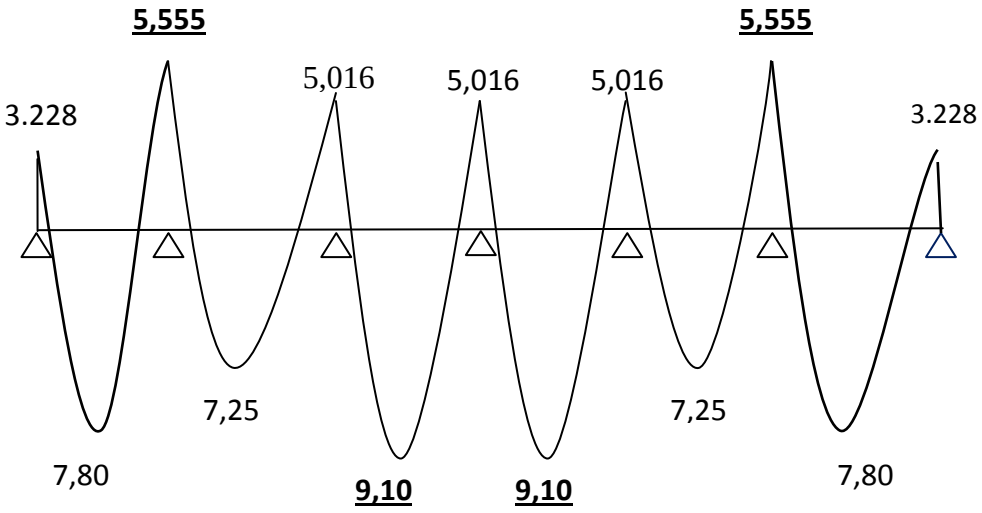


Fig.1 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

- **Calcul des efforts tranchants :**

$$T_W = \frac{M_{w+M_e}}{L} + \frac{q_u\ L}{2} \quad ; \qquad Te = Tw - q_u\ L$$

T_W: Effort tranchant à gauche de l'appui.

Te :Effort tranchant à droite de l'appui.

Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées.

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
M_w(KN.m)	3,228	5,555	5,016	5,016	5,016	5,555
M_e (KN.m)	5,555	5,016	5,016	5,016	5,555	3,228
T_w(KN)	-14,41	-13,72	-14,76	-14,76	-14,06	-12,93
T_e(KN)	12,93	14,06	14,76	14,76	13,72	14,41
M_t(KN.m)	7,80	7,25	9,10	9,10	7,25	7,80

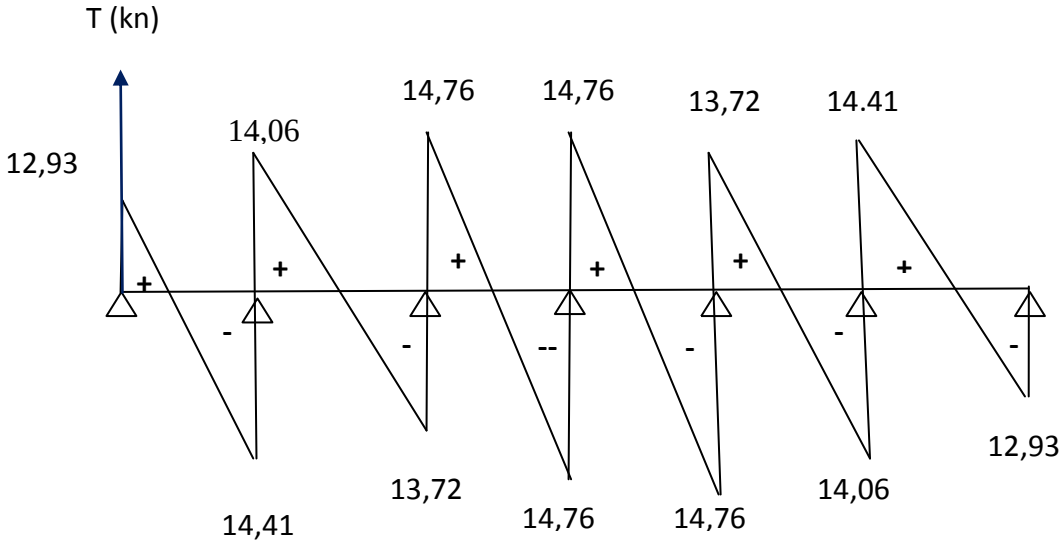
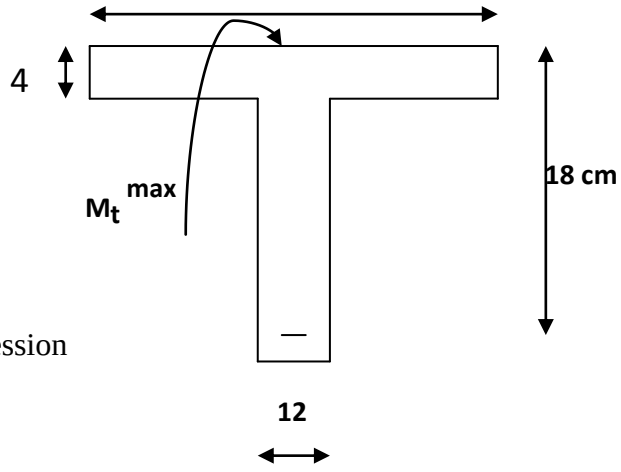


Fig2 : diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

III.4.Calcul des armatures longitudinale à l'ELU.

Le ferraillage va se faire avec les moments max à l'ELU.

- M_t^{max} = **9,10** ***KN.m***65 cm
- M_t^{max} = **5,555** ***KN.m***



4.1) En travée :

Le moment max en travée est : **9.10** ***kn.m***

- **Position de l'axe neutre :**

Si : $M_t^{max} > M_{tab}$= l'axe neutre est dans la nervure.
Si : $M_t^{max} < M_{tab}$= l'axe neutre est dans la table de compression
M_{tab} : le moment équilibré par la table de compression

$M_t = f_{bc} \times b \times h_0 \times (d-0{,}50\ h_0)$

$M_t = 14.2 \times 10^3 \times 0.65 \times 0.04\ (0{,}18-0.02) = 59.072$ KN.m

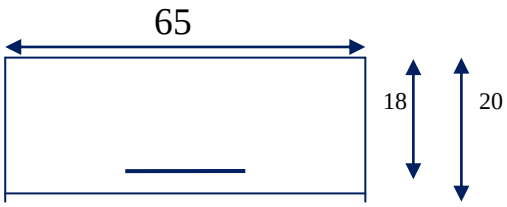
$M_t^{max} = 9.10 KN.m < M_{tab} = 59.072 KN.m$

Donc : L'axe neutre tombe dans la table de compression le calcul se fera comme une section rectangulaire (b×h) = (65×20).

$$\mu = \frac{M_t}{b\ d^2 f_{bc}} = \frac{9.10 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.030$$

$\mu = 0.030 << \mu_r = 0.392 \Longrightarrow$section simplement armée (SSA)

μ = 0.030 ⟹ β =0.985

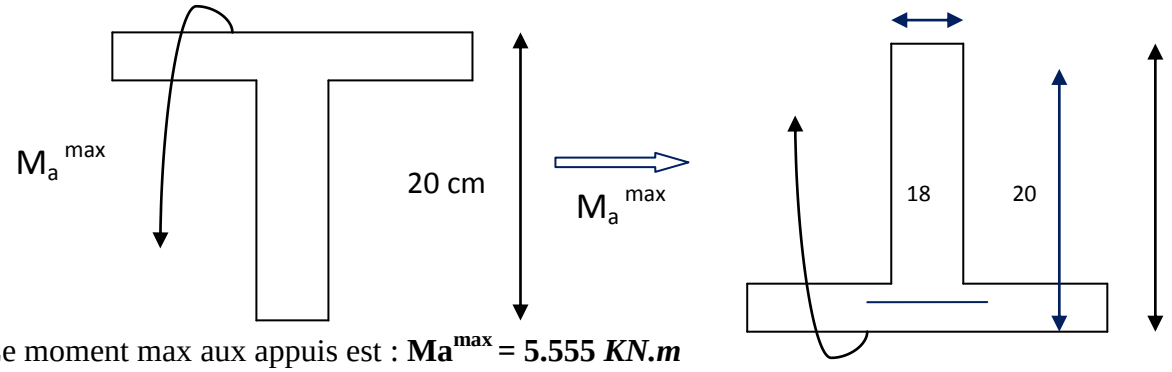


$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{9.10\times10^3}{0.985\times18\times384} = 1.47\ cm^2$

Soit **:At = 3HA10= 2.35 cm²**

4.2) Aux appuis:

Le moment est négatif, C'est à dire qu'il tend les fibres supérieures. Pour nos calculs, On renverse la section pour avoir des moments positif



Le moment max aux appuis est : **Ma^{max} = 5.555 *KN.m***

$\mu = \frac{M_a}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{5.555\times10^3}{12\times18^2\times14.2} = 0.10$

μ = 0.10 <μ_r = 0.392⟹ section simplement armée (SSA).

μ = 0.10 ⟹ β = 0.947

$A_a = \frac{M_a}{\beta\ d\ \sigma_s} = \frac{5.555\times10^3}{0.947\times18\times348} = 0.93\ cm^2$

Soit **:** **Aa = 1HA14= 1.54 cm²**

III.5.vérifications à l'ELU :

- **condition de non fragilité (BAEL 91, A.4.2) :**

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

5.1) En travée :

$A_{min} = \frac{0,23\times65\times18\times2,1}{400} = 1.41 cm^2.$

$A_t = 2.35 cm^2 > A_{min} = 1.41\ cm^2$……√

5.2)En appuis :

$A_{min} = \frac{0,23\times12\times18\times2,1}{400} = 0.26\ cm^2.$

$A_a = 1,54 cm^2 > A_{min} = 0.26 cm^2$. …… √

- **Contrainte tangentielle: (Art.A.5.1,1/ BAEL91) :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \; d} \leq \overline{\tau_u}$$

a. Calcul de $\overline{\tau_u}$:

✓ **Pour les fissurations non préjudiciables :**

$\overline{\tau_u}$ = min $\left\{0{,}2\,\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\,;\,5\text{ MPa}\right\}$ Donc $\overline{\boldsymbol{\tau_u}}$**= 3,33MPa.**

b. Calcul de τ_u:

T_u^{max}= 14.76*KN.m*

$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \; d} = \frac{14.76\times10^3}{120\times180}$= 0,68MPa .

Donc :

τ_u=0,68*MPa*<$\overline{\tau_u}$ = 3,33 *MPa*.……√

- **Entrainement des barres : (Art.A.6.1,3 / BAEL91) :**

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

$$\frac{V_u^{max}}{0{,}9\times d\times \sum u_i} < \overline{\tau_{es}}$$

a. Calcul de $\overline{\boldsymbol{\tau_{es}}}$:

$\overline{\tau_{es}}$ = Ψs .f_{t28}Avec: Ψs =1.5 (pour les aciers H.A).

$\overline{\boldsymbol{\tau_{es}}}$**= 3.15 Mpa**

b. Calcul de τ_{es}:

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$\sum U_i$: 3,14 × 10 =31,4mm.

$\tau_{se} = \frac{14{,}76\times10^3}{0{,}9\times180\times37{,}68}$ = 2,90 MPa ; Donc **: τ_{se}=2,90MPa**.

$\tau_{se} < \overline{\tau_{es}}$ …… √

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

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

$$I_s = \frac{\varphi \, x \, f_e}{4 \; x \; \tau_{su}}$$

a. Calcul de τ_{su} :

$\overline{\tau_{es}} = 0.6\ \Psi^2\ .f_{t28} = 0.6 \text{ x } (1.5^2) \text{ x } 2.1 = 2.835\ MPa$

$I_s = \frac{1.4\ x\ 400}{4\ x\ 2.835} = 49.38$ cm ; On prend $I_s = 50$ cm

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers H.A **; Donc** : **Lc = 20cm.**

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures :**

1) Appuis de rive : (Art 5.1.1,312 / BAEL91)

On doit prolonger au-delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant Vu.

$A_{\text{stmin à ancrer}} \geq \frac{V_u^{max}}{f_u} = \frac{14{,}76 \times 10^3}{348 \times 100} = 0{,}42 \text{cm}^2$

$A_{\text{st adopté}} = 2.35\ \text{cm}^2$.

$A_{\text{st adopté}} \geq A_{\text{stmin à ancrer}} \Longrightarrow$ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

2) Appuis intermédiaire: (Art A.5.1,321 / BAEL91) :

Le BAEL précise que lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l´état ultime Mu est inférieure à 0,9 .d V_u , on doit prolonger les armatures en travée au-delà des appuis et y ancrer une section d´armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$M_{max} \geq 0{,}9 \text{ d } V_u^{max}$$

$M_{max} = 5.55 \text{x } 10^6$ N.mm

$0{,}9\ .d.V_u^{max} = 0.9 \text{x} 180 \text{x} 14{,}76 \text{x} 10^3 = 2.39 \text{ x } 10^6$ N.mm.

$M_{\max} > 0{,}9.d.V_u^{max}$

Les armatures inférieures ne sont pas nécessaires ……..……√

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

$$\boldsymbol{\sigma_{bc} = \frac{2\ V_u}{b_0 \times 0{,}9.d} \leq \frac{0{,}8\ f_{c28}}{\gamma_b}}$$

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2\ V_u}{b_0 \times 0{,}9.d} = \frac{2\times 14{,}67\times 10^3}{120\times 0{,}9\times 180} = 1{,}51 MPa$$

$$\frac{0{,}8\ f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0{,}8\times 25}{1{,}5} = 13{,}33\ MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2\ V_u}{b_0 \times 0{,}9d} \leq \frac{0{,}8\ f_{c28}}{\gamma_b} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\sqrt{}$$

- **Contrainte moyenne de compression sur appui intermédiaire (ArtA.5.1,322)**

$$\boldsymbol{\sigma_{bc} = \frac{R_u}{b_0 a} \leq \frac{1{,}3\ f_{c28}}{\gamma_b}}$$

$R_u = |V_{ug}| + |V_{ud}| = 14.67 + 14{,}67 = 29{,}52 KN$

$$\sigma_{bc} = \frac{R_u}{b_0 a} = \frac{29{,}52\times 10^3}{120\times 0{,}9\times 180} = 1{,}52\ Mpa$$

$$\frac{1{,}3\ f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{1{,}3\times 25}{1{,}5} = 21{,}67\ MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{R_u}{\gamma_b a} \leq \frac{1{,}3\ f_{c28}}{\gamma_b} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\sqrt{}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction table nervure: (Art. A.5.3,2 /BAEL91).**

On doit vérifier que :

$$\boldsymbol{\tau_u = \frac{V_u\,(b - b_0)}{1{,}8\times b\times d\times h_0} < \overline{\tau_u}}$$

$$\tau_u = \frac{V_u\,(b-b_0)}{1{,}8\times b\times d\times h_0} = \frac{14{,}76\times 10^3 (650-120)}{1{,}8\times 650\times 180\times 40} = 0{,}93 MPa$$

$\tau_u = 0{,}93 MPa < \overline{\tau_u} = 3{,}33\ MPa \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\sqrt{}$

III.5. Calcul des armatures transversales :

- **Diamètre armatures transversales :(Art A.7.2 / BAEL91)**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par BAEL91

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35};\Phi_t;\frac{b_0}{10}\right).$$

Avec : h: hauteur totale de la poutre
b_0: Largeur de L'âme.
Φ_t: Diamètre maximal des armatures longitudinales.

$\Phi_t = \min\left(\frac{200}{35}; 10 ; \frac{120}{10}\right) = 5.71$ mm. Soit $\Phi_t = 6$ mm

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de **Φ6** avec: $A_t = 0.56\ cm^2$

- **Pourcentage minimum des armatures transversales: (Art 5.1,22/BAEL91)**

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} > \frac{0.4\ b\ st}{f_e}$$

$A_{min} > \frac{0.4x12x15}{235} = 0.31\ cm^2$

$A_{adopté} > A_{min}$ ……..√

- **Espacement des armatures transversales: (Art .A. 5.1,22/BAEL 91) :**

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

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

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

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

$$S_t \leq \frac{A_{ad}\ 0.9\ f_e}{(\tau_u - 0.3\ f_{t28})b_0\ \gamma_s}$$

$S_t = \frac{0.56x0.9x235}{(0.80-0.3x2.1)1.15x\ 12} = 50.48$ cm.

Soit $St \leq \min\{st_1; st_2\} = \min(16.2\ cm ; 50.48\ cm) = 16.2cm$.

On opte pour : $St_{max} = 15$ cm

Conclusion:

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers en **Φ6,** avec unespacement **S_t = 15 cm** sur la totalité de la poutrelle

III.6 .Vérification à l'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de résistance de béton en compression.
- Etat limite de déformation.

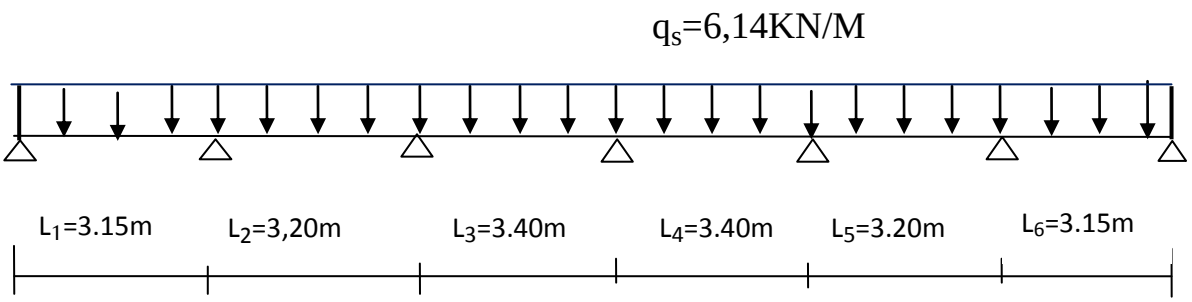
6.1) Combinaison de charge à l'ELS:

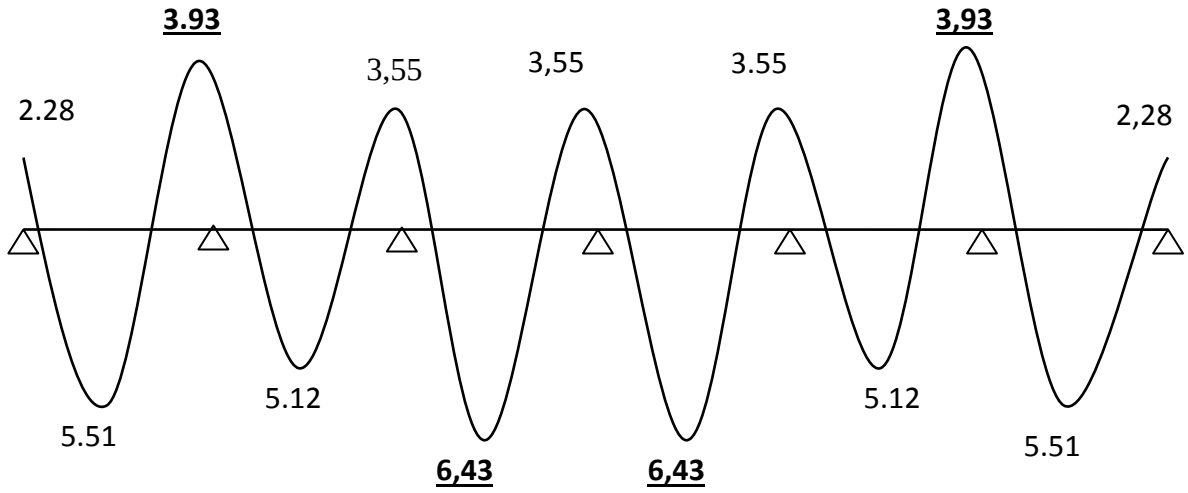
q_s= (G + Q) x 0.65 = (5.45+4) x 0.65 = 6.14 KN/M

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées, pour obtenir les valeurs des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'E.L.U par le coefficient q_s/ q_u.

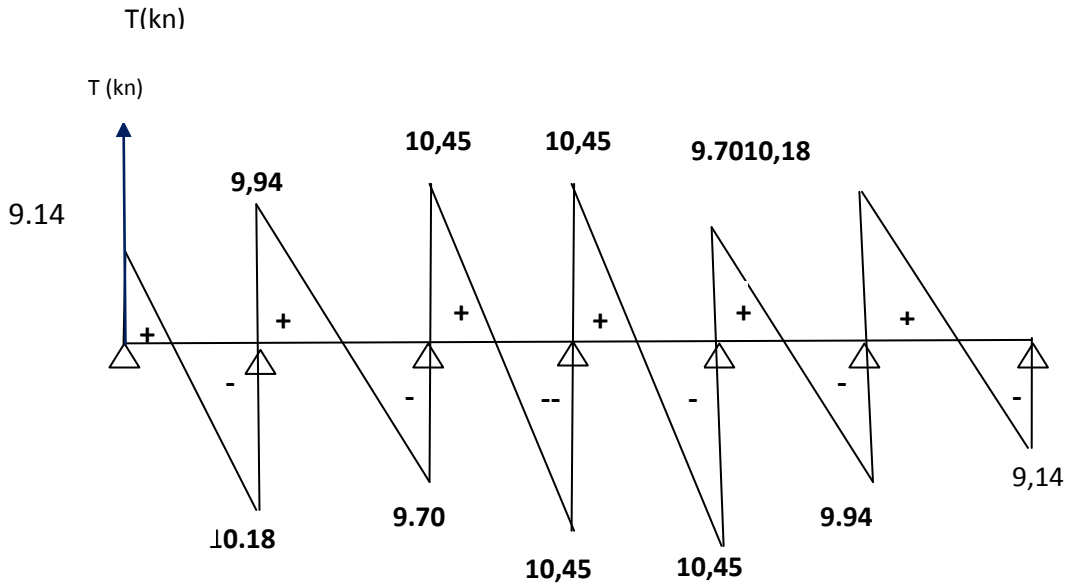
$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,16}{8,68} = 0,707$$

6.2) Calcul de la poutrelle du RDC:





FigIII.3 Diagramme des moments fléchissant



FigIII.4. Diagramme des efforts tranchants.

Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants dans lesdifférentes travées.

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
M_w(KN.m)	2 ,28	3,93	3,55	3,55	3,93	3,93
M_e (KN.m)	3,93	3,55	3,55	3,55	3,93	2,28
T_w(KN)	-10,18	-9,70	-10,45	-10,45	-9,94	-9,14
T_e(KN)	9,14	9,94	10,45	10,45	9,70	10,18
M_t(KN.m)	5,51	5,12	6,43	6,43	5,12	5,51

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

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

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

➢ **En travée :**

- C**ontrainte dans l'acier :**

On doit donc s'assurer que : $\boldsymbol{\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}}$

$$\rho(\%) = \frac{A_s}{b\,.\,d} \times 100 = \frac{2,36}{12\,.\,18} \times 100 = 1,092$$

ρ =1,092⇒ k_1 = 19,84etβ_1 =0,8565

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{B \times d \times A_s} = \frac{6,43x10^6}{0,8565 \times 180 \times 236} = 176,73MPa$$

Donc **: σ_{st}= 176,73Mpa**

σ_s= 176,73 ≤ $\overline{\sigma_s}$= 348……..……..……√

- **Contrainte dans le béton :**

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$\overline{\sigma_{bc}}$= 0,6 × f_{c28}= 0,6 ×25 =15MPa

$K_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}}$; ⟹ $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{176,73}{19,84}$ Donc ; σ_{bc}= 8,91MPa

Donc :σ_{bc}=8,91 $MPa \leq \overline{\sigma_{bc}}$ = 15 MPa……..……√

- **Aux appuis :**
  - **Contrainte dans l'acier** :

$\rho(\%) = \frac{A_s}{b\,.\,d} \times 100 = \frac{1.54}{12\,.\,18} \times 100 = 0.713$

$\rho = 0.713 \Rightarrow k_1 = 25.65$ et $\beta_1 = 0{,}877$

$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{B \times d \times A_s} = \frac{3.93 \times 10^6}{0{,}877 \times 180 \times 154} = 161{,}65MPa$

Donc : **σ_{st}= 161,65Mpa**

$\sigma_s = 161{,}65 \leq \overline{\sigma_s} = 348$ ……..……√

  - **Contrainte dans le béton :**

$\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6 \times f_{c28} = 0{,}6 \times 25 = 15MPa$

$K_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \Longrightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{161.65}{25.65}$ Donc ; $\sigma_{bc} = 6.30MPa$

Donc : $\sigma_{bc} = 6.30MPa \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15\ MPa$ ……..…√

- **Etat limite de déformation (Art B.6.8,424 /BAEL 91) :**

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment Petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

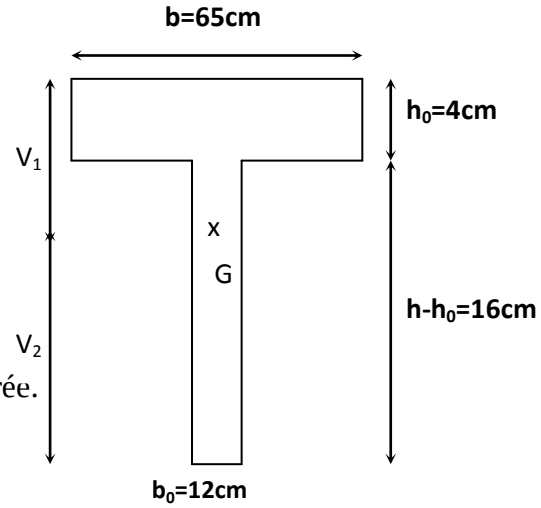
Lorsque il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \quad ; \quad \frac{A_s}{d \times b_0} \leq \frac{3.6}{F_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

- $\frac{h}{L} = \frac{20}{340} = 0{,}058 > \frac{1}{22.5} = 0{,}044$ ….. ……**condition vérifiée.**
- $\frac{2.35}{12x18} = 0.010 > \frac{3.6}{400} = 0.009$…….....**Condition 2 non vérifiée.**

Conclusion :

Vu que la 2eme condition n'est pas vérifiée, on doit procéder au calcul de la flèche.



$f = \frac{M_t^S}{10E_v . I_v} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3400}{500} = 7$ mm

Avec :

E $_v$: Module de la déformation diffère.

$E_v = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 3700\sqrt[3]{25} = 10818{,}87$ MPa.

If_v : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

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

I_0: Moment d'inertie total de la section homogène par rapport au CDG de la section avec

(n =15)

$E_i = 3\ E_v = 3\times 10818{,}87 = 32456{,}61$ MPa .

- **Aire de la section homogénéisée :**

$B_0 = B + n\ A = b_0 + (b - b_0)\ h_0 + 15\ A_{st}$

B_0 = section de béton.

A= section d'armature tendue.

$B_0 = 12\times 20 + (65-123)\times 4 + 15\times 236 = 487{,}4$ cm^2.

- **Moment statique de section homogénéisée par rapport à XX' :**

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

S /xx = $\frac{12\times 20^2}{2} + (65-12)\frac{4^2}{2} + (15\times 2{,}36\times 18) = 3461{,}2$ cm^3

$V_1 = \frac{S/XX}{B_0} = \frac{3461{,}2}{487{,}4} = 7{,}1$ cm V_1 : position de l'axe neutre.

$V_2 = (h - V_1) = 20 - 7{,}1 = 12{,}9$ cm

$I_0 = \frac{b_0}{3}.(V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0).h_0\left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2\right] + 15.\ A(V_2 - C)^2$

$I_0 = \frac{12}{3}.(7{,}1^3 + 12{,}9^3) + (65-12).4\left[\frac{4^2}{12} + (7{,}1 - \frac{4}{2})^2\right] + 15.\ 2{,}36(12{,}9-2)^2$

$I_0 = 20021{,}06$ cm^4(moment d'un d'inertie de la section homogénéisée.

I = la portée libre mesurée d'appuis de la travée considérés

ρ = le rapport des aciers tendus de celui de la section utile de la nervure

$\rho = \frac{A_{st}}{bo \times d} = \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,011$

La contrainte dans les aciers tendus est :

$\sigma_S = \frac{M_t^{ser}}{B_1 \times d \times A} = \frac{6,43 \times 10^6}{0,891 \times 18 \times 236} = 169,88 MPA$

- **Calcul des coefficients**

$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\rho\left(2+\frac{3b_0}{b}\right)}$ Pour les déformations instantanée.

$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2.1}{0.011\left(2+\frac{3 \times 12}{65}\right)} = 3.74$

$\lambda_V = \frac{2}{5}\lambda_i = \frac{2}{5} \times 3.74 = 1.5$ Pour les déformations de longues durée.

$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho\sigma_S f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 169.88 + 2.1} = 0.62$

$IF_V = \frac{1.1 \times I_0}{1+\mu\lambda_v} = \frac{1.1 \times 20021.06}{1+(0.62 \times 1.5)} = 11410.96 \text{ cm}^4$

$IF_i = \frac{1.1 \times I_0}{1+\mu\lambda_i} = \frac{1.1 \times 20021.06}{1+(0.62 \times 3.74)} = 6635.88 \text{ cm}^4$

Donc

$F_V = \frac{6.43 \times 10^2 \times (340)^2}{10 \times 10818.87 \times 11410.96} = 0.60\ cm < \frac{340}{500} = 0.7$ cm (Vérifiée).

$F_i = \frac{6.43 \times 10^2 \times (340)^2}{10 \times 6635.88 \times 32456.61} = 0.35 cm < \frac{340}{500} = 0.7$ cm(Vérifiée).

$\Longrightarrow$ Laflèche est vérifiée

- **Conclusion :**

Toutes les conditions sont vérifiées donc les poutrelles du RDC seront ferraillées comme suit :

Armatures longitudinales :

- **3HA10** pour le lit inférieur
- Barre de montage en **HA12** pour le lit supérieur.
- **1HA12** en chapeau au niveau des appuis pour le lit supérieur.

Armatures transversales :

- **1 étriers en ϕ6** tous le 15cm.

Calcul de l'escalier :

I. Introduction :

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonné, qui permettent le passage d'un niveau à un autre.

II. Terminologie et Définitions :

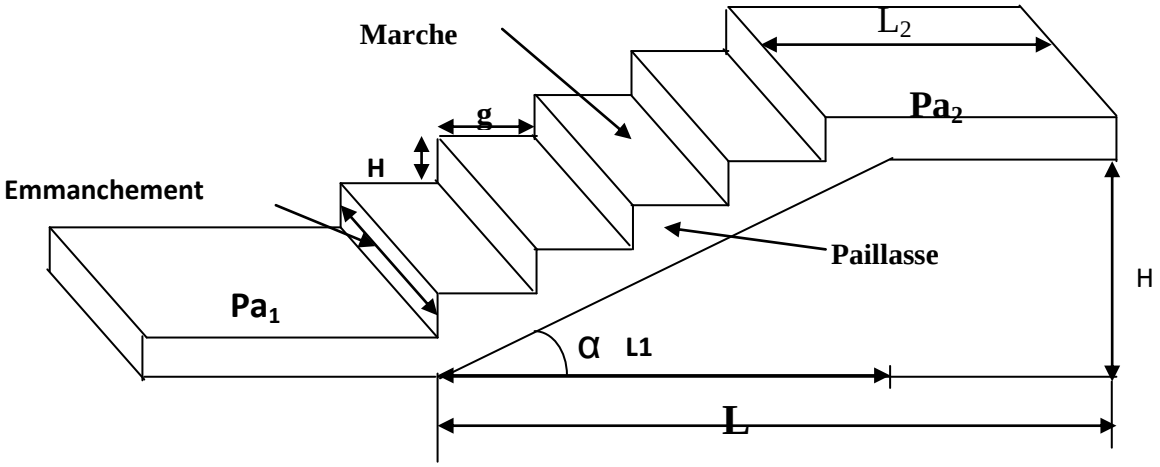


Fig.1 terminologie de l'escalier

g : giron (largeur des marches)
h : hauteur de la contre marche.
e : épaisseur de la paillasse et de palier.
H : hauteur d'une volée.
l_1 : longueur de la paillasse projetée.
l_2 : largeur de palier.
L : la somme de la longueur linéaire de la paillasse et celle des deux paliers

-L'escalier de notre immeuble est conçu en béton armé coulé sur place, ils sont constitués de trois volées et deux paliers intermédiaires. Nous calculerons l'escalier à trois volées et nous adopterons le même ferraillage pour les escaliers à deux volées

II.1) Type 1 : Escalier à trois volées :

A) Dimensionnement :

Le dimensionnement des marches et des contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de BLONDEL Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser cette condition.

$$g+2h = 64cm……..(1)$$

Avec :
h : Hauteur de la contre marche.
g : Giron.

B) **Calcul du nombre de contre marches et de marches** :

Soit **n** le nombre de contre marches, et **m** le nombre de marches.

14cm≤ h ≤18cm⟹On prend***h* =17*cm***

H=102cm ; h=17cm ; donc :$n = \frac{H}{h} = \frac{102}{17} = 6$ contre marche ⟹ n-1= 6-1 = 5marche

- Le giron g :

- g = $\frac{L}{n-1} = \frac{150}{5} = 30$ cm

:$n = \frac{H}{h} = \frac{1,02}{17} = 18$ contre marche

- Vérification de la loi de BLANDEL :

Il faut vérifier que : **59 ≤ *g* + 2*h* ≤ 66**30 + 2.(17) = 64cmLa condition est vérifiée.

La condition est vérifiée en optant pour une hauteur des marches **h=17cm** et un Giron**g= 30 cm**.

Les 18 marches seront reparties de la manière suivante :

- **Volée 2 et 3 :** n= 9 contre marches ; **Donc** m = n-1 = 8marches.

Les 6 marches seront reparties de la manière suivante :

- **Volée 1:** n= 6 contre marches ; **Donc** m=n-1 = 5marches.

Nous allons étudier deux paillasses comme représenté dans les schémas suivants :

- **Paillasse:**

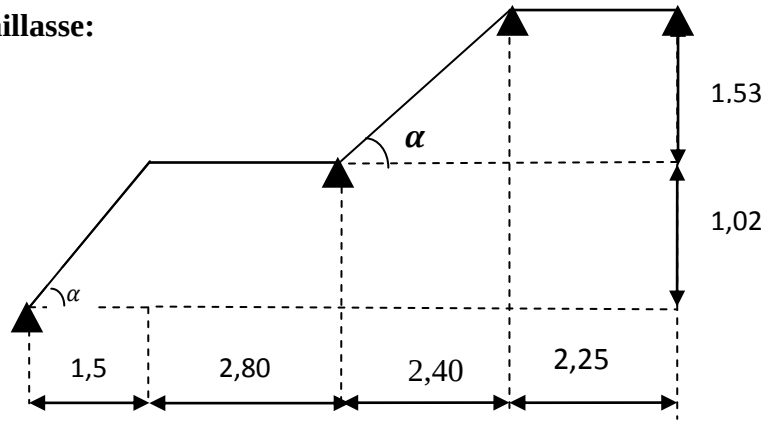


Fig.2 Schéma statique de l'escalier RDC

C) Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

Prenant compte des recommandations du **BAEL91,** la paillasse prendra une épaisseur comprise dans l'intervalle suivant :**L/30 ≤ ep ≤ L/20**

Avec :

L : longueur totale entre nus d'appuis.

C.1)Paillasse 1:

L $= \frac{L_1}{\cos \alpha} + L_2$ **.**

tgα $= \frac{1,02}{1,50} = 0,68$ ⟹donc α**= 34,21°**

Donc : L = $\frac{1,50}{\cos 34,21} + 2,80 = 4,61$m.

461/30 ≤ e_p≤ 461/20 ⟹ 15,36 ≤ e_p ≤ 23,05

On opte pour une paillasse1 d'épaisseur **ep=20cm.**

C.2)Paillasse2 :

L $= \frac{L_1}{\cos \alpha} + L_2$.

tgα $= \frac{1,53}{2,40} = 0,63 \implies$ donc $\boldsymbol{\alpha}$**= 32,52°**

Donc : L = $\frac{2,40}{\cos 32,52} + 2,25 = 5,09$m.

$509/30 \leq e_p \leq 509/20 \implies 16,97 \leq e_p \leq 25,45$**ep=20cm.**

❖ **Conclusion :**

On opte pour une paillasse1 et 2 d'épaisseur **ep=20cm.**

Remarque :

Etant donné que, on a les mêmes distances et le même nombre de marches pour les volées 2 et 3 on calcul une seul fois la paillasse et on adopte le même ferraillage.

III- Détermination des Charges et surcharges :

Le calcul se fera en flexion simple pour **1 ml** d'emmarchement, pour une bande de 1 m de projection horizontale.

1) La volée :

- Poids des marches (ρ = 25KN/m^3)……25x1x0,20 /2 = 2,5 KN /m.
- Poids de la paillasse (ρ = 25KN/m^3)……..…$\frac{1}{\cos 34,21}$ × 0,20 ×25 = 6,04 KN /m.
- Lit de sable (ρ =18KN/m^3 ; e=0,02)……18x1x0,02 = 0,36 KN/m.
- Mortier de pose (ρ =2KN/m^3; e=0,02)…….....22x1x0,02= 0 ,44KN/m.
- Marbre (1cm; ρ=20KN/m3)…… ……...….20x0,01 =0,20KN/m.
- Poids du garde-corps…… ….= 0,20 KN/m.
- Enduit de plâtre (2cm; ρ=10KN/m3)…… 10x0,02 =0,20KN/m.

G=9,94KN/m

2) Le palier :

- Poids propre du palier…….. 0,2x1 x 25 = 5 KN/m
- Poids total du revêtement……0.36+0.44+0.2+0.2=1.2KN/m

G=6,2 KN/m

La surcharge d'exploitation est donné par le **DTR**, et elle est la même pour la volée et le palier ; **Q = 2,5 kN / m** .

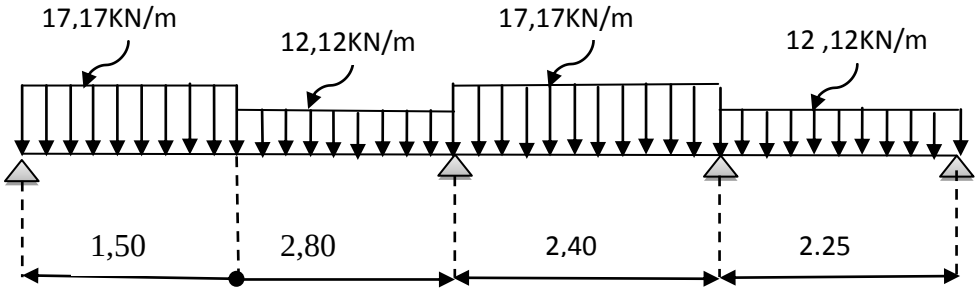
III.1 Calcul des efforts internes :

III.1.1Combinaison de charges à l'ELU :

- Volée : q_u^v= 1.35× 9,94 + 1.5 ×2.5 =17,17 KN/m.
- Palier :q_u^p= 1.35× 6,2 + 1.5× 2.5 =12,12 KN/m.

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastrée aux appuis.

a) **Etude des paillasses :**



Remarque :

Pour le calcul statique de logiciel ETABS utilisé la méthode des éléments finis, cette dernière surestime les moments sur appuis au des moments en travée à cause de la fibre résistance à la traction qui preuve provoque la fissuration du béton tendu.

Nous allons effectuer les corrections suivantes :

- Augmentation de 1/3 pour les moments en travée.
- Diminution du 1/3 pour les moments aux appuis.

Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie **Mmax** par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

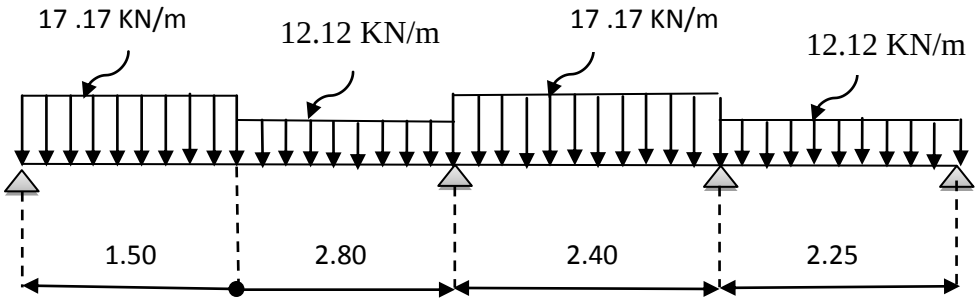
- **Aux appuis :**

M_{a1} = - 0,3. M_z^{max} = - 0,3 ×20,91= 6,273KN.m

- **En travée :**

M_{t1} = 0,85. M_z^{max}= 0,85x 21,86 = 18,58KN.m

b) Diagramme des Efforts internes :



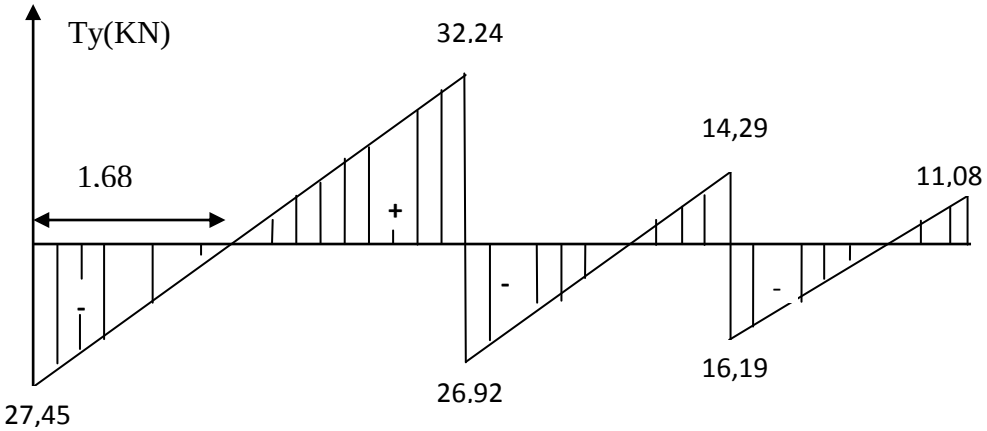


Fig 3 : Diagramme efforts tranchants

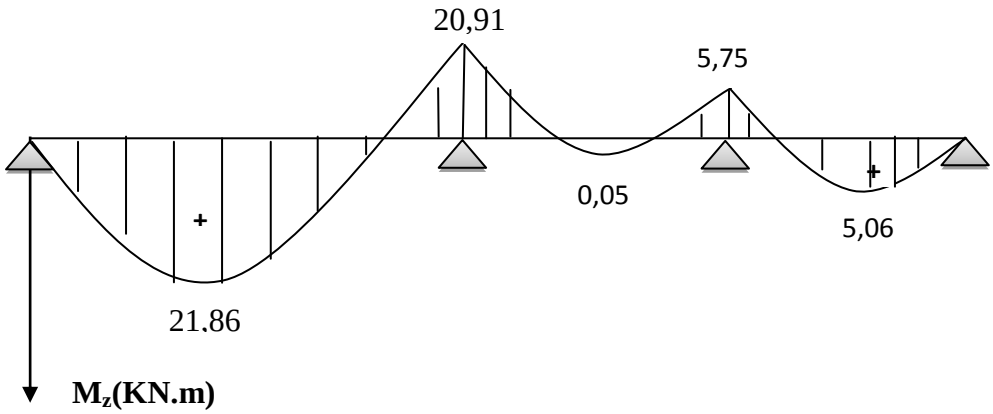


Fig 4 :Diagramme Moment fléchissant

c) Ferraillage des paillasses :

Le calcul se fera à en flexion simple pour une bande de largeur **(b=1m)** et d'épaisseur **(e=20cm).**

C.1) Armatures longitudinales :

- **en travée :**

$\mu_\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \times b \times d^2} = \frac{18{,}58 \times 10^6}{14{,}2 \times 100 \times 180^2} = 0{,}040 < 0{,}392$ SSA.

