

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



En vue d'obtention du diplôme Master 2 en génie civil.
Option : constructions civiles et industrielles

Mémoire de fin d'étude

Thème

*Étude d'un bâtiment en (R+8) à usage d'habitation
avec application de logiciel ETABS*

Dirigé par: M^r HAMMAR

**Etudié par : KERBICHE TAHAR
TOUAT DJAMEL**

Année 2014-2015

Remerciements

Nous tenons à témoigner notre reconnaissance à DIEU tout puissant, qui nous a aidé et béni par sa volonté durant toute cette période.

Nous tenons à exprimer nos vifs remerciements accompagnés de toute notre gratitude tout d'abord à notre promoteur M^{er} Hammar, pour avoir accepté de nous encadrer, dirigé et orienté durant toute la durée de ce projet ainsi que pour la marque de confiance qu'il nous a manifestée et ses précieux conseils furent d'un apport considérable.

*A tous les enseignants de l'UMMTO, qui ont
Contribué à notre formation.*

Nos plus vifs remerciements vont aussi aux membres du jury pour avoir accepté d'honorer par leur jugement notre travail.

Nos sincères sentiments vont à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce projet. En particulier nos chères familles et nos amis (es).

Djamel

Tahar

Dédicace

A...

- ✓ **Mon très cher parent, pour qui je dois beaucoup.**
- ✓ **Mes frères**
- ✓ **Mes sœurs**
- ✓ **Toute La famille TOUAT**
- ✓ **Tous Mes proches.**
- ✓ **À mon binôme KERBICHE TAHAR, à qui je souhaite tout le bonheur et la belle vie.**
- ✓ **À tous mes amis**
- ✓ **À toute la promotion 2014-2015**

Touat djamel

Dédicace

A...

- ✓ **Mon très cher parent, pour qui je dois beaucoup.**
- ✓ **Mon frères**
- ✓ **Mes sœurs**
- ✓ **Toute La famille KERBICHE**
- ✓ **Tous Mes proches.**
- ✓ **À mon binôme TOUAT DJAMEL, à qui je souhaite tout le bonheur et la belle vie.**
- ✓ **À tous mes amis**
- ✓ **À toute la promotion 2014-2015**

Kerbiche tahar

Sommaire

Introduction Générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage 01-08

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments11-20

Chapitre III : Calcul des éléments

III.1- Acrotère..... 21

III.2-Plancher.....28

III.3- Escalier..... 40

III.4- Poutre palière..... 53

III.5-Poutre de chaînage60

III.6- Salle machine.....68

Chapitre IV : Modélisation avec le logiciel ETABS74-85

Chapitre V : Vérification aux exigences du RPA86-98

Chapitre VI : Ferrailage des poutres.....99-109

Chapitre VII :Ferrailage des poteaux..... 110-119

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles.....120-127

Chapitre IX : Etude de l'Infrastructure.....128-155

Conclusion générale

Bibliographie

Liste des tableaux

chapitre I :

Tableau I-1 : Caractéristiques des aciers.....6

chapitre II :

Tableau II.1 : Valeur de la charge permanente G_t du plancher terrasse14

Tableau II.2 : Valeur de la charge permanente de l'étage courant.....15

Tableau II.3 : Valeur de la charge permanente G du mur extérieur.....15

Tableau II.4 : Valeur de la charge permanente de la maçonnerie (mur intérieur).....16

Tableau II.5 : Charges d'exploitations.....17

Tableau II.6 : récapitulatif de la descente de charge.....19

chapitre III :

Tableau III 3.1 : moments et efforts tranchants.....34

Chapitre V :

Tableau V.1 : les périodes et la participation massique.....95

Tableau V.2 : Vérification des déplacements inter-étages.....96

Tableau V.3 : Coefficient d'accélération de zone A.....100

Tableau V.4: Valeurs de T1 et T2.....100

Tableau V.5 : Valeurs de $\xi(\%)$100

Tableau V.6 : valeurs du coefficient C_T101

Tableau V.7 : Valeurs des pénalités P_q dans le sens transversal.....101

Tableau V.8 : Valeurs des pénalités P_q dans le sens transversal.....102

Tableau V-9 : Poids total de la structure.....102

Tableau V.10 : Excentricités théoriques et accidentelles.....103

Tableau V.11 : Vérification de l'effet $P-\Delta$104

Chapitre VI :

Tableaux VI.1 : Ferrailage des poutres principales110

Tableaux VI.2 : Ferrailage des poutres secondaires.....111

Tableaux VI.3 : Vérification de l'état limite de compression du béton en travées et aux appuis des poutres principales116

Tableaux VI.4 : Vérification de l'état limite de compression du béton en travées et aux appuis des poutres secondaires116

Chapitre VII :

Tableau VII.1 : caractéristiques mécanique des matériaux	118
Tableau VII.2 : Ferrailage des Poteaux.....	122
Tableau VII.3 calcul des contraintes	127
Tableau VII.4 : vérification la Condition de non fragilité.....	129

Chapitre VIII :

Tableau VIII : ferrailage des voiles longitudinaux VL1, VL2, VL3, VL4, VL6, VL7.VL8, VL9.....	138
Tableau VIII.2 : ferrailage des voiles transversaux VT11, VT12, VT13, VT14.....	139
Tableau VIII.3 : ferrailage du voile transversal V5	140
Tableau VIII.4 : ferrailage du voile Longitudinal V14.....	141
Tableau VIII.5 : ferrailage du voile Longitudinal V15.....	142

Chapitre IX :

Tableau IX.1: Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal).....	145
Tableau IX.2: Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).....	146
Tableau IX.3 : Résultante des charges sous poteaux.....	146

Liste des Figures

Chapitre I :

Fig.I.1 : Diagramme de déformation du béton à l'ELU	4
Fig.I.2. Diagramme de déformation du béton à ELS	5
Fig I.3 Diagramme déformation- contrainte	7

Chapitre II :

Fig II.1: : coupe d'un plancher en corps creux.....	10
Fig II.2 : Coupe d'une poutre principale.....	11
Fig II.3 : Coupe d'une poutre secondaire.....	11
Fig II.4 : Coupe des voiles en plan.....	12
Fig II.5 : Coupe de voile en élévation	12
Fig II.6 : surface du plancher revenant au poteau le plus chargé.....	13
Fig.II.7 : Eléments constituant le plancher terrasse.....	14
Fig.II.8 : Coupe verticale d'un mur extérieur.....	15
Fig.II.9 : Coupe verticale d'un mur intérieur	16
Fig.II.10 : coupe verticale de l'acrotère.....	16
Fig.II.11 :Coefficients de dégression des surcharges.....	18

Chapitre III :

Fig III.2.1 : Coupe verticale de l'acrotère	21
Fig III.2.2 : Diagrammes des efforts internes.....	22
Fig III.2.3 : Schéma de calcul	23
Fig III.2.4 coupe verticale de l'acrotère.....	28
Fig III.2.5 coupe horizontale de l'acrotère (A-A).....	28
Fig III.3.1 Schéma descriptif d'un plancher en corps creux	29
Fig III.3.2 construction de la section en T.....	30
Fig III.3.3 : Schéma statique	31
Fig III.3.4 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELU.....	35
Fig III.3.5 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.....	36
Fig III.3.6 : Schéma statique de la poutrelle.....	36
Fig III.3.7 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELS en KN.m.....	38