$\mu_\mu = 0{,}040 \implies \beta = 0{,}980$.

$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times d \times \beta} = \frac{18{,}58 \times 10^6}{3{,}48 \times 180 \times 0{,}980 \times 100} = 3{,}02\ cm^2$.

On opte pour **4HA14= 6.16 cm²/ml** ; **Soit 1HA14tous les 25cm.**

C.2) Armatures de répartition :

$A_{sr} \geq \frac{A_{st}}{4} = \frac{6{,}16}{4} = 1{,}54 cm^2$

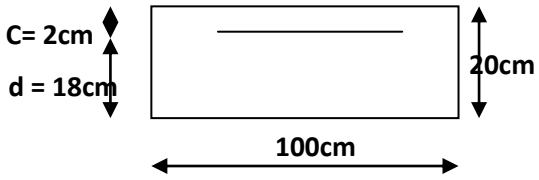
On opte pour **4T10=3,14cm²/ml** ; **Soit 1T10 tous les 25cm.**

- **Aux appuis :**

$\mu_\mu = \frac{M_a}{f_{bc} \times b \times d^2} = \frac{6{,}27 \times 10^3}{14{,}2 \times 100 \times 180^2} = 0{,}04 < 0{,}392$ SSA.

$\mu_\mu = 0{,}014 \implies \beta = 0{,}993$.

$A_a = \frac{M_a}{\sigma_{st} \times d \times \beta} = \frac{18{,}58 \times 10^6}{3{,}48 \times 180 \times 0{,}980 \times 100} = 3{,}02\ cm^2$.



On opte pour **4T14=6,16cm²/ml** ; **Soit 1T14 tous les 25cm.**

III.2. Vérifications à l'ELU :

- **Espacement des armatures :**

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

Armatures principales$\implies$ St < min {3h ; 33cm}

Aux appuis **:**St=25 cm < 33 cm……..……..…….. . √
En travée **:** St=25 cm <min {3h ; 33cm}…….…… … √

- **Armatures de répartition :**

Aux appuis **:** St=25 cm <min {4h ; 45cm}=(100cm,45cm)……..√
En travée**:** St =25 cm <min {4h ; 45cm}…… √

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

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$A_{min} = 0{,}23 \times b \times d \left(\frac{f_{t28}}{fe}\right) = 0{,}23 \times 100 \times 18 \frac{2{,}1}{400} = 2{,}173 cm^2$

$A_a = 6{,}16 cm^2 > A_{min} = 2{,}173 cm^2$
$A_t = 6{,}16 cm^2 > A_{min} = 2{,}173 cm^2$ → Condition Vérifie

- **Vérification au cisaillement : (BAEL91/Art A.5.2.1) :**

$$\tau_u = \frac{Tu}{bd} \leq \min\left(0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right) = \min(3{,}33; 4Mpa) = 3{,}33Mpa$$

$T_u = 32{,}24KN.\ \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{32{,}24 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0{,}18Mpa < 3{,}33Mpa \rightarrow$ condition vérifiée.

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de la contrainte d'adhérence : (BAEL91/Art 6.1.3) :**

$$\tau_{se} = \tau_{se} = \frac{T_u}{0{,}9d\sum u_i} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi f_{t28} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15Mpa$$

Avec $\sum u_i$ somme des périmètres utiles des armatures d'appui

$\Sigma ui = n\phi\pi = 4x14x3{,}14 = 175{,}84mm$

$$\tau_{se} = \frac{32{,}24 \times 10^3}{0{,}9 \times 180 \times 175{,}84} = 1{,}13Mpa < 3{,}15Mpa \rightarrow conditionvérifiée.$$

- **ancrage des barres aux appuis :**
- **longueur de scellements(Art. A.6.1,22/BAEL91) :**

$ls = \frac{\phi fe}{4\tau_{su}}$ avec: $\tau_{su} = 0{,}6\Psi^2 f_{t28} = 0{,}6x(1{,}5^2)x2{,}1 = 2{,}84Mpa.$

$$ls = \frac{1{,}4x400}{4x2{,}84} = 49{,}29cm$$

Les règle de BAEL (Art A.6.1,253/BAEL) a admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne: terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égal à 0,4 ls pour les aciers HA

Lc=0,4x49, 29=19.71cm.

- **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (Art A.5.1.313 /BAEL) :**
- **Sur le béton :**

$T_U \leq 0{,}4 \times b \times d \times 0{,}9(f_{c28}/\gamma_b) = 1080KN > 32{,}24KN \rightarrow$ **condition vérifiée**.

- **Sur les armatures longitudinales :**

Tu = 32,24 KN, M_a = 20,91kn.m

$$A_a \geq \frac{\gamma_S}{fe}\left[T_u + \frac{M_a}{0{,}9 \times d}\right] = \frac{1{,}15}{40}\left[32{,}24 + \frac{-20{,}91 \times 10^2}{0{,}9 \times 18}\right] = -2{,}78cm^2$$

$A_a = 6{,}16cm^2 > 2{,}78cm^2 \Longrightarrow$ **condition vérifiée**

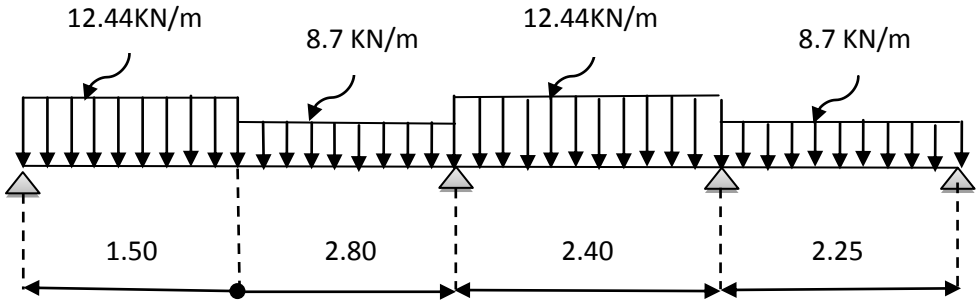
III.3 Vérifications à l'ELS :

III.3.1°Diagramme des Efforts internes:

1°Combinaison de charges à l'ELS :

Volée : q_s = 9,94 + 2.5 =12,44 **KN/m.**

Palier:q_s= 6,2 + 2.5 =8,7**KN/m.**



FigIII-5 Schéma statique de l'escalier à l'ELS.

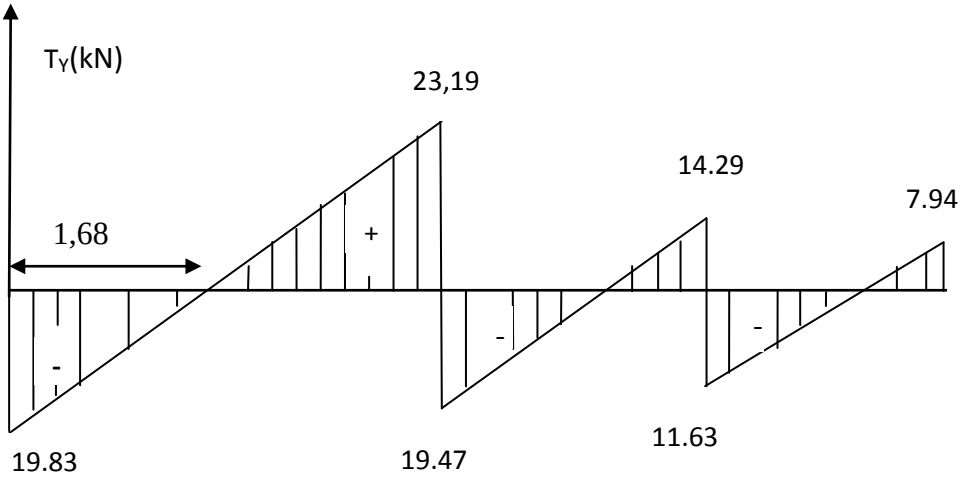
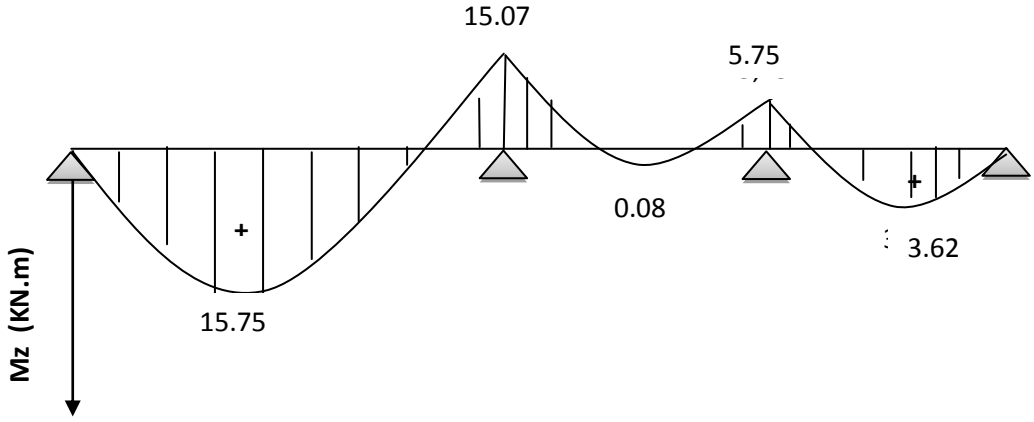


Fig III .6 ***Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S***



FigIII.7 ***Diagramme des moments fléchissant à l'E.L.S***

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

- **Contrainte de compression dans le béton :(Art A.4.5 ,2/BAEL91) :**
  - **Contrainte dans l'acier** :

La fissuration étant peu nuisible donc on doit vérifier : $\boldsymbol{\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{6{,}16}{100 \times 18} \times 100 = 0.342$$

$\rho_1 = 0{,}342 \quad \Rightarrow \quad k_1 = 39{,}95$ et $\beta_1 = 0{,}909$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_S} = \frac{13{,}39 \times 10^6}{0{,}909 \times 180 \times 616}$$ Donc : σ_{st} = **132.85Mpa**

$\boldsymbol{\sigma_{st}}$ = 132,85Mpa $\leq$ $\boldsymbol{\sigma_s}$ = 348 MPA …… ……. . √

- **Contrainte dans le béton** :

On doit donc s'assurer que : $\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}}$

$\overline{\boldsymbol{\sigma_{sbc}}} = 0{,}6 \times f_{c28}$ =0,6× 25 = 15 Mpa .

$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}}$, Donc : $\boldsymbol{\sigma_{bc}} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{132{,}85}{39{,}95}$ = 3,32 MPA Donc:= $\boldsymbol{3{,}32 Mpa.}$

$\boldsymbol{\sigma_{bc}}$ = 3,32Mpa $\leq$ $\overline{\boldsymbol{\sigma_{sbc}}}$ =15 MPA ……√

- **Etat limite de déformation (Art B.6.8,424 /BAEL 91) :**

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \;,\; \frac{A_s}{b_o} < \frac{4{,}2}{f_e} \;,\; \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 . M_o}$$

- $\frac{h}{L} = \frac{20}{895} = 0{,}022$
- $\frac{1}{16} = 0{,}062 \implies 0{,}062 \geq 0{,}022$

  La condition 1 n'est pas vérifiée on doit calculer la flèche.

  On doit vérifier la flèche.

$B_0 = bh + 15A_t = (100 \times 20) + (15 \times 6{,}16) = 2092{,}4 cm^2$

$$S_{xx'} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t . d = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 6{,}16 \times 18 = 21663{,}20 cm^3$$

$$v_1 = \frac{S_{xx\prime}}{B_0} = \frac{21663{,}20}{2092{,}4} = 10{,}35 cm$$

$$v_2 = h - v_1 = 20 - 10{,}35 = 9{,}65cm$$

$$I_0 = \frac{b}{3}(v_1^3 + v_2^3) + 15A_t(v_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3}((10{,}35)^3 + (9{,}65)^3) + 15 \times 6{,}16(9{,}65 - 2)^2 = 43263{,}37cm^4$$

$$\rho = 0{,}342 \rightarrow \beta = 0{,}909 \rightarrow k_1 = 39{,}95$$

$$\lambda = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{100}{100}\right) \times 0{,}342} = 0{,}061$$

$$\mu = \left\{1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}\right\}$$

$$\mu = \left\{1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0{,}342 \times 132{,}85 + 2.1}\right\} = 0{,}020$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu.\lambda} = \frac{1.1 \times 43263{,}37}{1 + 0{,}02 \times 0{,}061} = 47531.71$$

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

$\mathrm{E_v} = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 10818{,}86.$

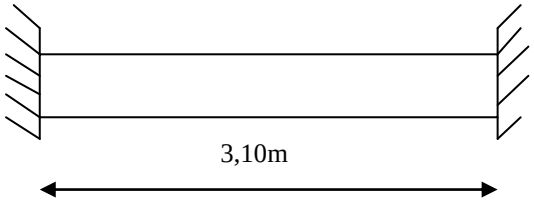
$$f = \frac{13{,}39 \times 10^5 \times 895^2}{10 \times 10818.86 \times 47531{,}71 \times 10^2} = 2{,}08mm$$

$\mathrm{f} = 2{,}08\mathrm{mm} < \bar{\mathrm{f}} = \frac{8950}{500} = 17{,}9\mathrm{mm} \rightarrow$ **la fléche est vérifiée**.

Etude de la poutre palier

III. Introduction :

La poutre palière et un élément porteur horizontal et linéaire supportant la paillasse d'un escalier elle est considérée partiellement encastrée a ses deux extrémité.



❖ **Pré dimensionnement :**

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

Avec l : longueur libre de la poutre

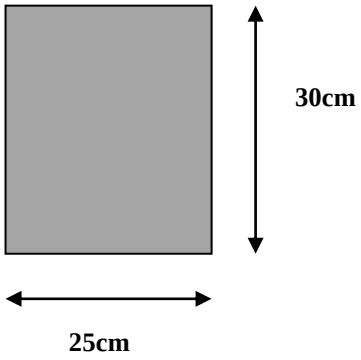
$$\frac{310}{15} \leq h_t \leq \frac{310}{20} \rightarrow 20{,}66\text{cm} \leq h_t \leq 31\text{cm}$$

Soit h_t=30cm

La largeur

$0{,}4h_t \leq b \leq 0{,}7h_t \rightarrow 12cm \leq b \leq 21cm$

Soit b=25cm



III.1 Vérification des exigences du (RPA.ver.2003) Art7.4.1 :

- h_t= 30cm≥30 ⇒condition est vérifiée.
- b = 25cm>20 ⇒ condition est vérifiée.
- $\frac{h_t}{b} = 1{,}2 \leq 4 \Rightarrow$ condition est vérifiée

III.2 Charges et surcharges :

-poids propre de la poutre : 0,25x0, 30x25=1,875KN/ml
-réaction du palier à l'ELU : RC=30,48KN
-réaction du palier à l'ELS : RC=22,01KN

1) Calcul à l'ELU :

1.1) Calcul des efforts internes :

q_u=1,35G+$\frac{2RC}{L}$

qu = 1.35×1.875+ $\frac{2\times30.48}{3.10}$ =22.19 KN/ml

1.2) Moment isostatique :

$$M_{0u} = M_u^{max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{22{,}19\times 3{,}1^2}{8} = 26{,}65 \text{ KN.m}$$

1.3) Effort tranchant :

$$T_u = T_u^{max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{22{,}19\times 3{,}1}{2} = 34{,}39\text{KN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

Aux appuis : $M_a = -0,3 \times M_u^{max} = -0,3 \times 26,65 = -7,995 KN.m$

En travée : $M_t = 0,85 \times M_u^{max} = 0,85 \times 26,65 = 22,65\ KN.m$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant

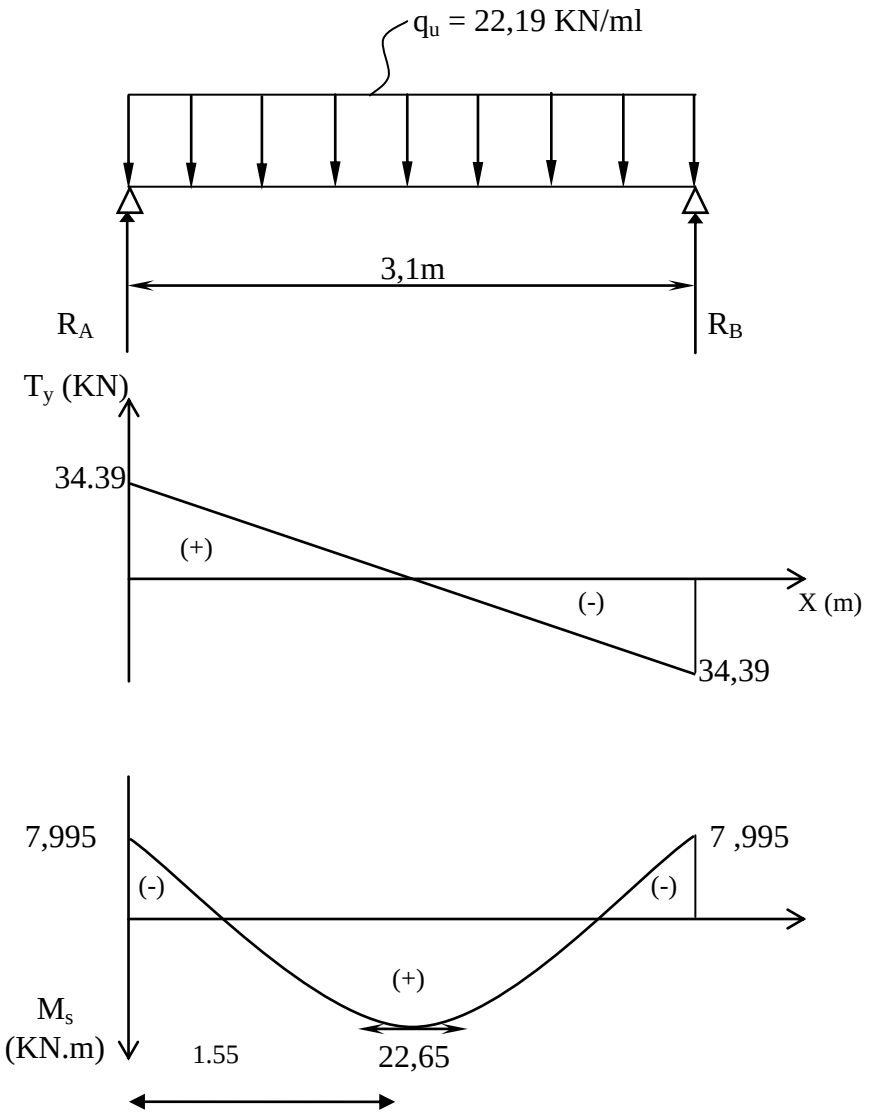
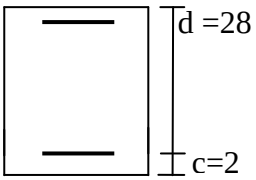


Diagramme des efforts tranchants et les moments

1.4)Calcul des armatures :

- **En travée**

- $\mu_b = \dfrac{M_t}{b.d^2.f_{bc}} = \dfrac{22,65 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,081$



$\mu_b = 0,081 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow$ Section simplement armée

$\beta = 0.957$

$A_t = \dfrac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \dfrac{22,65 \times 10^3}{0.957 \times 28 \times 348} = 2,42 cm^2$

On opte pour : 3HA14 = 4,62cm^2

- **Aux appuis**

$$\mu_b = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{7,995\times10^3}{25\times(28)^2\times14,2} = 0,028$$

$\mu_b = 0.028 \langle \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Section simplement armée

$\beta = 0,986$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{7,995\times10^3}{0.986\times28\times348} = 0,83cm^2$$

On opte pour 3 HA12 = $3.39cm^2$.

III.3 Vérifications à l'ELU :

- **Condition de non fragilité :**(BAEL91.Art. A.4.2.1) :

$$A_{min} = 0.23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23\times25\times28\times\frac{2.1}{400} = 0,84cm^2.$$

$A_a = 3.39cm^2 \rangle A_{min} = 0,84cm^2$

$A_t = 4.62cm^2 \rangle A_{min} = 0,84cm^2$

} Condition vérifiée

- **Vérification de l'effort tranchant :**(BAEL91.Art. A.5.2.2)

$T_u^{max} = 34,39$ KN

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} = \frac{34,39\times10}{25\times28} = 0,491MPa$$

$$\overline{\tau u} = \min\left\{0,2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right\} = \min\{3,33Mpa; 5Mpa\} = 3,33Mpa$$

$\tau_u = 0,491MPa \langle \bar{\tau}_u = 3,33MPa \longrightarrow$ Condition vérifiée

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

  - **Sur le béton :**
    $T_U \leq 0,4 \times b \times d \times 0,9(f_{c28}/\gamma_b) = 420KN > 34,39KN \rightarrow$ **conditionvérifiée**.
  - **Sur les armatures inférieures :**

    Tu = 34,39 KN, M_a = 7,995kn.m, d = 28cm.

$$A_a \geq \frac{\gamma_S}{fe}\left[T_u + \frac{M_a}{0,9\times d}\right] = \frac{1,15}{40}\left[34,39 + \frac{-7,995\times10^2}{0,9\times28}\right] = 0,076cm^2$$

$A_a = 3,39cm^2 > 0,076cm^2 \Rightarrow$ **condition vérifiée.**

- **Vérification de la contrainte d'adhérence : (BAEL91/Art 6.1.3)**

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

Avec: $\sum u_i$ somme des périmètres utiles des armatures d'appuis

$\Sigma ui = n\phi\pi = 3x12x3,14 = 113,04$cm

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9d\sum u_i} = \frac{34,39 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 113,04} = 1,207Mpa$$

$\tau_{se} = 1,006Mpa < \bar{\tau}_{se} = 3,15Mpa$**Condition vérifiée.**

- **vérification de la longueur de scellement :(Art A.6. 1.221 BAEL91**

$ls = \frac{\phi fe}{4\tau_{su}}$ avec: $\tau_{su} = 0,6\Psi^2 f_{t28} = 0,6x(1,5^2)x2,1 = 2,835$Mpa.

$\emptyset = 1.4cm \rightarrow l_s = 50cm$
$\emptyset = 1,2cm \rightarrow l_s = 45cm$

Nous adoptons un crochet normal qui sera calculé comme suit :
En travée :$L_r=0,4l_s=0,4x50=20$cm
aux appuis :$L_r=0,4l_s=0,4x45=18$cm.

- **Calcul des armatures transversales :**

$$\emptyset_t \leq \min\left\{\left(\frac{h}{35}; \emptyset_l; \frac{b}{10}\right)\right\} = \min\{0,85; 1.2; 2\} = 0,85\text{cm}.$$

On prend : $\phi_t = 8mm$.

On opte comme armatures transversales un cadre et un éterie de Φ8 : A_t =2,01cm^2.

- **Espacement des armatures transversales :**

$S_t \leq \min\{0,9d; 40\text{cm}\} = 25.2\text{cm}$ soit: $S_t = 20$cm.
La section d'armatures transversales doit vérifiée la condition :

$$\frac{A_t \times fe}{b \times S_t} \geq 0,4\text{Mpa} \Rightarrow \frac{2,01 \times 400}{25 \times 20} = 1,60\text{Mpa} > 0,4Mpa \rightarrow \textbf{condition vérifiée}.$$

III.4 Vérification selon le R.P.A 99 :
D'après le R.P.A 99, l'espacement est donné selon deux zones.

1) **En zone nodale :**

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

Soit St=7cm**.**

2) **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h_t}{2} = 15cmsoitSt = 15cm.$$

* selon le R.P.A 99 la section d'armatures transversale doit vérifier :

$$A_t \geq A_t^{min} = 0,003 \times S \times b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125cm^2$$

$$A_t = 4,62\text{cm}^2 > 1,125\text{cm}^2 \rightarrow \textbf{conditionvérifiée}$$

III.4.1 Calcul à l'ELS :

A. Calcul des efforts internes :

$q_S = G + \frac{2RC}{L}$

$qs = 1.875 + \frac{2\times 22.01}{3.1} = 16.075$ KN/ml

b. Moment isostatique :

$$M_{0u} = M_u^{max} = \frac{qs \times l^2}{8} = \frac{16{,}075 \times 3{,}1^2}{8} = 19{,}31 \text{ KN.m}$$

C. Effort tranchant :

$$T = \frac{qs \times l}{2} = \frac{16{,}075 \times 3{,}1}{2} = 24{,}91 \text{KN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

- **Aux appuis :** $M_a = -0{,}3 \times M_u^{max} = -0{,}3 \times 19{,}31 = -5{,}793 \text{KN.m}$
- **En travée :** $M_t = 0{,}85 \times M_u^{max} = 0{,}85 \times 19{,}31 = 16.41 \text{KN.m}$

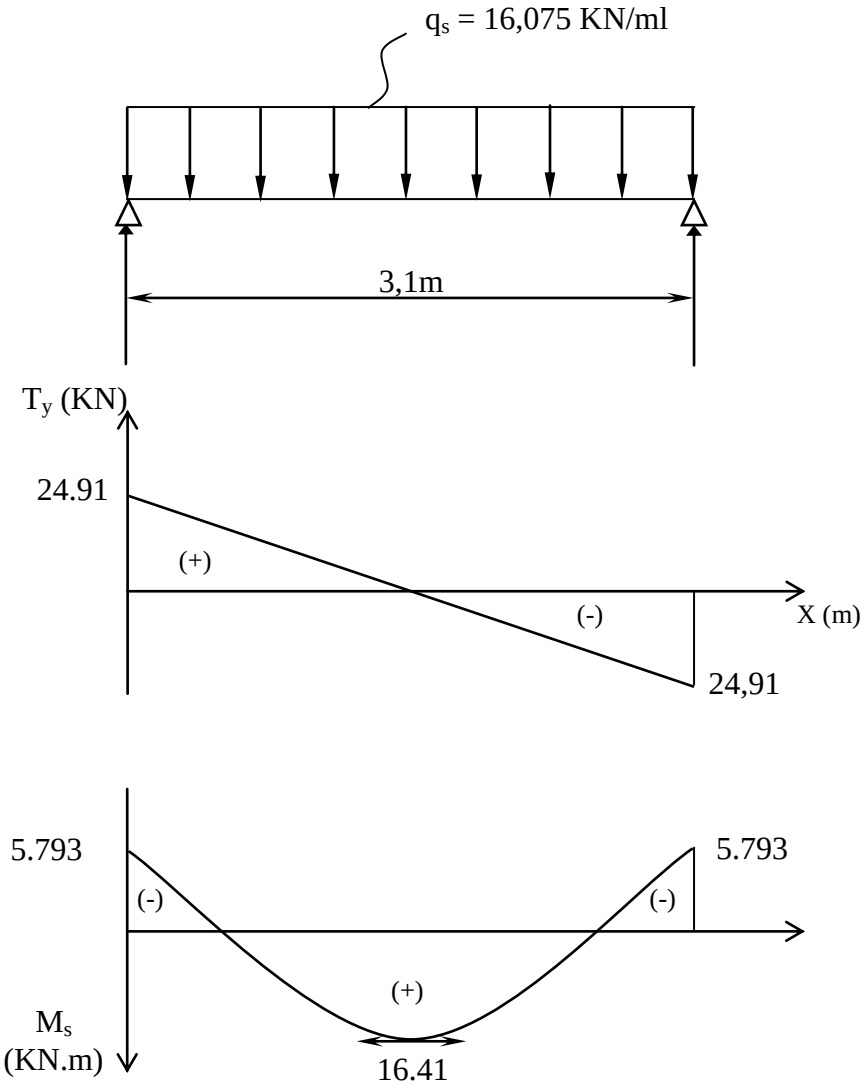


Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l' ELS.

III.5 Vérifications à l'ELS :

- **Etat limite d'ouvertures des fissures : (BAEL 91 / Art A.4.5.3)**

Les fissurations sont peut nuisibles, aucune vérification n'est à effectuer

- **Vérification de la résistance du béton à la compression :** $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15Mpa$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} avec \sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_a}$$

β_1 et k_1 en fonction de $\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d}$

- **Aux appuis :**

Ma=5 ,793kn.m **;** A_a=3,39cm^2

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 28} = 0,484$$

$\rho_1 = 0,484 \rightarrow \beta = 0,894 \rightarrow k_1 = 32,17$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{5,793 \times 10^6}{0,894 \times 280 \times 339} = 68,26\text{Mpa}$$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{68,26}{32,17} = 2.12 < 15\text{Mpa} \rightarrow$ **conditionvérifiée**.

- **En travée :** Mt =16,41kn.m**;** A_t=4,62cm^2

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 4,62}{25 \times 28} = 0,66$$

$\rho_1 = 0,66 \rightarrow \beta_1 = 0,881 \rightarrow k_1 = 27,02$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{16,41 \times 10^6}{0,881 \times 280 \times 462} = 143,99\text{Mpa}$$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{143,99}{27,02} = 5,32 < 15Mpa \rightarrow$ **condition vérifier**.

- **Etat limite de déformation :**

- **Vérification de la flèche : (BAEL 91/ Art B .6.5.2) :**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{15M_0} ; \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{fe}$$

$\frac{h}{l} = \frac{30}{310} = 0,096 > \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow$ **conditionvérifiée**.

$\frac{h}{l} = 0,096 > \frac{16,41}{10 \times 19,31} = 0,085 \rightarrow$ **condition vérifiée**.

$\frac{A}{b \times d} = \frac{4,62}{25 \times 28} = 0,0066 < \frac{4,2}{400} = 0.010$ **Conditionvérifiée**

Calcul des balcons

III .Introduction

Le balcon se calcule comme une console encastrée au niveau de la poutre du plancher; soumis a des charges permanentes dues a son poids propre << G >>au poids propre du garde corps. Le calcul du ferraillage se fera pour une bande de 1m.

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par :
L: La largeur de balcon
L= 1.50m

$\frac{L}{10} \geq \frac{150}{10}$= 15 cm

Ce qui donne e = 15 [cm]

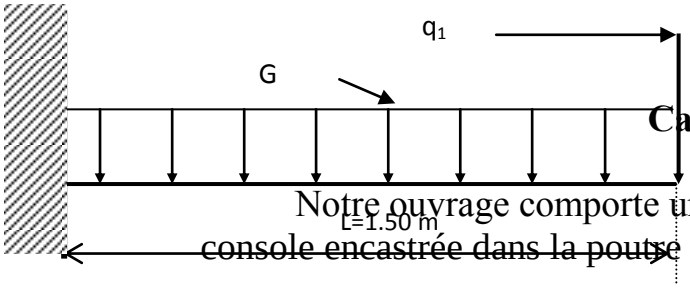


Figure 1 : Schéma statique du balcon.

III.1 Détermination des charges et surcharges :

Nous considérons une bande de 1[m]de balcon

- **Charges permanentes**

Charge G due a la dalle en béton arme ……G = 5,51[KN/ml].

- **Charge concentrée**

Poids propre du garde corps.....g = 1.3 [KN/ml].

- **Surcharge d'exploitation:**……..Q=3,5 [KN/ml].

III.2 Calcul a l'état limite ultime :

Le balcon travaille en flexion simple.

1)Combinaison de charges :

- **A l'ELU**

Dalle: qu1=1,35G+1,5Q=1,35x 5.51+1,5x3,5=12,69[KN/ml];
Garde corps: qu2=1,35G1=1,35x1,3=1.75 [KN/ml].

- **A l'ELS**

Dalle : qs1 = 5.51+3.5=9,01 [KN/ml].
Garde corps qs2 = 1,3[KN/ml].

Calcul de l'acrotère

Notre ouvrage comporte un seul type d'acrotère, qui sera
console encastrée dans la poutre du plancher terrasse.

La console est soumise à un effort **G** du a son poids prop
latérale **Q** dû à la main courante engendrant un moment de renv
la section d'encastrement. (Section dangereuse).

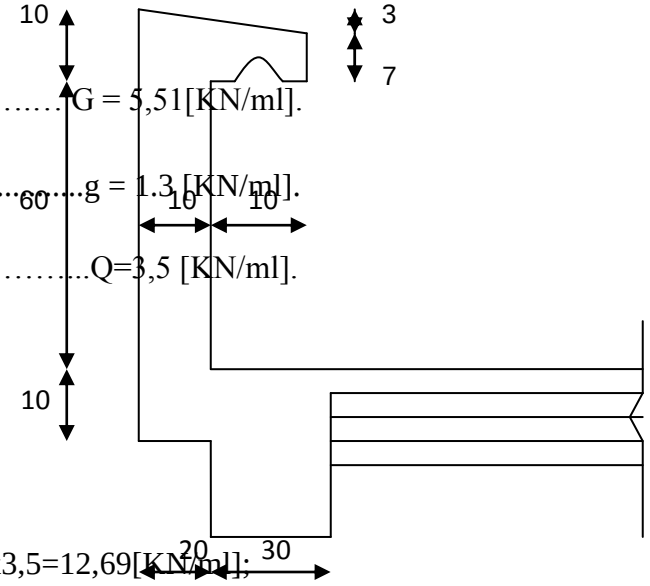


Fig.III.1. Coupe transversale de l'acrotère

Le ferraillage sera déterminé en flexion composée pour u
de largeur.

I. Détermination des sollicitations :

- poids propre de l'acrotère : **G= 1.7125 KN/ml.**

III.3 Ferraillage :

a) Calcul à l'E.L.U :

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement, le moment agissant à ce niveau est :

b) **Calcul du moment sollicitant**

$M_u = q_{u1} \times \frac{l^2}{2} + q_{u2} \times l$

$M_u = 12.69 \times \frac{1.50^2}{2} + 1.75 \times 1.50 = 16.90$ KN.m

$M_u = 16.90$ KN.m

c) Armatures principales :

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

$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 . f_{bu}} = \frac{16.90 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.070 < 0.392 \Longrightarrow$ **S.S.A**

$\mu_b = 0.070 \Longrightarrow \beta = 0.964$

$A_{stf} = \frac{M_u}{\sigma_{st}.d.\beta} = \frac{16.90x10^3}{348x13x0.964} =$ **3.87 cm²**

Soit **5HA12 = 5,65 cm2** avec un espacement **St = 20[cm].**

- **Armatures de répartition :**

$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} =$ **1.41 cm²**

On opte pour **4T10 = 3.14 cm2/ml** ; **Soit 1T10 tous les 20cm.**

III.4 Vérification à l'ELU :

- **Espacement des armatures :**

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

- **Armatures principales →St <min {3h ; 33cm}**

St=20 cm < 33 ……. √

- **Armatures de répartition → St <min {4h ; 45cm}**

St=20 cm< 45 ……. √

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

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante:

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

$A_{min} = \frac{0,23x100x13x2.1}{400} = 1.57$ **cm²**

$A = 5,65$ **cm²** > $A_{min} = 1.57$ **cm²**

- **Contrainte tangentielle** : (**Art.A.5.2,2 / BAEL91)**

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si :

$$\boldsymbol{\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq 0.07.\frac{f_{cj}}{\gamma_b}}$$

- **Effort tranchant :**

$V_u = q_{u1}xl+q_{u2}$ 12.69x1.50+1.75= 20.78KN

$V_u = 20.78$KN

$\tau_u = \frac{20.78x10^3}{1000x130}$; donc $\tau_u =$ 0.160MPa

$0.07.\frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.07x\frac{25}{1.5} = 1.16$MPa

$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} < 0.07.\frac{f_{cj}}{\gamma_b}$**……..…les armatures transversales ne sont pas nécessaires..**√

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

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

$\boldsymbol{\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9.d.\sum U_i}}$ **avec** $\boldsymbol{\bar{\tau}_{se} = \Psi_s x f_{t28}}$

Aciers haute adhérence⇒ $\Psi_s = 1.5 \longrightarrow \bar{\tau}_{se} = 1.5x2.1 =$ 3.15MPa

a. **Calcul de τ_{se} :**

❖ **Dans le sens yy :**

$\sum U_i = 5.65x5x12=339$mm

$\tau_{se} = \frac{20.78x10^3}{0,9x130x339} \longrightarrow$ Donc $\tau_{se} = 0.523$ MPa

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$……..……**Pas de risque d'entrainement des barres**√

❖ **Dans le sens xx :**

$\sum U_i = 3.14x4x10=125.6$mm

$\tau_{se}=\frac{20.78x10^3}{0,9x130x125.6}$ $\rightarrow$Doncτ_{se} =1.414 MPa

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$……**Pas de risque d'entrainement des barres**√

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

Elle correspond a la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée a la barre puisse être mobilise.

$$I_s=\frac{\varphi x f_e}{4x\tau_{su}}$$

a. Calcul de τ_{se} :

τ_{su}= 0.6 Ψ^2 $f_{t28}$$\longrightarrow$ 0.6x1.5^{2}x2.1=2.835MPa

$$I_s=\frac{\varphi x f_e}{4x\tau_{su}}=\frac{1.2x400}{4x2.835}=42.32\text{cm};\quad \longrightarrow I_s=45\text{cm}$$

Vu que **ls** dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne termine par un crochet normal est assure lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet ≪ Lc ≫ est au moins égale a**0,4.Ls** pour les aciers H.A **; Donc** : **Lc = 18cm**

III.5 Vérification a l'ELS :

1) **Calcul du moment sollicitant :**

$M_s = q_{s1} x \frac{l^2}{2} + q_{s2} x\, l$

M_s= 9.01x $\frac{1.50^2}{2}$ + 1.75x 1.50= 12.76 KN.m

M_s= 12.76 KN.m

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

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense donc de faire de vérification a l'état limite d'ouverture des fissures.

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

➢ **Contrainte dans l'acier** :

On doit donc s'assurer que : σ_s <$\bar{\sigma}_s$

$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{bxd}$x100 = $\frac{5.65}{100x13}$x100=0.43

ρ_1 = 0.43 $\longrightarrow$ β_1 = 0.899 $\longrightarrow$ $\mathcal{K}_1$= 34.50

$\sigma_s=\frac{M_s}{\beta_1.d.A_s}=\frac{12.76x10^6}{0.899x130x565}$; donc$\sigma_s$ =190.21*MPa*

✓ σ_s =190.21MP <$\bar{\sigma}_s$= 348MPa.....CV

- **Contrainte dans le béton** :

  On doit donc s'assurer que :$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$\bar{\sigma}_{bc}$= 0.6 f_{c28} = 0.6x25= 15MPa

$$\mathcal{K}_1=\frac{\sigma s}{\sigma_{bc}} \; ; \longrightarrow \sigma_{bc}=\frac{\sigma s}{\mathcal{K}_1}=\frac{190.21}{34.50}= 5.51\text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = 5.51\ MPa \leq \bar{\sigma}_{bc}$=15MPa……CV

- **Etat limite de déformation (Art B.6.8, 424 /BAEL 91)**

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0.d}<\frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$$

- $\frac{h}{l} = \frac{15}{150} = 0.10$
- $\frac{1}{16} = 0.0625$

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$ **……...……condition vérifier**

- $\frac{A_s}{b_0.d} = \frac{5.65}{100x13} = 0.0043$
- $\frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$

$\frac{A_s}{b_0.d}<\frac{4.2}{f_e}$ **……..……condition vérifier**

- $\frac{h}{l} = \frac{15}{150} = 0.10$
- $\frac{M_t}{10.M_0} = \frac{12.76}{10x12.76} = 0.10$

$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$ **……..……condition vérifier**

Conclusion : Les balcons seront ferraille comme suit

- **Armature principales : 5HA12 avec e=20 cm**
- **Armatures secondaire : 4HA10 avec e=20 cm**

III .Calcul de la dalle de la salle machine :

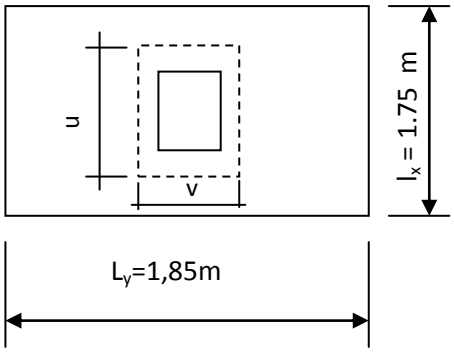
Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimensions (1.85×1.75) m² appuyée sur ses 4 cotés.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 9 tonnes, repartie sur une surface de (0,8 × 0,8) m² transmise par le système de levage de l'ascenseur.

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des momentsdusau poids propre et à la charge localisée. L'épaisseur de la dalle est de 15cm (Voir chapitre II).

III.1Calcul des sollicitations :



$$\rho = \frac{L_X}{L_y} = \frac{1{,}75}{1{,}85} = 0{,}95$$

$0{,}4 \leq \rho_x = \frac{L_X}{L_Y} \leq 1 \Longrightarrow$ La dalle travaille dans lesdeux sens.

A) Moments dus au poids propre :

$M_x = \mu_x.q.l_x^2$ Moment suivant la petite portée.

$M_y = \mu_y.M_x \rightarrow$ Moment suivant la grande portée.

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport et ρ_x du coefficient de Poisson u.

q : Charge uniformément repartie sur toute la dalle.

a) Etat limite ultime (ELU) ν = 0 :

ρ= 0.95 → μ_x =0.0410 etμ_y =0.888

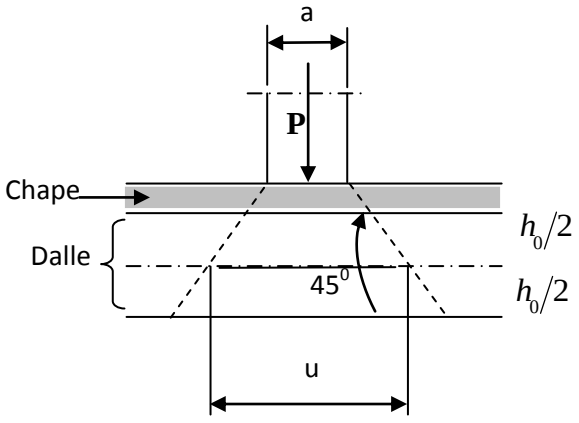
Poids de la dalle : G= (25× 0.15+ 22×0.05) × 1ml = 4.85 KN/ml

Surcharge d'exploitation : **Q = 1KN/ml.**

qu= 1.35×4.85 + 1.5×1 = 8.0475 KN/ml.

M_{ux1}=0,0410 ×(8,0475)×$(1{,}75)^2$=1,01KN.m

M_{uy1}=0,888×1,01=0,90KN.m



b)Etat limite de service (ELS) υ=0,2 :

ρ= 0.95 → μ_x =0.0483 et μ_y =0.923

q_s= 4.85 + 1 = 5.85 KN/ml

M_{sx1}=0,0483 ×(5,85)×$(1{,}75)^2$=0,86KN.m

M_{sy1}=0,923×0,86=0,79 KN.m

c)Moments dus à la charge localisée :

$M_x = p.(M_1 + \upsilon . M_2)$

$M_y = p.(M_2 + \upsilon . M_1)$

M_1 ,M_2coefficients donnés par les abaques en fonction de ρ_x et des rapports

$\frac{U}{L_X}$ et $\frac{V}{L_Y}$

U et **V** côtés du rectangle sur lesquels la charge P s'applique, compte tenu de la diffusion à 45° dans la dalle. Ils sont déterminés au niveau du feuillet moyen de la dalle.

Avec:

h_0 : Epaisseur de la dalle (h_0 = 15 cm)
e : Epaisseur du revêtement (e = 5 cm)
P: charge concentrée agissant sur le panneau.

c.1)Calcul de U et V :

$U = U_0 + 2.e + h_0 = 0{,}80 + 2 \times 0{,}05 + 0{,}15 = 1{,}05m$

$V = V_0 + 2.e + h_0 = 0{,}80 + 2 \times 0{,}05 + 0{,}15 = 1{,}05m$

$\frac{U}{L_x} = \frac{1{,}05}{1{,}75} = 0{,}6$; $\frac{V}{L_y} = \frac{1{,}05}{1{,}85} = 0.56$

Après interpolation on aura : $\begin{cases} M_1 = 0{,}085 \\ M_2 = 0{,}067 \end{cases}$

1)Etat limite ultime (ELU) : ν = 0

Pu = 1.35×90 = 121.5 KN.

$M_{ux2} = P_u.M_1 = 121{,}5 \times 0{,}085 = 10{,}32$ KN.m

$M_{uy2} = P_u.M_2 = 121{,}5 \times 0{,}067 = 8{,}14$ KN.m

2)Etat limite de service (ELS) υ = 0,2 :

Ps = 90 KN.

$M_{sx2} = Ps.(M_1 + \upsilon . M_2) = 90(0{,}085 + 0{,}2 \times 0{,}067) = 8{,}86$KN.m

$M_{sy2} = Ps.(M_2 + \upsilon . M_1) = 90(0{,}067 + 0{,}2 \times 0{,}085) = 7{,}56$KN.m

2.1)Superposition des moments :

A) ELU :

$M_{ux} = M_{ux1} + M_{ux2} = 1{,}01 + 10{,}32 = 11{,}33$ KN.m

$M_{uy} = M_{uy1} + M_{uy2} = 0{,}90 + 8{,}14 = 9{,}04$KN.m

B) ELS :

$M_{sx} = M_{sx1} + M_{sx2} = 0,86+8,86= 9,72$ KN.m

$M_{sy} = M_{sy1} + M_{sy2} = 0,79+7,56= 8,35$KN.m

-Pour tenir compte du semi encastrement de la dalle, on réduit les moments calculés (sur appuis et en travée).

-Les moments seront réduits de 15% en travée, et de 70% en appuis.

- **En travée :**

$M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 11,33 = 9,63$ KN.m

$M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 9,04 = 7,68$ KN.m

- **En appuis :**

$M_x^a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 11,33 = 3,40$ KN.m

$M_y^a = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 9,04 = 2,71$ KN.m

III.2 Ferraillage du panneau :

Le calcul se fera en flexion, le moment maximal s'exerce suivant la petite portée par conséquent les armatures correspondantes constitueront le lit inferieur.

Zone	Sens	**Mu(KN.m)**	μ_b	β	**A(cm²)**	Adoptée(cm²/ml)	Espacement [cm]
En travée	**X-X**	9,63	0,040	0,980	2,17	4HA12=4,52	25
Sur appuis	**X-X**	3,40	0,014	0,933	0,80	4HA10=3,14	25
En travées	**Y-Y**	7,62	0,032	0,984	1,86	5HA10=3,93	20
Sur appuis	**Y - Y**	2,71	0,012	0,994	0,65	4HA10=3,14	25

III.3 Calcul des armatures :

-1)Sens x-x :

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9,63 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.040$$

$\mu = 0.040 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA$

$\mu = 0.040 \Rightarrow \beta = 0.980$

$$A_x^t = \frac{9,63 \times 10^3}{0.980 \times 13 \times 348} = 2,17 cm^2$$

On adopte **4HA12** soit $A_x^t = 4,52 cm^2$, avec $\mathbf{S_t = 25cm}$

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3{,}40 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.014$$

$$\mu = 0.014 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.014 \Rightarrow \beta = 0.993$$

$$A_x^a = \frac{3{,}40 \times 10^3}{0.993 \times 13 \times 348} = 0{,}80 cm^2$$

On adopte **4HA10** soit $A_x^a = 3{,}14 cm^2$, avec **S_t=25cm**

2) sens y-y :

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7{,}68 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.032$$

$$\mu = 0.032 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.032 \Rightarrow \beta = 0.984$$

$$A_y^t = \frac{7{,}68 \times 10^3}{0.984 \times 13 \times 348} = 1{,}72 cm^2$$

On adopte **5 HA10** soit $A_y^t = 3{,}93 cm^2$ avec **S_t=20cm**

- **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_y^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.71 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.012$$

$$\mu = 0.012 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.0102 \Rightarrow \beta = 0.994$$

$$A_y^a = \frac{2.71 \times 10^3}{0.986 \times 13 \times 348} = 0.60 cm^2$$

On adopte **4 HA10**soit $A_y^a = 3.14 cm^2$, avec **S_t=25cm**

La dalle est soumise à des charges concentrées, toutes les armatures de flexion situées dans la région centrale du panneau seront prolongées jusqu'aux appuis, et ancrées au-delà du contour théorique de la dalle

III.4Vérifications à l'état limite ultime :

1. Espacements des armatures :

-La fissuration est non préjudiciable.

-L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

2. Direction principale :

$St \leq \min\{2h, 25\ cm\}$

$St = 25cm < \min\{30\ cm, 25\ cm\}$ ……√

3.Direction secondaire :

St ≤ min {3h, 33 cm}

St = 20 cm < min{45 cm, 33cm} ……..√

4.Diamètre maximal des barres :

φ_{MAX} ≤ h/10 =150/10 =15mm.

φ_{MAX} = 12mm ≤ 15 mm……..√

❖ **Condition de non fragilité** :

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminé à partir d'un pourcentage de référence W_o qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton. Dans notre cas, W_0 = 0,8‰

1) Direction principale :

$W_x = W_0 \times (3- \varphi_x)/2$ = 0.0008× (3-0.83)/2 =0.000868.

$A_{min} = W_x \times b \times h$ = 0.000868×100×15= 1.302cm² < 5.65cm²

$A_{min} < A_x^t$ …….. ……..√

2) Direction secondaire :

$W_x = \frac{Ay}{b \times h} \geq W_0 \times (3- \rho_x)/2$ = 0.0008× (3-0.83)/2 =0.000868.

Ay ≥ 0,8‰ ×100 ×15= 1.2cm²

$A_{min} < A_x^t$…….. ……..√

- **Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times h} \leq 0{,}07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

- **Au milieu de U :**

$T_u = \frac{P}{2(V)} = \frac{121{,}5}{2(1{,}05)}$ = 38,5 KN.

- **Au milieu de V :**

$T_u = \frac{P}{2(U+V)} = \frac{121{,}5}{2(1{,}05+1{,}05)}$ = 29,00 KN.

$$\left.\begin{array}{l} \tau_u = \dfrac{38{,}5 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.30\ MPa \\ 0.07 \times \dfrac{25}{1.5} = 1.16\ MPa \end{array}\right\} \rightarrow \tau_u = 0.30 MPa < 1.16\ MPa \rightarrow \textit{vérifiée}$$

τ_u< 1.16 Mpa…….……..√

• Condition de non poinçonnement :

A l'état limite ultime, la force résistante au poinçonnement **Qu** est déterminée par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable du à la présence d'un ferraillage horizontal :

$$Q_u = 0{,}045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Qu : charge de calcul à l'ELU.

h : épaisseur total de la dalle.

Uc =2×(U+V)=4.2m : le périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

A.N : 0.045× 4.2× 0.15×25×10^3/1.5 = 708.75 KN ≥ 121.5 KN.

La condition est vérifiée → Aucune armature transversale n'est nécessaire.

III.5 Vérification à l'état limite de service :

Les moments précédemment calculés, seront réduits de 15% en travée et de 70% en appuis.

- **En travée :**

M_x^t = 0,85×M_x =0,85×9,72= 8,26 KN.m

M_y^t = 0,85×M_y =0,85×8,35 = 7,09KN.m

- **En appuis :**

M_x^a = 0,3×M_x =0,3×9,72=2,92KN.m

M_y^a = 0,3×M_y =0,3×8,35 = 2,50KN.m

Zone	Sens	**Ms(KN.m)**	μ_b	β	**A(cm²)**
En travée	**X-X**	8,26	0,034	0,983	1,86
Sur appuis	**X-X**	2,92	0,012	0,994	0,64
En travées	**Y-Y**	7,09	0,030	0,985	0,68
Sur appuis	**Y - Y**	2,50	0,010	0,995	0,56

Le ferraillage adopté à l'ELU est suffisant.

a)Vérification de la flèche :

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyée sur quatre côtés, on peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_x}{20Mx} \text{ et } \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$\frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{1,75} = 0,085 \geq \frac{M_x}{20Mx} = \frac{9,63}{20 \times 9,63} = 0,050$ ……..√

$\frac{A_x}{b.d} = \frac{3,40}{100.13} = 0,0026 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005$……..√

Les deux conditions sont vérifiées, on se dispensera du calcul de la flèche.

- **Conclusion :**

La dalle de la salle machine sera ferraillée comme suit :

Sens x-x :

Lit inferieur : **4 HA12/ml** avec un espacement de **25cm.**

Lit supérieur : 4 HA10/ml avec **e =25cm.**

Sens y-y :

Lits inferieur : 5 HA10/ml avec **e=20cm.**

Lit supérieur : 4 HA10/ml avec **e =25cm.**

Calcul de l'acrotère

Notre ouvrage comporte un seul type d'acrotère, qui sera assimilé à une console encastrée dans la poutre du plancher terrasse.

La console est soumise à un effort **G** du a son poids propre, et a un effort latéral **Q** dû à la main courante engendrant un moment de renversement **M** dans la section d'encastrement. (Section dangereuse).

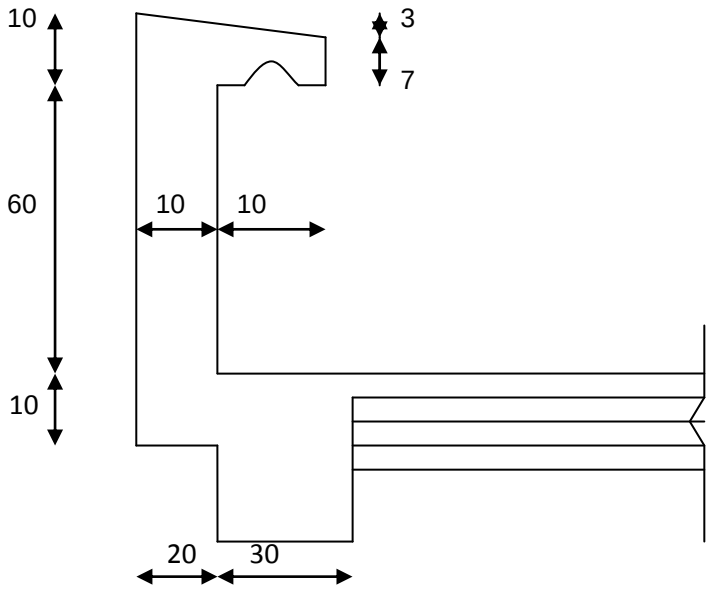


Fig.III.1. Coupe transversale de l'acrotère

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

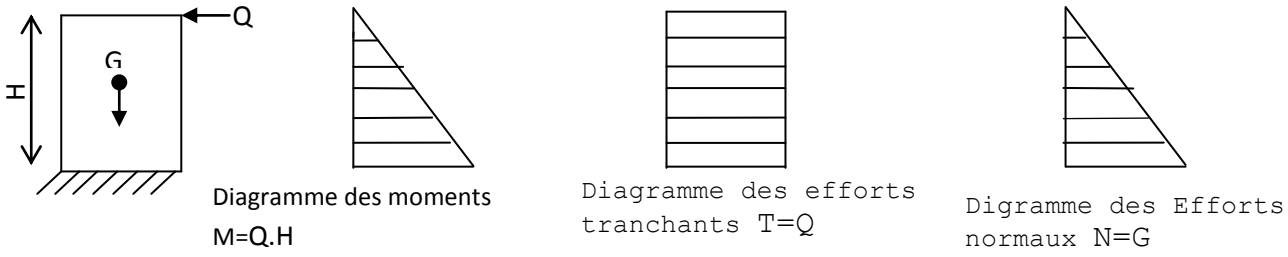
III.1)Détermination des sollicitations :

Calcul du poids propre de l'acrotère :
$G = S \times \rho$

$G = [(0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + ((0.03 \times 0.1)/2)] \times 25$

G = 1.7125 KN/ml

- poids propre de l'acrotère : **G= 1.7125 KN/ml.**
- Surcharge d'exploitation : **Q= 1.00 KN/ml.**
- Effort normal du au poids propre G : **N**= G.1 = **1.7125 KN.**
- Effort tranchant : **T**= Q.1 = **1.00 KN.**
- Moment fléchissant max du a la surcharge Q : **M**= Q.H.1= **0.70 KNm.**



III.1. Diagramme des efforts internes

III.2) Combinaisons de charges :

1) **Etat limite ultime :**

La combinaison de charge à considérer est : **1.35G + 1.5Q**

1.1) Effort normal de compression :

N_u =1.35N = 1.35 x 1.7125 = 2.31 KN

1.2) Effort tranchant :

T_u = 1,5 T = 1,5x 1 = 1,5KN

1.3) Moment fléchissant :

M_u = 1,5M = 1,5x 0,7 = 1.05 KN.m

a) **Etat limite de service :**

La combinaison de charge à considérer est : **G + Q**

- **Effort normal de compression :**

  N_s = N = 1.7125 KN

- **Effort tranchant :**

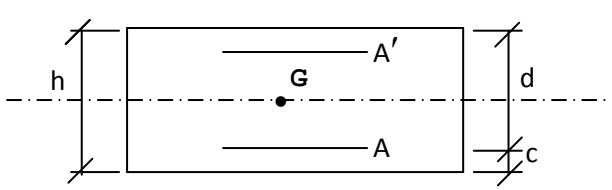
T_s = T = 1KN

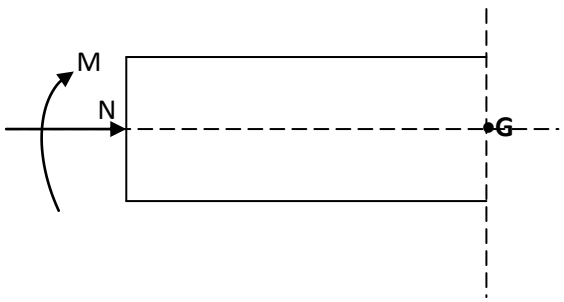
- **Moment fléchissant :**

  M_s = M = 0,7 KN.m

III.3 Ferraillage de l'acrotère :

Le calcul se fera à L'ELU puis vérifié à L'ELS.





C : Centre de poussée

e : Excentricité

M_f : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

Remarque :

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

Le ferraillage revient à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion (Hauteur **H = 10cm** et de largeur **b = 1 m = 100 cm**). Pour se faire, on utilise l'organigramme de calcul, approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif M_f , afin de déterminer les armatures fictives A_f , puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles A.

Avec :

h: Epaisseur de la section.

c: distance entre le centre de gravite des aciers et la fibre extrême du béton.

d = h-c : hauteur utile.

Mf= moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

III.4 Etat limite ultime :

1. **Calcul de l'excentricité :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.05}{2.31} = 0.45 \text{ m}$$

$$h/2 - c = 0.1/2 - 0.02 = 0.03\text{m} \Longrightarrow e_u > h/2 - c$$

h / 2 – c : La distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures tendues.

Le centre de pression se trouve en dehors de zone délimitée par les armatures, nous avons donc une **section partiellement comprimée.**

Le calcul des armatures se fera en deux étapes.

2. **Calcul en flexion simple :**

❖ **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times \left(e_u + \frac{h}{2} - c\right) = 2.31 \times (0{,}45 + 0.05 - 0.02) = 1.108 \text{ KN.m}$$

Mf : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 . f_{bu}} = \frac{1.108x10^3}{100x\mathbf{8^2}x14.2} = 0.012 < 0.392 \quad \Rightarrow \textbf{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0.012 \Longrightarrow \beta = 0.994$$

✓ **Armatures fictive :**

$$\boldsymbol{A_{stf} = \frac{M_f}{\sigma_{st}.d.\beta} = \frac{1.108x10^3}{348x8x0.994} = \underline{0.40\ cm^2}}$$

- **Calcul en flexion composée :**

La section réelle des armatures :

$A_{str} = A_{stf} - \frac{Nu}{\sigma_{st}} = 0.40 - \frac{2.31\,x10^3}{348x10^2} = \underline{\mathbf{0.33\ cm^2}}$

IV. Vérifications à l'ELU:

1) Condition de non fragilité :

$$A_{str} \geq A_{min} = 0.23.\frac{f_{t28}}{f_e}.\left[\frac{e_s - 0.455.(d)}{e_s - 0.185.(d)}\right].b.d$$

❖ **Calcul de l'excentricité es** :

$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.7}{1.7125} = 0.40$ m

$A_{min} = 0.23.\frac{2.1}{400}.\left[\frac{40-0.455(8)}{40-0.185.(8)}\right].100.8 = 0.91\ cm^2$

$A_s < A_{min}$……Condition non vérifier.

Le ferraillage se fera avec la section minimale.

Soit **A_S = 5 HA8 =2.51cm2/ml** Avec un espacement de **St = 20cm.**

- **Armatures de répartition :**

$\mathbf{A_r} = \frac{A_S}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.62$

Soit Ar = 4 HA8 = 1.67cm2 /ml Avec un espacement de **St =25cm.**

- **Contrainte tangentielle** : (**Art.A.5.2,2 / BAEL91) :**

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq 0.07.\frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$\tau_u = \frac{1.5x10^3}{100x80} = 0.187$ MPa.

$0.07.\frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.07x\frac{25}{1.5} = 1.16$MPa

0,0187 Mpa< 1.16 Mpa**……condition vérifier**

Aucune armature d'effort tranchant n'est à prévoir.

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

$\tau_{se}=\frac{T_u}{0,9.d.\sum U_i}$avec $\bar{\tau}_{se}=\Psi_s x f_{t28}$

Aciers haute adhérence⇒ $\Psi_s= 1.5 \longrightarrow \bar{\tau}_{se} = 1.5x2.1= 3.15MPa$

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

$\sum U_i= 5x\pi x\phi = 5x3.14x0.8 \Longrightarrow \sum U_i = 12.56$ cm^2

$\tau_{se}=\frac{1.5x10^3}{0,9x80x12.56x10} \longrightarrow \tau_{se} =0.165$ MPa

$\tau_{se} =0.165MPa<\bar{\tau}_{se} = 3.15\ MPa$……**condition vérifier**

- **Ancrage des barres :(Art A.6.1,22 / BAEL91) :**

$I_s=\frac{\varphi x f_e}{4x\tau_{se}} = \frac{0.8x400}{4x3.15} \longrightarrow I_s =25.39$ cm.

On adoptera **ls= 30cm.**

V) Vérification à l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries, nous considérerons la fissuration comme étant **préjudiciable.**

- **Effort normal de compression :**
  N_s = N = 1.7125 KN

- **Effort tranchant :**
  T_s = T = 1KN

- **Moment fléchissant :**
  M_s = M = 0,7 KN.m

- **Vérification des contraintes dans l'acier : [BAEL91/A.4.5,33]**
  Les aciers sont en FeE400 et de diamètre 8mm $\Longrightarrow n$ =1.6

$\bar{\sigma}_s$=min$\left\{\frac{2}{3}.f_e\ ;\ \max\left\{0,5f_e\ ;\ 110\sqrt{nf_{t28}}\right\}\right\}$ = 201.63MPa.

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

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

$\rho_{1}= \frac{100xA_s}{bxd}= \frac{100x2.51}{100x8} = 0.314$

$\rho_{1}= 0.314 \longrightarrow \beta_1 = 0.912 \longrightarrow \mathcal{K}_1= 41.82$

$\sigma_{st} = \frac{0.70x10^3}{0.912x8x2.51} = 35.50\ MPa$

σ_{st} =35.50MPa <$\bar{\sigma}_{st}$= 201.66MPa**……Condition vérifier**.

- **Vérification des contraintes de compression dans le béton :[BAEL91/A.4.5,2]**

$\bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6f_{t28} = 15MPa$

$\sigma_{bc} = \frac{1}{\mathcal{K}_1} x\ \sigma_{st} = \frac{1}{41.82} x 35.50 = 0.849MPa$

$\sigma_{bc} = 0.849MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$**……Condition vérifier**.

- **Vérification au séisme : [RPA 99 /Art.6.2.3]**

Cette vérification concerne les éléments non structuraux.
L'acrotère est calculé sous l'action horizontale ; suivant la formule :

$$F_p = 4xAxC_pW_p$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas A= 0.15 (zoneIIa et groupe d'usage 2).
- CP : facteur de force horizontal (variant entre 0.3 et 0.8).

L'acrotère est un élément en console ⟹ Cp = 0.8

- Wp : poids de l'élément considéré (WP = 1.7125 KN/ml)

FP = 4 x0.15 x0.8 x1.7125 = 0.822 KN/ml <Q= 1KN/ml

Fp < Q =1KN/ml……Condition vérifier.

Conclusion : L'acrotère sera ferraillé comme suit :

Armatures principales:**5 HA8/ml avec e = 20cm.**
Armatures de répartition: **4 HA8/ml avec e = 20cm.**

Etude de la poutre de chaînage

III. Introduction

La poutre de chainage est considérée comme une poutre continue avec une inertie constante et qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures.

III.1 Pré-dimensionnement :

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

- **Hauteur de la poutre :**

  L/15 ≤ ht ≤ L/10 ;

- **Largeur de la poutre** :

0,4ht ≤ b ≤ 0,7ht ;

- **Section adoptée** :

Poutres chainages Pch ⟹ (25x30) cm2

(Voire détail chapitre II)

III.2 Evaluation des charges et surcharges :

1. **Les charges permanentes :**
   - Poids propre de la poutre : 0,25 x0.3 x25 =1.875 kn/ml
   - Poids du mur (double cloison) : (3,06 -0.3) 2.94 =8.114kn/ml
   - Poids du plancher : $5{,}45x\frac{0.65}{2}$=1.771 kn/ml

G_t= 11.76 kn/ml.

2. La surcharge d'exploitation :

Q=1.5 $x\frac{0.65}{2}$= 0.487 kn/ml

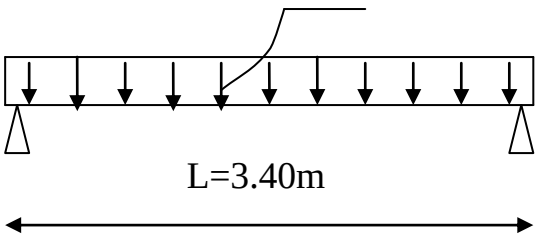
2.1) Combinaisons des charges :

- **ELU**: q u =1,35G+ 1,5q= 1.35x11.76+1.5x0.487 =16.60kn/ml.
- **ELS:** q s =G+ Q= 11.76+0.487 =12.24kn/ml.

III.3 Etude de la poutre à l'ELU

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyé sur deux appuis.

Q_u=16.60kn/ml



L=3.40m

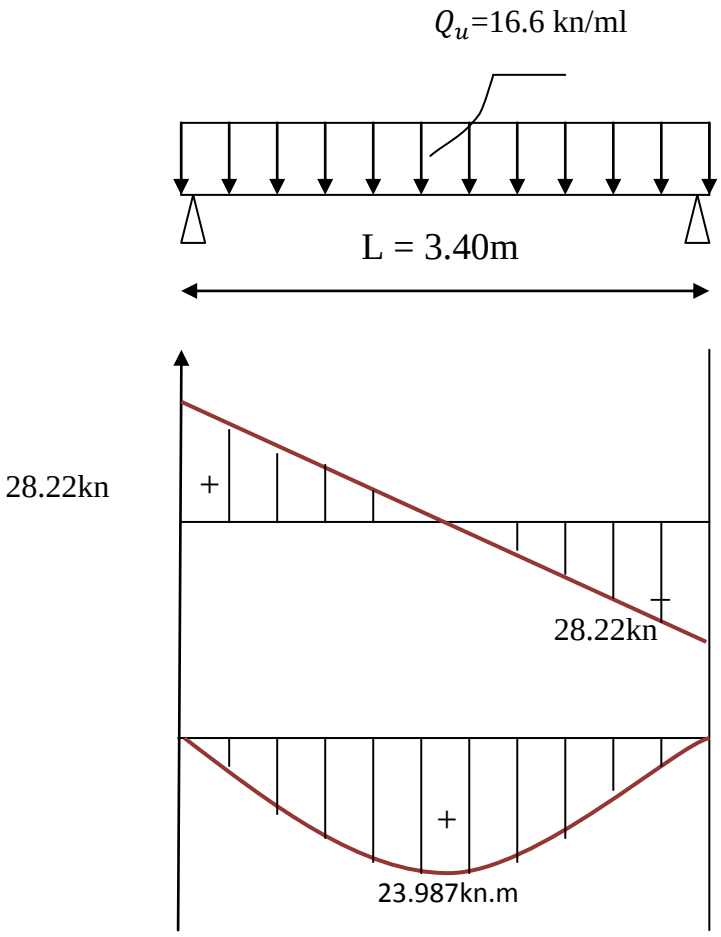
III.4 Calcul des efforts :

1) **Les moments :**

$M_t = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{16.60x3.40^2}{8} = 23.98$kn.m

2) **Les réactions d'appuis :**

$R_A = R_B = \frac{q_u \ l}{2} = \frac{16.60x3.40}{2} = 28.22$ kn



FigIII .1: Diagramme des Efforts interne

Remarque :

Afin de tenir compte des semis encastrements aux appuis, on affectera les moments par des coefficients correctifs de valeur égale à :

0,85 M_{max} en travées
0,30 M_{max} aux appuis

On obtient les valeurs des moments ci-dessous :

3) **A l'E.L.U :**

$M_t = 0.85Mmax = 0.85x23.98 = 20.38\ kn.m$

$M_a = 0.30Mmax = 0.30x23.98 = 7.194kn.m$

1.Efforts tranchants :

A l'E.L.U: $\mathbf{T_A} = \frac{q_u\ l}{2} = 28.22kn$

$\mathbf{T_B} = -\mathbf{T_A} = -28.22k$

2.Calcul des armatures :

Soit un enrobage c = 2cm $\Rightarrow$ $d = 28cm$.

- **En travée**

$\mu = \frac{M_t}{bd^2.f_{bc}} = \frac{20.38x10^{-3}}{0.25x0.28^2x14.2} = 0.070 < 0.392$

$\mu \leq \mu_l = 0{,}392 \Longrightarrow$ la section est simplement armée.

Choix des armatures : on prendra **3HA12 = 3,39 cm²**

- **aux appuis**

$\mu = \frac{M_a}{bd^2.f_{bc}} = \frac{\mathbf{7.194x10^{-3}}}{\mathbf{0.25x0.28^2x14.2}} = \mathbf{0.025 < 0.392}$

Choix des armatures : on prendra **3HA10 = 2,36 cm²**

III.5 Vérification à ELU

- **Condition de non fragilité**

$A_{min} = 0.23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23.25.28.\frac{2{,}1}{400} = 0.84cm^2$

$\left.\begin{array}{l} A_t = 3.39\ cm2 \\ Aa = 2{,}36\ cm2 \end{array}\right\} \Longrightarrow > A_{min}$ …….……**Condition vérifier.**

- **Vérification au cisaillement**

$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$ avec $T_u = 28.22\ kn$

$\tau_u = \frac{28.22}{0.25x0.28} = 403.14\ kn/m^2 = 403.14\ 10^3 MPa$

$\bar{\tau}_u = min\left\{\frac{0.2\ f_{c28}}{\gamma_b}\ ;5\ MPa\right\} = \{3.3\ ;5\ MPa\} = 3.3MPa$

$\left.\begin{array}{l} \bar{\tau}_u = 3.3\ MPa \\ \tau_u = 0.403\ MPa \end{array}\right\} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u$ …… **Condition vérifier**

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**
  - **Dans le béton : (BAEL91 modifié 99/Art A.5.1, 313)**

T_u = 28.22 $kn \leq$ 0,4b 0,9 b $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$= 420 kn…… **Condition vérifier**

  - **Sur les aciers : (BAEL 91 modifié 99/Art A.5.1, 321)**

$A_a = 2.36\ cm^2 \geq \frac{1.15}{f_e}(T_u + \frac{M_u}{0.9\,d}) = \frac{1.15}{400}(28.22 + \frac{-7.194}{0.9x0.28}) = -0.00094\cdots$ **Condition vérifiée**

On constate que l'effort tranchant n'a pas d'influence sur les armatures.

- **Vérification à l'entraînement des barres (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1, 3)**

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0{,}9.d.\sum U_i} \quad \textbf{avec} \quad \bar{\tau}_{se} = \Psi_s x f_{t28}$$

Aciers haute adhérence⇒ Ψ_s= 1.5 ⟶ $\bar{\tau}_{se}$ = 1.5x2.1= 3.15MPa

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

$\sum U_i$= 3x$\pi x\phi$ = 3x3.14x10 ⟹ $\sum U_i = 94.20\ cm^2$

$\tau_{se} = \frac{28.22x10^3}{0{,}9x280x94.20} \longrightarrow \tau_{se} = 1.188\ MPa$

$\begin{cases} \tau_{se} = 1.188\ MPa \\ \bar{\tau}se = 3.15MPa \end{cases} \Longrightarrow \quad \tau_{se} < \bar{\tau}se \quad \Longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement**
  - **a. Calcul des ancrages des barres : (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1, 21) :**

τ_{su}= 0.6 Ψ^2 f_{t28}⟶0.6x1.5^{2}x2.1=2.835MPa

$I_s = \frac{\phi x f_e}{4x\tau_{se}} = \frac{400}{4x3.15}\phi \longrightarrow I_s = 31.74\varphi$cm.

Pour ϕ =1,00 cm ⟹Ls = 31.74x1.00=31.85 cm.
Pourϕ=1,2 cm ⟹Ls = 31.74x1.2=38.08 cm.

Nous adaptons pour des raisons pratiques un crochet normal qui sera calcule comme suit :

En travée : L r = 0,4x L s =0,4 x31.74 = 12.70cm.
En appui : L r = 0 ,4x L s=0,4 x 38.08 =15.23cm.

b. **Calcul des armatures transversales.**

Diamètre : $\phi_t \leq min\left\{\frac{h_t}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right\} \Leftrightarrow \phi_t \leq min\ (\frac{30}{35} = 0.857 ; \frac{25}{10} = 2.5 ; 1.2)$

En prend comme diamètre**:** ϕ_t **= 8 mm.**

On adoptera comme armatures transversales un cadre et un étrier, donc :

$A_t = 4\phi 8 = 2.01\ cm^2$

- **Ecartement des armatures transversales.**

$\mathbf{S}_t \leq$ min (0.9d; 40 cm)

$\Longrightarrow \mathbf{S}_t \leq$ min(0.9 x 28 ; 40cm) =min(25.2 ; 40)= 20 cm

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$\frac{A_t f_e}{bS_t} > 0.4\ MPa \Longrightarrow \frac{2.01x400}{25x20} = 1.608\ MPa$……**condition vérifier**

- **Vérification selon le R.P.A (2003) :**

D'après le R.P.A 2003, l'espacement est donné selon deux zones :

- **En zone nodale :**

e$\leq$ min $\left\{\frac{h}{4}; 12\phi; 30\right\}$

e = min ($\frac{30}{4}$ = 7.5 ; 12(1.2) ; 30)= 12.30$\Leftrightarrow$soit $\mathbf{S_t = 7\ cm}$

- **En zone courante :**

$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15\ cm \Leftrightarrow$ soit $\mathbf{S_t = 15\ cm.}$

III.6 Vérification à l'ELS :

1) calcul à l'ELS :

q_s= G + Q = 12.24 kn/ml.

- **Calcul des efforts :**

a. Les moments :

$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{12.24x3.40^2}{8}$ = 17.68kn.m

b. Les réactions d'appuis :

$R_A = R_B = \frac{q_s \ l}{2} = \frac{12.24x3.40}{2}$ = 20.80 kn

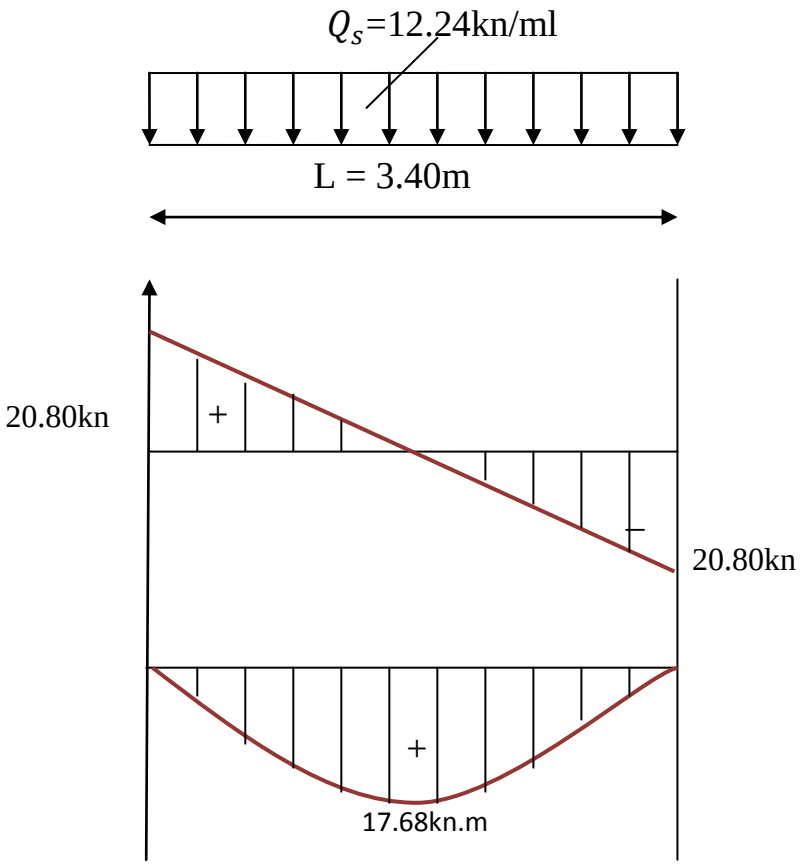


Figure .2: **Diagramme des moments et des efforts tranchants**

En tenant compte de semi encastrement :

Ma =-0,3x17.68= -5.304 *Kn.m* .
M t =0,85x17.68= 15.02 *Kn.m.*

- **Vérification de la résistance du béton à la compression** :

  On doit vérifier que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

  $\bar{\sigma}_{bc}$= 0.6 f_{c28} = 0.6x25= 15MPa

$\mathcal{K}_1 = \frac{\sigma s}{\sigma_{bc}}$; $\longrightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma s}{\mathcal{K}_1} = \frac{M_s}{\beta.d.A_{st}}$(Une poutre soumise a la flexion simple).

β_1 ; k_1: Sont tires du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction deρ, qui égale a :$\rho = \frac{A_{st}.100}{b_0 x d}$

- **Sur appuis**

$$\rho = \frac{A_{st}.100}{b_0 x d} = \frac{100x2.36}{25x28} = 0.337 \Longrightarrow \begin{cases} \beta 1 = 0.909 \\ \text{k1} = 39.95 \end{cases}$$

$$\sigma s = \frac{M_s}{\beta.d.A_{st}} = \frac{5.304 \text{ x } 10^6}{0{,}908 \text{ x } 280 \text{ x } 2{,}36.10^2} = 88.39\ MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma s}{\mathcal{K}_1} = \frac{88.39}{39.95} = 2.21\ MPa$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 2.21\ MPa \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15\ MPa \end{cases} \Longrightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \text{……..} \textbf{ Condition vérifier}$$

- **En travée**

$$\rho = \frac{A_{st}.100}{b_0 x d} = \frac{100x3.39}{25x28} = 0.49 \Longrightarrow \begin{cases} \beta 1 = 0.893 \\ \text{k1} = 31.73 \end{cases}$$

$$\sigma s = \frac{M_s}{\beta.d.A_{st}} = \frac{15.02 \text{ x } 10^6}{0{,}893 \text{ x } 280 \text{ x } 3.39.10^2} = 177.19 MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma s}{\mathcal{K}_1} = \frac{177.19}{31.73} = 5.58 MPa$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 5.58\ MPa \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15\ MPa \end{cases} \Longrightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \text{……..} \textbf{ Condition vérifier}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissurations**

La fissuration est préjudiciable :

$\sigma_{st} \leq = \min\left\{\frac{2}{3}.f_e ; \max\left\{0{,}5f_e ; 110\sqrt{nf_{t28}}\right\}\right\} = 201.63$MPa.

On à $\sigma_{st} = 177.19\ MPa < \overline{\sigma}_{st} = 201.63\ MPa$…….. **Condition vérifiée.**

III.7.vérification de la flèche :

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0.d} < \frac{4.2}{f_e} \; ; \; \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$$

- $\frac{h}{l} = \frac{30}{340} = 0.08$
- $\frac{1}{16} = 0.0625$

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$ **……...……condition vérifiée.**

- $\frac{A_t}{b_0.d} = \frac{3.39}{25x28} = 0.005$
- $\frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$

$\frac{A_t}{b_0.d} < \frac{4.2}{f_e}$ **……condition vérifiée**

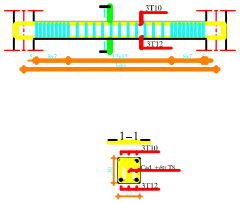
- $\frac{h}{l} = \frac{30}{340} = 0.088$
- $\frac{M_t}{10.M_0} = \frac{15.02}{10x17.68} = 0.084$

$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$ **……condition vérifiée.**

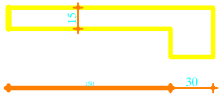
Conclusion :

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

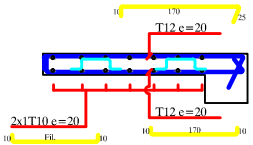
ferraillage poutre de chainage



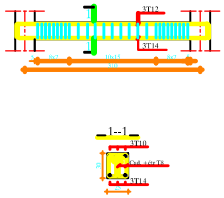
coffrage de balcon

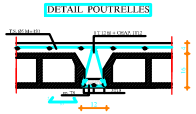


ferraillage de balcon

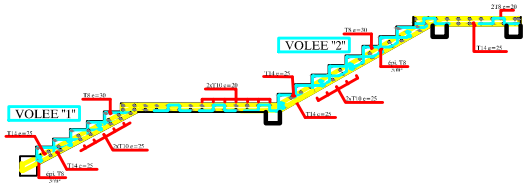


ferraillage poutre paliere

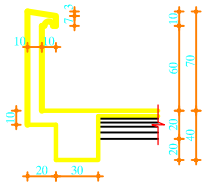


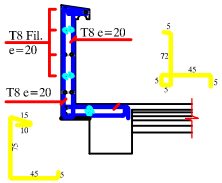


ferraillage d'escalier



coffrage et ferraillage de l'acrotère





IV .Introduction:

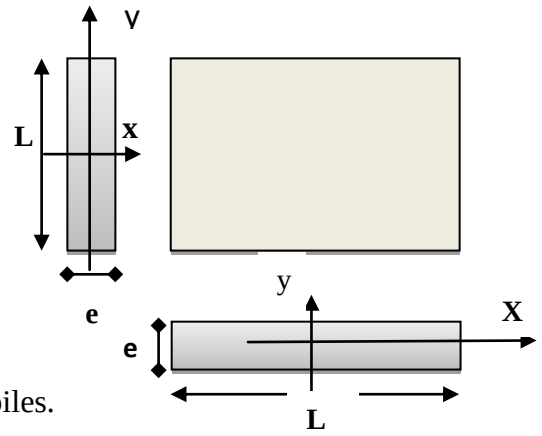
Dans ce chapitre, nous étudierons le système structurel d'éléments assurant la rigidité et la stabilité vis-à-vis des efforts horizontaux.
L'étude du contreventement est une étape importante et décisive dans l'étude de tout Bâtiment, elle mérite le plus grand soin. Elle consiste a parer la structure contre les deux Types de sollicitations horizontales ; vent et séisme. Un contreventement peut être assure par

- Des voiles ou murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage.
- Du système (poteaux – poutres) formant portiques étages.
- Des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou gaines présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.
- Une combinaison des deux systèmes suscites, formant un contreventement mixte ou portiques et refends rigidement lies travaillant conjointement pour faire face aux séismes.