Fig III.3.8 : Diagramme des efforts tranchants a l'ELS en KN.....	39
Fig III.3.9 : coupe du plancher en corps creux.....	40
Fig.III.4.1 : Schéma statique de l'escalier.....	41
Fig. III.4.2 : Coupe verticale de la volée d'étage courant.....	41
Fig. III.4.3 : Schéma statique de l'escalier à deux volées (ELU) d'étage courant	43
Fig. III.4.4 : Diagrammes des efforts internes de l'escalier l'ELU.....	45
Fig. III.4.5 : Schéma statique de l'escalier à ELS.tranchant	48
Fig. III.4.6 : Diagrammes des efforts internes de l'escalier à l'ELS.....	50
Fig. III.4.7 : ferrailage des escaliers.	53
Fig III.5.1 : Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants	55
Fig III.5.2 : Schéma de ferrailage de la poutre palière	61
Fig.III.6.1 : Schéma de ferrailage de la poutre de chainage	69
Fig. III.7.1 : salle machine.....	69

Chapitre IV :

Fig IV.1: Vue en trois dimensions de la structure.....	93
--	----

FigV.1 : Déplacement maximal de la structure	97
Fig V.2 : Limite des décrochements en plan selon l'article 3.5 du RPA	98

Chapitre VIII :

Fig VIII.1 : diagramme d'une section entièrement tendus	131
Fig VIII.2 : diagramme d'une section entièrement comprimée.....	131

INTRODUCTION GENERALE

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les Ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Tout ouvrage en génie civil doit être calculé d'une manière à assurer la stabilité et la résistance de ses éléments structuraux et aussi la sécurité des usages pendant et après la réalisation.

Pour cela, nos calculs seront vérifiés selon les règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA (version 2003) et les règlements du béton aux états limites BAEL 91 modifiée 99.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un temps réduit.

D'ailleurs comme la méthode manuelle est lente on a préféré utiliser le logiciel ETABS pour la modélisation de notre structure.

Nous étudiants en fin de cycle, dans le but de mettre en pratique les connaissances acquises durant le cycle de formation en génie civil, nous avons choisi l'étude d'une structure (R +8) à usage d'habitation, ossature mixte contreventée par voiles.

Nos calculs seront faits de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers avec moindre coût.

I. Présentation de l'ouvrage :

I.1. Présentation du projet :

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation (R+8). Ce bâtiment sera implanté à Tizi Ghenif dans la Wilaya de TIZI OUZOU, qui est classée par les règles parasismiques algériennes (RPA99/2003) comme zone de moyenne sismicité (Zone IIa).

Notre ouvrage est classé dans le groupe d'usage 2 : « **Ouvrages d'importance moyenne** »

Le rapport du sol ne nous a pas été transmis, nous avons choisi quelque valeur de contrainte et de type du sol qu'on trouve dans des ouvrages de la mécanique des sols:

On opte un **site meuble «S3»** et d'une contrainte admissible $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage:

a) Dimensions en élévation :

}	- Hauteur totale du bâtiment.....	29.8m
	- Hauteur du rez-de-chaussée.....	3.06m
	- Hauteur de l'étage courant	3.06m
	- Hauteur de l'acrotère.....	0.60m

b) Dimensions en plan :

}	- Longueur totale.....	27.80m
	- Largeur totale	17.80m

I.3. règlement en vigueur :

La conception et le calcul sont conduits par les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé ainsi qu'à tous les règlements applicables en Algérie :

B.A.E.L 91 révisé 99 ; R.P.A99/version2003 ; CBA93

I.4. Eléments de l'ouvrage :

a)- l'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 14mètre 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 de contreventement).
- ainsi ils minimisent les effets de torsion.

b)- Les planchers :**1- Plancher en corps creux :**

Les planchers sont des surfaces planes qui limitent les étages.

Leur rôle principal est :

- la transmission des efforts horizontaux aux éléments de contreventement ;
- la résistance aux charges permanentes et les surcharges sur les étages ;
- l'isolation thermique et phonique ;
- support des plafonds et revêtements ;

Les planchers seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.

2- Dalles pleins en béton armé :

Les dalles pleins sont prévues dans les balcons, et dans les paliers de repos des escaliers

c)- Maçonnerie :

Mur extérieurs : sont en briques creuses, composés de double cloison de 10cm, séparé d'une lame d'air de 5cm.....(10+5+10).

Mur intérieurs : cloison simple en brique de 10cm d'épaisseur.

d)- Revêtements :

Les revêtements utilisés sont :

- En céramique pour les murs des salles d'eaux et cuisine.
- En carrelage pour les planchers et les escaliers avec plinthe de recouvrement.

e)- Acrotère :

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 0.60(m) de hauteur, réalisé en béton armé coulé sur place, il joue un rôle de sécurité et de garde de corps.

f)- Les enduits :

On désigne par enduit un produit plus au moins pâteux destiné à recouvrir tout ou une partie d'une surface (verticale ou horizontale) d'une manière uniforme, en vue de réaliser une ou Plusieurs des actions suivantes :

Les enduits utilisés sont :

- Mortier de ciment d'une épaisseur de 1,5cm pour les murs de façades.
- En plâtre pour les cloisons et les plafonds.

- Imperméabilisation.

g)- Escaliers :

C'est un élément en béton armé qui permet de se déplacer à pieds d'un niveau à un autre dans un bâtiment. Dans notre cas, les escaliers seront constitués de paillasses et de palier en béton armé coulés sur place.

h)- Cage d'ascenseur :

C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériels.

i)- Système de coffrage :

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

j)- Les voiles :

Un voile est un élément qui a une importance prépondérante dans la résistance et l'équilibre de la structure, il est caractérisé par une forme géométrique spécifique qui lui offre une importante inertie, grâce à laquelle il soulage considérablement les poteaux et les poutres.

I.5.Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL 91), ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/version2003.

I.5.1.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/M³ de ciment portland artificiel (CPA).

Le béton présente des résistances a la compression assez élevées ; de l'ordre de 25 à 40MPa mais faible a la traction ; de l'ordre 1/10 de sa résistance en compression.de plus, le béton de ciment à un comportement fragile.

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

➤ Résistance caractéristique à la compression : (BAEL91/A.2.1,11).

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge noté f_{c28} . La résistance à la compression varie avec l'âge du béton, pour $j \leq 28$ jours, elle est calculée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa.} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} > 40\text{MPa.} \end{array} \right.$$

Dans les calculs de notre ouvrage, nous adopterons une valeur de $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

➤ Résistance caractéristique à la traction : (Art .2.1.12/BAEL91,CBA93).

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{ij} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \implies \text{ si } f_{cj} \leq 60\text{Mpa.} \\ f_{ij} = 0,275(f_{cj})^{2/3} & \implies \text{ si } f_{cj} > 60\text{Mpa.} \end{array} \right.$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ [MPa]}$ on aura : $f_{t28} = 2,1 \text{ [MPa]}$

❖ **Contraintes limites du béton :**➤ **Les états limites :**

On appelle l'état limite un état particulier d'une structure pour lequel cette structure satisfait une condition exigée par le concepteur. On distingue deux types de l'état limite :

a) L'état limite ultime (E.L.U.) : (Art .A.4 .3 .41 / BAEL91, CBA93)

La contrainte limite à la compression est donnée par la formule suivante :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} \text{ en MPa}$$

θ : est le coefficient des durées (t) de l'application d'action, donné par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta=1 \text{ pour } t > 24 \text{ heures.} \\ \theta=0.9 \text{ pour } 1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h.} \\ \theta=0.8 \text{ pour } t \leq 1 \text{ h.} \end{array} \right.$$

- Le coefficient de sécurité γ_b a pour valeurs :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,50 \text{ pour la situation courante (SC).} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ pour la situation accidentelle (SA).} \end{array} \right.$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et $\theta=1$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{bc} = 14.17 \text{ Mpa en SC.} \\ f_{bc} = 18.48 \text{ Mpa en SA} \end{array} \right.$$