IV.1 Caractéristiques géométriques des voiles :

- **Inertie des voiles :**
- ***Voiles longitudinaux* :**

$I_y = \frac{eL^3}{12}$



$I_x = \frac{L\,e^3}{12} << Iy \Longrightarrow$ On néglige l'inertie des voiles.

Longitudinaux par rapport à l'axe (x-x)

- ***Voiles transversaux :***

$I_x = \frac{eL^3}{12}$

$I_y = \frac{eL^3}{12} << I_X \Longrightarrow$ On néglige l'inertie des voiles transversaux par rapport à l'axe (y-y).

IV.2 Calcul de l'inertie des voiles :

- ***Sens Transversal :***

Niveau	voile	L(m)	e (m)	I (m^4)	Somme(m^4)
RDC-10	VL1	1.20	0 ,25	0,036	**0.212**
	VL2	1.20	0 ,25	0,0.36	
	VL3	1.50	0 ,25	0,070	
	VL4	1.50	0 ,25	0,070	

Tableau IV.1 : Inertie des voiles transversaux.

- ***Sens Longitudinal :***

Niveau	voile	L(m)	e (m)	I (m^4)	Somme(m^4)
RDC-10	VL1	1,20	0 ,25	0,036	**1.036**
	VL2	1,20	0 ,25	0,036	
	VL3	2,85	0 ,25	0,482	
	VL4	2,85	0 ,25	0,482	

Tableau IV.2 : Inertie des voiles longitudinaux.

IV.3 Inertie fictive des portiques par la méthode des approximations successives :

Dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes ≪ CALCUL PRATIQUE DES OSSATURES DE BATIMENT EN BETON ARME ≫ qui consiste à attribuer une inertie Fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces horizontales égale à **1tonne**, par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien détermine de l'ouvrage sous l'effet du même système de forces horizontales

En fixant l'inertie du refond a **1[m4],** il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une ≪ inertie fictive ≫ puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refonds et pour les portiques.

IV.5 Calcul des flèches du refonds :

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie I= 1[m4], soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du ≪ moment des aires ≫. Le diagramme des moments fléchissant engendres par la série de forces horizontales égales a 1tonne est une succession de trapèzes superposes et délimites par les niveaux, comme le montre la figure (IV.2), au-dessous est donnée par :

$$f_i = \frac{\sum s_i \ d_i}{EI}$$

Avec :
Si : surface du trapèze.
di : distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

$$S_i = \frac{(b_i + b_{i+1}).h}{2}$$

La distance du centre de gravité d'un trapèze a sa plus petite base : $d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1}).h}{3(b_i + b_{i+1})}$

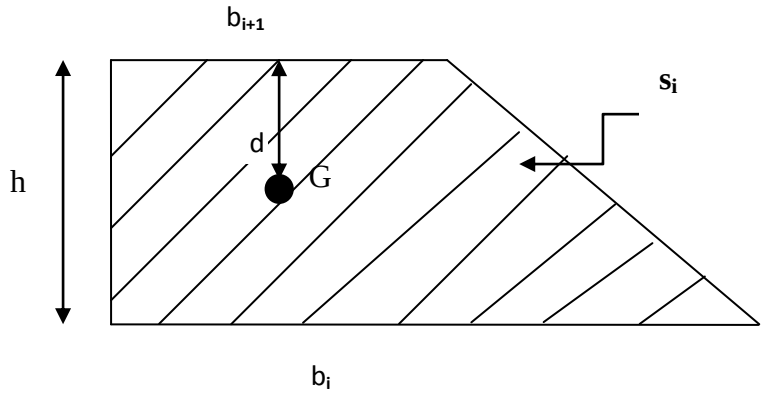


Fig. IV.1.La section de trapèze.

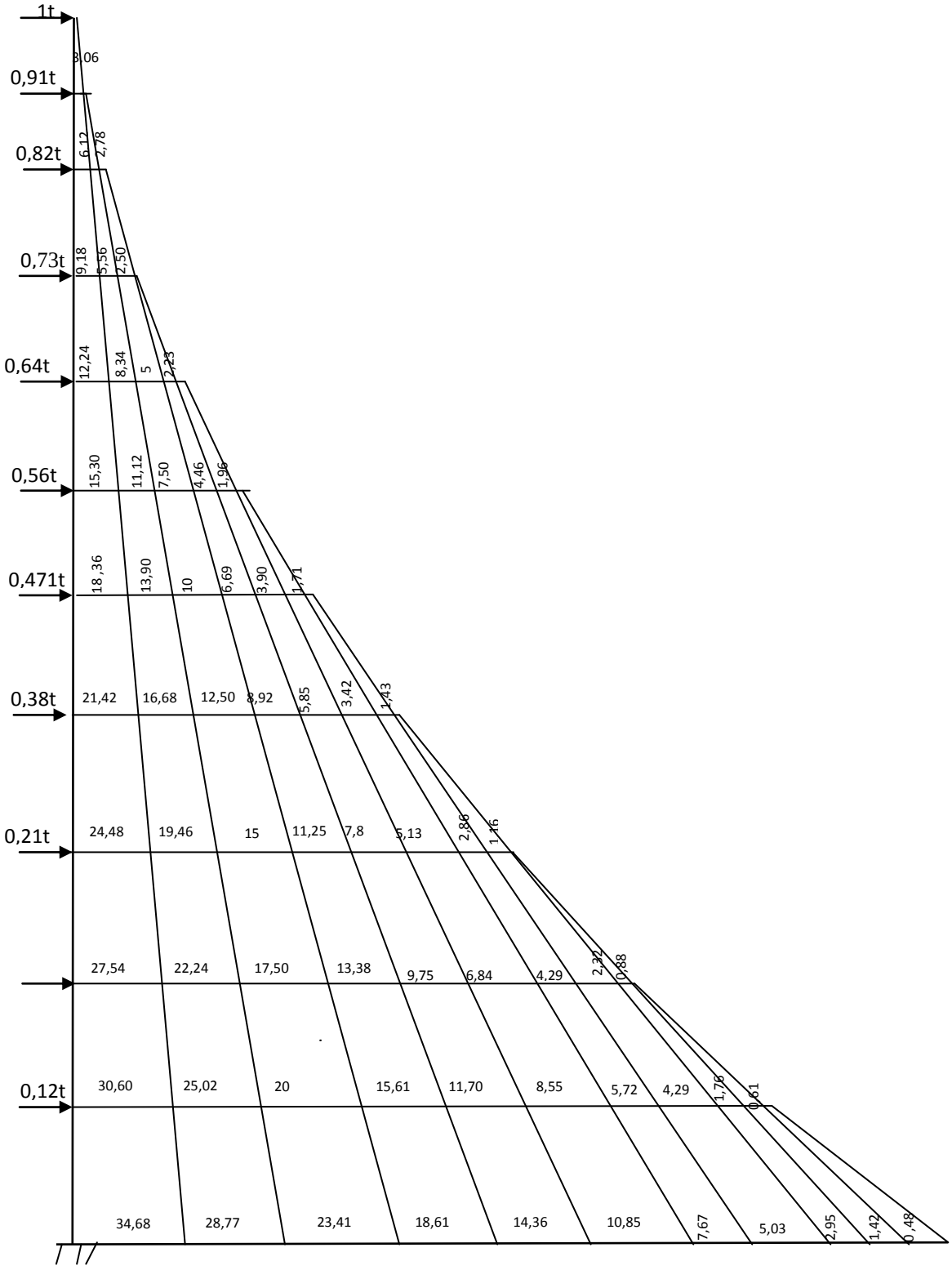


Fig. IV.2. Diagramme des moments des aires.

Le tableau suivant donne les aires ((Si)) et la position du centre de gravite ((di)) :

Niveau	h(m)	b_i(m)	b_{i+1}(m)	S_i(m)	di (m)	$\sum s_i \times d_i$=EI.f_i
10	3,06	149,23	0,00	2587.64	23,05	59645.10
9	3,06	149,23	3,06	2407.70	20,86	50224.62
8	3,06	149,23	8,9	2258.09	18,50	41774.66
7	3,06	149,23	17,24	2122.49	16,11	34193.31
6	3,06	149,23	27,81	1986.38	13,78	27371.38
5	3,06	149,23	40,38	1837.32	11,54	21202.67
4	3,06	149,23	54,56	1662.92	9,42	15665.70
3	3,06	149,23	70,22	1454.95	7,72	10595.43
2	3,06	149 ,23	87,04	1204.71	5,54	6674.03
1	3,06	149,23	104,7	906.53	3,77	3417.61
RDC	4,08	149,23	122,18	553,67	2,10	1162.70

Tableau IV.3 : Valeurs de la flèche pour chaque niveau.

$F_{RDC}= \frac{1}{EI}(s_i .d_i) = \frac{1162.70}{EI}$

$F_1= \frac{1}{EI}\sum_{i=1}^{i=2} s_i\, d_i= \frac{3417.61}{EI}$

$F_2= \frac{1}{EI}\sum_{i=1}^{i=3} s_i\, d_i= \frac{6674.03}{EI}$

$F_3= \frac{1}{EI}\sum_{i=1}^{i=4} s_i\, d_i= \frac{10595.43}{EI}$

$F_4= \frac{1}{EI}\sum_{i=1}^{i=5} s_i\, d_i= \frac{15664.70}{EI}$

$F_5 = \frac{1}{EI}\sum_{i=1}^{i=6} s_i\, d_i= \frac{21202.67}{EI}$

$F_6= \frac{1}{EI}\sum_{i=1}^{i=7} s_i\, d_i= \frac{27371.38}{EI}$

$F_7= \frac{1}{EI}\sum_{i=1}^{i=8} s_i\, d_i= \frac{34193.31}{EI}$

$F_8 = \frac{1}{EI}\sum_{i=1}^{i=9} s_i\, d_i= \frac{41774.66}{EI}$

$F_9= \frac{1}{EI}\sum_{i=1}^{i=10} s_i\, d_i= \frac{50224.62}{EI}$

$F_{10}= \frac{1}{EI}\sum_{i=1}^{i=11} s_i\, d_i= \frac{59645.}{EI}$

1) Déplacement des portiques :

Le déplacement de chaque niveau :$\Delta_n = \Psi_n \times h$

Avec :$E\Psi_n = \frac{M_n}{12\sum K_{Pn}} + \frac{E_{\theta n} + E_{\theta n-1}}{2}$

Le déplacement du portique au niveau « i » : $\Delta i = \Sigma \Delta n$

2) Rotation d'étage :

-La rotation d'un poteau encastré à la base au 1er niveau :$E_{\theta 1} = \frac{M_1 + M_2}{24\sum K_{t1} + 2\sum K_{p1}}$

-La rotation de chaque poteau encastré au 1er niveau :$E_{\theta 1} = \frac{M_1 + M_2}{24\sum K_{t1}}$

-La rotation d'un poteau des étages courants :$E_{\theta n} = \frac{M_n + M_{n+1}}{24\sum K_{tn}}$

Avec : $Mn = Tn \times h$

K_{tn}: raideur des poutres $\Longrightarrow K_{tn} = \frac{I_{tn}}{L}$

K_{pn} : raideur des poteaux $\Longrightarrow \quad K_{pn} = \frac{I_{pn}}{h}$

Avec :
h : hauteur d'étage.
L : portée libre de la poutre.

3)Inertie fictive :

$$I_{en} = \frac{f_n}{D_n}$$

Avec : $Dn = \sum \Delta n$
I_{en} : Inertie fictive du portique au niveau i.
Fn : flèche du refend au même niveau i.
Dn : déplacement du niveau i (somme des déplacements des portiques du niveau i).
Δn : déplacement du portique au niveau i
ΣK_{tn} : Somme des raideurs des poutres du niveau n.
ΣK_{pn} : Somme des raideurs des poteaux du niveau n.
E : module de Young.

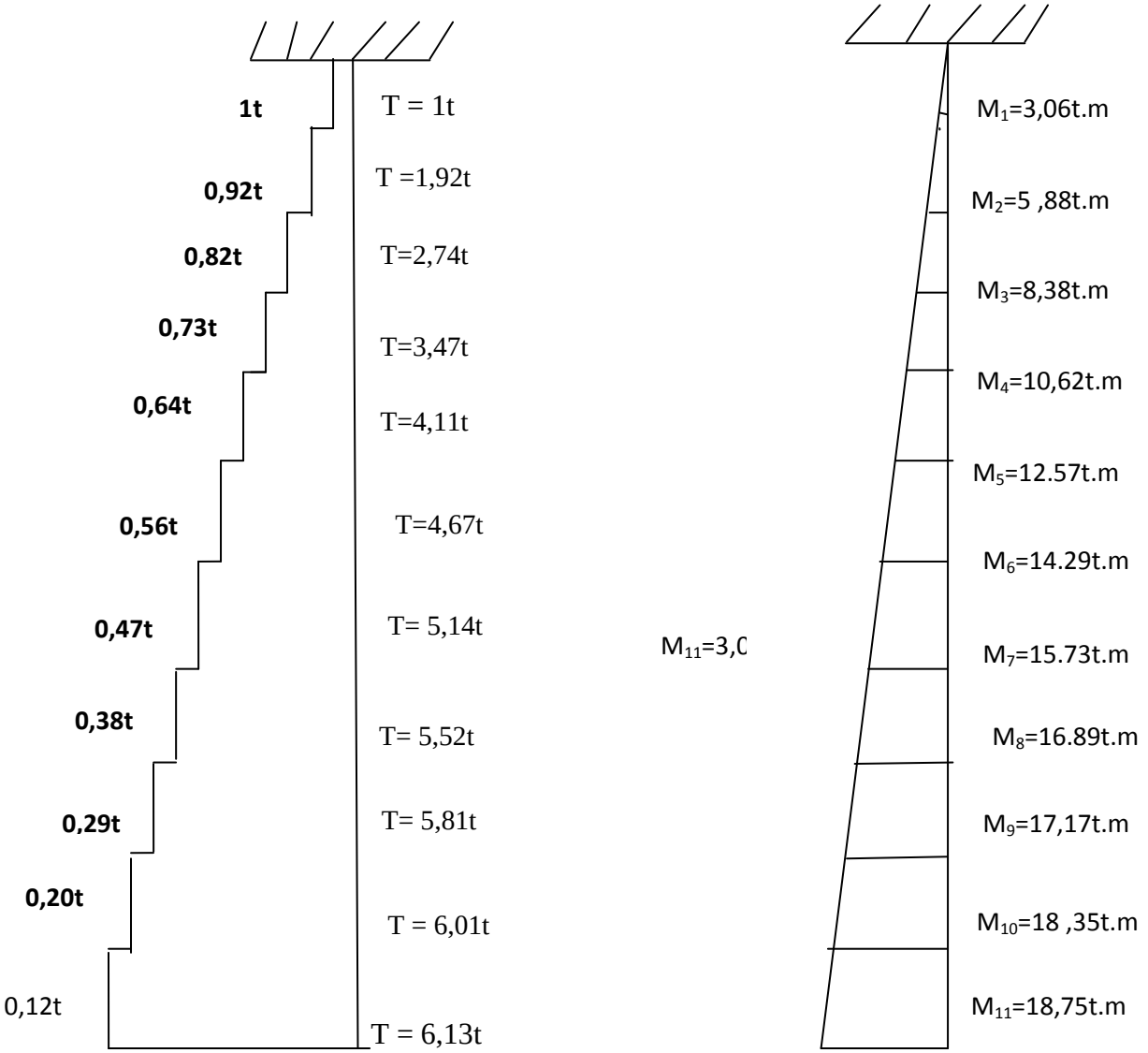


Fig. IV.3.Les valeurs des efforts tranchants et des moments fléchissant par niveaux

- **Remarque:**
  Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux Sont résumées dans les tableaux qui suivent :

➢ **Sens longitudinal :**

Niveau	$\sum K_{tn}$	$\sum K_{pn}$	M_n	M_{n+1}	$E\theta_n$	$E\Psi_n$	$\Delta_i(m)$	$\sum \Delta_i$	$f_i(m)$	$I_{ei}(m^4)$
10	0,0023	0,013	3,06	0,00	55,43	128,30	392,60	14780,54	59645.10	4.03
9	0,0023	0,013	5,88	3,06	161,95	247,83	758,35	14391.85	50224.62	3.48
8	0,0023	0,013	8,38	5,88	258,33	354,98	1086,23	13633,5	41744.66	3.06
7	0,0023	0,023	10,62	8,38	344,20	420,63	1287,12	12547,27	34193.31	2.72
6	0,0023	0,023	12,57	10,62	420,10	498,88	1526,57	11260,15	27371.38	2.43
5	0,0023	0,023	14,29	12,57	486,59	566,99	1734,98	9733,58	21202.67	2.17
4	0,0023	0,037	15,73	14,29	543,84	602,82	1844,62	7998,6	15664.70	1.95
3	0,0023	0,037	16,89	15,73	590,94	642,02	1964,58	6153,98	10595.43	1.72
2	0,0023	0,037	17,17	16,89	617,03	669,28	2047,99	4189,4	6674.03	1.58
1	0,0023	0,042	18,39	17,17	644,20	483,05	1478,13	2141,41	3417.61	1.59
RDC	0,0028	0,041	18,75	18,39	248,93	162,57	663.28	663,28	1162.70	1.75

➢ **Sens transversal :**

Niveau	$\sum K_{tn}$	$\sum K_{pn}$	M_n	M_{n+1}	$E\theta_n$	$E\Psi_n$	$\Delta_i(m)$	$\sum \Delta_i$	$f_i(m)$	$I_{ei}(m^4)$
10	0,0017	0,013	3,06	0,00	75	166,67	510,01	19337,44	59645.10	3.08
9	0,0017	0,013	5,88	3,06	219,12	322	985,32	18827,43	50224.62	2.66
8	0,0017	0,013	8,38	5,88	349,51	461,31	1411,60	17842,11	41744.66	2.33
7	0,0017	0,023	10,62	8,38	465,68	555,51	1699,86	16430,51	34193.31	2.08
6	0,0017	0,023	12,57	10,62	568,38	658,89	2016,20	14730,65	27371.38	1.85
5	0,0017	0,023	14,29	12,57	658,33	748,83	2291,41	12714,45	21202.67	1.66
4	0,0017	0,037	15,73	14,29	735,78	819,42	2507,42	10423,04	15664.70	1.50
3	0,0017	0,037	16,89	15,73	799,51	855,19	2616,88	7915,62	10595.43	1.33
2	0,0017	0,037	17,17	16,89.	834,80	891,85	2729,06	5298,74	6674.03	1.25
1	0,0017	0,042	18,39	17,17	871,56	608.50	1862,01	2569,68	3417.61	1.32
RDC	0,0023	0,041	18,75	18,39	270,69	173.45	707,67	707,67	1162.70	1.64

IV.6 Inerties moyennes des portiques :

Tableau IV-6) Inertie moyennes sens longitudinal :

Niveau	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Iey (m^4)	4.03	3.48	3,06	2,72	2,43	2,17	1,95	1,72	1,58	1,59	1,75
Imoy	**2,40**										

Tableau IV-7) Inertie moyennes sens transversal :

Niveau	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Iey (m^4)	3,08	2.66	2.33	2.08	1,85	1,66	1,50	1.33	1.25	1.32	1.64
Imoy	**1 ,88**										

VI-6-1) Comparaison des inerties des voiles et des portiques :

Tableau IV-8) pourcentage des inerties sens longitudinal

	Imoy par niveau (m^4)	% de participation
Portique	2.40	69.84 %
Voile	1.036	30.15%
Somme	**3,436**	**100**%

Tableau IV-9) pourcentage des inerties sens transversal :

	Imoy par niveau (m^4)	% de participation
Portique	1,88	88.86 %
Voile	0.212	11.14%
Somme	**2.092**	**100** %

❖ **Conclusion :**

En examinant les résultats obtenus par cette étude au contreventement, nous avons Constaté que les portiques et les voiles travaillent conjointement aussi bien dans le sens Longitudinal que transversal

- Du fait que l'inertie des portiques dépasse les **25 % (**tel que prévu par le RPA) de L'inertie totale de la structure, cela nous ramène à dire que nous avons **un Contreventement mixte avec interaction voile-portique** dans les deux sens principaux.
- D'où le coefficient de comportement **R = 5 (tableau 4.3. RPA 99 révisé 2003).**

❖ **Rappel :**

Pour concevoir une structure contreventée par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles, le RPA recommande ce qui suit :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus **20 %** des sollicitations dues aux charges verticales ;
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux ;
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins **25 %** de l'effort tranchant d'étage.

Modélisation de la structure :

I)-Présentation du logiciel ETABS :

-L'**ETABS** est un logiciel de calcul et de conception des structures, il permet la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche comportement de ces structures, le logiciel offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures, il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système ,les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration..Etc..

-Le logiciel est basé sur la méthode des éléments finis (MEF), il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse et comprenne le processus de la phase de résolution, cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la MEF et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calculs.

-La MEF est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux, elle considère la structure comme un assemblage direct d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites des éléments.

-Pour chaque type d'éléments une fonction polynomiale détermine la relation entre la déformation et la force nodale, elle peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie potentielle minimale, cette relation est connu sous le nom de la matrice rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnu les déformations au niveau 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.

I.1 . Etapes de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

1- Introduction de la géométrie du modèle (trames, hauteur d'étage).
2- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
3- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...).
4- Définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E).
5- Affectation des charges revenant aux éléments.
6- Introduction des combinaisons d'actions.
7- Définition des nœuds maitres et inertie d'étages.
8- Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
9- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
10- Exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

I.2 Introduction de la géométrie du modèle :

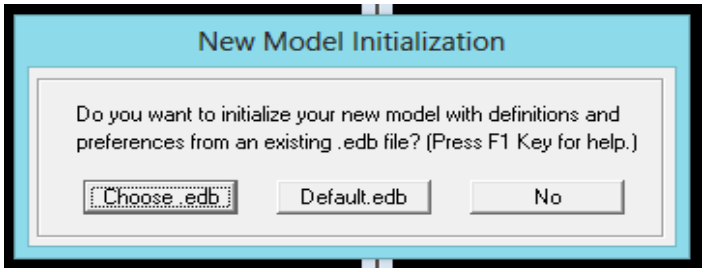
Etape 1 : La première étape consiste à spécifier **<u>la géométrie de la structure</u>**

a) Choix des unités:

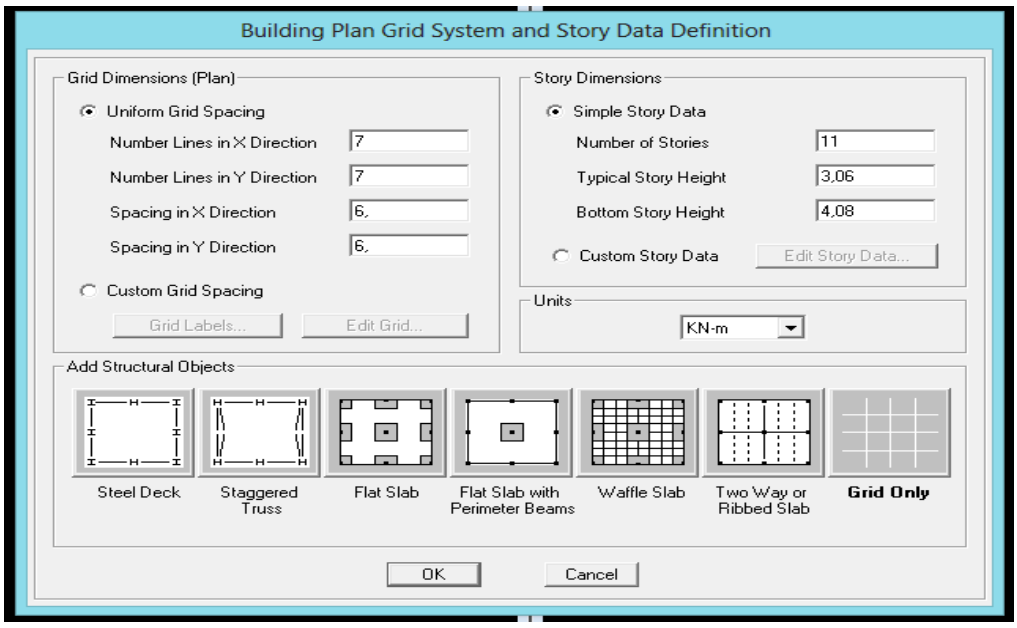
Au bas de l'écran, on sélectionne **KN** et **m** comme unités de base pour les forces et déplacements.

b) Géométrie de base :

En haut de l'écran dans **File** on sélectionne **New model,** On clique sur **NO**.



Puis sur **Grid Only** afin de modéliser notre structure à partir de lignes de grilles.



Dans la boite de dialogue qui apparaît on aura à spécifier le nombre de lignes de Grilles**(number of gridspaces).**

- **Direction x :** 7
- **Direction y :** 7
- **Direction z**: 10.

Remarque :

Sachant que les distances entre lignes de grilles sont Différentes, elles seront modifiées ultérieurement, il n'est donc pas nécessaire de modifier les valeurs données par défaut dans la partie **(GridS pacing).**

-Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentants la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : **X-Y, X-Z, Y-Z.**

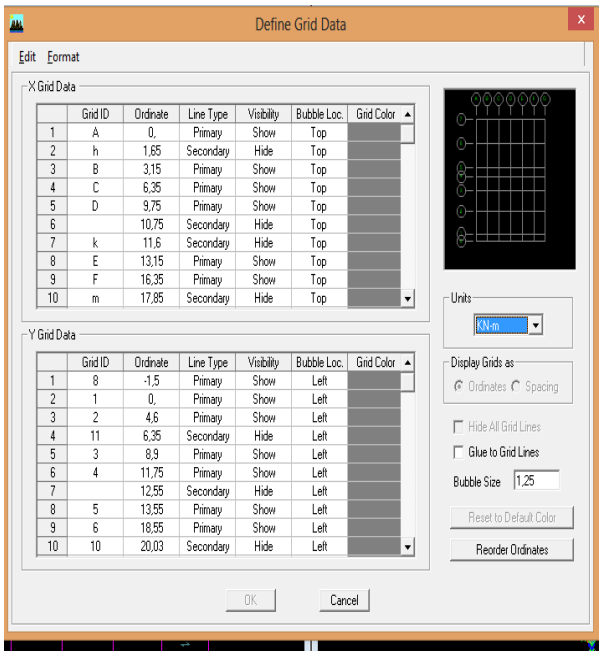
c) Modification de la géométrie de base :

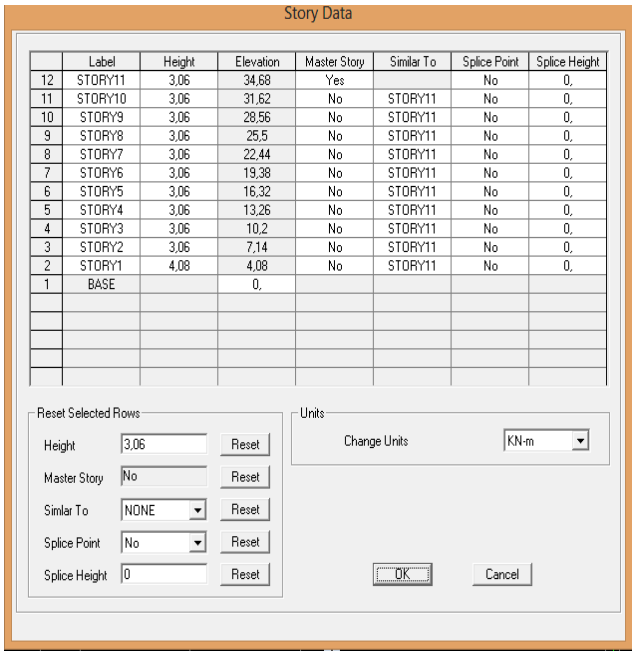
Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

-On clique sur le bouton droit de la souris **Edit Grid Data Modify/Show system.**

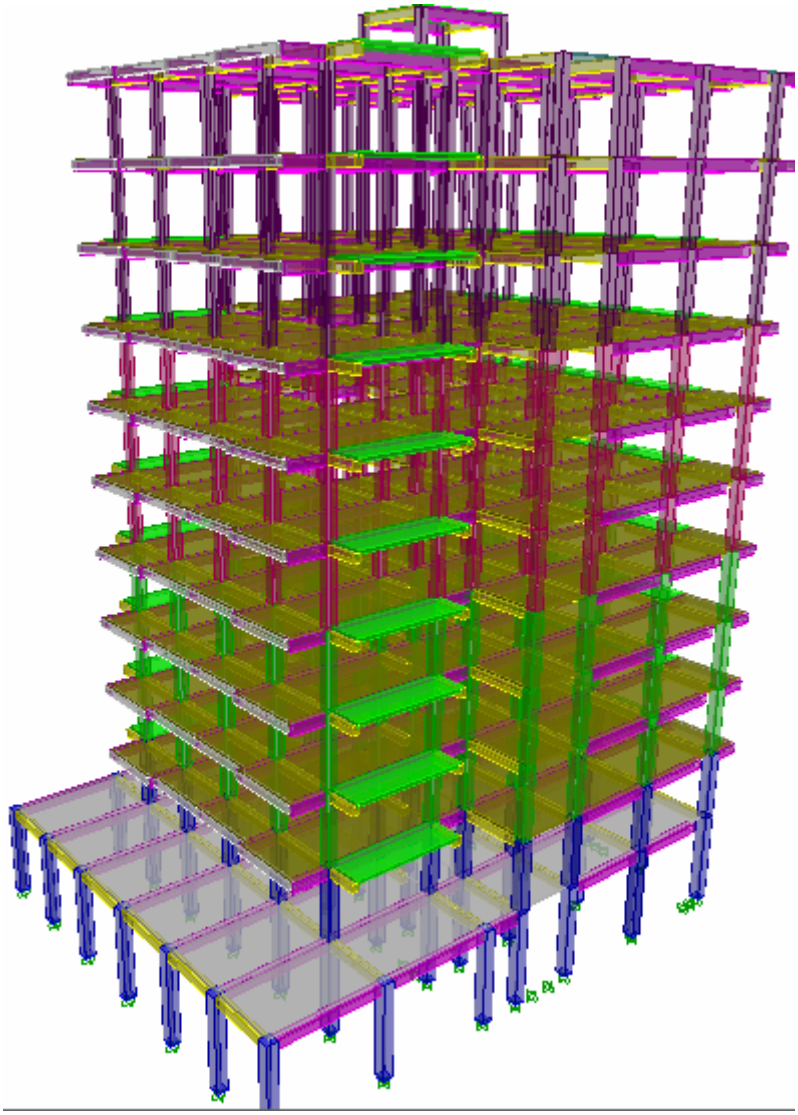
-On introduit les distances cumulées puis on clique sur **Add Gride Line:**

Suivant x : 0 ; 4,60 ; 8,9 ; 11,75 ; 13,55 ; 18,55 ;21.4 .
Suivant y : 0 ; 3.15 ; 6,35 ; 9,75 ; 13.75 ; 16.35 ;19,50 .
Suivant z : 0 ; 4,08 ; 7,14 ; 10.2 ; 13.26 ; 16.32 ;19.38 ; 22.44 ; 25.50 ; 28.56 ;31.62
34,68 ;

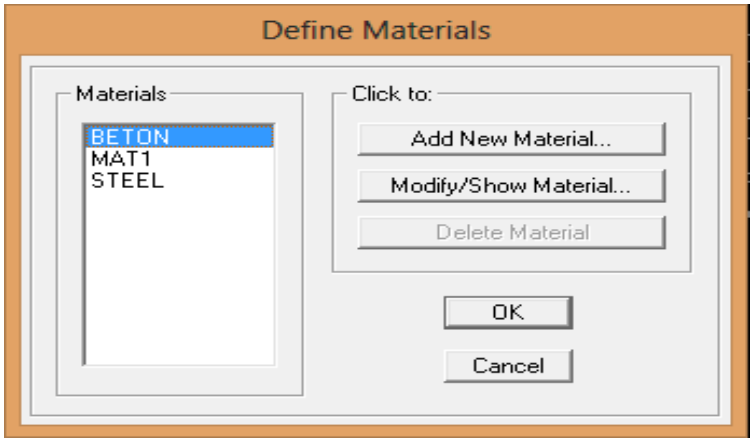




Maintenant que les lignes de grilles correspondent parfaitement à notre structure nous allons procéder au dessin de la structure.
- Draw Quick⟹**Draw ⟹Frame/Cable.**
-On se positionne sur la vue en 3D⟹ On trace un rectangle qui **enveloppera** toute les lignes de grille, on obtiendra ainsi la vue suivante :



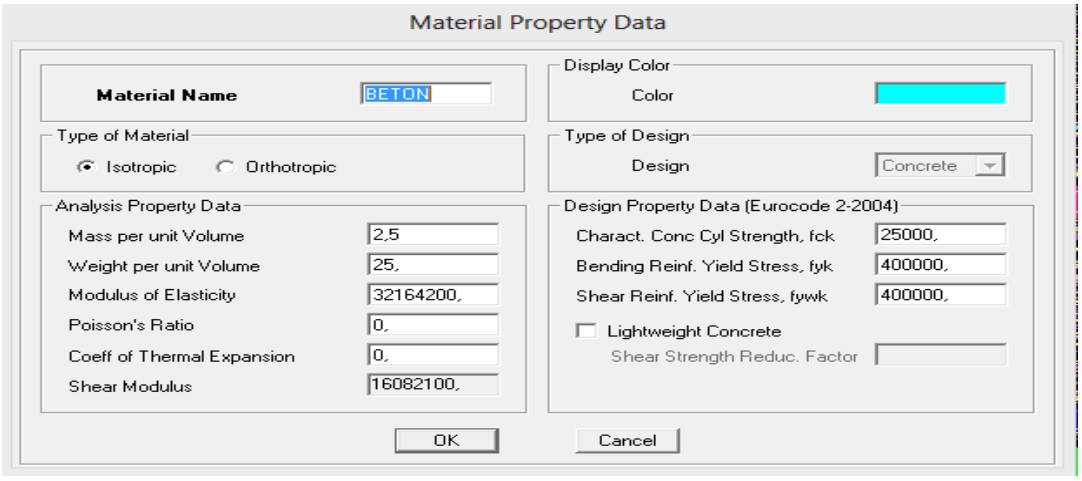
Etape 2: La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.
-On clique sur ⟹ **DefineMaterials,** on sélectionne **Concrete (béton**) puis on clique Sur **Modify/Show System.**



-Dans la boite de dialogue qui apparaît on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux en entrant les valeurs suivantes :

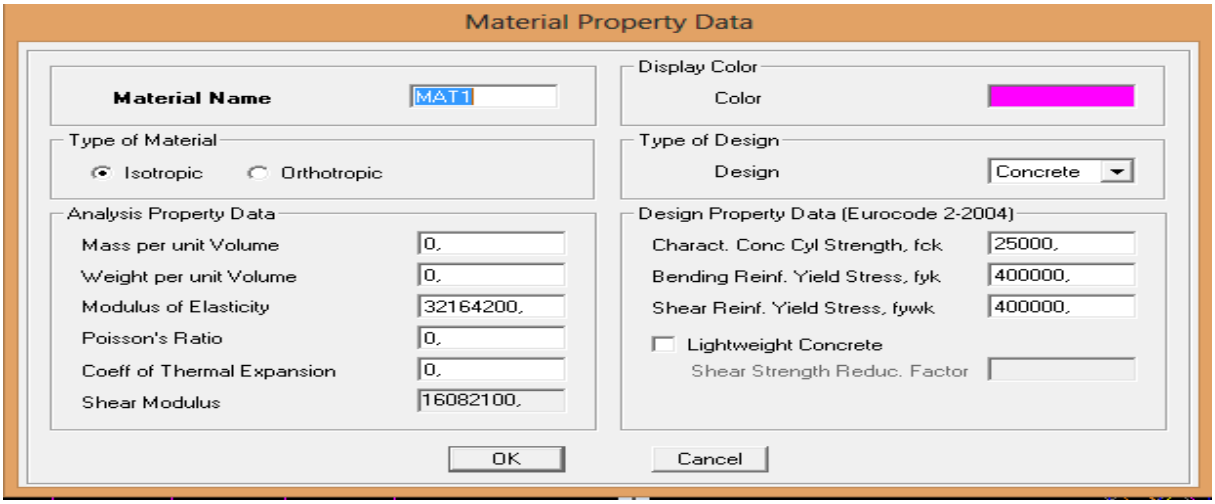
- **Le béton :**

-Masse per unit volume (masse volumique béton): **2.5KN/m^3**
-Weight per unit volume (Poids volumique béton): **25 KN/m^3**
-Modulus of Elasticity (Module de Young):**32164200 KN/m^2.**
-Specified concrete compstrenght (contrainte max du béton à la compression):**25000KN/m^2.**
-Bending Reinf, Yield Stress (contrainte max des aciers longitudinaux) :**400000 KN/m^2.**
-Shear Reinf, Tield Stress (contrainte max des aciers transversaux) : **400000 KN/m^2.**



- **Le matériau neutre :**

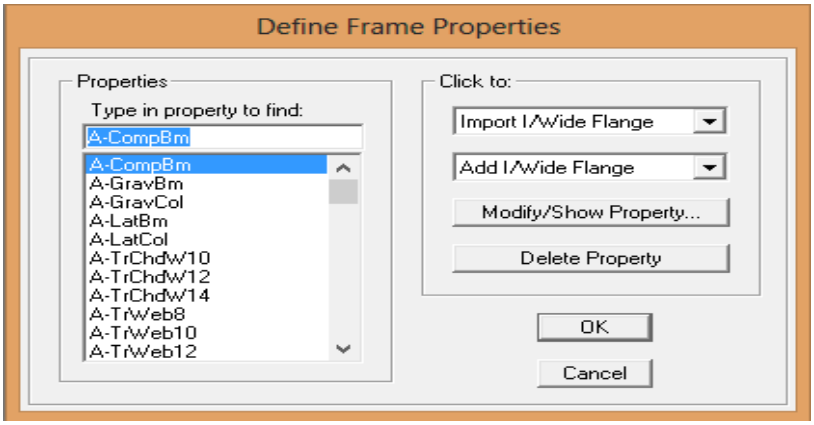
-Masse per unit volume (masse volumique béton): **0 KN/m^3**
-Weight per unit volume (Poids volumique béton): **0 KN/m^3**
-Modulus of Elasticity (Module de Young):**32164200 KN/m^2**
-Specified concrete compstrenght (contrainte max du béton à la compression):**25000KN/m2**
-Bending Reinf, Yield Stress (contrainte max des aciers longitudinaux): **400000 KN/m^2.**
-Shear Reinf, Tield Stress (contrainte max des aciers transversaux) :**400000 KN/m^2.**



Etape 3 : La troisième étape consiste à l'affection des **propriétés géométriques** des éléments (poutre, poteaux, dalle, voile...)

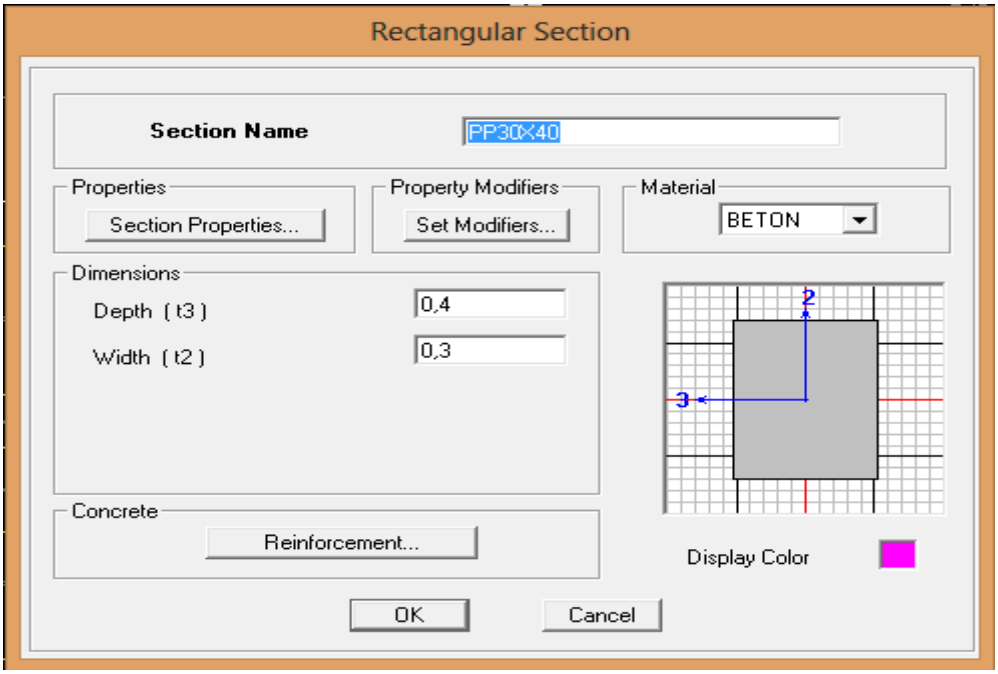
Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales(**PP1)** et ceci de la manière suivante :

- On sélectionne les poutres principales, Dans le menu déroulant on clique sur **Define ⟹ Frame/Cable Section**.
- Dans la boite de dialogue qui apparaît-on sélectionne :
  Add Rectangular⟹Add new property
  .



- Après avoir cliqué sur **OK**, une nouvelle boite de dialogue s'affichera, on y entrera les caractéristiques des poutres principales **(PP30X40)** comme montré ci-dessous :

- **Section Name** (nom de la section) : **PP30X40**.
- **Material** (matériau défini) : **Concrete** (béton).
- **Depth** (hauteur de la poutre) : **0.40m.**
- **Width** (largeur de la poutre) : **0.30m**.



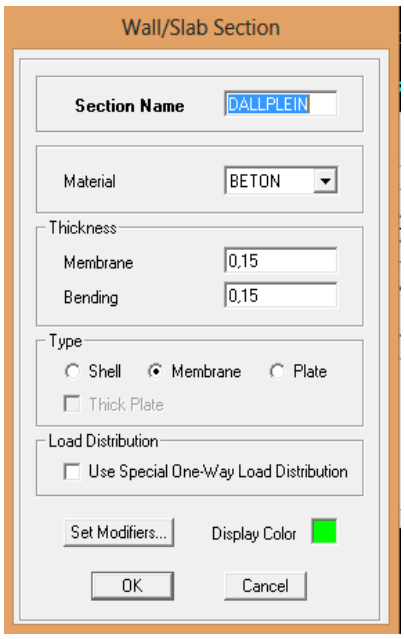
- Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments barres

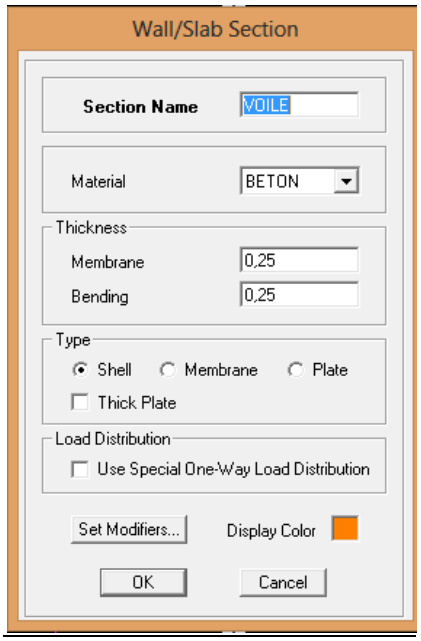
❖ Maintenant qu'on a fini de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (dalle et voile), on commence d'abord par définir leurs caractéristiques géométriques.

Define⇒Area Sections ⇒Add New Section

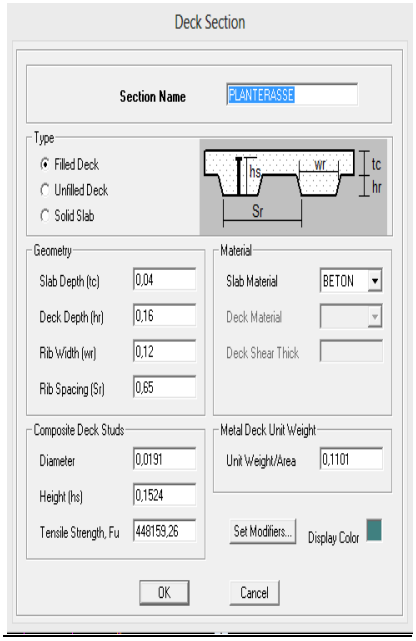
-Dans la boite de dialogue qui apparaît, on défini leurs propriétés

-Dalle pleine - Voile de contreventement :





- planche étage :



- Nous procéderont de la même manière pour les autres les autres éléments similaires.
- Pour modéliser les voiles on doit se positionner sur une **vue en élévation** pour le **model 1** et en plan pour le **model 2**, on clique sur :

a) **Draw Draw Rectangular Area** pour le **model 1**.
b) **Draw Draw walls (plan)** pour le **model 2**.

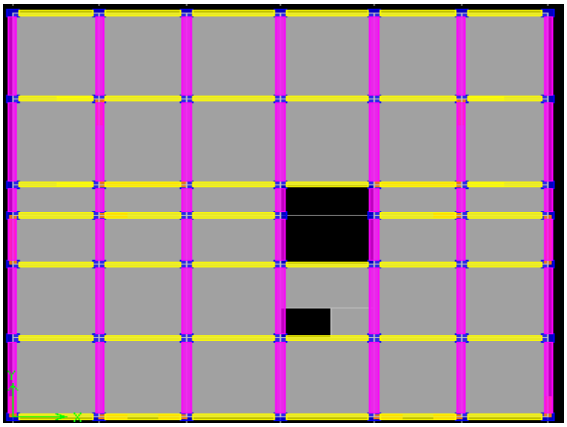
N.B : les talons des voiles sont modélisés comme suit :

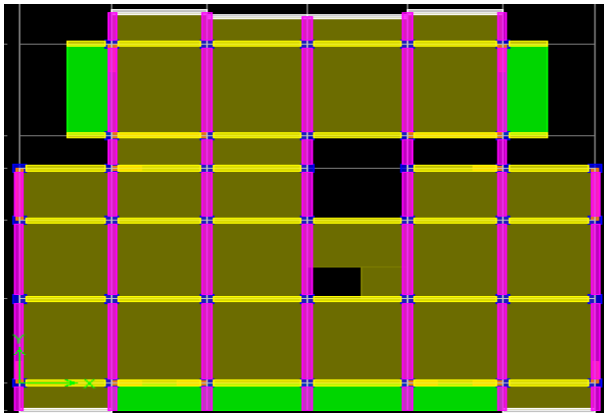
- *Le model 1 : comme étant un poteau (élément linéaire)*
- *Le model 2 : en utilisant la même commande* **(DRAW Walls plan)**

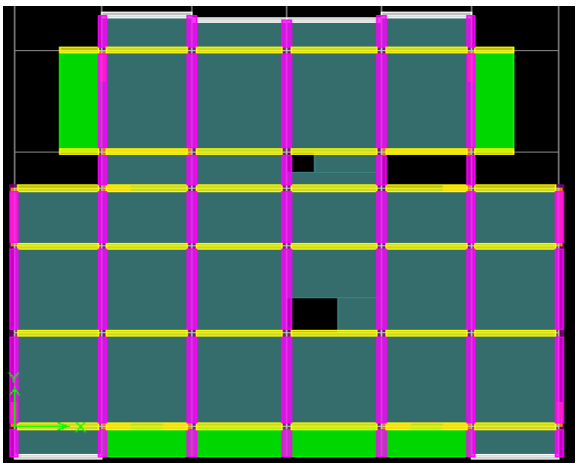
-Pour les dalles de forme rectangulaire on se positionne sur **la vue en plan** et nousallons utiliser la même méthode que celle utilisée dans le model 1 pour la modélisation des voiles, quand aux dalles de forme trapézoïdale leur modélisation sefera en cliquant sur :
Draw Draw Area (plan, elv, 3D) puis on trace la dalle en cliquant sur les **4 points aux extrémités de la dalle.**

❖ Après affectation des sections aux différents éléments (poutres, poteaux, dalles, voiles) on obtiendra les vues suivantes :

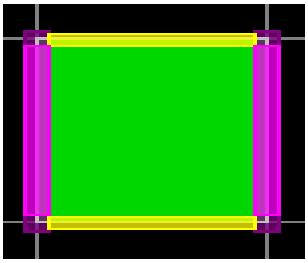
-Niveau -4, 08 m:-Niveau 4,08m jusqu'au 31,62m :





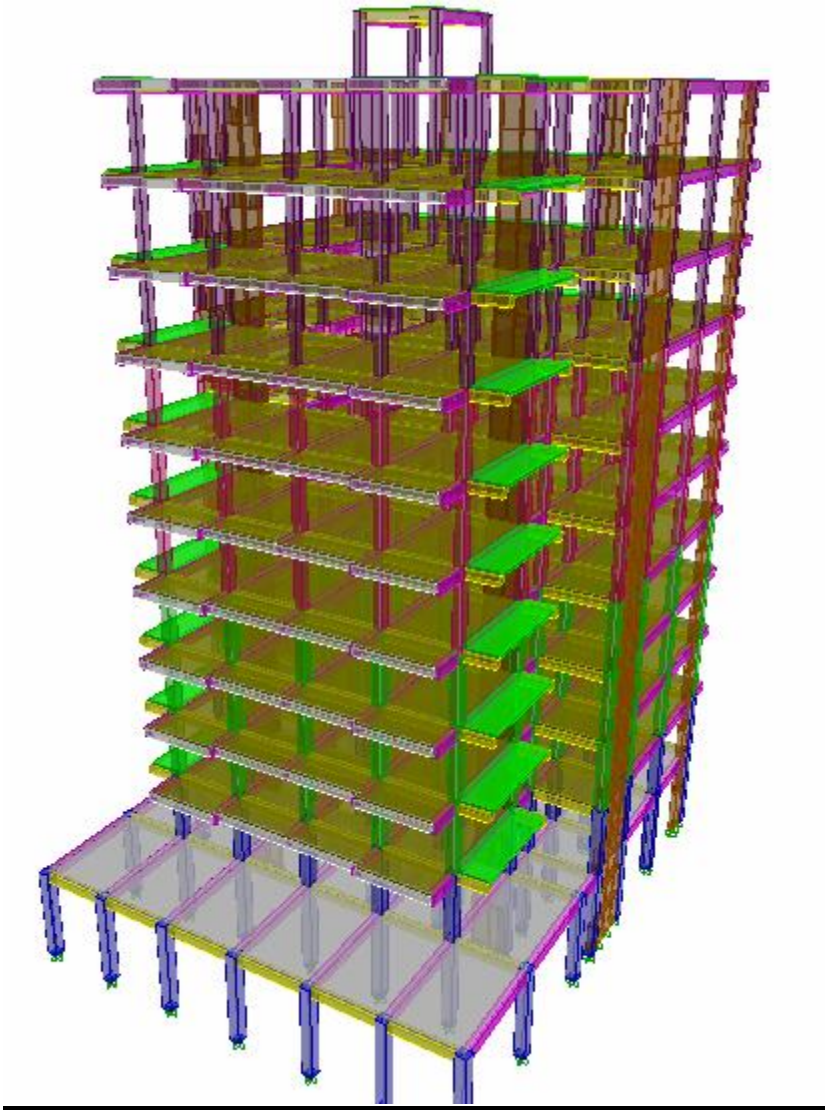


Niveau 31,62m jusqu'au 34,68m :



Niveau 34,68m jusqu'au 37,18m

Vue en 3D :



Etape 4 : Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

❖ **Charges statiques (G et Q):**

La structure est soumise a des **charges** permanentes **(G)**, et a des **surcharges** d'exploitation **Q**, pour les définir on clique sur : **Define ⟹Load Cases.**

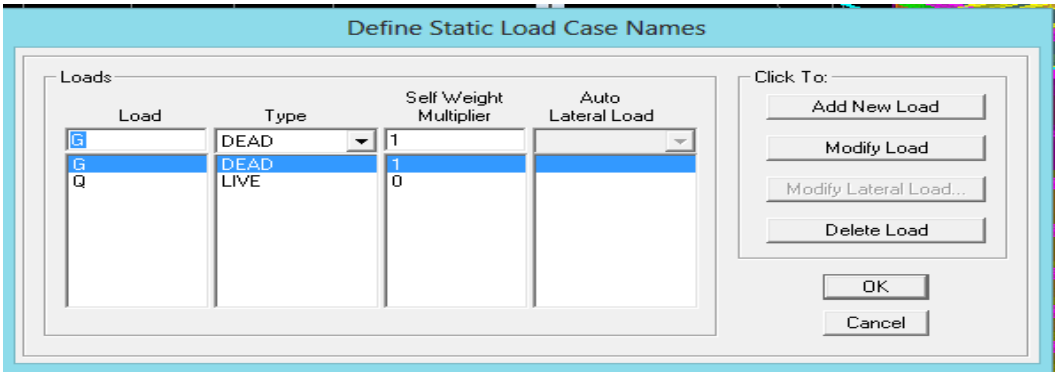
❖ **Charges permanentes :**

Load Name (Nom de la charge): **G**
Type : **DEAD** (permanente)
Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **1**

Remarque
En introduisant la valeur **1** dans la case **(Self Weight Multiplier),** le logiciel tiendra compte du poids propre des éléments en le rajoutant **automatiquement** aux charges permanentes **G.**

❖ **Surcharges d'exploitation :**

Load Name (Nom de la charge): **Q.**
Type : LIVE (exploitation)
Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **0.**



❖ **Charge dynamique (E):**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le **CGS.** Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations **(Sa/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** : **voiles porteurs**
  - **Remplissage** : **Dense** (Cloisons en maçonnerie)
  - **Site** : **S3** (Voir rapport de sol **Chapitre 1**)
  - **Facteur de qualité (Q):** Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La régularité en plan et en élévation
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :$\mathbf{Q = 1+\sum p_q}$.

$\mathbf{P_q}$: Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

❖ **Régularité en plan et en élévation :Art 4.3.3 RPA 2003 :**

Il n'y a pas lieu de tenir compte que les irrégularités en plan et en élévation ont déjà été prises en charge par le modèle⟹ q_x=0 ,=q_y =0,05 .

❖ **Redondance en plan et conditions minimales sur les fils de contreventement :**

Ces deux critères ne sont pas observés respectivement dans le sens xx et le sens yy $q_x = 0{,}05 = q_y = 0$.

- **Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier :**

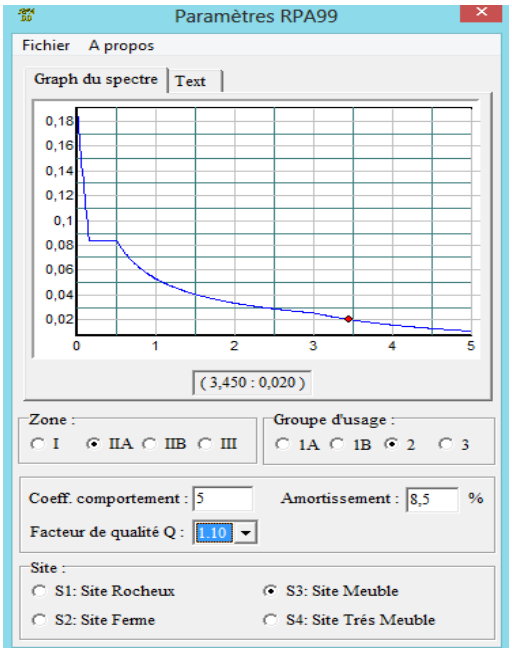
Ces deux critères sont **obligatoirement** respectés depuis le **séisme de 2003**

❖ **Conclusion** :

Le facteur de qualité est égal à **1.10** dans les deux directions Orthogonales

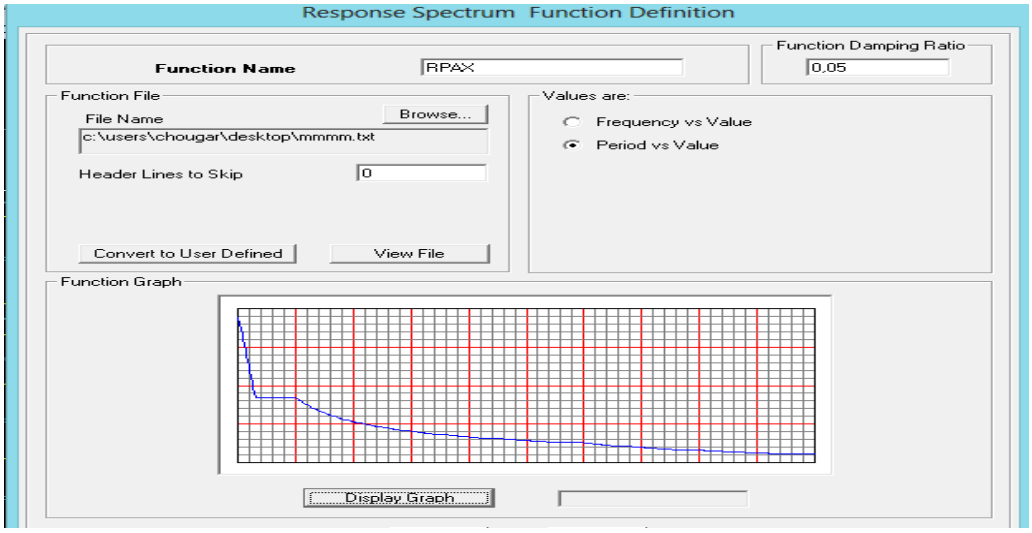
-On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône 

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text .**



➢ Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

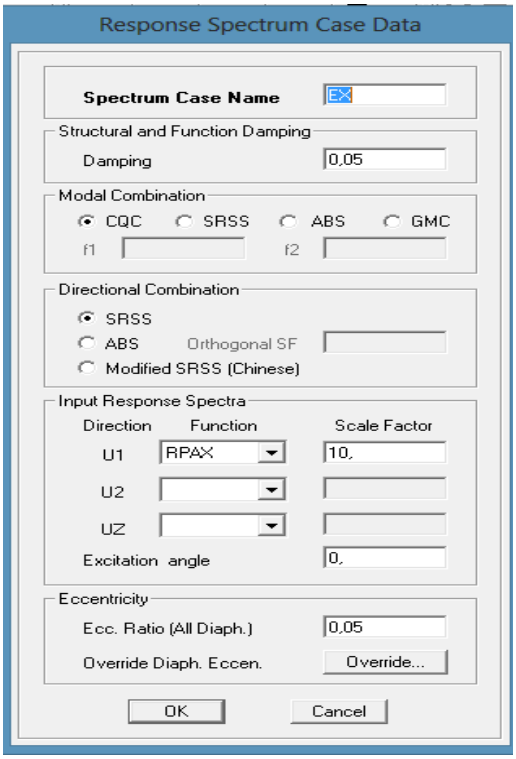
Define Response⟹ Spectrum function ⟹Spectrum from file

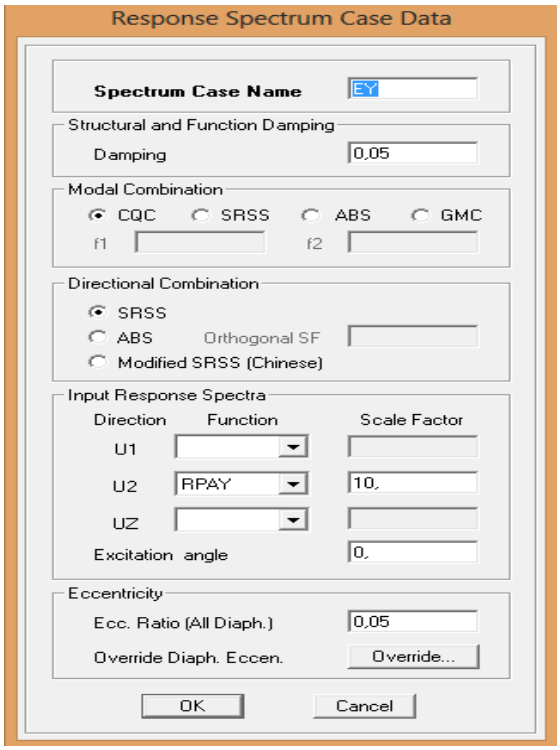


Function Name (nom du spectre): **RPA .**
on clique sur **OK** pour valider.

- Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **E** (séisme) dans les deux directions orthogonales, pour cela on clique sur :

Define⇒Analysis Cases ⇒Add New Case.





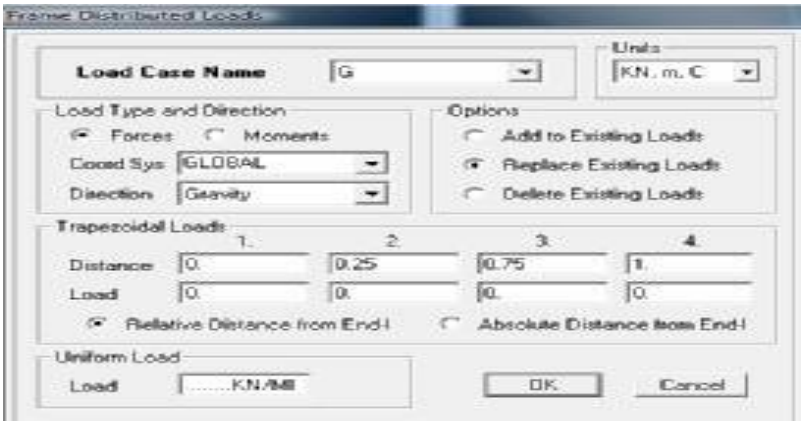
Analysis Case Name : **E**
Analysis Case Type : Response Spectrum (spectre de réponse)
Modal Combination: **CQC** (Combinaison quadratique des modes)
Directional combination: **SRSS**
Dans la partie **Input Response Spectra,** nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (**U1** et **U2**).

Etape 5 : affectation des charges revenant aux éléments :

- **Chargement linéaire :**

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque l'élément linéaire et onintroduit le chargement **linéaire** qui lui revient en cliquant sur :

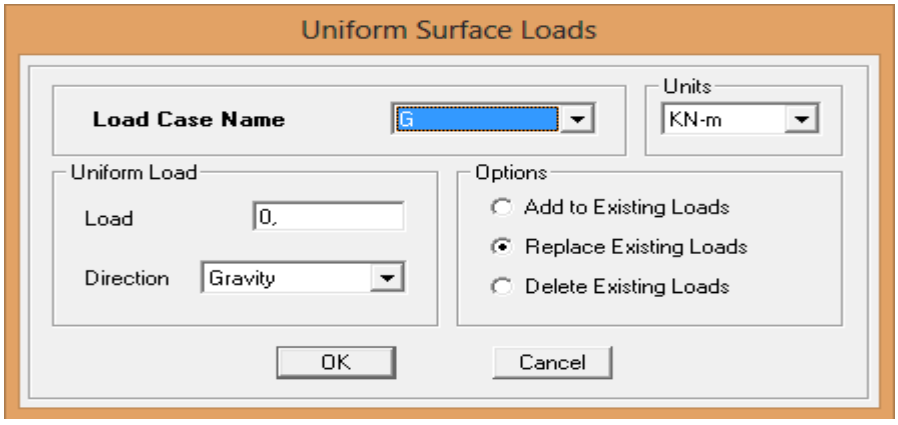
Assign ⟹ Frame ⟹LoadsDistributed



- **Chargement surfacique :**

Les chargements surfaciques étant définies, on sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement **surfacique** qui lui revient en cliquant sur :

Assign ⟹Areas Loads⟹uniform.



Etape 6:Introduction des combinaisons d'actions.
Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

- **Combinaisons aux états limites :**

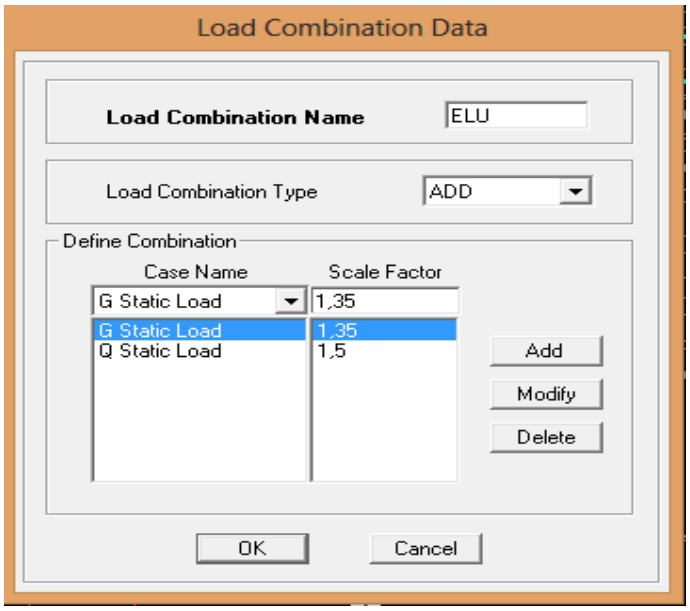
ELU : 1.35G+1.5Q . **ELS** : G+Q

- **Combinaisons accidentelles du RPA :**

GQE : G+Q±E **08GE** :0.8G±E

-Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define⟹ CombinationsAdd ⟹New Combo.



On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

Etape 7: Définition des nœuds maitres et inerties d'étages.

Le nœud maitre représente le centre de gravité des masses, pour déterminer sa position le logiciel ETABS le fait automatiquement, le logiciel déterminé aussi les inerties **Ix** et **Iy.**

Etape 8 : Affectation des masses sismiques et inerties massiques. La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse, elle est égale à :

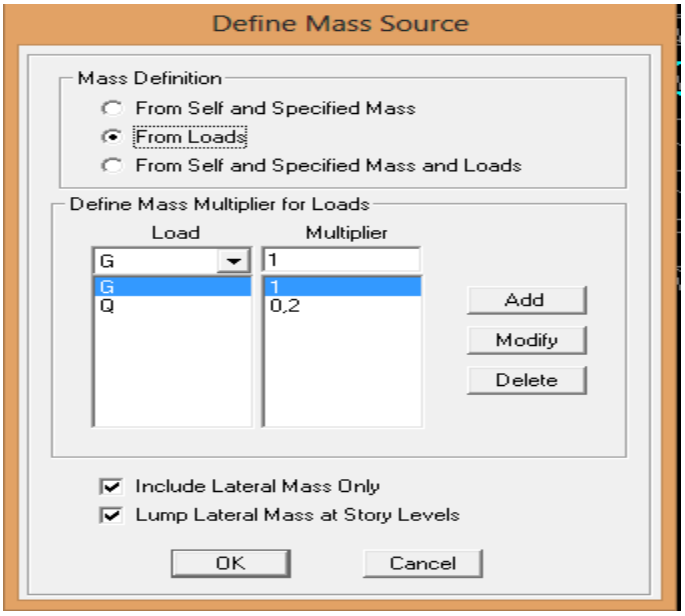
$$\boldsymbol{M_i = WG_i + \beta\, WQ_i.}$$

W_{Gi}: Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi}: Charges d'exploitations.

β: Coefficient de pondération
-L'inertie massique d'étage est déterminée automatiquement par le logiciel ETABS.

Define⟹ mass source ⟹fromloads.



Etape 9 : 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 et les voiles sont supposés **parfaitement encastré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du **RDC** puis on clique sur :

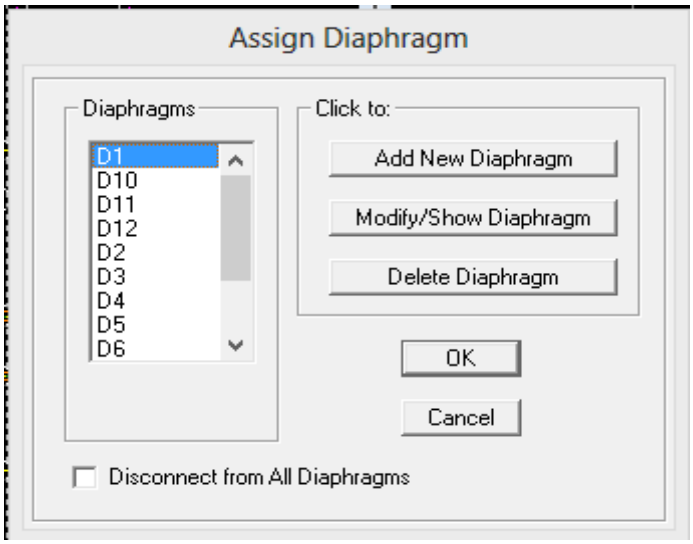
Assign ⟹ Joint ⟹ Restraints.



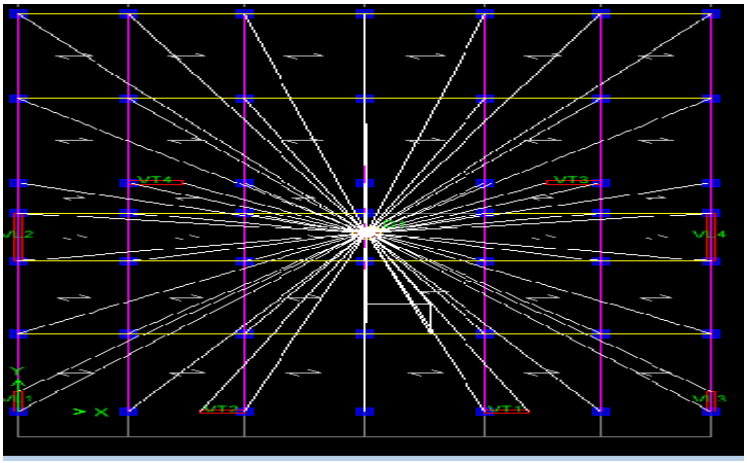
Diaphragme :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.
On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign⇒ Joint ⇒Constraints⇒Diaphragm⇒Add New Constraints.



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Constraint Name** on clique sur **OK** pour valider.
On refait la même opération pour tous les autres planchers.



❖ **Etape 10 :** 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**.

I.4°Visualisation des résultats :

a) Période et participation modale :

Dans la fenêtre **display show tables,** on click sur **Modal Information** et onsélectionne la combinaison « **Modal ».**

b) 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 lesmêmes étapes que pour les poutres.

c) 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.

d) 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 $\mathbf{U_x}$ correspond au sens xx, et $\mathbf{U_y}$au sens yy.

e) Effort tranchant à la base :

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Reactions »** ensuite dans « **Select Cases/comb »** on choisit **« EX ou EY ».**

VI.1) Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui peut engendrer d'importants dommages sur les constructions, ainsi que de grandes pertes de vies humaines. Pour cela des règlements parasismiques ont été conçus pour prévoir des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer leurs protections.

VI-1- Choix de la méthode de calcul :

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, l**eRPA99/version 2003** prévoit d'utiliser soit :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

VI-2- Méthode statique équivalente :

1- Principe de la méthode :

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.

2- Conditions d'application de la MSE :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment étudié doit être régulier en plan et en élévation, avec :

$H \leq 65$m en zones **I, IIa , IIb**.

$H \leq 30$m en zone **III.**

b) Le bâtiment étudié, présente une configuration irrégulière, toute en respectant les conditions complémentaires exigées par le **RPA (Art 4.1.2)** en plus de la hauteur énoncée en (**a)**.

- **Conclusion :**

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans notre cas.

Donc on opte pour la **méthode dynamique modale spectrale.**

VI-3- Méthode d'analyse modale spectrale :

1- Principe de la méthode :

Il est recherché 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 sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

2- Les hypothèses :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres).
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.

-Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins **90%** de la masse totale.

3- **Spectre de réponse de calcul :**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA art 4.13) :

$$\frac{s_a}{g}\begin{cases} 1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0\le T\le T_1 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_1\le T\le T_1 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2\le T\le 3{,}0s \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3}\left(\frac{Q}{R}\right) & T>3{,}0s \end{cases}$$

4- Nombre de modes à considérer :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1,218816	74,6755	0,0003	0	74,6755	0,0003	0
2	1,064538	0,0004	70,3059	0	74,6759	70,3062	0
3	0,953805	0,0017	0,0571	0	74,6776	70,3633	0
4	0,395844	12,8912	0	0	87,5688	70,3633	0
5	0,307882	0	15,2163	0	87,5688	85,5796	0
6	0,270181	0,0002	0,0059	0	87,569	85,5854	0
7	0,206155	5,4499	0	0	93,0188	85,5854	0
8	0,143044	0	6,8022	0	93,0188	92,3876	0
9	0,128192	2,975	0	0	95,9939	92,3876	0
10	0,123525	0,0065	0,0004	0	96,0004	92,388	0
11	0,109798	0,4099	0	0	96,4102	92,388	0

Tableau VI-2 périodes et participations massiques

Constatations

- Le premier mode est un mode de translation suivant (x) avec une mobilisation de masse de 74,675%.
- Le deuxième mode est un mode de translation suivant (y) avec une mobilisation de masse de 70,3059%.
- Le troisième mode est un mode de rotation.
- Le facteur de la participation massique modale atteint les 90% à partir 7^{éme} mode dans la direction de (x) et le 8^{éme} mode dans la direction de (y).

VI-4Vérification de l'effort tranchant à la base :(RPA V.2003 /Art 4.3.6)

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 pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.80$ V, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport $0.8\ V/V_t$.

a) Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V_{st} = \frac{ADQ}{R}.W_T \qquad \text{(RPA 2003 Art 4.2.3)}$$

b)Déduction des coefficients A, D, Q, et R :

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

− Groupe d'usage: 2
− Zone sismique IIa

$\Longrightarrow$ A = ***0.15*** **(Tab 4.1).**

***R* :** coefficient de comportement global de la structure fonction de système de Contreventement donné par le (Tab 4.3), **R = 5** (un contreventement mixte avec interaction par voile).

Q: facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux…..etc.).

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^{6} Pq$$

$\begin{cases} Q_x = 1.10 \\ Q_y = 1.05 \end{cases}$

D : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est en fonction de la catégorie de site du facteur de correction d'amortissementη et de la période fondamentale de la structure (*T*).

$$D = \begin{cases} 2{,}5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \le T \le 3{,}0s \\ 2{,}5\eta(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{5/3} & T \ge 3{,}0s \end{cases}$$

Avec ***T2***: période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le tableau **4.7** du RPA99/ version 2003, (site meuble S3) :

T_2 (S3) = 0.5 sec

η: Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \ge 0{,}7$$

ξ: Pourcentage d'amortissements critique (Tableau 4.2/RPA99).

$$\xi(\%) = 8{,}5 \rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+8{,}5)}} = 0{,}82 \ge 0{,}7$$

• La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T=C_T H_N^{2/3}$$

Avec:

hN : hauteur mesurée en mètre a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

hN = 37.18 m

C_T : est un coefficient qui est en fonction du système de contreventement, du type de remplissage et est donne par le tableau 4.6 du RPA99/version 2003 ***(C_T= 0.05)***

$T_f = 0{,}05 \times 37.18^{3/4} = 0.75s$

On a: $T_2 \leq T \leq 3{,}0s$ **Donc** $D = 2{,}5\eta(T_2/T)^{2/3}$

$D = 2{,}5\eta(T_2/T)^{2/3} \Longrightarrow 2.5\ 0.82\ (0.5/0.75)^{2/3} = 1.54$

c- poids de la structure(W).

Donc pour chaque niveau « i »on aura : $W_i = WG_i + \beta WQ_i$ d'ou $W_T = \sum_{i=1}^{10} W_i$ $\boldsymbol{WG_i}$**:**

Le poids de niveau i revenant a la charge permanente.

$\boldsymbol{WQ_i}$ **:** Le poids de niveau i revenant a la charge d'exploitation.

$\boldsymbol{\beta}$: Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donne par le tableau 4-5 du RPA99, Dans notre cas et pour bâtiment d'habitant **β =0,20**

Pour avoir ces résultats on va introduire une nouvelle combinaison dans logiciel : **G+0,2Q.**

$W_T = 34658.81 + 0{,}2(7759.70) = 36210.75KN.$

D'où :

$$V_x = \frac{0{,}15 \times 1{,}54 \times 1{,}10}{5} \times 36741.58 = 1867.20KN$$

$$V_Y = \frac{0{,}15 \times 1{,}54 \times 1{,}05}{5} \times 36741.58 = 1782.33KN$$

- **Comparaison entre les efforts de la méthode statique équivalente et de la méthode dynamique**

sens	$V_{étabs}$	V_{MSE}x80%	$V_{étabs}$>80%V_{MSE}
Transversal	1363.25	1493.76	vérifiée
Longitudinal	1445.02	1425.86	vérifiée

Remarque :

Nous avons $V_t < 0.80$ V l'effort tranchant à la base dans le sens transversal n'est pas vérifier donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport 0.8 V/V_t.

0.8 V/V_t. $\Longrightarrow$ 0.8 (1867.20) / 1363.25 = 1.09

D'où :

$V_{étabs}$ = 1511.84 kn >V_{MSE}x80% = 1493.76 ……condition vérifier

Conclusion :

L'effort tranchant à la base est vérifié.

VI-5 Effets de la torsion accidentelle (Art 4.3.7/RPA99)

Dans le cas ou il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à± 0.05L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliqué au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

- **Excentricité accidentelle**

$e_x = 5\%Lx = 1.01$ Avec lx = 20.20 m

$e_y = 5\%Ly = 1.202$ avec ly = 24.02 m

- **Excentricité théorique**

$e_x = |XCR - XCM| < 5\%Lx.$

$e_Y = |YCR - YCM| < 5\%Ly.$

avec : CM : centre de masse

CR : centre de torsion.

Niv	Diaphragm	XCM	YCM	XCR	YCR	CR-CM	CR-CM	5%Lx	5%Ly	vérification
RDC	D1	9,699	10,25	9,75	9,446	0,051	0,804			
E1	D2	9,647	8,48	9,75	9,109	0,103	0,629			
E2	D3	9,646	8,477	9,751	8,859	0,105	0,382			
E3	D4	9,646	8,477	9,751	8,711	0,105	0,234			**Toute les conditions sont vérifiée**
E4	D5	9,645	8,469	9,751	8,614	0,106	0,145			
E5	D6	9,643	8,464	9,751	8,536	0,108	0,072	**1,01**	**1,202**	
E6	D7	9,643	8,464	9,752	8,481	0,109	0,017			
E7	D8	9,641	8,457	9,752	8,437	0,111	0,02			
E8	D9	9,64	8,452	9,752	8,392	0,112	0,06			
E9	D10	9,64	8,452	9,752	8,356	0,112	0,096			
E10	D11	9,684	8,583	9,753	8,325	0,069	0,258			

Tableau VI-3 Centre de torsion et centre de masse de la structure.

VI-6 Justification de la sécurité :

- Justification vis-à-vis des déformations :

* **Calcul des déplacements (Art 4.43/RPA99) :**

a- Le déplacement horizontal à chaque niveau « k »de la structure est calculé comme suit

$\delta k = R.\delta ek.$

δek : déplacement dû aux forces sismiques Fi (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R = 5).

b- Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »est égal à :

$\Delta K = \delta k - \delta k\text{-}1.$

D'après 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 d'étage.

Story	δek(x)	δek(y)	δk (x)	δk (y)	Δk(x)	Δk(y)	1%he	vérification
10	0,0258	0,0213	0,129	0,1065	0,007	0,0095	0,0306	vérifier
E9	0,0244	0,0194	0,122	0,097	0,009	0,01	0,0306	vérifier
E8	0,0226	0,0174	0,113	0,087	0,0105	0,0105	0,0306	vérifier
E7	0,0205	0,0153	0,1025	0,0765	0,0115	0,011	0,0306	vérifier
E6	0,0182	0,0131	0,091	0,0655	0,013	0,0115	0,0306	vérifier
E5	0,0156	0,0108	0,078	0,054	0,0145	0,012	0,0306	vérifier
E4	0,0127	0,0084	0,0635	0,042	0,014	0,011	0,0306	vérifier
E3	0,0099	0,0062	0,0495	0,031	0,015	0,0105	0,0306	vérifier
E2	0,0069	0,0041	0,0345	0,0205	0,014	0,0095	0,0306	vérifier
E1	0,0041	0,0022	0,0205	0,011	0,0125	0,007	0,0306	vérifier
RDC	0,0016	0,0008	0,008	0,004	0,008	0,004	0,0408	vérifier

Tableau. III.6 .Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey.

Conclusion : Nous constatons que dans les deux sens, les déplacements relatifs dus aux efforts latéraux sont inférieurs aux déplacements relatifs recommandés par le RPA 99 qui égale à 1% de la hauteur d'étage.

VI-7 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (Art 5.9/RPA99) :

l'effet P-Delta est un effet de second ordre qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis a des charges axiales, cet effet est étroitement lie a la valeur de la force axiale appliquée(P)et au déplacement « Delta »,la valeur de l'effet P-Delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse de structure, la valeur de l'effet P-Delta est souvent gérée de manière à ce qu'elle soit considérée « négligeable »et donc ignorée dans le calcul.
Le règlement RPA99/v2003 préconise que les effets P-Delta peuvent être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux de la structure.

$$\theta = \frac{p_k \Delta_k}{v_k h_k} \leq 0{,}1 \textbf{ RPA99 (Art 5,9)}$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k » calculés suivant le formule ci-après

$P_k = \sum(W_{Gi} + \beta W_{Qi})$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérons les combinaisons (G+Q+E).

h_k : hauteur de l'étage « k »

	« sens transversal »				
Story	**Pk(KN)**	**Δk(x)**	**v(x)**	**Vk(x) x hk**	**θ(x)**
ETAGE10	2740.71	0,007	295.6	904.536	0,021
ETAGE9	3060.86	0,009	514.66	1574.85	0,017
ETAGE8	3060.86	0,0105	700.14	2142.42	0,015
ETAGE7	3110.08	0,0115	856.55	2621.04	0,013
ETAGE6	3160.27	0,013	992.85	3038.12	0,013
ETAGE5	3160.27	0,0145	1113.19	3406.36	0,013
ETAGE4	3210.23	0,014	1222.00	3739.32	0,012
ETAGE3	3270.16	0,015	1319.59	4037.94	0,012
ETAGE2	3270.16	0,014	1399.73	4283.17	0,010
ETAGE1	3300.08	0,0125	1457.83	4460.95	0,009
RDC	4240.40	0,008	1502.6	6130.60	0,0055

		« sens longitudinal »			
Story	**Pk(KN)**	**Δk(y)**	**v(y)**	**Vk(y) x hk**	**θ(x)**
ETAGE10	2740.71	0,0095	305.99	936.32	0,027
ETAGE9	3060.86	0,01	504.95	1545.14	0,020
ETAGE8	3060.86	0,0105	667.4	2042.24	0,015
ETAGE7	3110.08	0,011	803.82	2459.68	0,014
ETAGE6	3160.27	0,0115	919.86	2814.77	0,013
ETAGE5	3160.27	0,012	1022.42	3128.60	0,012
ETAGE4	3210.23	0,011	1117.35	3419.09	0,010
ETAGE3	3270.16	0,0105	1202.39	3679.31	0,009
ETAGE2	3270.16	0,0095	1270.17	3886.72	0,0079
ETAGE1	3300.08	0,007	1321.55	4043.94	0,005
RDC	4240.40	0,004	1370.9	5593.27	0,0030

Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
-L'effort tranchant à la base est vérifié.
-Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
-L'excentricité est vérifiée.
-L'effet P-Delta est vérifié.

Ce modèle présente toutes les caractéristiques recommandées par les règlements, donc on peut passer à l'extraction des efforts internes avec lesquels nous allons ferraillé les différents éléments structuraux.