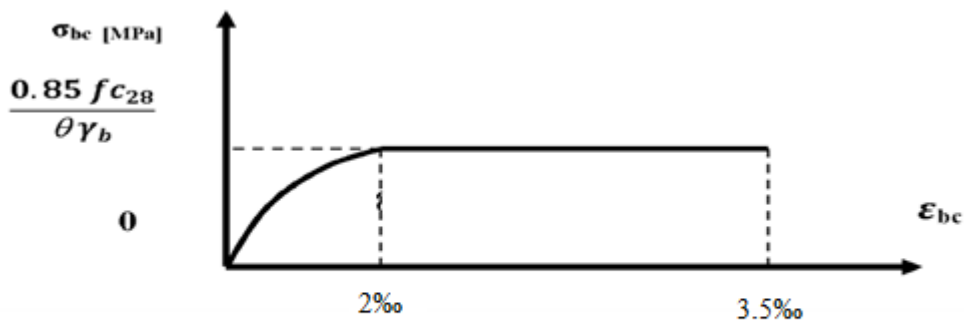
a-1) Contrainte de déformation du béton à l'ELU :

Figure I-1 : Diagramme de déformation du béton à l'ELU.

b) État limite de service (ELS) : (Art A.4 .5 .2/BAEL91)

La contrainte de compression à l'ELS est égale à :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \text{ en Mpa}$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

b-1) Contrainte-déformation du béton à l'ELS :

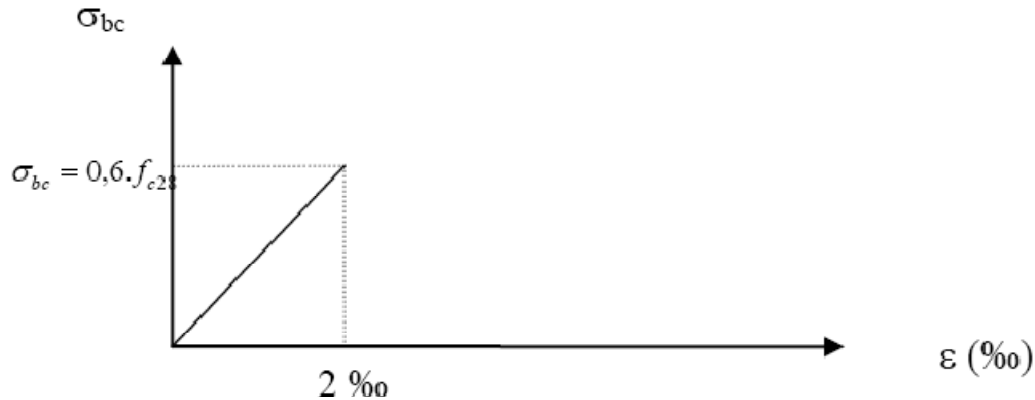


Figure I-2 : Diagramme de déformation du béton à ELS.

➤ Contrainte tangente conventionnelle : (BAEL91/Art A.5.1.)

Donnée par la formule suivante : $\tau_u = \frac{v_u}{b_0 d_{bc}}$

$\left\{ \begin{array}{l} V_u : \text{effort tranchant dans la section étudiée (ELU).} \\ b_0 : \text{largeur de la section cisailée.} \\ d : \text{hauteur utile.} \end{array} \right.$

Avec : $\tau_u = \frac{v_u}{b_0 d_{bc}} \leq \bar{\tau}_u$

$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5) \text{ MPa} \implies$ pour la fissuration **peu nuisible**

D'où : $\bar{\tau}_u = 3.25 \text{ Mpa}$

$\bar{\tau}_u = \min(0,10 f_{c28}, 4) \text{ MPa} \implies$ pour la fissuration **préjudiciable**

D'où : $\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$

➤ Module d'élasticité :

Le module d'élasticité est le rapport existant entre la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de cette contrainte, on distingue deux sortes de modules.

1)-Module de déformation longitudinale différée du béton : (BAEL91/Art A.2.1, 22)

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

• a) Module d'élasticité instantané : (BAEL91/Art A.2.1.21)

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égal à :

$$E_{ij} = 1100 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ en MPa}$$

$$\text{à } j = 28 \text{ jours} \implies E_{ij} = 32164.20 \text{ MPa}$$

- **b) Module d'élasticité différé : (BAEL91/Art A.2.1.22)**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, On va tenir compte de l'effet du fluage du béton et prendre, ensuite, un module égal à :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ en MPa}$$

$$\text{à } j = 28 \text{ jours} \implies E_{ij} = 10818.87 \text{ MPa}$$

2)-Module de déformation transversale :

La valeur du module de déformation transversale est donnée par : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

ν : Coefficient de Poisson donné par l'article : (BAEL 91/Art A2.1.3)

$$\left. \begin{array}{l} \nu = 0 \\ \nu = 0.2 \end{array} \right\} \implies \begin{array}{l} \text{Pour le calcul des sollicitations (a l'ELU).} \\ \text{Pour le calcul des déformations (a l'ELS)} \end{array}$$

I-5-2 Les aciers :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression. Dans le présent projet, nous allons utiliser trois types d'aciers, dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

-Caractéristiques des aciers utilisés :

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

Tableau I-1 : Caractéristiques des aciers.

➤ Limite d'élasticité longitudinale : (BAEL91/Art A.2.2.1)

Le module d'élasticité longitudinale est égal à $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$, ainsi que pour tous les aciers

utilisés.

➤ **La contrainte limite des aciers A'ELU : (Art.4 .3.2/BAEL.91)**

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ en MPa.}$$

Avec : γ_s : le coefficient de sécurité pour les aciers a pour valeurs :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ pour les situations durables.} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour les situations accidentelles.} \end{array} \right.$$

➤ **La contrainte maximale des armatures tendues à l'E L S :**

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

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

Cas des éléments situés dans les locaux couverts. Dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

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

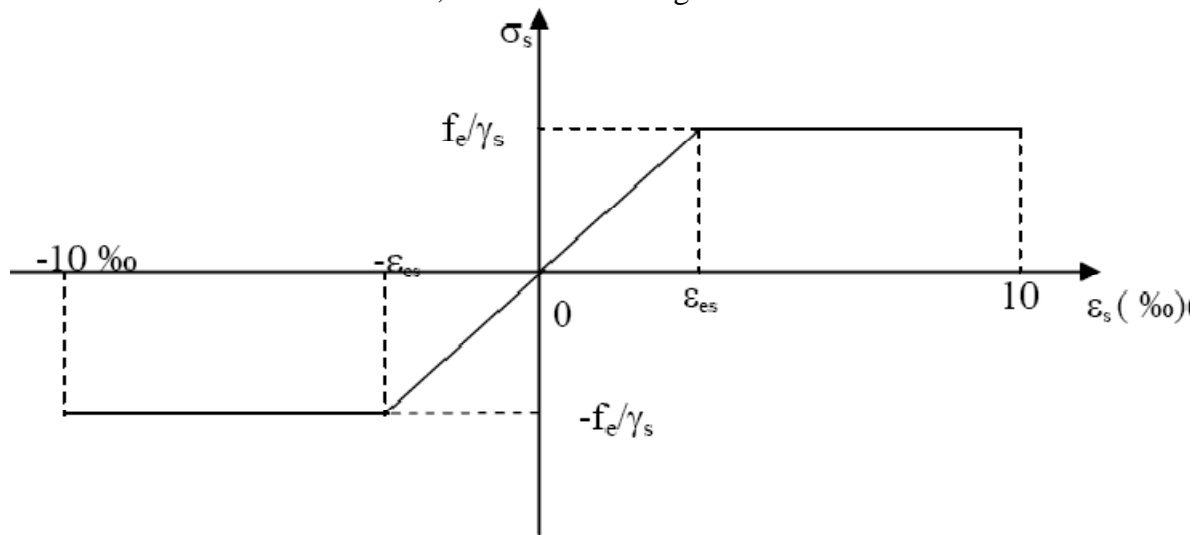
$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3}f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}} \right) \text{ en MPa.}$$

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

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_{st}} = \min (0,5f_e ; \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \text{ en MPa.}$$

➤ **Diagramme déformation- contrainte :**

Dans le calcul relatif aux états limites, on utilisera le diagramme suivant :



f_e : nuance des aciers.

Figure I-3 : Diagramme déformation- contrainte.**I-6 Protection des armatures : (BAEL91/Art A.7-2.4)**

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

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

I-7 Données du site:

- Le bâtiment est implanté dans la wilaya de **TIZI OUZOU**, zone classée, par le **RPA 99/version 2003**, comme zone de moyenne sismicité (**zone II a**) et classé selon sa destination, dans la catégorie des ouvrage courants ou d'importance moyenne (**groupe 2**).
- Le site est considéré comme un site meuble (**S2**).
- La contrainte admissible du sol $\overline{\sigma}_{adm} = 2$ bars.

Introduction :

Après avoir définis les caractéristiques de notre ouvrage nous passons dans ce chapitre au prédimensionnement des éléments porteurs du bâtiment.

II-Pré dimensionnement des éléments :

Le pré dimensionnement permet de déterminer les différentes dimensions des éléments de la structure, tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux et en fin les voiles.

II.1. Les planchers :

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

- Résister : les plancher sont supposés être infiniment rigides dans le plan horizontal, ils doivent supporter leur poids propre et les surcharges du niveau et de transmettre ces charges aux poutres qui les transmettent à leurs tours aux poteaux puis aux fondations.
- Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux. En effet, un plancher doit être rigide pour pouvoir transmettre les efforts horizontaux entre les éléments porteurs.
- Assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité.
- Protéger contre les incendies.
- Dans notre cas, nous avons des planchers à corps creux plus dalles de compression et des planchers en dalle pleine (planchers, et palier de repos).

II.1 .1 Corps creux :

Il s'agit de planchers constitués de corps creux posés sur des poutrelles préfabriquées, disposées suivant le sens de la plus petite portée le tout complété par :
une dalle de compression, ferrillée par un treillis soudé dont les dimensions des mailles ne dépassent pas :

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

Le dimensionnement du plancher à corps creux est donné par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad (\text{Art B 6-8-423/BAEL91})$$

Avec :

- h_t : Épaisseur du plancher,
- L_{\max} : Portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

Dans notre cas nous avons :

$$L_{\max} = 4.60 - 0.30 = 4.30\text{m}$$

$$h_t = \frac{4,30}{22,5} = 0,19 \quad \mathbf{h_t = 20cm}$$

- On opte pour un plancher d'épaisseur : $h_t = (16+4)\text{cm}$
- Epaisseur du corps creux = 16cm
- Epaisseur de la dalle de compression = 4cm

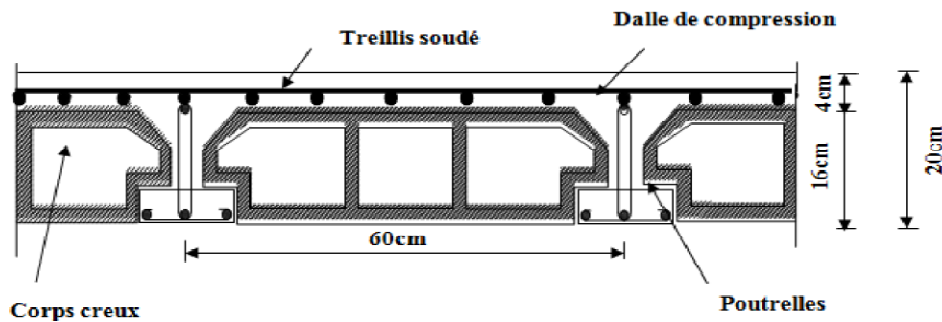


Figure II.1 : coupe d'un plancher en corps creux.

II.2 . 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 leurs portée L , telles que :

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

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \quad (\text{Art A.4.14 BAEL 91})$$

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

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi un appui à celles-ci. Leur dimensionnement ce fera on considérants la portée maximale.

➤ Poutres principales :

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

$$\frac{(460-30)}{15} \leq h_t \leq \frac{(460-30)}{10} \quad \text{donc :} \quad 28,67 \leq h_t \leq 43$$

Alors : $\mathbf{h_t = 40cm}$

-Largeur de la poutre :

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

$$0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 \quad \text{donc :} \quad 16 \leq b \leq 28$$

Alors : **b= 30cm**

➤ **Poutres secondaires :**

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

$$\frac{(450-30)}{15} \leq h_t \leq \frac{(450-30)}{10} \quad 28 \leq h_t \leq 42$$

Alors **h_t=35cm**

-Largeur de la poutre :

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

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \quad \text{donc :} \quad 14 \leq b \leq 24,5$$

Alors : **b= 30cm**

Coffrage minimum des poutres (RPA 99 Art 7.5.1)

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaire	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	40	35	Vérifier
$b \geq 20 \text{ cm}$	30	30	Verifier
$b/h \leq 4$	0,75	0,85	Vérifier

- **Conclusion :** Les sections adoptées sont :

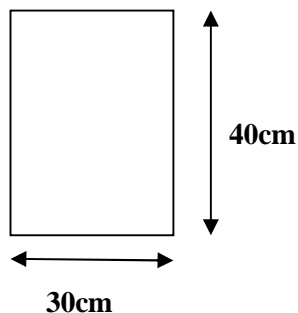


Figure II.2 :
Poutres principales (40x30) cm²

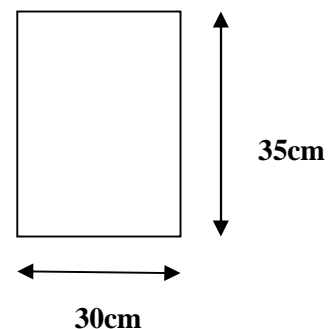


Figure II.3 :
Poutres secondaire (35x30) cm²

II.3. les voiles :

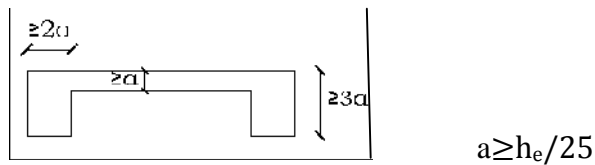
Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés, d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.