VII-1) Ferraillage des poteaux :

Introduction

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) sous les combinaisons les plus défavorables

- ELU
- G+Q±E
- 0,8G±E

en procédant à des vérifications à l'ELS et 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 normal correspondant.

VII-2) Recommandations du RPA 99 modifié 2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence(HA), droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est supérieur ou égal à 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (Zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

❖ **Les armatures longitudinales :**

➢ **Le pourcentage minimal sera :**

-Poteaux (45×45) $A_{min}=0,008\times45\times45=16,2cm^2$

-Poteaux (40×45) $A_{min}=0,008\times40\times45=14.4cm^2$

-Poteaux (35×40) $A_{min}=0,008\times35\times40=11.2cm^2$

-Poteaux (30×35) $A_{min}=0,008\times30\times35=8.4cm^2$

➢ **Le pourcentage maximal en zone courante sera :**

-Poteaux (45×45) $A_{max}=0,04\times45\times45=80cm^2$

-Poteaux (40×45) $A_{max}=0,04\times40\times45=72cm^2$

-Poteaux (35×40) $A_{max}=0,04\times35\times40=56cm^2$

-Poteaux (30×35) $A_{max}=0,04\times30\times35=42cm^2$

➢ **Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera :**

-Poteaux (45×45) $A_{max}=0,06\times45\times45=121,5cm^2$

-Poteaux (40×45) $A_{max}=0,06\times40\times45=108cm^2$

-Poteaux (35×40) $A_{max}=0,06\times35\times40=84cm^2$

-Poteaux (30×35) $A_{max}=0,06\times30\times35=63cm^2$

❖ **Les armatures transversales :**

-Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t}=\frac{\rho_a V_u}{h_t f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

$$\rho_a = \begin{cases} 2{,}5 \ \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3{,}75 \ \rightarrow \ \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g: l'elancement géometrique de poteaux.

$\lambda_g = \frac{I_f}{a}$ ou $\lambda_g = \frac{I_f}{b}$

I_f : La longueur de flambement du poteau.

S_t : espacement des armatures transversales.

a et b : dimensions de la section droite du poteau

$$\begin{cases} S_t \leq \min\left(10\emptyset_l^{min}, 15cm\right) \text{ en zone nodale} \\ S_t \leq 15\emptyset_l^{min} \text{ en zone courante} \end{cases}$$

$\emptyset_l^{min}$: Diamètre minimale des armatures longitudinales des poteaux

La quantité minimale d'armatures transversales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en% donnée comme suit

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \ \rightarrow A_{min} = 0{,}3\% \\ \lambda_g \leq 3 \ \rightarrow A_{min} = 0{,}8\% \\ 3 < \lambda_g < 5 \ \rightarrow \textit{interpolation entre les valeurs minimale du poteau} \end{cases}$$

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135°ayant une longueur droite de 10Φ minimum.
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants $\left(\Phi > 12mm\right)$ pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des Poteaux

VII-3) Calcul du ferraillage :

a) Section partiellement comprimée (SPC) :

-Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limite par les armatures soumises ;

soit à un effort de traction ou à un effort de compression.

$$e = \frac{M_U}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C\right)$$

la condition suivante doit être vérifiée :

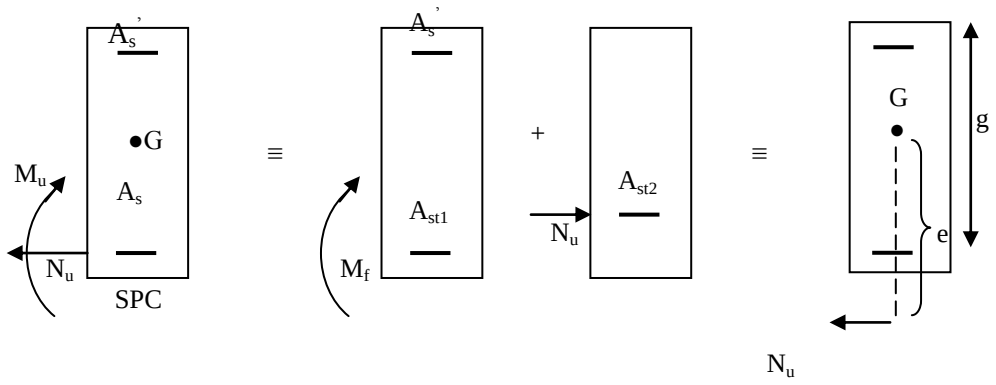
$(d - C)N_U - M_f \leq \left(0{,}337 - 0{,}81\frac{C'}{h}\right) bh^2 f_{bc}$ ⟶ Section rectangulaire

Avec :

M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

-Déterminations des armatures :

$$M_f = N_u \times g = N_u\left(\frac{h}{2} - C + e\right) = M_U + N_u\left(\frac{h}{2} - C\right)$$



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \qquad \text{avec } f_{bc} = \frac{0{,}85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Si $\mu<\mu_l=0{,}392$ section simplement armée (SSA)et (A'=0)

$$A_l = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_s} \qquad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réel

$$A_s = A_l \pm \frac{N_u}{\sigma_s} \begin{cases} (+) si\ N: effort\ de\ traction \\ (-) si\ N: effort\ de\ compression \end{cases}$$

Si $\mu>\mu_l=0{,}392$ section doublement armée (SDA)et (A'≠0).on calcul :

$M_r = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$

$\Delta M = M_f - M_r$

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.

Avec :

$$A_l = \frac{M_f}{B_r \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c)\sigma_s} \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{Mpa}$$

$$A = \frac{\Delta M}{(d-c)\sigma_s}$$

La section réelle d'armature est

$$A'_s = A' \qquad ; \qquad A_s = A_l \pm \frac{N_u}{\sigma_s}$$

b) Section entièrement comprimée (SEC) :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Le centre de pression est situé dans la zone délimitée par les armatures.

N : Effort de compression.

Deux cas peuvent se présenter :

1er cas :

$$(0{,}337 \times h - 0{,}81c) b h^2 f_{bc} < N_u(d-c') - M_f < \left(0{,}5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont

$$A_s = \frac{N - 100 \times \Psi \times bh \times f_{bc}}{100 \times \sigma_s} \quad , \quad A_s = 0$$

Avec

$$\Psi = \frac{0{,}3571 + \frac{N(d-c\prime)-M_f}{bh^2}}{0{,}8571 - \frac{c\prime}{h}}$$

2emecas :

$$\text{Si: } N_u \times (d - c') - M_f \geq \left(0{,}5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc}$$

$$A'_s = \frac{M_U - (d - 0{,}5h)bhf_{bc}}{(d - c')\sigma_s} \qquad ; \qquad A_s = \frac{N - bhf_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_U}{N_U}$(excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité

de forme et la section d'armature sera.

$$A = \frac{N_U - B \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

VII.4) Ferraillage des poteaux :

Le ferraillage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel **GenieCad**

***Sens transversale (XX) M_3 :**

ZONE	bxh	Comb	N(KN)	M(KN.m)	e(m)	(h/2)-c	OBC	Ai(cm2)	As(cm2)	Amin(cm2)	Ferraillage	Aadp(cm2)
RDC & 1er	45x45	Nmax	712,98	6,088	0,0085	0,2	SEC	0	0	16,2	**4HA20+4AH16**	20.60
		Nmin	-1860,58	-1,624	0,00087	0,2	SEC	0	0	16,2		
		Mmax	-740,4	57,682	0.07	0,2	SEC	0	0	16,2		
2ème 3ème 4ème	40x45	Nmax	238,08	1,849	0,0077	0,2	SEC	0	0	14,4	**8HA16**	16.08
		Nmin	-1422,45	5,123	0,0036	0,2	SEC	0	0	14,4		
		Mmax	-527,65	64,023	0.12	0,2	SEC	0	0	14,4		
5ème 6ème 7ème	35x40	Nmax	68,54	0,871	0,012	0,175	SEC	0	0	11,2	**8HA14**	12.32
		Nmin	-936,72	2,976	0,0031	0,175	SEC	0	0	11,2		
		Mmax	-327,09	55,579	0.23	0,175	SPC	0	0.12	11,2		
8ème 9ème 10ème	30x35	Nmax	73,53	0,616	0,008	0,15	SEC	0	0	8,4	**4HA14+4HA12**	11.68
		Nmin	-483,66	1,842	0,003	0,15	SEC	0	0	8,4		
		Mmax	-189,88	38,613	0.20	0,15	SPC	0	1.04	8,4		

***Sens longitudinale (yy) M_2 :**

NIV	bxh	Comb	N(KN)	M(KN.m)	e(m)	(h/2)-c	OBC	A'(cm2)	As(cm2)	Amin(cm2)	Ferraillage	Aadp(cm2)
RDC & 1er	45x45	Nmax	712,98	1,175	0,0016	0,2	SEC	0	0	16,2	**4HA20+4AH16**	20.60
		Nmin	-1860,58	-0,16	0,00008	0,2	SEC	0	0	16,2		
		Mmax	-400,46	87,005	0.21	0,2	SPC	0	0.8	16,2		
2ème 3ème 4ème	40x45	Nmax	238,08	4,786	0,02	0,2	SEC	0	0	14,4	**8HA16**	16.08
		Nmin	-1422,45	-0,525	0,00036	0,2	SEC	0	0	14,4		
		Mmax	-382,94	81,205	0.21	0,2	SPC	0	0.69	14,4		
5ème 6ème 7ème	35x40	Nmax	68,54	4,911	0,071	0,175	SEC	0	0	11,2	**8HA14**	12.32
		Nmin	-936,72	2,463	0,0026	0,175	SEC	0	0	11,2		
		Mmax	-273,35	63,152	0.23	0,175	SPC	0	1.52	11,2		
8ème 9ème 10ème	30x35	Nmax	73,53	-0,578	0,0078	0,15	SEC	0	0	8,4	**4HA14+4HA12**	11.68
		Nmin	-483,66	2,271	0,004	0,15	SEC	0	0	8,4		
		Mmax	-152,24	37,614	0.24	0,15	SPC	0	1.43	8,4		

VII-5) Vérifications à l'ELS :

a) Etat limite de compression du béton :

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

Deux cas peuvent se présenter

Si $e_s = \dfrac{M_s}{N_s} \leq \dfrac{I_0}{B_0 \times V_0} \rightarrow$ Section entierment comprimé **SEC**

Si $e_s = \dfrac{M_s}{N_s} > \dfrac{I_0}{B_0 \times V_0} \rightarrow$ Section entierment comprimé **SPC**

M_s : Moment de flexion à l'ELS.

N_s : L'effort normal à l'ELS

$B_0 = b \times h + 15(A + A') \rightarrow$ Section total homogéne

$$V_1 = \frac{1}{B_0}\frac{b \times h^2}{2} + \{(A \times c' + A' \times d)\} \quad ; \qquad V_2 = h - V_1$$

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

I_0 : moment d'inertie de la section homogène

- **Pour la section entièrement comprimé SEC**

$$\sigma_{bsup} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_S}{I_0} \times V_1\right) \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa}$$

$$\sigma_{binf} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_S}{I_0} \times V_2\right) \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa}$$

- **Section partiellement comprimé SPC**

Pour calculer la contrainte du bétonσ_{bc}, on détermine la position de l'axe neutre

$y_1 = y_2 + c$

y_1^2 : est déterminé par l'équation suivante $y_1^2 = Py_2 + q = 0$

$$c = \frac{h}{2} - e_s$$

c : Distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

avec :

$$P = -3c^2 - \frac{90A_s(c - c')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - c)$$

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

- **Sens longitudinale (yy) M_2**

Niveaux	Sollicitation	N(Kn)	M_S(Kn.m)	bxh(cm^2)	Obs	σ_{bsup} (MPa)	σ_{binf} (MPa)	σ_b	σ_{ssup}	σ_{sinf}	σ_s	Obs
RDC & 1er	N_{max}	-44.12	-1.822	45x45	SEC	0.26	0.1	15	3.73	1.64	348	Vérifiée
	N_{min}	-1349.41	-0.116		SEC	5.48	5.46		82.1	82		
	N_{cor}	-97.9	8.898		SEC	0.79	0		11.1	0.85		
Etage 2 Etage 3 Etage 4	N_{max}	-181.78	-2.468	40x45	SEC	0.97	0.72	15	14.3	11	348	Vérifiée
	N_{min}	-1034.89	-0.379		SEC	4.82	4.78		72.3	71.8		
	N_{cor}	-951.84	11.953		SEC	5.03	3.8		74.2	58.3		
Etage 5 Etage 6 Etage 7	N_{max}	-82.33	2.405	35x40	SEC	0.69	0.31	15	9.86	5.12	348	Vérifiée
	N_{min}	-681.28	1.807		SEC	4.27	3.99		63.8	60.2		
	N_{cor}	-296.66	14.225		SEC	2.9	0.7		41	13		
Etage 8 Etage 9 Etage 10	N_{max}	-7.2	3.461	30x35	SPC	0.71	0	15	7.86	18.8	348	Vérifiée
	N_{min}	-352.19	-1067		SEC	3.1	2.83		46.1	42.7		
	N_{cor}	-72.17	15.155		SPC	3.2	0		38.9	48.2		

- **Sens transversale (xx) :M_3**

Niveaux	Sollicitation	N_S(Kn)	M_S(Kn.m)	bxh(cm^2)	Obs	σ_{bsup}	σ_{binf}	σ_b	σ_{ssup}	σ_{sinf}	σ_s	Obs
RDC & 1er	N_{max}	-44.13	-22.366	45x45	SEC	1.41	0	15	17.6	27.1	348	Vérifiée
	N_{min}	-1349.41	-1.333		SEC	5.53	5.41		82.8	81.3		
	N_{cor}	-106.77	26.099		SPC	1.77	0		23.4	18.3		
Etage 2 Etage 3 Etage 4	N_{max}	-181.78	-0.379	40x45	SEC	0.86	0.72	15	12.3	12.4	348	Vérifiée
	N_{min}	-1034.89	3.596		SEC	4.99	4.62		74.4	69.6		
	N_{cor}	-524.18	23.346		SEC	3.63	1.24		52.1	20.9		
Etage 5 Etage 6 Etage 7	N_{max}	-82.33	-0.187	35x40	SEC	0.51	0.48	15	7.67	7.31	348	Vérifiée
	N_{min}	-681.28	2.093		SEC	4.29	3.97		64	59.9		
	N_{cor}	-296.89	22.13		SEC	3.51	0.09		48.8	5.18		
Etage 8 Etage 9 Etage 10	N_{max}	-7.2	-0.132	30x35	SEC	0.08	0.04	15	1.12	0.7	348	Vérifiée
	N_{min}	-352.19	1.275		SEC	3.13	2.8		46.5	42.4		
	N_{cor}	-72.17	18.545		SPC	3.89	0		46.2	71.5		

- **Armatures transversales :**

  Le rôle des armatures transversales consiste à **:**

-Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.

-Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.

- **Diamètre des aciers :** selon le BAEL 99

$$\emptyset_l \geq \frac{\emptyset_l}{3} \rightarrow \emptyset_l = \frac{20}{3} = 6.66 \quad ; \quad \emptyset_l = 8\text{mm}$$

Nous adoptons des cadres de section A_t=2.04 cm^2= 4HA8

- **Espacement des armatures :**
  - **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(10\emptyset_l^{min}; 15\text{ cm}\right) = \min(10 \times 1{,}2\,; 15) = 12\text{ cm} \rightarrow S_t = 10\text{cm}$$

  - **En zone de courante** :

$$S_t \leq \min\left(15\emptyset_l^{min}\right) = (15 \times 1{,}2) = 18\text{cm} \quad ; \qquad S_t = 15\text{cm}$$

- **Longueur de recouvrement :**
  - Pour les HA12 $L_r = 40\emptyset_l = 40 \times 1{,}2 = 48cm$
  - Pour les HA14 $L_r = 40\emptyset_l = 40 \times 1{,}4 = 56cm$
  - Pour les HA16 $L_r = 40\emptyset_l = 40 \times 1{,}6 = 64cm$
  - Pour les HA20 $L_r = 40\emptyset_l = 40 \times 2 = 80cm$

- **Vérification de flambement :**

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50; \text{i} = \sqrt{\frac{\text{I}}{\text{S}}} \quad ; \quad \text{l}_\text{f} = 0{,}7 \times \text{h}_\text{e}$$

avec :

L_f : longueur de flambement

i : rayon de giration

S: section transversale du poteau$(\text{b} \times \text{h})$.

h_e : hauteur de poteau

I: moment d'inertie $\left(\text{I} = \frac{\text{b.h}^3}{12}\right)$.

Niveaux	Section	hauteur	L_f	λ_g	$\lambda_g \leq 50$
RDC , 1er	45x45	4,08	2,541	19.56	CV
2, 3,4 Etage	40x45	3,06	1,827	13.25	CV
5, 6,7 Etage	30x40	3,06	1,827	15.82	CV
8, 9, 10 Etage	30x35	3,06	1,827	18.08	CV

- **Vérification de la quantité des armatures :**

$\lambda_g = \frac{l_f}{b}$; $l_f = 0{,}7 \times h_e$

Pour le cas le plus défavorable: RDC avec : h=4,08m.

$l_f = 0{,}7 \times (4{,}08 - 0{,}45) = 2{,}541\text{m}$

$\lambda_g = \frac{2{,}541}{0{,}45} = 5.64$

Avec :

b: Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

$\lambda_g \succ 5 \Rightarrow A_{min} = 0.3\,\%$

- **En zone nodale :**

$A_{min} = 0{,}003 \times b \times S_t = 0{,}003 \times 45 \times 8 = 1{,}08\text{cm}^2$

- **En zone courante :**

$A_{min} = 0{,}003 \times b \times S_t = 0{,}003 \times 45 \times 15 = 2{,}025\text{cm}^2$

Donc $\begin{cases} A_{min} = 1{,}08\text{cm}^2 \\ A_{min} = 2{,}025\text{cm}^2 \end{cases} < A_t = 2.04\ \text{cm}^2$ Condition vérifiée

La longueur de scellement droit (Art A6.1.23 BAEL 91)

$f_e = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_e}{0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28}}$

Avec :

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

ψ_s = 1.5 pour les aciers à haute adhérence.

Φ : Diamètre maximale des armatures.

- **Pour les HA20 :** $L_s = \frac{2\times400}{4\times0.6(1.5)^2\times2.1}$ = 70.54 cm on prend : L_s = 75 cm
- **Pour les HA16 :** $L_s = \frac{1.6\times400}{4\times0.6(1.5)^2\times2.1}$ = 56.43 cm on prend : L_s = 60 cm
- **Pour les HA14 :** $L_s = \frac{1.4\times400}{4\times0.6(1.5)^2\times2.1}$ = 49.38 cm n prend : L_s = 50 cm
- **Pour les HA12 :** $L_s = \frac{1.2\times400}{4\times0.6(1.5)^2\times2.1}$ = 42.32 cm On prend : L_s=45cm

VII.6) Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

VIII.6.1) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

V_u : effort tranchant de la section étudiée

b : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile (d = h-c)

$$\rho_b = \begin{cases} 0{,}075 & si\ \lambda_g \geq 5 \\ 0{,}04 & si\ \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\tau_{bu}(\text{RPA}) = 0{,}0075 \times 25 = 1{,}87\text{Mp}$$

$$\tau_{bu}(\text{RPA}) = 0{,}04 \times 25 = 1\text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{bu}(\text{BAEL}) = \min(0{,}13 f_{c28}; 5\text{Mpa}) = 3{,}25\text{Mpa}$$

Niveaux	Sections	V_u (KN)	λ_g	ρ_b	A_t (cm)²	A_{ad}	τ_{bu}	$\bar{\tau}_{bu}$	Obs
RDC , 1er	45x45	52.38	5.64	0,0075	0.47	3.14	0.273	1.875	CV
2, 3,4	40x45	54.6	4.56	0,04	0.56	3.14	0.32	1	CV
5, 6,7	30x40	41.34	6.09	0,0075	0.72	3.14	0.367	1.875	CV
8, 9, 10	30x35	25.68	6.09	0,0075	0.59	3.14	0.263	1.875	CV

- **Délimitation de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par le nœud poutre poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont :

$\grave{L} = 2 \times h = 2 \times 45 =$ **90 cm**

$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60cm\right)$

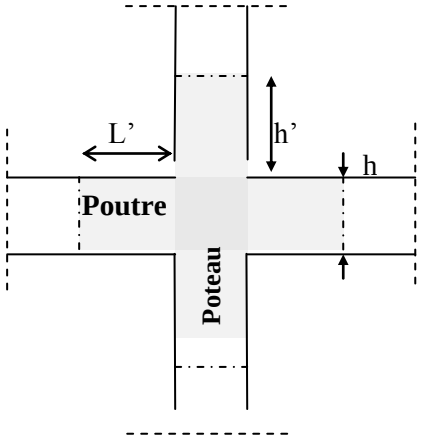
$b_{1\ et}$ h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

On aura :

$h' = \max\left(\frac{363}{6} = 60.5cm\ ; 45,45,60\right)$.

h'= 70 cm



On opte pour le ferraillage suivant :

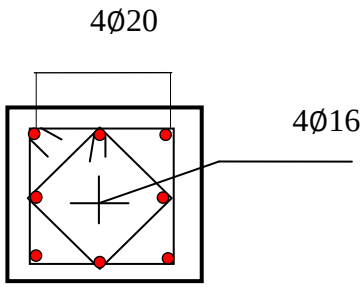


Fig.1 : Poteaux **(45x45)**

La section totale de **4HA20+4HA16 = 20.60 cm²** est supérieur à la section minimale exigé par le RPA ($A_{s\ min}$= 16.2 cm²)……**condition vérifiée.**

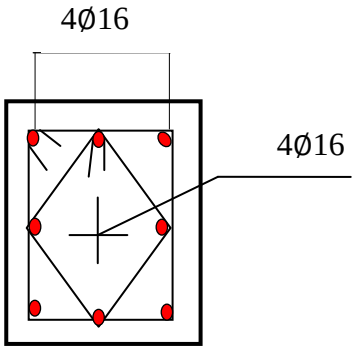


Fig.2 : Poteaux **(40x45)**

La section totale de **8HA16 = 16.08 cm²** est supérieur à la section minimale exigé par le RPA ($A_{s\ min}$= 14.4 cm²)……**condition vérifiée.**

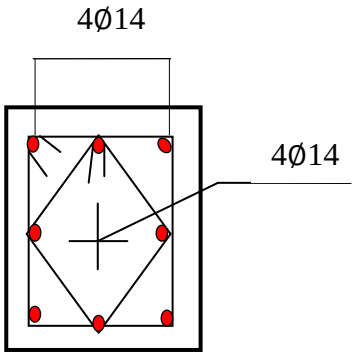


Fig.3 : Poteaux **(35x40)**

La section totale de **8HA14 = 12.32 cm²** est supérieur à la section minimale exigé par le RPA ($A_{s\ min}$= 11.2 cm²)……**condition vérifiée.**

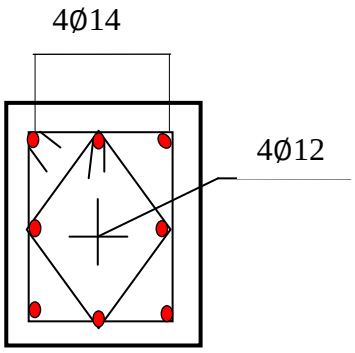
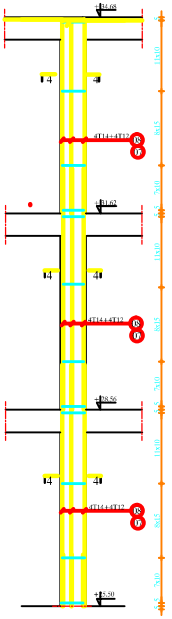


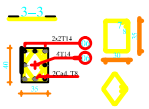
Fig.3 : Poteaux **(30x35)**

La section totale de **4HA14+4HA12 = 10.68 cm²** est supérieur à la section minimale exigé par le RPA ($A_{s\ min}$= 8.4cm²) ……**condition vérifiée.**

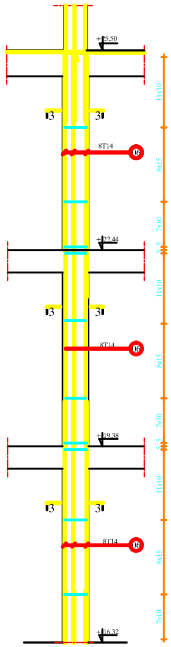


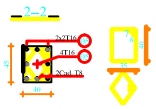
feraillage pot 30x35



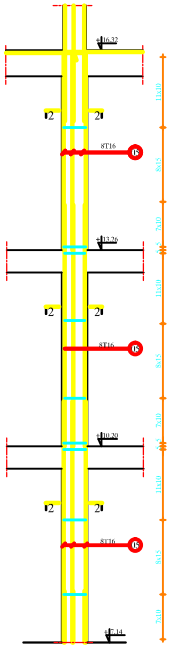


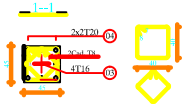
feraillage pot 35x40



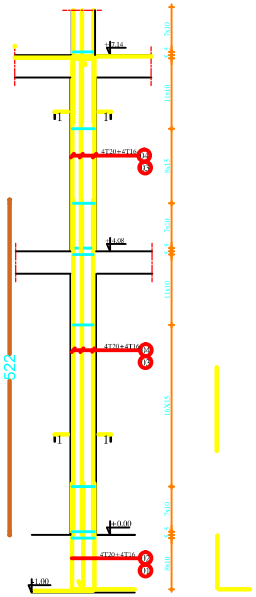


feraillage pot 40x45





feraillage pot 45x45



NOMENCLATURE DES ACIERS

REP.	DIAM	FACONNAGE	LONG
01	T16		2.25
02	T16		4.60
03	T16		3.75
04	T14		4.10
05	T14		4.80
06	T16		2.00
07	T16		3.90
08	T16		4.70
09	T16		4.40
10	T16		4.25
11	T8		1.25
12	T8		1.55
13	T8		1.05
14	T8		1.45
15	T14		3.75

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

Etudié par :
M.lle : TAHAR Rachida
M.lle : CHOUGAR Karima
M.lle : HAMMOUR nadia

Dirigé par :
Mr MECHEDAL

TITRE
Ferraillage des poutraux

PROMOTION 2009/2010

ENSET-A

Ferraillage des portiques :

VIII.1.Ferraillage des poutres :

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

-Le ferraillage des poutres sera déterminé en fonction des moments fléchissant max, qui seront données parles combinaisons suivantes :

- **G+Q±E**
- **0,8G±E**

} Combinaisons RPA

- **1,35G+1,5Q**
- **G+Q**

} Combinaisons BEAL

VIII.1.1. Calcul des armatures à l'ELU :

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

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

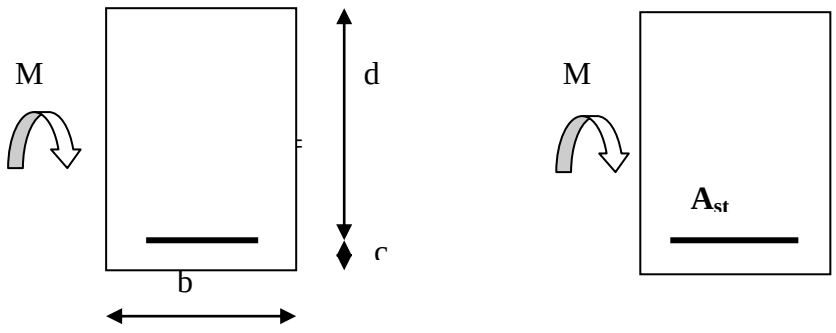
Avec : $f_{bu} = \frac{0,85\, f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2MPa$, Pour les feE400 on a :

- Si $\mu_b < \mu \Rightarrow$ Section simplement armée

- Si $\mu_b > \mu \Rightarrow$ section doublement armée

1er cas :

$\mu \leq \mu_e = 0,392$ ⟶ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires **$A_{sc}=0$**



$A_{st} = \frac{M_u}{\beta\, d\sigma_s}$ Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ = 348MPa

γ_s=1,5 ⟹ Cas durable.

γ_s =1,15⟹ Cas accidentel.

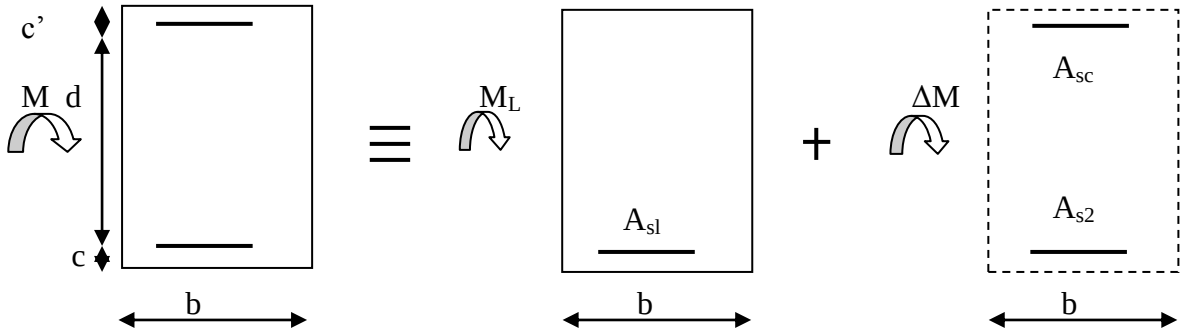
Fe=400MPa -A_{st} : section d'acier tendue

-d : la distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendues

2emecas :

$\mu \geq \mu_\ell = 0{,}392 \longrightarrow$ la section est doublement armée (SDA) :

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



$A_{st} = A_{sl} + A_{s2} = \frac{M_l}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_{st}}$ avec: $\sigma_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

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

- **<u>Remarque :</u>**
- ***En situation courante :***

$\left.\begin{matrix}\gamma_s = 1{,}15 \\ \gamma_b = 1{,}15\end{matrix}\right\} \longrightarrow f_{bc} = 14{,}2\text{MPa} ; \sigma_s = 348\text{MPa}$

- ***En situation accidentelle :***

$\left.\begin{matrix}\gamma_s = 1 \\ \gamma_b = 1{,}15\end{matrix}\right\} \longrightarrow f_{bc} = 18{,}48\text{MPa} ; \sigma_s = 400\text{MPa}$

Recommandation du RPA :

1) **Armatures longitudinales (Art 7.5.21) :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de :

A_{min}=0,5% b h dans la section.

- Poutres principales de (30×40) : A_{min} = 0,005×30×40= **6 cm²**
- Poutres secondaires de (30×35) : A_{min} = 0,005×30×35 = **5.25cm²**

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : - **4% b h** : en zone courante

-6% b h : en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement et de **40Ø** en zone **IIa.**

- Poutres principales de **(30×40)** :
  - A_{max}= 0,04×30×40 = **48 cm²**
  - A_{max} = 0,06×30×40= **72 cm²**
- Poutres secondaires de **(30×35)** :
  - A_{max} = 0,04×30×35= **42 cm²**
  - A_{max} = 0,06×30×35 =**54cm²**

2) Armatures transversales minimales :

A_t= 0,003 × S_t× b

L'espacement maximum entre les armatures transversales est détermine comme suite :

- $S_t^{max} = \min(\frac{h}{4}, HA12)$ En zone nodale et en travée
- $S_t \leq \frac{h}{2}$ En zone de recouvrement.

❖ **Les résultats obtenus seront résumés dans les tableaux suivants :**

1. **Sens y-y : Les poutres principales :**

➢ **En travée :**

Niveau	comb	M_{max} (KNm)	μ	obs	B	A_s (cm^2)	A_{min} (cm^2)	ferraillage	A_s adoptée
RDC	ELU	54.644	0.036	SSA	0.982	4.20	**6**	3HA14+3HA12	**8.01**
1	ELU	35.72	0.023	SSA	0.098	2.73	**6**	3HA14+3HA12	**8.01**
2	ELU	36.057	0.023	SSA	0.988	2.75	**6**	3HA14+3HA12	**8.01**
3	ELU	36.024	0.023	SSA	0.988	2.75	**6**	3HA14+3HA12	**8.01**
4	ELU	36.599	0.024	SSA	0.988	2.80	**6**	3HA14+3HA12	**8.01**
5	ELU	37.37	0.024	SSA	0.988	2.86	**6**	3HA14+3HA12	**8.01**
6	ELU	37.248	0.024	SSA	0.988	2.85	**6**	3HA14+3HA12	**8.01**
7	ELU	38.033	0.025	SSA	0.987	2.91	**6**	3HA14+3HA12	**8.01**
8	ELU	39.029	0.025	SSA	0.987	3.05	**6**	3HA14+3HA12	**8.01**
9	ELU	38.813	0.025	SSA	0.987	2.97	**6**	3HA14+3HA12	**8.01**
10	ELU	36.76	0.024	SSA	0.988	2.81	**6**	3HA14+3HA12	**8.01**

Tableau VIII.1. : Ferraillage des poutres principales à l'ELU (en travée).

➢ **Aux appuis :**

Niveau	comb	M_{max} (KNm)	μ	obs	B	A_s (cm^2)	A_{min} (cm^2)	ferraillage	A_s adoptée
RDC	G+Q±E	67.069	0.111	SSA	0.940	5.40	**6**	3HA14+3HA12	**8.01**
1	G+Q±E	55.197	0.091	SSA	0.952	4.43	**6**	3HA14+3HA12	**8.01**
2	G+Q±E	64.982	0.107	SSA	0.943	5.22	**6**	3HA14+3HA12	**8.01**
3	G+Q±E	70.287	0.116	SSA	0.938	5.67	**6**	3HA14+3HA12	**8.01**
4	G+Q±E	70.661	0.117	SSA	0.937	5.71	**6**	3HA14+3HA12	**8.01**
5	G+Q±E	68.826	0.113	SSA	0.939	5.55	**6**	3HA14+3HA12	**8.01**
6	G+Q±E	67.137	0.111	SSA	0.940	5.41	**6**	3HA14+3HA12	**8.01**
7	G+Q±E	62.111	0.102	SSA	0.946	4.97	**6**	3HA14+3HA12	**8.01**
8	G+Q±E	57.075	0.094	SSA	0.951	4.54	**6**	3HA14+3HA12	**8.01**
9	G+Q±E	54.565	0.090	SSA	0.953	4.33	**6**	3HA14+3HA12	**8.01**
10	G+Q±E	47.673	0.078	SSA	0.959	3.76	**6**	3HA14+3HA12	**8.01**

Tableau VIII..2 : Ferraillage des poutres principales à (G+Q±E) (aux appuis)

2. **Sens x-x: Les poutres secondaires**

➢ **En travée :**

Niveau	comb	M_{max} (KNm)	μ	obs	B	A_s (cm^2)	A_{min} (cm^2)	ferraillage	A_s adoptée
RDC	ELU	11.225	0.024	SSA	0.988	0.98	5,25	3HA16	6.03
1	ELU	10.37	0.022	SSA	0.989	0.91	5,25	3HA16	6.03
2	ELU	14.698	0.031	SSA	0.984	1.30	5,25	3HA16	6.03
3	ELU	18.728	0.040	SSA	0.980	1.66	5,25	3HA16	6.03
4	ELU	21.15	0.045	SSA	0.976	1.88	5,25	3HA16	6.03
5	ELU	23.775	0.051	SSA	0.973	2.12	5,25	3HA16	6.03
6	ELU	27.725	0.059	SSA	0.969	2.49	5,25	3HA16	6.03
7	ELU	30.023	0.064	SSA	0.967	2.70	5,25	3HA16	6.03
8	ELU	33.606	0.072	SSA	0.963	3.038	5,25	3HA16	6.03
9	ELU	36.297	0.078	SSA	0.959	3.29	5,25	3HA16	6.03
10	ELU	34.18	0.073	SSA	0.962	3.09	5,25	3HA16	6.03

Tableau VIII.3 : Ferraillage des poutres secondaires à l'ELU (en travée).

➢ **Aux appuis :**

Niv	Comb	M_{max} (KN.m)	μ	Obs	β	A_s cal (cm^2)	A_{min} cm^2	Ferraillage	Aadop (cm^2)
RDC	**(G+Q±E)**	**82.061**	0.135	SSA	0.927	6.70	5,25	3HA16+2HA14	**9.11**
1	**(G+Q±E)**	**99.384**	0.164	SSA	0.910	8.27	5,25	3HA16+2HA14	**9.11**
2	**(G+Q±E)**	**101.733**	0.168	SSA	0.907	8.49	5,25	3HA16+2HA14	**9.11**
3	**(G+Q±E)**	**98.113**	0.162	SSA	0.911	8.15	5,25	3HA16+2HA14	**9.11**
4	**(G+Q±E)**	**90.865**	0.150	SSA	0.918	7.49	5,25	3HA16+2HA14	**9.11**
5	**(G+Q±E)**	**82.201**	0.136	SSA	0.927	6.71	5,25	3HA16+2HA14	**9.11**
6	**(G+Q±E)**	**73.739**	0.122	SSA	0.935	5.97	5,25	3HA16+2HA14	**9.11**
7	**(G+Q±E)**	**63.699**	0.105	SSA	0.944	5.11	5,25	3HA16+2HA14	**9.11**
8	**(G+Q±E)**	**53.524**	0.088	SSA	0.954	4.25	5,25	3HA16+2HA14	**9.11**
9	**(G+Q±E)**	**45.186**	0.074	SSA	0.962	3.55	5,25	3HA16+2HA14	**9.11**
10	**(G+Q±E)**	**38.38**	0.063	SSA	0.967	3.00	5,25	3HA16+2HA14	**9.11**

Tableau VIII.4 : Ferraillage des poutres secondaires (G+Q+E) et (0,8G+E) (aux appuis).

VIII.1.2. Vérifications à L'ELU :

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

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

Poutres principales de (30× 40) cm^2: $A_{min} = 0{,}23 \times 30 \times 38 \times \frac{2{,}1}{400} = 1{,}37 < 10.64\text{cm}^2 \Rightarrow$ vérifiée

Poutres secondaires de (30×35) cm^2: $A_{min} = 0{,}23 \times 30 \times 33 \times \frac{2{,}1}{400} = 1{,}19 < 8.01\text{cm}^2 \Rightarrow$ vérifiée

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

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », pris conventionnellement égale à : $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d}$, T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU.

- Poutres principales $\tau_u = \frac{106.38 \times 10^{-3}}{0{,}3 \times 0.38} = 0.93\text{MPa}.$
- Poutres secondaires $\tau_u = \frac{59.60 \times 10^{-3}}{0{,}30 \times 0{,}33} = 0.60\ \text{MPa}.$

- **Vérification de la cotangente du béton :(5 1 211 /BAEL91) :**

La fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$.

$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0{,}2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) \Rightarrow \overline{\tau_u} =$ min (0,2×25/1,5 ; 5MPa) = 3,33MPa.

- Poutres principales $\tau_u = 0{,}93\text{MPa} < 3{,}33\text{MPa}$ ……condition vérifiée.
- Poutres secondaires $\tau_u = 0{,}60\text{MPa} < 3{,}33\text{MPa}$ ……....condition vérifiée.

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**
- **Influence sur les armatures :**

Lorsqu'au droit d'un appui : on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à : $T_u - \frac{M_u}{0{,}9d}$

D'où : $A_s \geq \frac{1,15}{f_e}\left(V_u - \frac{M_u}{0,9d}\right)$

- Poutres principales : $106.38 - \frac{70.661}{0,9\times 0,38} = -100.23 < 0$
- Poutres secondaires : $59.6 - \frac{101.733}{0,9\times 0,33} = -282.93 < 0$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

- **Influence sur le béton :**

$$T_u \leq \overline{T}_u = 0,40\times \frac{0,9.d.b.f_{c28}}{\gamma_b}$$

- Poutres principales : $T_u = 106.38KN < \overline{T}_u = 0,4\times \frac{0,9\times 30\times 38\times 2,5}{1,5} = 684KN$

- Poutres secondaires : $T_u = 59.6KN < \overline{T}_u = 0,4\times \frac{0,9\times 30\times 33\times 2,5}{1,5} = 594KN$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence :(Art. A.6.1.2.1, BAEL 91) :**

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

$\overline{\tau}_{se} = \Psi . f_{t28} = 1,5\times 2,1 = 3,15$ MPa

Avec : $\Psi = 1,5$ Pour les aciers HA.

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d\sum U_i} < \overline{\tau}_{se}$ Avec : $\sum U$: périmètre utile des aciers.

3HA14 + 3HA12$\Longrightarrow$Σu= 214.30m

- Poutres principales: $\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d\sum U} = \frac{106.38\times 10^3}{0,9\times 380\times 214.30} = 1.27MPa < \overline{\tau}_{se}$

3HA16+ 2HA14$\Longrightarrow$Σu= n . π . $\emptyset$ =238.64cm

- Poutres secondaires: $\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d\sum U} = \frac{59.60\times 10^3}{0,9\times 330\times 238.64} = 0.84MPa < \overline{\tau}_{se}$

Conclusion : la contrainte d'adhérence est vérifiée.

- **Calcul de la longueur de scellement droit des barres :**

$l_s = \dfrac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$ Avec : $\tau_{su} = 0{,}6\,\psi_s^2\, f_{t28} = 2{,}835\text{M}$ pa

- Pour les T_{12} : l_s = 42,32cm
- Pour les T_{14} : l_s = 49,39cm
- Pour les T_{16} : l_s= 56,43cm.

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : **0 ,4 l_s**, pour les aciers HA.

- Pour les Φ12 : l_a = 16,92cm.
- Pour les Φ14 : l_a = 19,75cm.
- Pour les Φ16 : l_a = 22,57cm.

- **Calcul des armatures transversales :**

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10}\right)$$

Φ_t= min (11.42 ; 12 ; 30) où Φ_1 est le plus petit diamètre utilisé dans le ferraillage.

Soit **Φ_t= 8mm**

Soit **A_t= 4HA8 = 2,01 cm.**

- **Calcul des espacements** :
  - **Poutres principales :**
    - **Zone nodale :**

$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\,\Phi_1\right) = \min\left\{\frac{40}{4}\,;\, 12.1.2\right\}$

Soit $S_t = \min\{10\,;\,14.40\}$ On opte pour **St = 8 cm.**

- **Zone courante :**

$S_t^{'} \leq \frac{h}{2} = 20\text{cm}$ On opte pour S_t =**15cm.**

- **Poutres secondaires :**

  - **Zone nodale :**

$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_1\right) = \min\left\{\frac{35}{4}; 12.1.4\right\}$.