Selon le **RPA 99 modifié 2003, Art 7.7.1** ; les éléments considérés comme voiles doivent satisfaire la condition suivante: $L \geq 4 e_p$

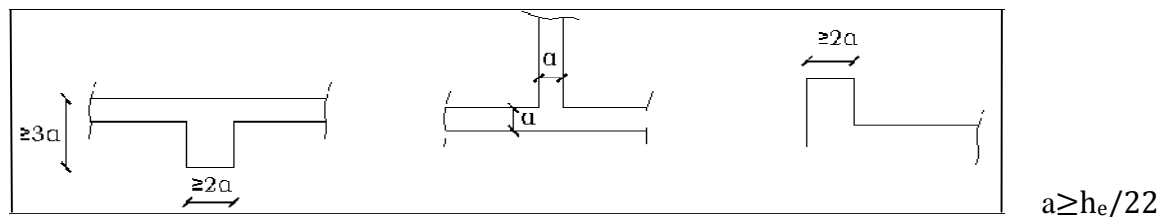
L'épaisseur du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et de la rigidité aux extrémités, **l'épaisseur minimale est de 15 cm.**

L : porté du voile.
a(e) : épaisseur du voile

1er cas :



2ème cas



3ème cas

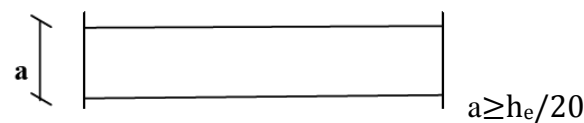


Figure II.4 : Coupe des voiles en plan

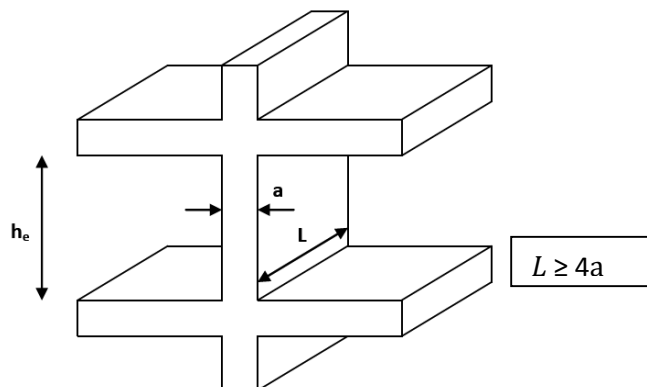


Figure II.5 : Coupe de voile en élévation

$$a \geq \max \left(e_{min}; \frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20} \right)$$

$$a \geq \max (15 ; 11,44 ; 13 ; 14,3)$$

On prend: **a = 15cm.**

Conclusion :

L'épaisseur adoptée pour les voiles est de **15cm.**

Pour qu'un voile puisse assurer un contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur : $L_{min} \geq 4xa = 4x15 = 60cm$

II.4.Poteaux :

Les poteaux seront pré dimensionné à L'ELS en considérant un effort de compression axial N_s , qui sera repris uniquement par la section du béton.

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

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_b}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0.3 \times f_{c28} = 7.5 \text{ Mpa} \quad (\text{Art7.4.3.1 de RPA/2003})$$

Avec :

- N_s : effort de compressions revenant au poteau qui est considéré égal à (G+Q) .
- σ_b : contrainte admissible du béton à la compression simple.
- Q : charge d'exploitation
- G : charge permanente.

Remarque1 :

L'effort normal « N » sera déterminé à partir de la descente de charge.

On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges de différents niveaux du bâtiment.

Remarque2 :

On considère, en premier lieu, pour nos calcul la section du poteau selon le minimum exigé par le RPA qui est de (25X25)cm².

II.4.1 Surface d'influence :

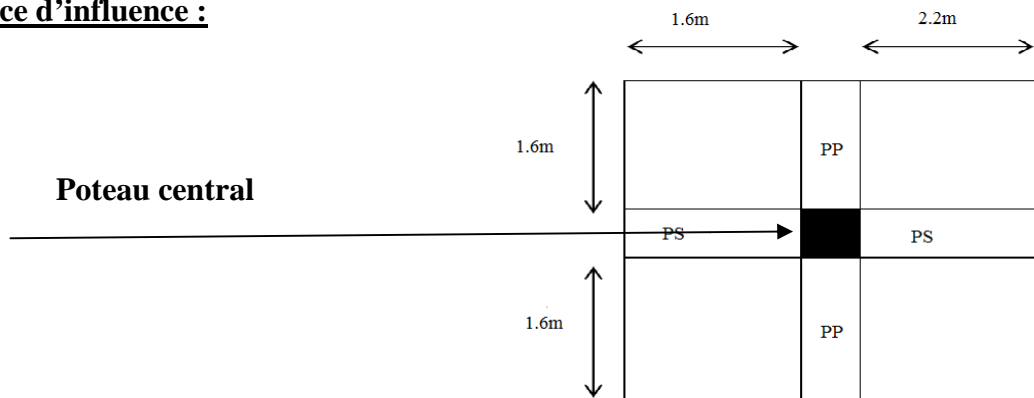


Figure II.6 : surface du plancher revenant au poteau le plus chargé

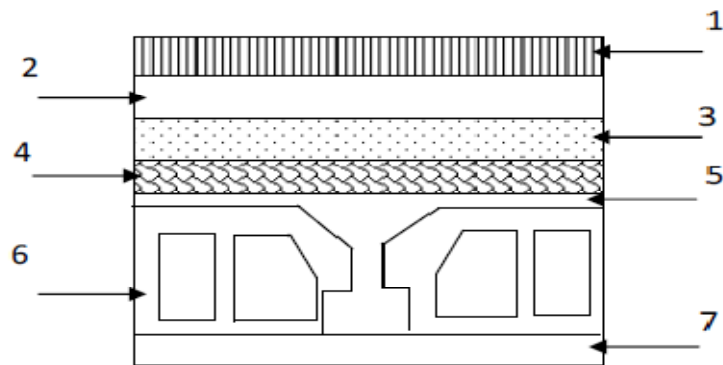
Aire du plancher revenant au poteau le plus chargé :

- Section nette $S_n = (1.6 \times 2.2)2 + (1.6 \times 2)1.6 = 12.16 \text{ m}^2$
- Section brute $S_b = 14.35 \text{ m}^2$

II.4.2 Détermination des charges et surcharges :

-a) Charges permanentes :

❖ Terrasse inaccessible :



-Figure II.7 : Eléments constituant le plancher terrasse.

La légende se rapportant à la figure ci-dessus est donnée par le tableau suivant :

N°	Désignation	Epaisseur en (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Couche de gravillon	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multicouche	0.02	06	0.12
3	Formes de pentes	0.07	22	1.76
4	Feuille de polyane	0.04	04	0.01
5	Isolation thermique	0.04	04	0.16
6	Dalle à corps creux	0.16+0.04	14	2.80
7	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
				G _t =5.90

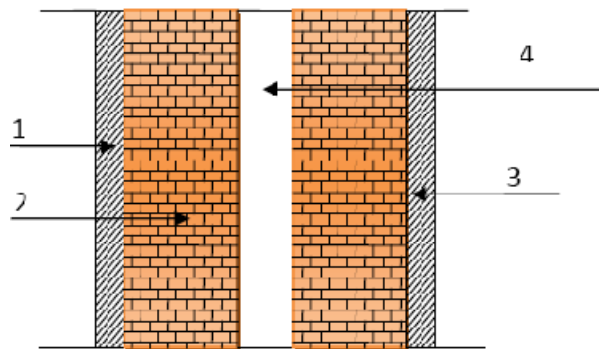
Tableau II.1 : Valeur de la charge permanente G_t du plancher terrasse.

❖ plancher étage courant :

Valeur de i	Eléments	Poids volumique γ (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charge G_t (KN/m ²)
01	Carrelage scellé	22	0.02	0.44
02	Mortier de pose	20	0.02	0.40
03	Couche de sable	18	0.02	0.36
04	Dalle en corps creux	14	0.2	2.80
05	Enduit en plâtre	12	0.02	0.24
06	Cloison de séparation	/	/	1.00
Totale $G_t = 5.24$ (KN/m²)				

Tableau II.2 : Valeur de la charge permanente de l'étage courant

Mur extérieur : En double cloisons (avec briques creuses) d'épaisseur égale à 30 cm.

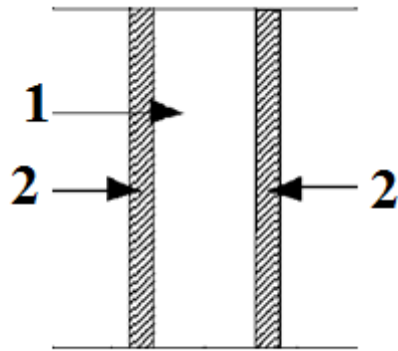


-Figure II.8 : Coupe verticale d'un mur extérieur.

Eléments	Epaisseur (m)	masse volumique KN/m ³)	La charge (KN/m ²)
1. mortier de ciment	0.02	18	0.36
2. Brique creuse	2x0.10 =0.2	9	1.8
3. Enduit plâtre	0.02	10	0.2
4. lame d'aire	5	/	/
Charge Permanente totale.			Gt = 2.36

Tableau II.3 : Valeur de la charge permanente G du mur extérieur

Mur intérieur :



-Figure II.9 : Coupe verticale d'un mur intérieur.

N°	Eléments	Poids volumique γ (KN/m ³)	épaisseur	Charge G (KN/m ²)
01	Enduit de plâtre	12	0.04	0.48
02	Brique creuse	9	0.1	0.9
Totale $G_i=1.38$ KN/m²				

Tableau II.4 : Valeur de la charge permanente de la maçonnerie (mur intérieur)

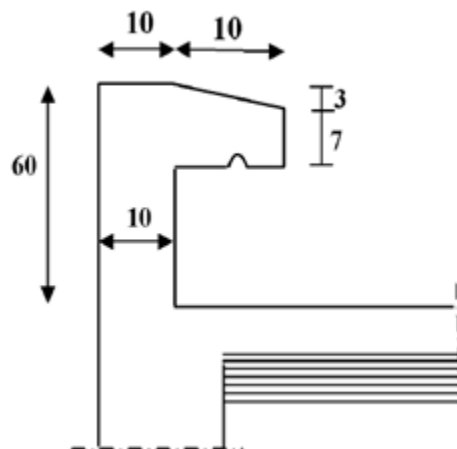
L'acrotère :

➤ Poids propre : $G = \rho \times S \times 1m$

Avec : ρ : Masse volumique du béton.
 S : Section longitudinale de l'acrotère.

$$G = [(0.6 \times 0.1) + (0.03 \times 0.1 / 2) + (0.07 \times 0.1)] \times 25 \times 1m$$

$$G = 1.7125 \text{ KN/ml}$$



-Figure II.10 : coupe verticale de l'acrotère.

b) Les surcharges d'exploitations :

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

Eléments	Surcharge (KN/m ²)
Plancher terrasse	1.00
Plancher étage Courant	1.50
L'acrotère	1.00
L'escalier	2.5
Les balcons	3.50

Tableau II.5 : Charges d'exploitations.

II-4-3- poids propre des éléments :➤ **Plancher terrasse :**

$$P_{pt} = G_t \times S = 5.90 \times 12.16 = 71.17 \text{KN}$$

➤ **Plancher courant :**

$$P_{pc} = G_c \times S = 5.24 \times 12.16 = 63.71 \text{KN}$$

➤ **Poutres :**• **Poutres principales :**

$$P_{pp} = 0.40 \times 0.30 \times 25 \times (2.2 + 1.6) = 11.4 \text{KN}$$

• **Poutres secondaires :**

$$P_{ps} = 0.35 \times 0.30 \times 25 \times (1.6 + 1.6) = 8.4 \text{KN}$$

$$\text{Poids total: } P = P_{pp} + P_{ps} = 9.5 + 8 = 19.8 \text{KN}$$

➤ **Poteaux**

$$P_{pot} = 0.3 \times 0.3 \times 25 \times 3.06 = 6.88 \text{kN}$$

➤ **Surcharge d'exploitation :**

- La surface d'influence \longrightarrow $S = 12.16 \text{m}^2$
- plancher terrasse \longrightarrow $Q = 1 \times 12.16 = 12.16 \text{m}^2$
- plancher d'étages courants \longrightarrow $Q = 1.5 \times 12.16 = 18.24 \text{m}^2$
- Plancher RDC \longrightarrow $Q = 1.5 \times 12.16 = 18.24 \text{m}^2$
- Plancher balcon \longrightarrow $Q = 3.5$
- L'escalier \longrightarrow $Q = 2.5$

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

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

La loi de dégression est : $Q_n = \frac{Q_0 + (3+n)}{2n}$

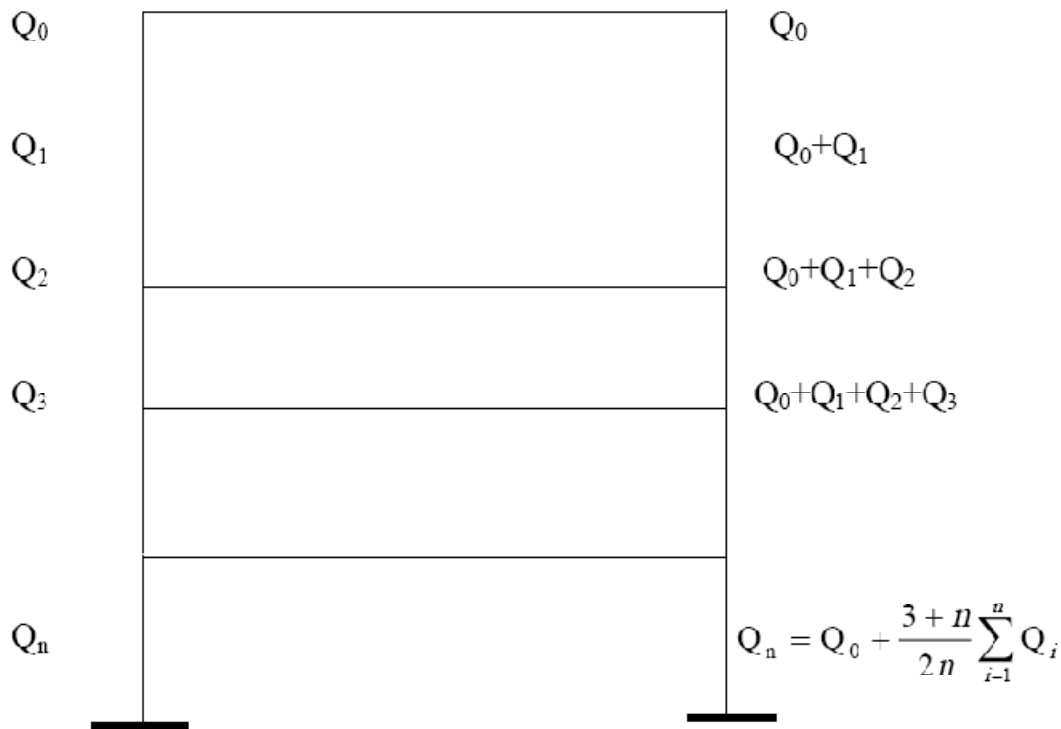
Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i

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

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

$$\sum_{i=1} Q_i ; \text{ Pour : } n \geq 5.$$



-Figure II.11 : Coefficients de dégression des surcharges.