Soit $S_t = \min\{8.75; 16.8\}$ On opte pour **St = 8 cm.**

  - **Zone courante :**

On opte pour S_t =**15cm**

  - **Armatures transversales minimales :**

La quantité d'armatures minimales est :

$A_t^{min} = 0{,}003 \times S_t \times b = 0{,}003 \times 15 \times 30 = 1.35\ cm^2$

$A_t = 2.01\ cm^2 > A_t^{min} = 1.35\ cm^2$ …….. Condition vérifiée

- **Délimitation de la zone nodale :**
  L'=2xh,
  h: hauteur d la poutre
  L' : la longueur de la zone nodale.
- L'=2x40=80 cm : poutre principales de (30x40).
- L'=2x35=70 cm : poutre secondaire de (30x35).

VIII.1.3.Vérification à l'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

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

b) Etat limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$\sigma_{bc} = \sigma_s / K\sigma_{bc} = 0{,}6 \times f_{c28} = 0{,}6 \times 25 = 15MPa$

Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$ (A_s : armatures adoptées à l'ELU).

On calcul : $\rho_1 = \frac{100 A_s}{b_0 d}$.

➢ **Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :**

Niveau	M_s (KN m)	A_s adoptée	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	obs.
RDC	38.659	8.01	0.603	0.885	28.48	167.08	5.86	15	vérifiée
1	25.83	8.01	0.603	0.885	28.48	111.63	3.91	15	vérifiée
2	26.069	8.01	0.603	0.885	28.48	11.26	3.9	15	vérifiée
3	26.046	8.01	0.603	0.885	28.48	112.67	3.95	15	vérifiée
4	26.46	8.01	0.603	0.885	28.48	114.36	4.01	15	vérifiée
5	27.015	8.01	0.603	0.885	28.48	116.75	4.09	15	vérifiée
6	26.928	8.01	0.603	0.885	28.48	116.38	4.08	15	vérifiée
7	27.492	8.01	0.603	0.885	28.48	118.82	4.17	15	vérifiée
8	28.208	8.01	0.603	0.885	28.48	121.91	4.28	15	vérifiée
9	28.05	8.01	0.603	0.885	28.48	121.23	4.25	15	vérifiée
10	26.721	8.01	0.603	0.885	28.48	115.48	4.05	15	vérifiée

Tableau VIII.5 : Vérification du ferraillage des poutres principales en travée à l'ELS.

Niveau	M_s (KN m)	A_s adoptée	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	obs.
RDC	49.80	8.01	0.702	0.878	25.98	186.34	7.17	15	vérifiée
1	38.60	8.01	0.702	0.878	25.98	144.43	5.55	15	vérifiée
2	40.28	8.01	0.702	0.878	25.98	150.07	5.80	15	vérifiée
3	42.709	8.01	0.702	0.878	25.98	159.81	6.15	15	vérifiée
4	44.535	8.01	0.702	0.878	25.98	166.6	6.41	15	vérifiée
5	48.624	8.01	0.702	0.878	25.98	181.94	7.0	15	vérifiée
6	51.42	8.01	0.702	0.878	25.98	192.40	7.42	15	vérifiée
7	52.885	8.01	0.702	0.878	25.98	197.88	7.61	15	vérifiée
8	55.665	8.01	0.702	0.878	25.98	208.29	8.01	15	vérifiée
9	57.912	8.01	0.702	0.878	25.98	216.70	8.34	15	vérifiée
10	52.761	8.01	0.702	0.878	25.98	19.74	7.5	15	vérifiée

Tableau VIII.6 : Vérification du ferraillage des poutres principales aux appuis à l'ELS

Niveau	M_s (KN.m)	A_s adoptée	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	obs.
RDC	8.957	6.02	0.561	0.888	29.64	54.97	1.85	15	vérifiée
1	7.508	6.02	0.561	0.888	29.64	46.08	1.55	15	vérifiée
2	10.66	6.02	0.561	0.888	29.64	65.42	2.20	15	vérifiée
3	13.533	6.02	0.561	0.888	29.64	83.06	2.80	15	vérifiée
4	15.291	6.02	0.561	0.888	29.64	93.84	3.16	15	vérifiée
5	17.203	6.02	0.561	0.888	29.64	105.58	3.56	15	vérifiée
6	20.88	6.02	0.561	0.888	29.64	128.1	4.3	15	vérifiée
7	21.748	6.02	0.561	0.888	29.64	133.48	4.50	15	vérifiée
8	24.338	6.02	0.561	0.888	29.64	149.37	5.03	15	vérifiée
9	26.30	6.02	0.561	0.888	29.64	161.41	5.44	15	vérifiée
10	24.73	6.02	0.561	0.888	29.64	151.78	5.12	15	vérifiée

Tableau VIII.7 : Vérification du ferraillage des poutres secondaires en travée à l'ELS

Niveau	M_s (KN m)	A_s adoptée	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	obs.
RDC	8.954	9.11	0.920	0.864	21.76	34.47	1.58	15	vérifiée
1	23.12	9.11	0.920	0.864	21.76	89.01	4.09	15	vérifiée
2	23.685	9.11	0.920	0.864	21.76	91.18	4.19	15	vérifiée
3	23.685	9.11	0.920	0.864	21.76	91.18	4.19	15	vérifiée
4	23.685	9.11	0.920	0.864	21.76	91.18	4.19	15	vérifiée
5	26.78	6.88	0.694	0.878	25.98	134.34	5.17	15	vérifiée
6	30.293	6.88	0.694	0.878	25.98	151.96	5.84	15	vérifiée
7	32.425	6.88	0.694	0.878	25.98	162.66	6.26	15	vérifiée
8	35.669	6.88	0.694	0.878	25.98	178.93	6.88	15	vérifiée
9	37.747	6.88	0.694	0.878	25.98	18.93	6.2	15	vérifiée
10	37.65	6.88	0.694	0.878	25.98	18.88	7.2	15	vérifiée

Tableau VIII.8 : Vérification du ferraillage des poutres secondaires aux appuis à l'ELS.

- **Etat limite de déformation (Art B.6.8, 424 /BAEL 91)**

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0.d} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$$

❖ **Pour les poutres principales :**

- $\frac{h}{l} = \frac{40}{500} = 0.06$
- $\frac{1}{16} = 0.06$

✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$**……...……condition vérifier**

- $\frac{A_s}{b.d} = \frac{8.01}{30x38} = 0.0070$
- $\frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$

✓ $\frac{A_s}{b.d} < \frac{4.2}{f_e}$ **…….……condition vérifier.**

- $\frac{h}{l} = \frac{40}{500} = 0.083$
- $\frac{M_t}{10.M_0} = \frac{38.659}{10\times100.40} = 0.038$

$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$ **……condition vérifier.**

❖ **Pour les poutres secondaires :**

- $\frac{h}{l} = \frac{30}{340} = 0.088$, $\frac{1}{16} = 0.0625$

✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$ **……...……condition vérifier**

- $\frac{A_s}{b.d} = \frac{6.02}{30x33} = 0.0060$
- $\frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$

✓ $\frac{A_s}{b.d} < \frac{4.2}{f_e}$ **…….……condition vérifier.**

- $\frac{h}{l} = \frac{35}{340} = 0.102$
- $\frac{M_t}{10.M_0} = \frac{26.30}{10\times29.13} = 0.090$

✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$ **……condition vérifier.**

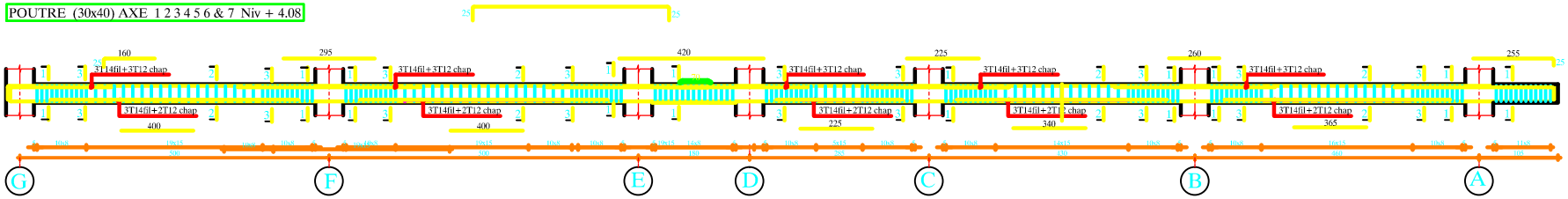
.

❖ **Conclusion :**

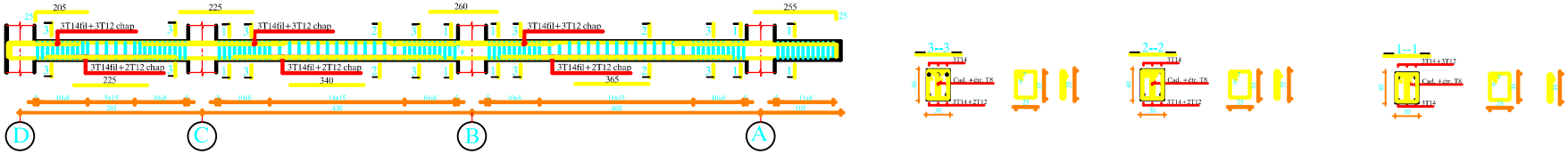
La flèche est vérifiée, pour les poutres principales et secondaires.

ferraillage poutre principale

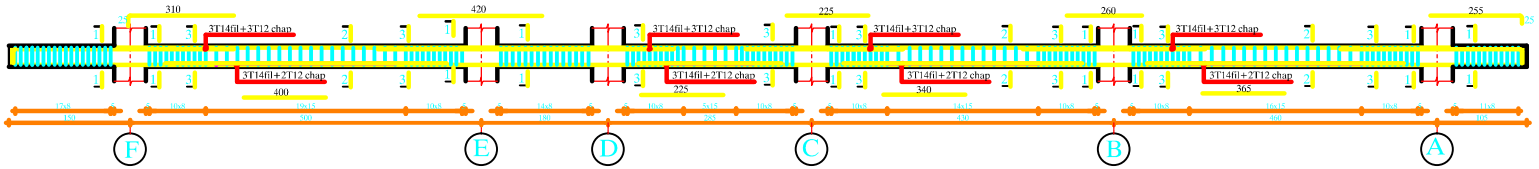
POUTRE (30x40) AXE 1 2 3 4 5 6 & 7 Niv + 4.08



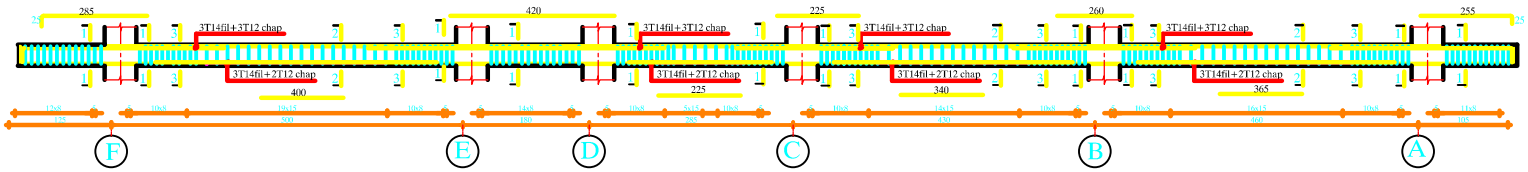
POUTRE (30x40) AXE 1 & 7 Niv + 7.14 et 34.68



POUTRE (30x40) AXE 2 3 5 & 6 Niv + 7.14 et 34.68



POUTRE (30x40) AXE 4 Niv + 7.14 et 34.68



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

ELEVE(S) :
Mr. BECHI Yacheta
Mlle. CHOUGAR Kamila
Mlle. HAMMOUR Ouiza

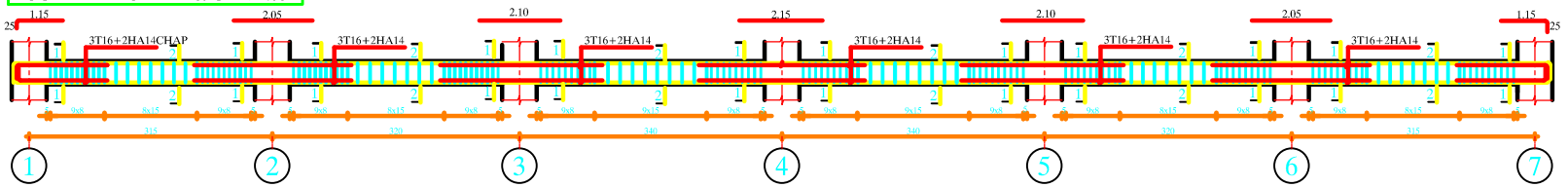
PROMOTION 2015/2016

TITRE :
Ferraillage poutre principale

ECHELLE 1/

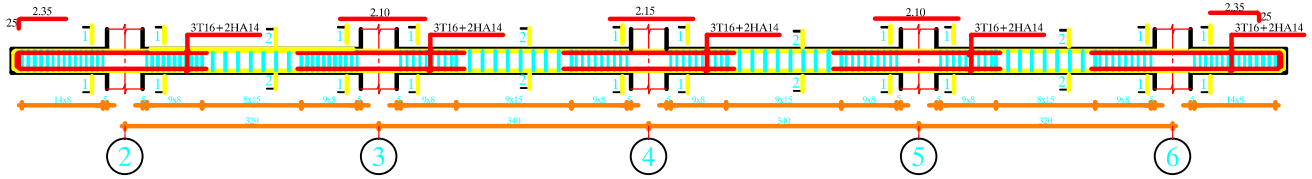
ferraillage poutre secondaire

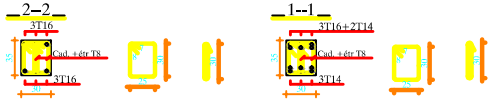
POUTRE A B C D E F & G Niv 4.08



ferraillage poutre secondaire

POUTRE AXE E F Niv 7.14 et 34.68





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

REALISE PAR :
Mlle HEFSI Rachida
Mlle CHOUGAR Karima
Mlle HAMMOUR ouiza

DIRIGE PAR :
Mr MECHICHE

TITRE :
Ferraillage poutre secondaire

PROMOTION 2013/2014

ECHELLE :

.1.Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanente(G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

-Armatures verticales.

-Armatures horizontales.

-Armatures transversales.

Pour faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose la structure en (03) zones :

- Zone I : RDC,1^{e}
- Zone II :2^{eme},3^{eme}et4^{eme}
- ZoneIII : 5^{eme},6^{eme} ,7^{eme}
- ZoneIV :$8^{eme,}$ 9^{eme},10^{eme}

IX.2.Combinaison d'action :

Les combinaisons d'action sismique et d'action dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

- Selon le BAEL 91 $\begin{cases} 1.35G+1.5Q \\ G+Q \end{cases}$
- Selon le RPA révise 2003 $\begin{cases} G+Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$

IX.3.Ferraillage des voiles :

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d) .

IX.4.Exposé de la méthode :

consiste a déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables(N,M) en utilisant les formules suivants :

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

B : section du béton

I : moment d'inertie du Voile

V et **V'**: bras de levier : $V=V'=\frac{L_{voile}}{2}$

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

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

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_C : la Longueur de la zone comprimée

$$L_C = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} . L$$

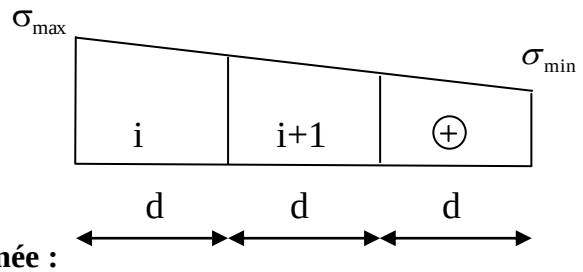
L_t : longueur tendue avec $L_t = L - L_C$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés des diagrammes des contraintes obtenues :

- **Section entièrement comprimée :**

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

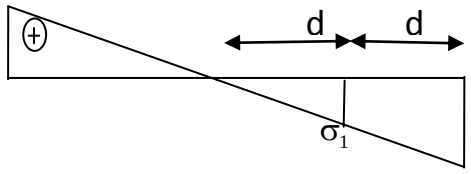
$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$



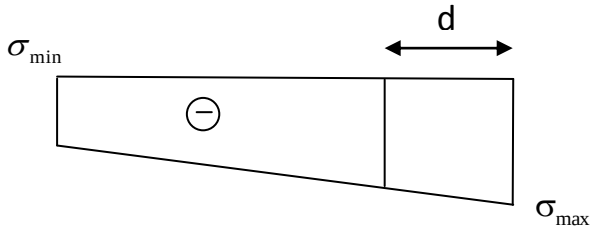
- **Section partiellement comprimée :**

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

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} . d \cdot e$$



- **Section entièrement tendue :**



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

IX.5.Détermination des armatures :

IX.4.1.Armatures verticales :

- **Section entièrement comprimée :**

$$A_V = \frac{N_i - B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile.

σ(2%)=Contrainte dans les aciers correspondante à un allongement de (100%)

Combinaison courantes : $\sigma(2\%) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$

Combinaison accidentelles : $\sigma(2\%) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400MPa$

- **Section partiellement comprimée :**

$$A_V = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

σ(100%)=Contrainte dans les aciers correspondante à un allongement de (10%)

Combinaison courantes : $\sigma(10\%) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$

Combinaison accidentelles : $\sigma(10\%) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400MPa$

- **Section entièrement tendue :**

$$A_V = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

σ(2%)=Contrainte dans les aciers correspondante à un allongement de (2%)

Combinaison courantes : $\sigma(10\%) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$

Combinaison accidentelles : $\sigma(10\%) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400MPa$

IX.4.2.Armatures minimales :

- **Pour une section entièrement comprimée :**

➢ $A_{min} \geq 4\ cm^2/ml$ (Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99).

➢ $0.2\ \% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\ \%$ (Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99).

- **Pour une section entièrement tendue :**

$$A_{min} \geq \max\left\{\frac{Bf_{t28}}{f_e};\ 0.15\%.B\right\}$$

- **section partiellement comprimée :**

$$A_{min} \geq \max\left\{\frac{0.23Bf_{t28}}{f_e};\ 0.05.B\right\}$$

Avec : B : Section du béton.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à 0.2% de la section horizontale du béton tendue.

- Exigences de RPA 2003**(article 7.7.4.3/RPA version 2003)**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 15%
- En zone courants 0.10%

IX.4.3. Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à135° ayant une longueur de 10Φ et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales

La section de ces armatures est :

D'après RPA99 :

- $\mathbf{A_H \geq 0.15B}$ Globalement dans la section du voile
- $\mathbf{A_H \geq 0.10B}$ En zone courante.

D'après le BEAL : $A_H \geq \frac{A_V}{4}$

A_V : Section d'armatures verticales.

B : Section du béton.

-Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

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

IX.4.4.Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.
Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales. Ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA révise 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au par (04) épingle au mètre carré.

IX.4.5.Armatures de coutures :

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

$A_{vj} = 1.1\dfrac{T}{f_e}$ (Article 7.7.4.3/RPA version 2003)

$T = 1.4\,V_u$

V_u : effort tranchant calculée au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendu nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

IX.4.6.Potelet :
Il faut prévoir chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci $\geq$ 4HA10

IX.4.7.Disposition constructives :

- **Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$S_t \leq \min\{1,5e, 30cm\}$ …… (Art 7.7.4.3 RPA 2003)

Avec : e =épaisseur du voile
Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

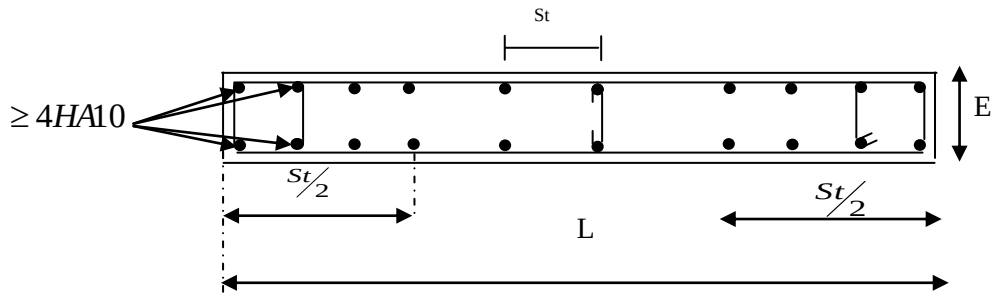


Figure .1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

- **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à : …….. (Art 7.7.4.3 RPA 2003)

- 40Φ pour les barres situées dans les zones ou 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 maximal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\varphi_{max} = \frac{e}{10} = 25mm$$

IX.5.Vérification :

- **Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il considère : $N_s = G + Q$

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

Avec :
N_s : Effort normal applique.
B : Section du béton.
A : Section d'armature adoptée.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Selon le RPA 2003 :

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

Avec :

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

Selon le BAEL 91 :

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

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

IX.6.Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferraillage des voiles transversaux VL1 VL2 :

a. Zones I

- Caractéristiques géométriques :

L = 2.85m ,e = 0.25 m ,I = 0.48m^4 ,B = L.e = 0.71 m² ,V = V' = $\frac{L}{2}$ = 1.42

$$\begin{cases} \sigma_{max} = 5848.85\text{KN} \\ \sigma_{min} = -9136.61\text{ KN} \end{cases}$$

Alors la section est partiellement comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min} + \sigma_{max}} \times L$$

$$L_c = \frac{5848.85}{9136.61 + 5848.85} \times 2.85 = 1.11\text{m}$$

Lt=L-Lc=1.74m

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

Avec :$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L_C}{3}\right) = 0.74\text{m}$

Soit un tronçon d_1 = 0.74m

d_2= 1.74– 0.74 = 1.00m

1. **1er tronçon :**

$$\sigma_1 = \frac{Lt - d1}{Lt} \cdot \sigma_{min} \text{.....Triangles semblables}$$

$$\sigma_1 = 5250.92 KN/m^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 1330.84 KN$$

- **Armatures verticales :**

2. **2eme tronçon :**

$$\sigma_1 = \frac{Lt - d}{Lt} \cdot \sigma_{min} \text{.....Triangles semblables}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} .d \cdot e = 656.36 KN$$

- **Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{S1}} = \quad 33.27 \ cm^2$$

$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_S} = 16.41 cm^2$

- **Armatures minimales**

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{0.23 \times B \ f_{t28}}{f_e} \ ; \ 0.005 \ B \right)$$

$B_1 = d_1$ x e = 0.74X25 = 1850cm^2

$B_2 = d_2$ x e = 100 X25 =2500 cm^2

A_{min1} =2.23 cm^2

A_{min2} =3.18 cm^2

- **Armatures de couture:**

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{T}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times Vu}{fe} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 60.31 \text{ x } 10}{400} = 2.32 cm^2$$

Détermination de la section d'armatures verticale totale par nappe :

$A_{vt1} = A_{v1} + A_{vj}/4$ = 33.85cm^2

$A_{vt2} = A_{v2} + A_{vj}/4$ =16.99cm^2

- **Choix des armatures:**

A_{vt1}= 2*11HA14=33.88 cm^2/d_1 ;⇒ S_t =10cm.

A_{vt2}= 2*6HA14 =18.48 cm^2/d_2 , ⇒ S_t = 11cm

- **Armatures horizontales :**

D'après le BAEL 91 : Ah =A_{vt1}/4=8.46 cm2

D'après le RPA révisée 2003 : Ah=0.15 % B=10.65cm2

Soit 10HA12 = 11.3 cm² /ml

Soit 5HA12 = 5.56 cm^2/ml avec S_t = 20 cm

- **Armatures transversales:**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit 4HA8 (4 épinglesHA8 /m²).

- **Vérification des contraintes :**

BAEL 91 : $\tau_u = \frac{V_u}{e \cdot d} = \frac{60.31 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 2.85.10^3} = 0.094 MPa$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15\ f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4\ Mpa\right) = 3.26 Mpa$$

$$\tau_u = 0.094 \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15\ 25}{1.15}\ ;\ 4\ Mpa\right) = 3.26 Mpa$$

RPA 2003 : $\tau_b = \frac{T}{e \cdot d} = \frac{1.4 \times 60.31 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 2850} = 0.094 MPa$

$$\tau_b = 0.094 \leq \bar{\tau}_b = 0.2\ f_{c28} = 5\ Mpa$$

- **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{d \times e + 15.A_V} \Rightarrow \sigma_b = \frac{1645.29 \times 10^3}{0.71 \times 10^6 + 33.85 \times 15 \times 10^2} = 2.16 MPa$$

$$\sigma_b = 2.16 MPa \leq \bar{\sigma}_b = 15 MPa$$

Remarque:

Les résultats de calcul du ferraillage des autres voiles ainsi que les vérifications des contraintes sont donnés dans les tableaux ci-dessous:

❖ Ferraillage de voile **VL2, VL4** .

Zones			Zone I	Zone II	zone III	zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)		2.85	2.85	2.85	2.85
	e (m)		0.25	0.25	0.25	0.25
	B (m)		0.71	0.71	0.71	0.71
Sollicitations de calcul	σ_{max}[KN/m²]		5848.85	2975.04	1372.73	2265.70
	σ_{min}[KN/m²]		-9136.61	-5665.06	-3893	3728.40
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		60.31	37.67	43.88	60.83
	L_t(m)		1.74	1.87	2.11	1.78
	L_c(m)		1.11	0.98	0.74	1.07
	d_1 (m)		0.74	0.65	0.49	0.71
	d_2 (m)		1.00	1.22	1.62	1.07
	σ_1 [KN/m²]		5250.92	3695.92	2988.93	2241.22
	N (kN)	N_1	1330.84	760.57	605.25	505.40
		N_2	656.36	563.62	421.51	319.10
	A_v (cm²)	A_{V1}	**33.27**	**19.01**	**15.13**	**12.63**
		A_{V2}	**16.41**	**14.09**	**10.53**	**7.97**
	A_{vj} (cm²)		2.32	1.45	1.68	2.34
	A (cm²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**33.85**	**19.37**	**15.55**	**13.21**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**16.99**	**14.45**	**10.95**	**8.55**
	A_{min1} (cm²)		2.23	1.96	1.47	2.14
	A_{min2} (cm²)		3.018	3.68	4.9	3.23
	$A_{vadopté}$ (cm²)	Bande1	**33.88**	**21.56**	**15.8**	**13.54**
		Bande 2	**18.48**	**18.48**	**18.48**	**9.02**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bande1	**2x 11HA14**	**2x 7HA14**	**2x 7HA12**	**2x 6HA12**
		Bande 2	**2x 6HA14**	**2x 6HA14**	**2x 6HA12**	**2x 4HA12**
	S_t (cm)	Bande1	10cm	10 cm	10cm	15cm
		Bande 2	11cm	17cm	20cm	20cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		10.65	10.65	10.65	3.30
	A_H /nappe (cm²)		8.46	4.84	3.88	4.51
	Choix des barres/nappe (cm²)		**8HA12**	**5HA12**	**4HA12**	**4HA12**
	ST		**20cm**	**20cm**	**20cm**	**20cm**
Vérification des contraintes	Armature transversal		**4 Epingles HA8/m²**			
	contrainte	τ_u(MPa)	0.940	0.058	0.680	0.095
		τ_b(MPa)	0.131	0.082	0.950	0.132
	ELS	N_s (kN)	-1645.29	-1139.08	-619.46	-95.45
		σ_b(MPa)	**2.16**	**1.13**	**0.81**	**-2.10**

❖ Ferraillage de voile **VL1, VL3.**

Zones			Zone I	Zone II	zone III	zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)		1.20	1.20	1.20	1.20
	e (m)		0.25	0.25	0.25	0.25
	B (m)		0.30	0.30	0.30	0.30
Sollicitations de calcul	σ_{max}[KN/m²]		2154.17	1128.91	1617.73	3873.01
	σ_{min}[KN/m²]		-7193.89	-5935.52	-5829.77	-5164.94
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		9.81	9.60	12.65	19.25
	L_t(m)		0.92	1.01	0.94	0.69
	L_c(m)		0.28	0.19	0.26	0.51
	d1(m)		0.18	0.12	0.17	0.34
	d2(m)		0.74	0.89	0.77	0.35
	σ_1 [KN/m²]		5786.38	5230.3	4775.44	2619.89
	N (kN)	N_1	535.24	581.87	459.63	330.85
		N_2	292.05	167.48	225.36	114.62
	A_v (cm²)	A_{V1}	**9.54**	**8.30**	**7.40**	**6.12**
		A_{V2}	**5.30**	**4.50**	**4.10**	**3.40**
	A_{vj} (cm²)		0.37	0.36	0.48	0.74
	A (cm²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**9.63**	**8.39**	**7.52**	**6.30**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**5.39**	**4.59**	**4.22**	**3.58**
	A_{min1} (cm²)		0.54	0.36	0.51	1.026
	$A_{min\ 2}$(cm²)		2.23	2.68	2.32	1.056
	$A_{vadopté}$ (cm²)	Bande1	**11.30**	**9.04**	**7.80**	**7.8**
		Bande 2	**9.02**	**9.02**	**4.68**	**4.68**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bande1	**2x 5HA12**	**2x 4HA12**	**2x 5HA10**	**2x 5HA10**
		Bande 2	**2x 3HA12**	**2x 3HA12**	**2x 3HA10**	**2x 3HA10**
	S_t (cm)	Bande1	10cm	10cm	10cm	10cm
		Bande 2	10cm	10cm	10cm	10cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		4.5	4.5	4.5	4.5
	A_H /nappe (cm²)		2.82	2.26	1.95	1.95
	Choix des barres/nappe (cm²)		**4HA10**	**3HA10**	**3HA10**	**3HA10**
	ST		**15cm**	**15cm**	**15cm**	**15cm**
Vérification des contraintes	Armature transversal		**4 Epingles HA8/m²**			
	contrainte	τ_u(MPa)	0.036	0.035	0.046	0.071
		τ_b(MPa)	0.050	0.049	0.065	0.099
	ELS	N_s (kN)	-1119.16	-786.43	-438.65	-81.99
		σ_b(MPa)	**-3.68**	**-3.73**	**-1.57**	**-0.15**

❖ Ferraillage de voile **VT2, VT1** .

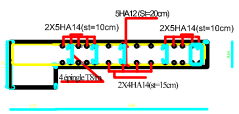
Zones			Zone I	Zone II	zone III	zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)		1.20	1.20	1.20	1.20
	e (m)		0.25	0.25	0.25	0.25
	B (m)		0.30	0.30	0.30	0.30
Sollicitations de calcul	σ_{max}[KN/m²]		4395.08	3952.11	1361.29	4824.92
	σ_{min}[KN/m²]		-6742.24	-6665.47	-6433.14	-5052.92
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		12.83	21.1	22.72	25.83
	L_t(m)		0.73	0.76	1.00	0.62
	L_c(m)		0.47	0.44	0.2	0.58
	d1(m)		0.31	0.29	0.13	0.24
	d2(m)		0.42	0.47	0.87	0.38
	σ_1 [KN/m²]		3879.09	4122.06	5596.83	3096.95
	N (kN)	N_1	411.57	391.04	306.30	244.49
		N_2	203.65	242.17	195.48	147.1
	A_v (cm²)	A_{V1}	**10.28**	**9.77**	**7.65**	**6.11**
		A_{V2}	**5.09**	**6.05**	**4.88**	**3.67**
	A_{vj} (cm²)		0.49	0.81	0.87	0.99
	A (cm²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**10.40**	**9.97**	**7.86**	**6.35**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**5.21**	**6.25**	**5.097**	**3.91**
	A_{min1}(cm²)		0.93	0.87	0.39	0.72
	A_{min2}(cm²)		1.26	1.41	2.62	1.14
	$A_{vadopté}$ (cm²)	Bande1	**11.30**	**11.30**	**9.42**	**7.84**
		Bande 2	**6.76**	**6.76**	**6.28**	**4.70**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bande1	**2x 5HA12**	**2x 5HA12**	**2x 5HA10**	**2x 5HA10**
		Bande 2	**2x 3HA12**	**2x 3HA12**	**2x 4HA10**	**2x 3HA10**
	S_t (cm)	Bande1	10cm	10cm	10cm	10cm
		Bande 2	15cm	15cm	15cm	15cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		4.5	4.5	4.5	1.92
	A_H /nappe (cm²)		2.6	2.49	1.96	1.16
	Choix des barres/nappe (cm²)		**4HA10**	**4HA10**	**3HA10**	**3HA10**
	ST		**15cm**	**15cm**	**15cm**	**15cm**
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²			
	contrainte	τ_u(MPa)	0.047	0.078	0.084	0.095
		τ_b(MPa)	0.066	0.109	0.117	0.133
	ELS	N_s (kN)	-1753.46	-1253.16	-4255.5	-4255.5
		σ_b(MPa)	**-3.6**	**-2.74**	**-1.9**	**-1.2**

❖ Ferraillage de voile **VL3, VL4** .

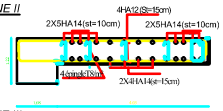
Zones			Zone I	Zone II	zone III	zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)		1.5	1.5	1.5	1.5
	e (m)		0.25	0.25	0.25	0.25
	B (m)		0.37	0.37	0.37	0.125
Sollicitations de calcul	σ_{max}[KN/m²]		5625.29	2908.88	4255.46	6576.21
	σ_{min}[KN/m²]		-11458.62	-7305.97	-7472.41	-7312.29
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		6.83	18.13	17.86	17.84
	L_t(m)		1.01	1.08	0.96	0.79
	L_c(m)		0.49	0.42	0.54	0.71
	d_1 (m)		0.32	0.28	0.36	0.32
	d_2 (m)		0.69	0.8	0.60	0.47
	σ_1 [KN/m²]		7828.16	5411.82	4670.25	4350.34
	N (kN)	N_1	771.47	541.18	546.41	466.50
		N_2	675.17	445.12	350.26	255.58
	A_v (cm²)	A_{V1}	**14.23**	**11.10**	**9.30**	**8.4**
		A_{V2}	**9.3**	**8.6**	**7.40**	**6.3**
	A_{vj} (cm²)		0.26	0.69	0.68	0.68
	A (cm²)	A1=A_{v1}+A_{vj}/4	**14.29**	**11.27**	**9.47**	**8.57**
		A2=A_{v2}+A_{vj}/4	**9.36**	**8.77**	**7.57**	**6.47**
	A_{min1} (cm²)		0.96	0.84	1.086	0.96
	A_{min2}(cm²)		2.08	2.4	1.81	1.41
	$A_{vadopté}$ (cm²)	Bande1	**15.40**	**11.30**	**11.30**	**9.04**
		Bande 2	**12.32**	**9.04**	**9.04**	**6.78**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bande1	**2x 5HA14**	**2x 5HA12**	**2x 5HA12**	**2x 4HA12**
		Bande 2	**2x 4HA14**	**2x 4HA12**	**2x 4HA12**	**2x 3HA12**
	S_t (cm)	Bande1	10cm	10 cm	10cm	10 cm
		Bande 2	15cm	15cm	15cm	15cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		5.55	5.55	5.55	5.55
	A_H /nappe (cm²)		3.85	2.82	2.82	2.26
	Choix des barres/nappe (cm²)		**4HA12**	**4HA12**	**4HA12**	**3HA12**
	ST		**20cm**	**20cm**	**20cm**	**20cm**
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²			
	contrainte	τ_u(MPa)	0.020	0.053	0.053	0.052
		τ_b(MPa)	0.028	0.075	0.074	0.074
	ELS	N_s (kN)	-1401.32	-1134.09	-564.98	-112.45
		σ_b(MPa)	**-2.69**	**-2.55**	**-1.00**	**-0.153**

Ferraillage des voiles VL3;VL4

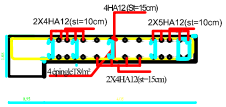
ZONE I



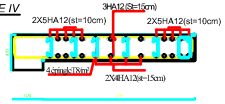
ZONE II



ZONE III

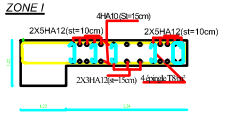


ZONE IV

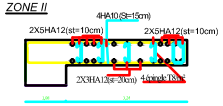


Ferraillage des voiles VT1;VT2

ZONE I



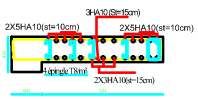
ZONE II



ZONE III

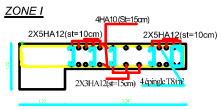


ZONE VI

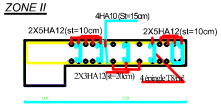


Ferraillage des voiles VL1;VL3

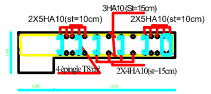
ZONE I



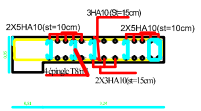
ZONE II



ZONE III

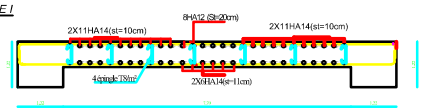


ZONE VI

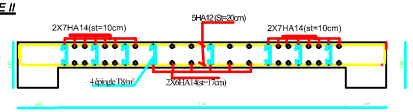


Ferraillage des voiles VL2;VL4

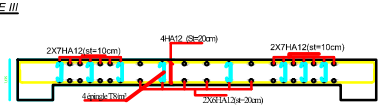
ZONE I



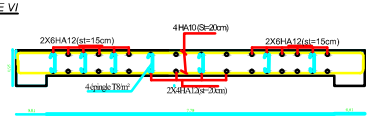
ZONE II



ZONE III



ZONE VI



Introduction :

Les fondations : base de l'ouvrage qui se trouve en contact direct avec le terrain d'assise (sol) et qui a pour fonction de base l'interaction entre le sol et la structure. Les fondations concernent toutes les catégories de structures (béton, béton armé, charpente en bois, charpente métallique) et tous les ouvrages (bâtiments, ouvrages d'arts, murs de soutènement…).

Les principaux rôles de la fondation sont :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage (le terrain d'assise ne doit pas tasser, et la structure ne doit pas se déplacer).

Les fondations doivent être en équilibre sous :

- Les sollicitations dues à la superstructure (N et M) ; ces actions sont de différentes origines (permanentes, d'exploitation, climatiques, accidentelles, séismes…).
- Les sollicitations dues au sol ; ces sollicitations sont fonction de la nature du sol et donc de sa capacité portante et donc de la contrainte admissible du sol et de la présence de la nappe phréatique (nappe d'eau).

On distingue deux principaux types de fondations selon la profondeur à laquelle elles se situent :

- **Les fondations superficielles** appelées aussi **fondations ordinaires** : elles sont utilisées quand le bon sol est proche de la surface. Ce type de fondation comprend les semelles et les longrines.
- **Les fondations profondes**: systèmes de fondations par *puits* ou par *pieux* employés quand le bon sol est situé en profondeur.

❖ **Choix du type de fondation :**

Le choix de tel ou tel type de fondation dépend :

- De la nature du terrain, profondeur de la couche résistante.
- Du type d'ouvrage à fonder : c'est-à-dire de l'intensité des forces à transmettre et de façon dont ces forces sont transmises aux massifs de fondation.
- Du matériau utilisé.
- Du site.
- Coût…

❖ **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. Une étude préalable du sol nous a donné les résultats suivants :

- La contrainte admissible du sol est σ_{sol} =2 bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles filantes et un radier général. En fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle Convenable.

X-1 Dimensionnement :

a. Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_S}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \times L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{L \times \sigma_{sol}}$$

Avec :B: Largeur de la semelle
L : Longueur de la semelle
G : Charge permanente revenant au voile considéré
Q : Surcharge d'exploitation revenant au voile considéré
σ_{sol}: Contrainte admissible du sol.
Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau X.1 Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).

voile	Ns(KN)	L(m)	B(m)	S=BxL(m^2)
VL1	4070.84	1.20	16.96	20.352
VL2	1949.12	2.85	3.41	9.718
VL3	1270.64	1.20	5.29	6.348
VL4	1938.83	2.85	3.40	9.69
				Somme=46.108

Tableau X.1 Surface des semelles filantes sous voiles (sens transversal).