Les surcharges cumulées :

$Q_0=12.16$

$Q_0+ Q_1=30.4$

$Q_0+ 0.95(Q_1 + Q_2)=46.82$

$Q_0+ 0.90(Q_1 + Q_2+Q_3) = 61.85$

$Q_0+ 0.85(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4)= 74.17$

$Q_0+ 0.80(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5)= 85.12$

$Q_0+ 0.75(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)=94.24$

$Q_0+0.71(Q_1+Q_2 +Q_3 +Q_4 +Q_5 +Q_6+Q_7) =102.81$

$Q_0+0.68(Q_1+Q_2 +Q_3 +Q_4 +Q_5 +Q_6+Q_7 + Q_8) =111.38$

II-4-5-Tableau récapitulatif de la descente de charge :

NIVEAU	Charges permanentes [kN]					Surcharges d'exploitation [kN]		Efforts normaux N=G _c +Q _c [kN]	Section du poteau [cm ²]	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G _{totale}	G _{cumulée}	Q _i	Q _c		Section trouvée	Section adoptée
8	71.17	19.8	6.88	97.85	97.85	12.16	12.16	110.01	146.68	35x35
7	63.7	19.8	6.88	90.38	188.23	18.24	30.4	218.63	291.5	35x35
6	63.7	19.8	6.88	90.38	278.61	18.24	46.82	325.43	433.9	40x40
5	63.7	19.8	6.88	90.38	368.99	18.24	61.85	430.84	574.44	40x40
4	63.7	19.8	6.88	90.38	459.37	18.24	74.17	533.54	711.38	40x40
3	63.7	19.8	6.88	90.38	549.75	18.24	85.12	634.87	846.48	45x45
2	63.7	19.8	6.88	90.38	640.13	18.24	94.24	734.37	979.16	45x45
1	63.7	19.8	6.88	90.38	730.51	18.24	102.81	833.32	1111.08	45x45
RDC	63.7	19.8	6.88	90.38	820.89	18.24	111.38	932.27	1243.02	45x45

Tableau II.5 : récapitulatif de la descente de charge.**Conclusion :**

- Etages RDC ,1,2 ,3 \implies (45x45)
- Etages 4,5,6 \implies (40x40)
- Etages 7,8 \implies (35x35)

- **Vérification des conditions du RPA (article 7.4.1) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm en zone IIa} \\ \text{Min } (b_1, h_1) = 35\text{cm} \geq 25 \text{ cm} \implies \text{CV} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \text{Min } (b_1, h_1) = 35\text{cm} \geq \frac{2.86}{20} = 14.3\text{cm} \implies \text{CV} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \\ \text{Poteaux RDC ,1}^{\text{er}} \text{ et 2 et 3eme etages : } \frac{1}{4} < \left(\frac{b}{h} = \frac{45}{45} = 1\right) < 4 \implies \text{CV} \\ \text{Poteaux etages 4,5 et 6 : } \frac{1}{4} < \left(\frac{b}{h} = \frac{40}{40} = 1\right) < 4 \implies \text{CV} \\ \text{Poteaux etages 7 et 8 : } \frac{1}{4} < \left(\frac{b}{h} = \frac{45}{45} = 1\right) < 4 \implies \text{CV} \end{array} \right.$$

-Remarque :

Pour conférer aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismique, il est recommandé de donner aux poteaux d'angle et de rive des sections compatibles à celles des poteaux centraux. (Art.7.4.1.RPA)

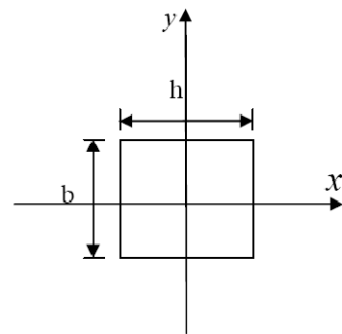
- **Conclusion :**

Le coffrage des poteaux est conforme aux exigences du RPA

II.4.2 Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

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

$$\lambda \leq 50$$



- **Avec :**

$\lambda = \frac{l_f}{i}$: L'élanement du poteau.

$$\left\{ \begin{array}{l} l_f : \text{longueur de flambement (} l_f = 0.7 \times l_0 \text{)} \\ i : \text{rayon de giration (} \frac{I}{B} \text{)}^{1/2} \\ s : \text{section transversale du poteau (} b = a \times b \text{)} \\ l_0 : \text{longueur libre du poteau} \\ I : \text{Moment d'inertie } I = \frac{b \times h^3}{12} \end{array} \right.$$

Donc:

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

-poteaux du RDC ,1,2 et 3étage (45×45) $\Rightarrow \lambda = 14.48 < 50$

-poteaux de 4,5et 6 étages (40×40) $\Rightarrow \lambda = 16.29 < 50$

-poteaux de 7 et 8éme etages (35×35) $\Rightarrow \lambda = 18.62 < 50$

} vérifié

Conclusion :

Pas de risque de flambement

III. Calcul des éléments :

III-1 Introduction:

Les éléments non structuraux n'apportent pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques de l'ensemble, contrairement aux poteaux, poutres et voiles donc on peut les calculer séparément sous l'effet des charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément aux règlements **BAEL 91 modifiée 99** et le **RPA version 2003**.

III-2) Calcul de l'acrotère :

III-2-1 Définition et rôle de l'acrotère :

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et protéger le gravier contre poussée du vent. la forme de pente de l'acrotère sert de protection contre l'infiltration des eaux pluviales. L'acrotère est réalisé en béton armé assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à son poids propre **G** donnant un effort normal **N** et une charge d'exploitation horizontale ($Q=1$ [KN/ml]) non pondérée due à l'application de la main courante qui engendre un moment de flexion (**M**) dans la section d'encastrement.

Donc le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à **L'ELU**

➤ **Dimension de l'acrotère :**

- La Largeur : 100cm.
- L'épaisseur : 10cm.
- La hauteur : 60cm.

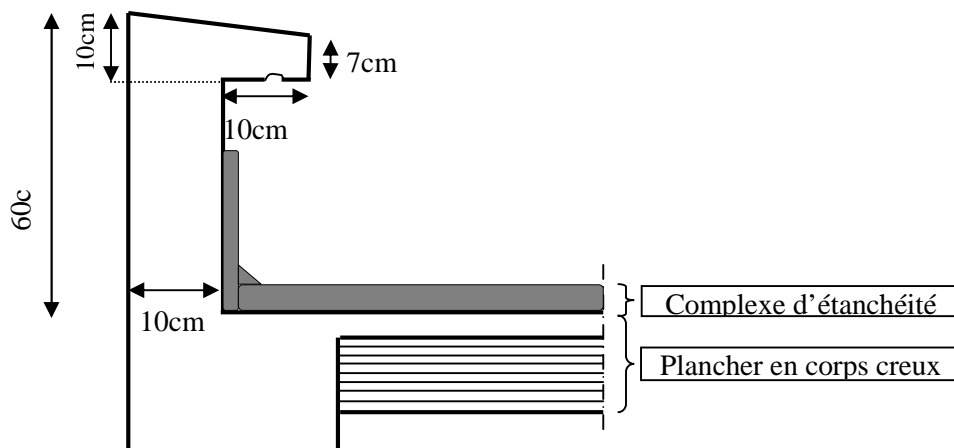


Figure : III.2.1 : Coupe verticale de l'acrotère

III -2-2 : Détermination des sollicitations :

La détermination des sollicitations se fait pour une bande de 1m de largeur.

III -2-2-1 - Inventaire des charges :

➤ **Poids propre « G » :**

$$G = \rho \times S = 25 \times S$$

$$G = 25 \left[\frac{0,03 \times 0,1}{2} + 0,07 \times 0,1 + 0,1 \times 0,6 \right] = 1,7125 \text{ KN/ml}$$

$G = 1,7125 \text{ kN/ml}$

Avec :

- ρ : Masse volumique du béton (25 kN/m^3).
- S : Section de l'acrotère.