Voile	Ns (KN)	L(m)	B(m)	S=BxL(m^2)
VT1	1171.66	1.20	4.88	5.856
VT2	1168.56	1.20	4.869	5.842
VT3	1068.22	1.50	3.56	5.34
VT4	1183.71	1.50	3.945	5.917
				Somme : 22.955

b. Semelles filantes sous poteaux :

- **Hypothèse de calcul :**

Une semelle est infiniment rigide et engendre une répartition linéaire de contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

- **Etapes de calcul :**

- Détermination de la résultante des charges :$R = \sum N_i$

-Détermination des coordonnées de la résultante *R*

$$e = \frac{\sum N_i . e_i + \sum M_i}{R}$$

-Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

$$Si \quad e > \frac{L}{6} \rightarrow \text{Répartion triangulaire}$$

$$Si \quad e \leq \frac{L}{6} \rightarrow \text{Répartion trapèzoidale}$$

$$q_{max} = \frac{R}{L}(1 + \frac{6.e}{L})$$

$$q_{min} = \frac{R}{L}(1 - \frac{6.e}{L})$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L}\left(1 + \frac{3.e}{L}\right)$$

-Détermination de la largeur de la semelle : $B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{sol}}$

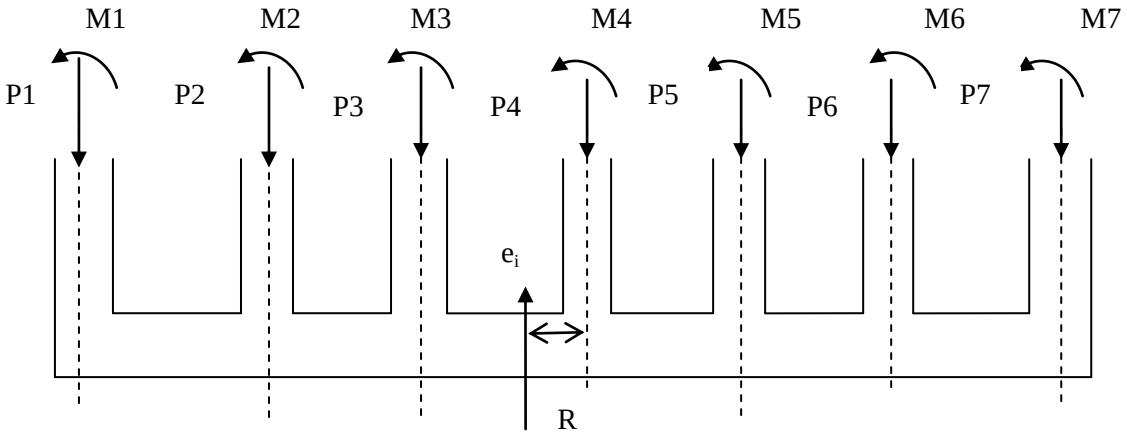


Figure X-1 : Semelles filante sous poteaux

- **Application**

1. Détermination de la résultante des charges :

On fera le calcul sur le portique longitudinal (D-D)

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau X-3 : Surface de semelles filantes sous poteaux :

poteaux	N (KN)	ei (m)	Mi (KN.m)	eixNi
1	1160.85	-11.8	-11.392	-13698.03
2	1302.01	-7.20	1.628	-9374.47
3	1004.83	-2.90	4.707	-2914.007
4	730.07	0,00	0.287	0
5	910.01	2.90	-9.594	2639.029
6	1349.41	7.20	-1.133	9715.75
7	106.77	11.8	26.099	1259.889
	∑Ni=6563.95		**∑Mi=10.602**	**∑eiNi=-12371.84**

$R = \sum N_i$=6563.95KN

$$e = \frac{\sum N_i . e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-12371.84 + 10.602}{6563.95} = -1{,}88\text{m}$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles:

$$e = -1{,}88m < \frac{L}{6} = \frac{24{,}05}{6} = 4 \rightarrow \text{Répartion trapèzoidale}$$

$$q_{max} = \frac{R}{L}\left(1 + \frac{6.e}{L}\right) = \frac{6563.95}{24{,}00}\left(1 + \frac{6.(-1{,}88)}{24{,}00}\right) = 144.95\ \text{KN/m}$$

$$q_{min} = \frac{R}{L}\left(1 - \frac{6.e}{L}\right) = \frac{6563.95}{24{,}00}\left(1 - \frac{6.(-1{,}88)}{24{,}00}\right) = 400.93\ \text{KN/m}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L}\left(1 + \frac{3.e}{L}\right) = \frac{6563.95}{24{,}00}\left(1 + \frac{3.(-1{,}88)}{24{,}00}\right) = 210.00\ \text{KN/m}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\overline{\sigma}_{sol}} = \frac{210.00}{200} = 1.05\text{m} \quad \text{on prend } B = 1.10\text{m}$$

On aura donc : S=BxL=1.10 x 24.00=26.4m^2

La surface totale des semelles sous poteaux : S_t=Sxn=26.4x7=184,80m^2

n et n': nombre de portiques dans le sens longitudinal.

La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$S_{total} = S_{V(s\text{-}tran)} + S_{V(s\text{-}long)} + S_{t\ (pot)}$ =46.108+22.955+184,80=253.863m^2

$S_{bâtiment}$=475.2m^2

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure :

$$\frac{S_t}{S_B} = \frac{253.86}{475,2} = 0.5342$$

La surface totale des semelles représente **53.42 %** de la surface totale du bâtiment.
La surface totale des semelles occupe une superficie supérieure à 50% de la surface totale du bâtiment, alors on opte pour un radier général.

X-2 : Etude du radier général :

Un radier est une dalle en béton armé épaisse nervurée ou non, située sous tout ou une partie d'un bâtiment qui prend appui sur le sol. Les charges sont ainsi réparties sur une très grande surface de façon à réduire les pressions sur le sol de fondation.
Le radier se comporte comme un plancher renversé qui est soumis :

- à des charges verticales ponctuelles (poteaux) ou linéiques (murs) descendantes provenant des porteurs verticaux,
- et à une action verticale ascendante du sol supposée uniformément répartie sur toute la surface.

X-2-1 Pré dimensionnement du radier :

-Condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm (h_{min} = 25cm).

Condition forfaitaire.

- **Sous voiles :**

$$\frac{l_{max}}{8} \leq h \leq \frac{l_{max}}{5} \Rightarrow 36.25 \leq h \leq 60$$

On prend h=60cm

h : épaisseur du radier

L_{max} : distance entre deux voiles successifs ;L_{max}=2.85m

- **Sous poteaux :**

$$h_d \geq \frac{l_{max}}{20} = \frac{285}{20} = 14.25\text{cm} \quad \text{on prend } h_d = 30\text{cm}$$

-La nervure :

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{l_{max}}{10} = \frac{285}{10} = 28.5\text{cm} \quad \text{soit } h_n = 70\text{cm}$$

- **La base de la nervure :**

$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n$

$0,4 \times 70 = 28\text{cm} \leq b_n \leq 0,7 \times 70 = 49\text{cm}$ on prend $\mathbf{b_n = 45cm}$

-Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} l_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times l_e \text{ ce qui conduit } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times l_{max}\right)^4 \times \frac{3 \times K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface **K= 40 MPa** pour un sol moyen

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m)

E : Module de déformation longitudinale déférée

$$E = 3700\sqrt[3]{f_{t28}} = 10818{,}86\text{MPA}$$

L_{max} : Distance maximale entre nus des nervures.

D'où

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3{,}14} \times 2.85\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818{,}86}} = 0{,}22\text{m}$$

Conclusion :

On optera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$h_{nervure}$ = 70 cm

h_{dalle} = 30 cm

$b_{nervure}$ = 45 cm

X-2-2)- Détermination de la surface nécessaire du radier :

a-Poids de la superstructure :

Pour le calcul des charges de la superstructure, on fait la somme des masses des planchers.

- Charge permanente **:** $G_{bâtiment}$ = 34 658.81 (ETABS)
- Surcharge d'exploitation : $Q_{bâtiment}$ = 7759.70KN. (ETABS)

b-Combinaisons d'actions :

L'ELU :

$$N_U = 1{,}35G + 1{,}5Q \rightarrow N_U = 1{,}35 \times 34\,658.81 + 1{,}5 \times 7759.70 = 58\,428.94\text{Kn}$$

L'ELS : $N_S = G + Q \rightarrow N_s = 34\,658.81 + 7759.70 = 42\,418.51\text{kn}$

c- Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$L'ELU: S_{radier} \geq \frac{N_u}{1{,}33 \times \overline{\sigma}_{sol}} = \frac{58428.94}{1{,}33 \times 200} = 219.65\text{m}^2$$

$$L'ELS: S_{ardier} \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{sol}} = \frac{42418.51}{200} = 212{,}09\text{m}^2$$

$$S_{radier} = \max\left(S_{rad}^{ELU}; S_{rad}^{ELS}\right) = 219.65\text{m}^2$$

$$S_{batiment} = 475.2 > S_{radier} = 219.65\text{m}^2$$

Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure a la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous propose les règles du BAEL, qui sera calculé comme suite :

$$h_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\right) = \max\left(\frac{70}{2}; 30\right) = 35cm$$

On prend $h_{deb} = 50cm$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{rad}=S_{bat}+S_{deb}$

$$S_{rad} = 475.2 + (24{,}00 + 19{,}80) \times 2 \times 0{,}5 + 0{,}5 \times 0{,}5 \times 4 = 520.00\ m^2$$

d-Calcul des efforts à la base du radier :

***Charges permanentes :**

Poids de bâtiment : G = 34658.81 KN

1-Poids de radier :

G= Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalleflottante.

***Poids de la dalle:**

$$P_{dalle} = (S_{radier} \times h_d) \times \rho_{béton} = (520.00 \times 0{,}3) \times 25 = 3900KN$$

*** Poids des nervures:**

$$P_{ner} = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_{béton}$$

avec n: nombre de portique dans le sens considérée

P_{ner}= [(0,5 × (0,7- 0,3) × 24,00 × 7) + (0,5 × (0,7- 0,3) × 19,80× 7)] ×25=1533KN

***Poids de TVO** :

$$T.V.O = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_{rad} - h_{ner}) \times \rho_{béton.}$$

Avec: S_{nerv}= (0,45 × 24,00× 7) + (0,4 × 19,80×7) =122,64 m^2

P_{TVO}= [(520.00-122.64) × (0,7- 0,3)] ×17= 2702.04KN.

***Poids de la dalle flottante** :

$$P_{df} = S_{radier} \times ep \times \rho_{béton} = 520.00 \times 0{,}1 \times 25 = 1300.KN$$

2-Charge permanente apportée sur le radier GT :

GT = P(superstructure) + P (infrastructure)

G_t= 9435.04+34658.81= 44093.85Kn

3- Charge d'exploitation apportée sur le radier QT :

Surcharge du bâtiment : $Q_{bâtiment} = 7759.70$ Kn

Surcharge du radier : $Q_{radier} = 3{,}5x\ 520=1820$ KN

Surcharge totale : $Q_{total} = 9579.7$Kn

4-Combinaison d'actions :

à l'ELU: $N_u = 1{,}35 \times 44093.85 + 1{,}5 \times 9579.7 = 73896.24\ \mathrm{KN/ml}$

à l'ELS: $N_S = 44093.85 + 9579.7 = 53673.55\ \mathrm{KN/ml}$

X-2-3 : Vérification :

a- Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0{,}2f_{c28}}{\gamma_b}; 4\mathrm{Mpa}\right\} = 2.5\mathrm{Mpa}$$

b =1m ; d=0,9 h_d = 0,9x0, 3=0,27m

$$T_u = q_u \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{73896.24 \times 1}{520} \times \frac{2.9}{2} = 206.05\mathrm{KN}$$

$$\tau_u = \frac{206.05}{100 \times 27} = 0.07\mathrm{Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.05\mathrm{Mpa} \rightarrow \textbf{condition vérifiée}$$

b-Vérification de la stabilité du radier :

Elle consiste, à vérifier les contraintes du sol sous le radier ; sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux dus aux charges verticales.
- Effort de renversement du au séisme.

M =M0 +T0 h

M0 : moment sismique à la base de la structure.

T0 : Effort tranchant à la base de la structure.

h : profondeur de l'infrastructure

Le diagramme trapézoïdal des contraintes donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier que :

à ELU : $\sigma_m \leq 1{,}33\sigma_{sol}$

à ELS : $\sigma_m \leq \sigma_{sol}$

Avec :

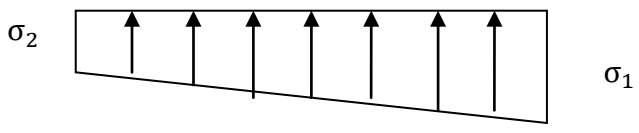


Figure X-2 : Diagramme des contraintes

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

$\sigma_{sol} = 200\ \mathrm{KN/m^2}$; $1{,}33\sigma_{sol} = 266\ \mathrm{KN/m^2}$

- **Calcul du CDG et des moments d'inertie :**

$$X_G = \frac{\sum S_i . X_i}{\sum S_i} = 9{,}90\text{m} \qquad y_G = \frac{\sum S_i . y_i}{\sum S_i} = 12{,}00\text{m}$$

Avec :
Si : Aire du panneau considéré ;
Xi, Yi : Centre de gravité du panneau considéré.

- **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \sum_1^n (I_{xi} + S_i(X_i - X_G)^2) \quad ; \quad I_{yy} = \sum_1^n \left(I_{yi} + S_i(Y_i - Y_G)^2\right)$$

$$I_{xx} = 22809.60\text{m}^4 \qquad ; I_{yy} = 15524.78\text{m}^4$$

- **Calcul des moments :**

✓ **Sens longitudinal :**

E.L.U

$$M(x;x) = 34514526 + 0.7 \times 1502.6 = 35566346 KN.m$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{Iyy}.x_G = \frac{7389624}{520} + \frac{35566346}{1552278} \times 9.90 = 164.79 KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{Iyy}.x_G = \frac{7389624}{520} - \frac{35566346}{1552278} \times 9.90. = 119.42 KN/m^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 196.04 + 88.17}{4} = 153.44 KN/m^2 \prec 1.33 \times 200 = 266 KN/m^2. \rightarrow C.V$$

E.L.S

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}}.x_G = \frac{5367355}{520} + \frac{35566346}{1552278} \times 9.90 = 125.90 KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}}.x_G = \frac{5367355}{520} - \frac{35566346}{1552278} \times 9.90 = 80.53 KN/m^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 157.15 + 49.28}{4} = 114.55 KN/m^2 \prec 200\ KN/m^2. \rightarrow C.V$$

✓ **Sens transversal :**

E.L.U

$$M(y;y) = 31409.358 + 0.7 \times 1370.91 = 32369 KN.m$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_Y}{I_{xx}}.y_G = \frac{738962.4}{520} + \frac{32369}{2280960} \times 12 = 159.13 KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{Ixx}.y_G = \frac{738962.4}{520} - \frac{32369}{2280960} \times 12 = 125.07 KN/m^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 159.13 + 125.07}{4} = 144.95 KN/m^2 \prec 1.33 \times 200 = 266 KN/m^2. \rightarrow C.V$$

E.L.S

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}}.y_G = \frac{536735.5}{520} + \frac{32369}{2280960} \times 12 = 120.24 KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}}.y_G = \frac{536735.5}{520} - \frac{32369}{2280960} \times 12 = 86.18 KN/m^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 120.24 + 86.18}{4} = 111.72 KN/m^2 \prec 200\ KN/m^2. \rightarrow C.V$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

sens	ELU					ELS				
	σ_1	σ_2	σ_m	$1,33\sigma_{sol}$	Obs	σ_1	σ_2	σ_m	σ_{sol}	Obs
y-y	164.79	119.42	153.44	266	OK	125.90	80.53	114.55	200	OK
x-x	159.13	125.07	144.95		OK	120.24	86.18	111.72		OK

c- Vérification au poinçonnement (Art A.5.2, 42 /BAEL91) :

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite

$$N_u \leq \frac{0,045 \mu_c . h . f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : N_u : Charge de calcul à l'E.L.U pour le poteau ou voile le plus sollicité ;

μ_c : Périmètre du contour cisaillé projeté sur le plan du feuillet moyen du radier

h : Hauteur de la nervure

a : Épaisseur du voile ou du poteau

b: Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

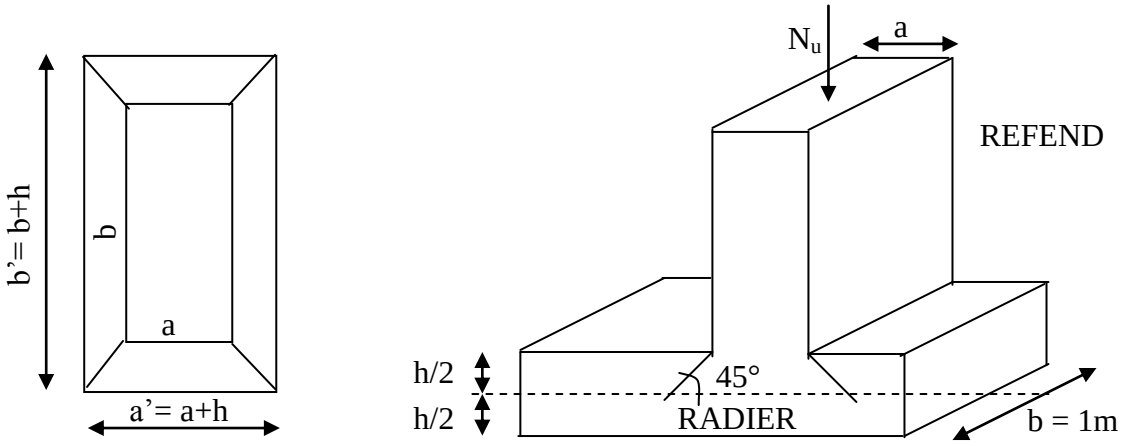


Figure X-3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

****Calcul du périmètre utile μ_c :**

- **Poteaux *:***

$$\mu_c = 2 \times (\acute{a} + \acute{b}) = 2 \times (a + b + 2h) = 2 \times (0{,}45 + 0{,}45 + 2 \times 0{,}7) = 4.6\text{m}$$

$$N_u = 1860.58\text{KN} < \frac{0{,}045 \times 4.6 \times 0{,}7 \times 25 \times 10^3}{1{,}5} = 2318.4\text{KN} \rightarrow \textbf{C. Vérifiée}$$

- **Voile :**

On considère une bande de 1ml du voile :

$$\mu_c = 2 \times (\acute{a} + \acute{b}) = 2 \times (a + b + 2h) = 2 \times (0{,}25 + 1 + 2 \times 0{,}7) = 5{,}3\text{m}$$

$$N_u = 2696{,}43\text{KN} < \frac{0{,}045 \times 5{,}3 \times 0{,}7 \times 25 \times 10^3}{1{,}5} = 2782.5\text{KN} \rightarrow \textbf{C. Vérifiée}$$

d- Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \geq \alpha \times S_{rad} \times \gamma_W \times Z = 1{,}5 \times 520 \times 10 \times 0{,}7 = 5460\text{KN}$$

P : Poids total du bâtiment à la base du radier

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement α = 1.5

γ_W: Poids volumique de l'eau (γ_W= 10KN/m3)

Z : profondeur de l'infrastructure (h = 0,7m)

P = 44093.85KN >5460 KN ⟶ Pas de risque de soulèvement de la structure.

X-3 Ferraillage du radier :

Pour le ferraillage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91(modifié 99). Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

X-3-1 Les contraintes prise en compte dans les calculs :

Pour le calcul du ferraillage, on soustrait de la contrainte maximale σ_m^{max} , la contrainte due aupoids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

ELU : $\sigma_m^{max} = \max(153.44; 144.95) = 153.44\,KN/m^2$

ELS: $\sigma_m^{max} = \max(111.72; 114.55) = 114.55\,KN/m^2$

D'ou:

ELU:

$$q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 153.44 - \frac{34658.81}{520} = 86.78\,KN/m^2$$

ELS:

$$q_s = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 114.55 - \frac{34658.81}{520} = 47.90\,KN/m^2$$

X-3-2 Ferraillage de la dalle :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

1- Ferraillage des panneaux encastrés sur 4 appuis :

On distingue deux cas ; selon

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} \quad L_x < L_y$$

1^er cas :$\alpha < 0{,}4 \rightarrow$ Flexion longitudinale négligeable (le panneau travaille dans un seul sens).

$$M_{ox} = q_u \frac{L_x^2}{8} \qquad et \qquad M_{oy} = 0$$

2^éme cas :$0{,}4 < \alpha < 1$ Les deux flexions interviennent (le panneau travaille dans les deux sens).

Les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite potée L_x :$M_{ox} = \mu_x q_x L_x^2$
- Dans le sens de la grande potée L_y : $M_{oy} = \mu_y M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

2- Identification du panneau le plus sollicité :

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes :$\begin{cases} L_x = 3{,}40m \\ L_y = 5{,}00m \end{cases}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3{,}40}{5{,}00} = 0{,}68 > 0{,}4 \rightarrow \text{la dalle travail dans les deux sens.}$$

panneaux	Lx(m)	Ly(m)	$\alpha = L_x/L_Y + 0,68$	ELU		ELS	
				μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
1	3.40	5,00	0,68	0.0707	0.408	0.0766	0.563

3- Calcul des moments isostatiques :

Les moments isostatiques dans les directions sont donnés par les formules suivantes :

		ELU : qu=86.78 KN/m²		ELS : qs=47.90 KN/m²	
panneaux	**Lx(m)**	M_{ox}	M_{oy}	M_{ox}	M_{oy}
1	3.4	70.92	28.93	42.41	23.87

Remarque :

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- Moment en travée : 0,75M0X ou 0,75M0Y
- Moment sur appuis : 0,5M0X ou 0,5M0y

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement Partiel alors :

- Moment en travée : 0,85M0X ou 0,85M0Y
- Moment sur appui de rive : 0,3M0X ou 0,3M0y
- Moment sur appui intermédiaire : 0,5M0X ou 0,5M0y

4) Ferraillage du panneau :

Le ferraillage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml

Avec : b = 100 cm ; h = 30 cm.

$$\mu = \frac{M_u^t}{b.d^2.f_{bc}} \quad ; \quad \mu = \frac{M_u^a}{b.d^2.f_{bc}}$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta.d.\sigma_{st}} \quad ; \quad A_a = \frac{M_u^a}{\beta.d.\sigma_{st}}$$

Sections minimales :

- **Sens de la petite portée (lx) :**

$$w_x = \frac{A_x}{bh} \geq w_o\left(\frac{3-\rho_x}{2}\right)$$

$W_0 = 0,8‰$ pour HA et FeE400

$$A_x \geq W_0\left(\frac{3-\rho_x}{2}\right)bh$$

$$A_{min} = 0,0008x100x30x\left(\frac{3-0,68}{2}\right) = 2,78cm^2$$

- **Sens de la grande portée (ly) :**

$$w_x = \frac{A_x}{bh} \geq w_o \rightarrow A_y^{min} = w_0.bh$$

$A_{min} = 0{,}0008x100x30 = 2{,}4cm^2$

Les résultats du ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

sens	Zone	M_U(Kn .m)	μ	μ_l	Obs	β	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{ad} (cm^2)	A_S (cm^2)	St (cm)
XX	Appuis	35.46	0.034	0,392	SSA	0.983	3.83	2.78	7HA14	10.78	15
	Travée	53.19	0.051		SSA	0.973	5.81	2.78	7HA16	14.07	15
YY	Appuis	14.46	0.013		SSA	0.993	1.54	2.40	7HA14	10.78	15
	Travée	21.70	0.020		SSA	0.990	2.33	2.40	7HA16	14.07	15

5-Vérifications à L'ELU :

a-**Vérification de la condition de non fragilité :**

Il faut vérifier que :$A_s \geq A_{min}$

sens	Zone	As (cm^2)	Amin (cm^2)	observation
X-X	Appuis	10.78	2,78	La condition est vérifiée
	Travée	14.07	2,78	
Y-Y	Appuis	10.78	2,40	
	Travée	14.07	2,40	

b-Espacement des armatures :(BAEL91/A8.2, 42)

- **Sens de la petite portée** :

Aux appuis S_t=15 ≤ min {3h; 33cm}= {90cm, 33cm}=33cm

En travée S_t=15 ≤ min {3h; 33cm}= {90cm, 33cm}=33cm

} **Condition vérifiée**

- **Sens de la grande portée**:

Aux appuis S_t =15≤ min {4h; 45cm}= {120cm, 45cm} = 45cm

En travée S_t =15≤ min {4h; 45cm}= {120cm, 45cm} = 45cm

} **Condition vérifiée**

c-Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0{,}2f_{c28}}{\gamma_s}; 5Mpa\right\} = 3{,}33Mpa \qquad \text{avec } V_u = \frac{q_u.l}{2}$$

$$\tau_u = \frac{147.52}{100.27} = 0{,}54Mpa < \bar{\tau}_u = 3{,}33Mpa \rightarrow \textbf{condition vérifiée}.$$

6-Vérifications à l'ELS :

-Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \leq \bar{\sigma}_b = 15Mpa \qquad \text{avec } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta . d . A_s}$$

$$\rho = \frac{100 . A_{st}}{d . b}$$

Les résultats sont donnés sur le tableau ci dessous

sons	zone	M_s(Kn.m)	ρ	β	k	σ_s(Mpa)	$\bar{\sigma}_s$(Mpa)	σ_b(Mpa)	$\bar{\sigma}_b$(Mpa)	Obs
X-X	**Appuis**	21.205	0,28	0,916	44,52	11.34	201,6	2,33	15	**vérifiée**
	Travée	31.80	0,44	0,899	34,50	108.63	201,6	2,93	15	
Y-Y	**Appuis**	11.93	0,28	0,916	44,52	62.64	201,6	1,78	15	
	Travée	17.90	0,44	0,899	34,50	61.14	201,6	2,18	15	

X-3-3 : Ferraillage de la nervure :

Les nervures considérées comme des poutres doublement encastrées

h = 70 cm ; b = 45 cm ; c = 5 cm

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

1-Détermination des efforts :

ELU :qu=86.78KN/m

ELS :q_s =47.90KN/m

❖ **Sens longitudinal (X-X) :**

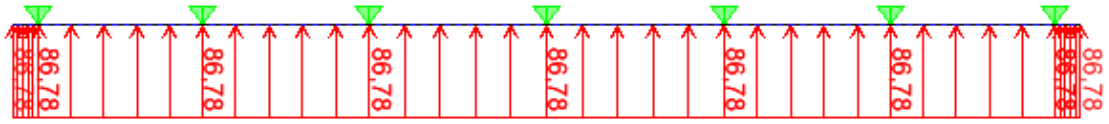


Figure X-4 : le chargement à ELU

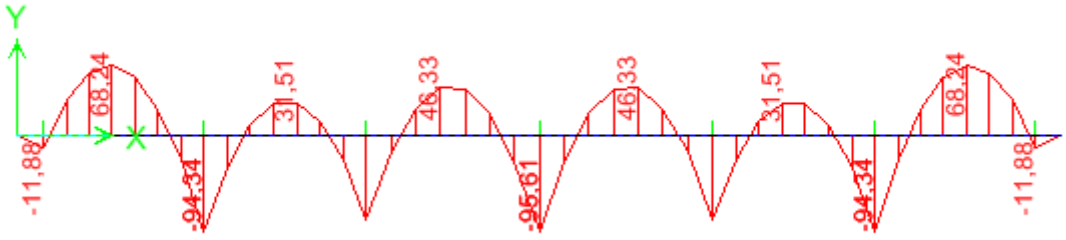


Figure X-5 : diagramme des moments fléchissant(ELU)

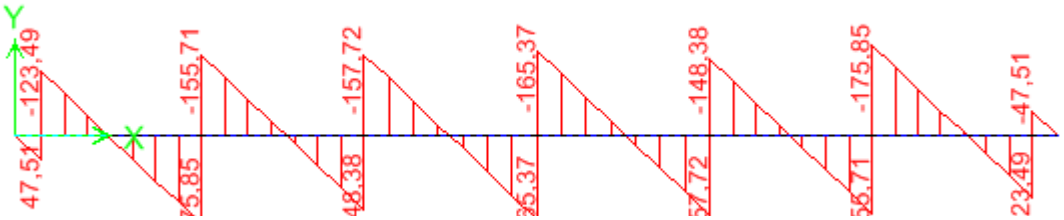


Figure X-6 : diagramme des efforts tranchants(ELU)

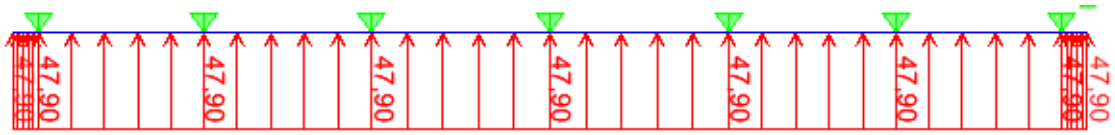


Figure X-7 : Le chargement à ELS

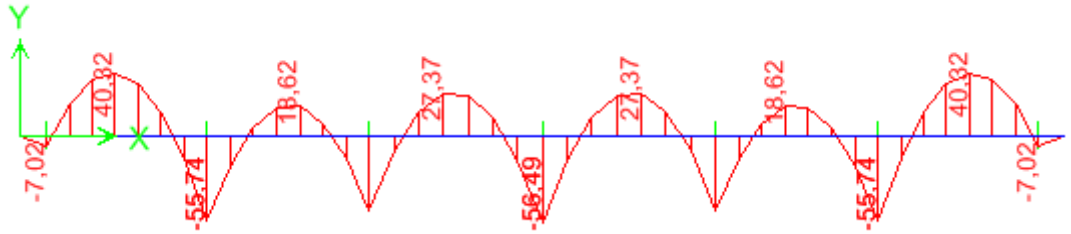


Figure X-8 : diagramme des moments fléchissant(ELS)

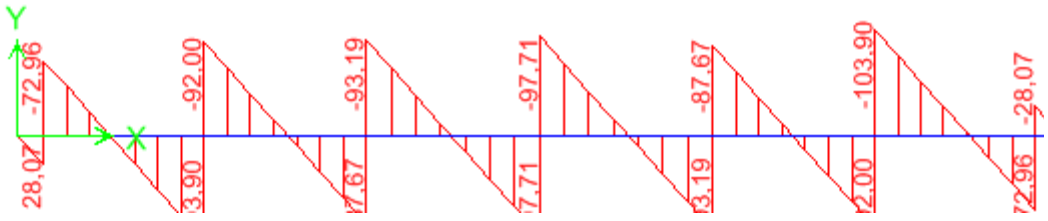


Figure X-9 : diagramme des efforts tranchants(ELS)

❖ **Sens longitudinal (Y-Y) :**

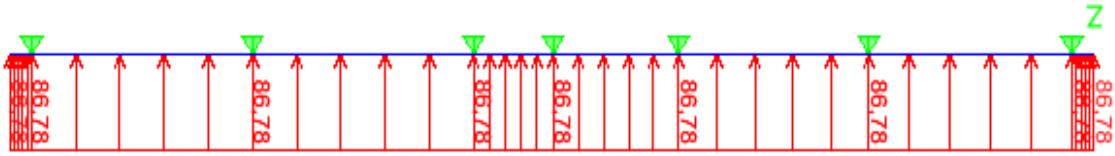


Figure X-10 : le chargement à ELU

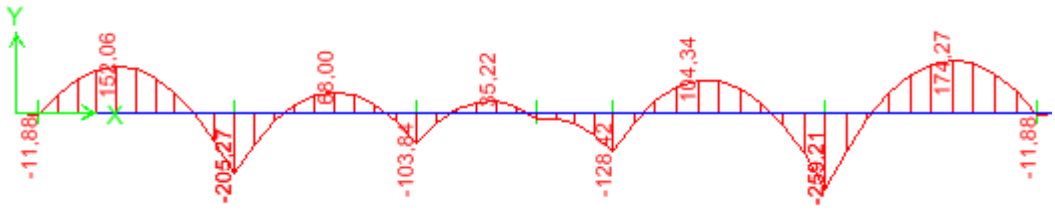


Figure X-11 : diagramme des moments fléchissant(ELU)

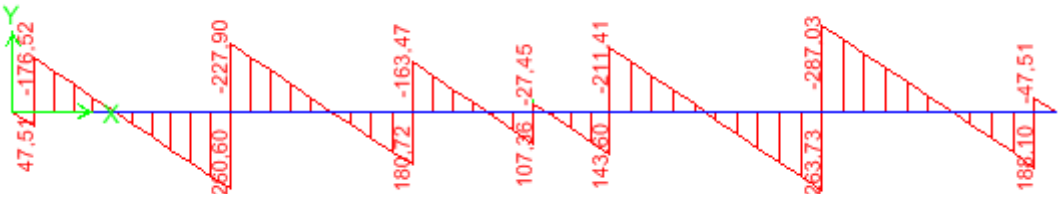


Figure X-12 : diagramme des efforts tranchants(ELU)

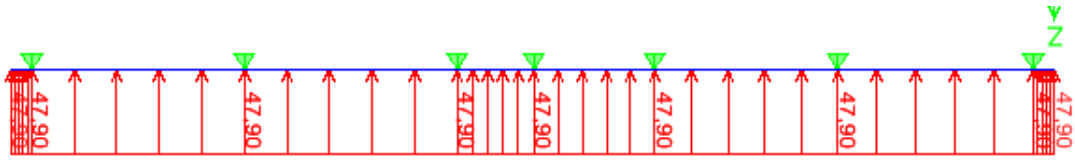


Figure X-13 : le chargement à ELS

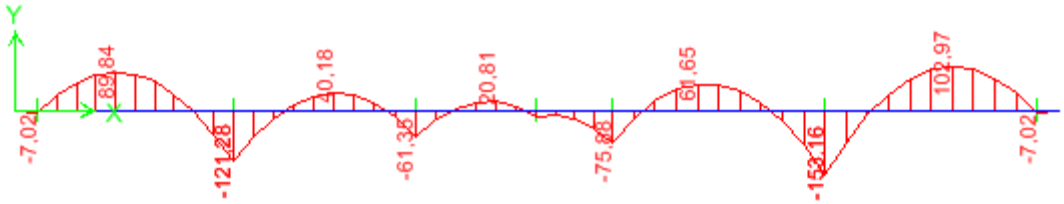


Figure X-14 : diagramme des moments fléchissant(ELS)

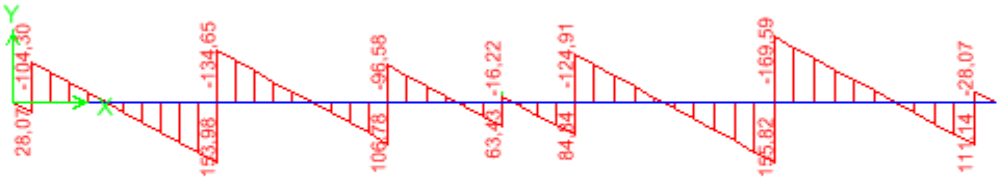


Figure X-15 : diagramme des efforts tranchants(ELS)

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau des sollicitations :

sens transversal	Sens longitudinal
$\mathbf{M_{tu}^{max} = 68.24KN.m}$	$\mathbf{M_{tu}^{max} = 174.27KN.m}$
$\mathbf{M_{au}^{max} = 95.61KN.m}$	$\mathbf{M_{au}^{max} = 259.21KN.m}$
$\mathbf{M_{ts}^{max} = 40.32KN.m}$	$\mathbf{M_{ts}^{max} = 102.97KN.m}$
$\mathbf{M_{as}^{max} = 56.49KN.m}$	$\mathbf{M_{as}^{max} = 153.16KN.m}$
$\mathbf{T_{u}^{max} = 175.85KN}$	$\mathbf{T_{u}^{max} = 287.03KN}$

2- Calcul du ferraillage :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

b = 45 cm d=65 cm f_{bc}=14.2 MPa σ_s =348 MPa

		M (KN.cm)	μ	obs	β	A_s (cm^2)	choix	A_{adop} (cm^2)	St (cm)
X-X	Appuis	9561	0,053	SSA	0.972	4.34	3HA14+3HA20	14.04	20
	Travée	6824	0,038	SSA	0.981	3.07	3HA14+3HA20	14.04	20
Y-Y	Appuis	2592.1	0,014	SSA	0.993	1.15	3HA14+3HA20	14.04	20
	travée	1742.7	0,009	SSA	0.996	0.77	3HA14+3HA20	14.04	20

3-Verification à ELU:

a-Condition de non fragilité (BEAL 91, Art 4.2.1):

$$A_s > A_{min} = \frac{0{,}23bdf_{t28}}{f_e} = \frac{0{,}23 \times 0{,}3 \times 0{,}65 \times 2{,}1}{400} \times 10^4 = 2{,}35cm^2$$

$\rightarrow$ **condition vérifiée**

b-Armatures transversales :

- **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\emptyset_t = \frac{\emptyset_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.33cm$$

Soit : $\mathbf{S_t}$ **= 8 mm**

- **Espacement des armatures :**
  - **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\emptyset_l\right\} = \min\{17.5;\ 19.20\} = 20cm$$

Soit: St=**20cm**

  - **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 35cm$$

Soit:$\mathbf{S_t = 20cm}$

- **Armatures transversales minimales :**

$A_{min} = 0{,}003 \times S_t \times b = 1{,}35cm^2$.

Soit : $\mathbf{A_t}$ **= 4HA8 = 2.01 cm^2 (1 cadres+ 1 étrier).**

c-Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0{,}2f_{c28}}{\gamma_s}; 5Mpa\right\} = 3{,}33Mpa$$

Sens $X-X$: $\tau_u = \frac{175.85}{30.65} \times 10 = 0{,}901\ Mpa < \bar{\tau}_u = 3{,}33Mpa \rightarrow$ **condition vérifiée**.

Sens $y-y$: $\tau_u = \frac{287.03}{30.65} \times 10 = 1{,}47Mpa < \bar{\tau}_u = 3{,}33Mpa \rightarrow$ **condition vérifiée**

4-Vérifications à l'ELS :

***Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right\} = \min\{266{,}66; 201{,}6\} = 201{,}6\text{Mpa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \leq \bar{\sigma}_b = 15\text{Mpa} \qquad \text{avec } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta . d . A_s}$$

$$\rho = \frac{100 . A_{st}}{d . b}$$

Les résultats sont donnés sur le tableau ci-dessous 12.81

sons	zone	M_s(Kn.cm)	ρ	β	k	σ_s(Mpa)	$\bar{\sigma}_s$(Mpa)	σ_b(Mpa)	$\bar{\sigma}_b$(Mpa)	Obs
X-X	**Appuis**	5649	0,57	0,888	29,64	76.40	201,6	2.57	15	**vérifiée**
	Travée	4032				54.53	201,6	1.83	15	
Y-Y	**Appuis**	1531.6				20.71	201,6	0.69	15	
	Travée	1029.7				13.92	201,6	0.46	15	

X-3-4 *:* Armatures de peau (Art4.5.34/BAEL91)

Des armatures dénommées « **armatures de peau**» sont reparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En absence de ces armatures on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées. dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 70cm, la quantité d'armature de peau nécessaire est donc :

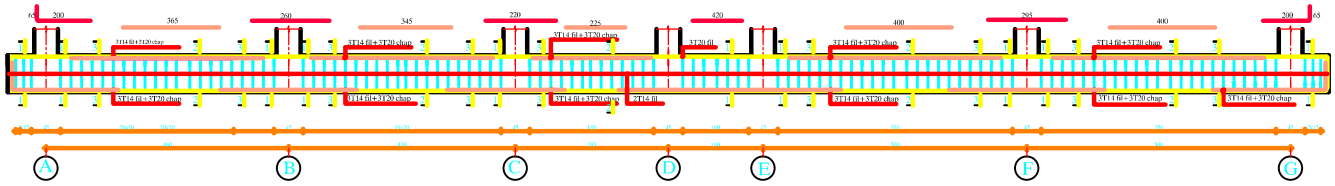
$$A_p = \frac{3\text{cm}^2}{1\text{m} \times 0{,}7} = 4.28 = 2.14\text{cm}^2 \text{ par parois}$$

02 barres de Φ14 avec des épingles Φ8.

X-3-5 : Ferraillage du débord:

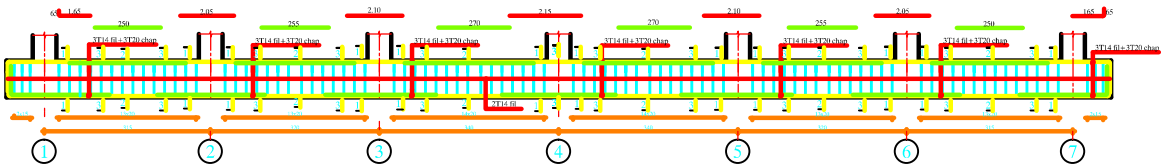
Le débord peut constituer une zone d'ancrage pour les armatures longitudinales de la dalle et des poutres, donc son ferraillage sera le prolongement de ces armatures au-delà des appuis

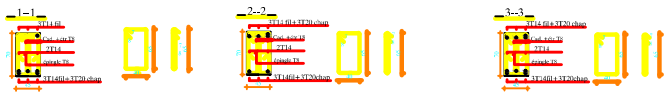
ferraillage nervure (45x70) sens longitudinal



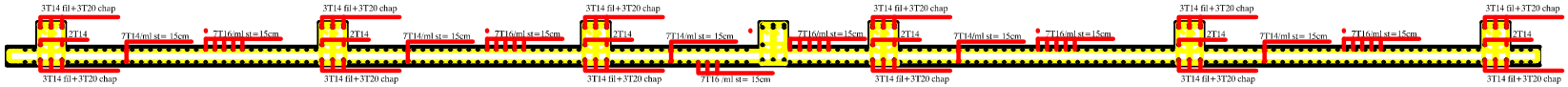


ferraillage nervure (45x70) sens transversal

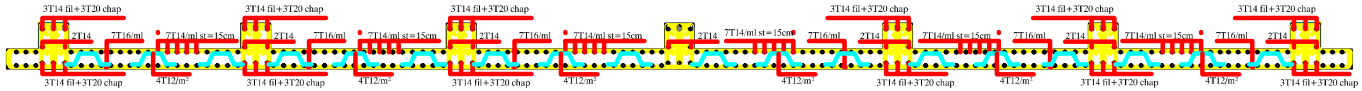




ferraillage de radier sens longitudinal



ferraillage de radier sens transversal



Conclusion

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en application les acquis théorique assimilés tout le long de notre cursus et d'affiner nos connaissances, surtout dans la conception et la mise en application des codes en vigueur.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie civil dans tous les domaines de l'information (logiciels de calculs), comme par exemple : *ETABS* que nous avons appris à utiliser durant la réalisation de ce projet tout en tenant compte de préconisations du *RPA* qui fout passer la sécurité avant l'économie.

Les résultats technique et les illustrations de cette étude par le biais de *L'ETABS*, nous ont permis de mieux comprendre, interpréter et même d'observer le comportement de la structure en phase de vibration ; comme il nous a permis une grande rentabilité de notre travail en matière de temps et d'efficacité.

Présentement, le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures, l'analyse tridimensionnelle d'une structure est rendue possible grâce à l'outil informatique, mais le comportement dynamique d'une structure en vibration, ne peut être approchée de maniéré exacte que si la modélisation de celle-ci se rapproche le plus étroitement possible de la réalité.

Concernant la disposition des voiles, nous nous sommes aperçu que celle-ci est un facteur beaucoup plus emportement de la structure vis-à-vis du séisme.

Quand au choix de la meilleure approche d'autres études complémentaires aurait été nécessaire en prenant en compte d'autre paramètre comme (forme complexe, chargement, la nature du site, …) pour une meilleur prise de décision.

Toute fois, ce travail n'est pas une fin en soi, mais un pas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive de l'ingénieur.

Nous espérons, par le biais de notre présent modeste travail, servir et contribuer aux travaux et projet des promotions à venir.

Bibliographie

- *Document technique réglementaire (D.T.R BC22) charges permanentes et surcharges d'exploitation.*
- *Règles BAEL91 modifié 99.*
- *Cours et TD de l'université.*
- *Règlement parasismique algérien (R.P.A 99 modifié 2003).*
- *Calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé ALBERT Fuentes.*
- *Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.*