➤ **Surcharge d'exploitation « Q » :**

$Q = 1,00 \text{ KN/ml}$

III-2-2-2-Les efforts internes :

a)-Effort normal dû au poids propre « G » :

$N_G = G \times 1 \text{ ml} = 1,7125 \text{ KN}$.

b)- Moment de flexion (renversement) dû à la main courante « Q » :

$M_Q = Q \times H \times 1 \text{ ml} = 1,00 \times 0,6 \times 1 = 0,60 \text{ KN.m}$.

c)-Effort tranchant dû à la main courante« Q » :

$T_Q = Q \times 1 \text{ ml} = 1,00 \text{ KN}$.

➤ **Schéma statique de calcul :**

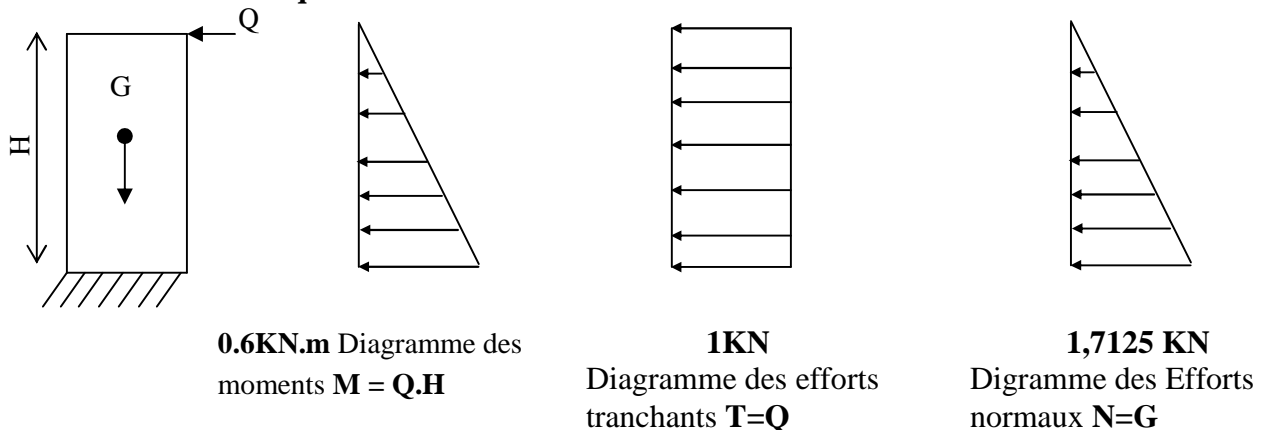


Fig III.2.2 : Diagrammes des efforts internes.

III-2-3- Combinaisons des efforts (art A.3.2.2, BAEL) :

III-2-3-1- A l'état limite ultime (ELU) :

❖ **Effort normal :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q \\ N_u = 1,35 \times 1,7125 = 2,312 \text{ KN} \end{array} \right.$$

❖ **Moment de renversement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_u = 1,35 \times M_G + 1,5 M_Q \\ M_u = 1,5 \times 0,6 = 0,90 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

❖ **Effort tranchant :**

$$\left\{ \begin{array}{l} T_u = 1,5 \times T_Q \\ T_u = 1,5 \times 1,00 = 1,5 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

III-2-3-2- A l'état limite de service (ELS) :

❖ **Effort normal :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_s = N_G + N_Q \\ N_s = 1,925 + 0 = 1,7125 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

❖ **Moment de renversement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_s = M_G + M_Q \\ M_s = 0 + 0,6 = 0,6 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

❖ **Effort tranchant :**

$$\left\{ \begin{array}{l} T_s = T_Q \\ T_s = 1,00 \text{ KN} \end{array} \right.$$

d) Ferrailage de l'acrotère :

Il consiste à étudier une section rectangulaire (b x h), en flexion composée à l'ELU sous un effort normal N_u et un moment de flexion M_u puis faire la vérification à l'ELS.

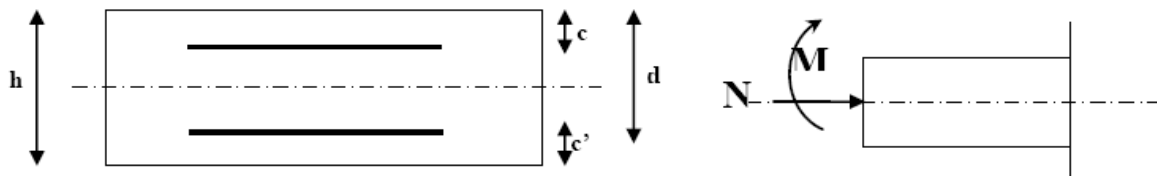


Fig III.2.3 : Schéma de calcul

$h = 10\text{cm}$; $b = 100\text{cm}$; $d = 8\text{cm}$; $c = c' = 2\text{cm}$

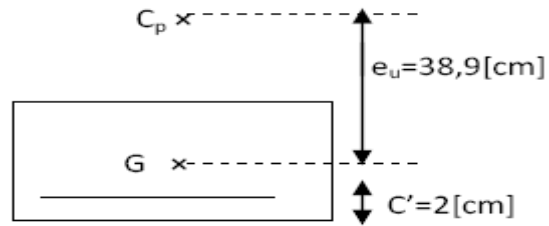
- h : Epaisseur de la section.
- c et c' : La distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton.
- $d = h - c$: Hauteur utile.
- M_f : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

Position de centre de pression :

- Calcul de l'excentricité : $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

Avec :

Mu : moment dû à la compression.
Nu : effort de compression.
eu : excentricité.
Cp : centre de pression.
C' : l'enrobage qui vaut 2[cm].



$$\left\{ \begin{array}{l} e_u = \frac{0,9}{2,312} = 0,389 \text{ m} = 0,39 \text{ cm} \\ \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \end{array} \right.$$

⇒ $e_u > \frac{h}{2} - c$ **Donc** : Le centre de pression (Point d'application de l'effort normale)

Se trouve à l'extérieur de la section limitée par les Armatures.

$\frac{h}{2} - c$: La distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des armatures tendus, et l'effort normal (N) est un effort de Compression, donc la section est partiellement comprimée (**SPC**).

Donc :

Elle sera calculée en **flexion simple** sous l'effet d'un moment fictif « M_f » puis On déduira la section d'armatures réelles « **AS** » en **flexion composée**.

a) Calcul de la section en flexion simple :

➤ **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \cdot g$$

$$\text{Avec : } g = e_u + \frac{h}{2} - c'$$

g : la distance entre le centre de compression et le centre de gravité des armatures.

$$M_f = 2,31 \left[0,39 + \left(\frac{0,1}{2} - 0,02 \right) \right] = 0,97 \text{ kn. m}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \cdot d \cdot f_{bu}} = \frac{0,971 \cdot 10^3}{100 \times 8^2 \times 14,2} = 0,0107$$

Avec :

$$f_{bu} = \sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

$\mu_b = 0,0107 < \mu = 0,392$: ⇒ La section est simplement armée (SSA)

A partir des abaques on tire la valeur de β ⇒ $\beta = 0,995$

❖ **Armatures fictives :**

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa et } \beta = 0,0995$$

Donc :

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,971 \cdot 10^3}{0,995 \times 8 \times 348} = 0,350 \text{ cm}^2$$

b) Flexion composée :❖ **Armatures réelles :**

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_U}{\sigma_{st}} = 0,350 - \frac{2,312 \cdot 10^3}{348 \cdot 10^2} = 0,283 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s = 0,283 \text{ cm}^2$$

III-2-5- Vérifications à L'ELU:**1) Condition de non fragilité : (BAEL 91/Art A.4.2.1)**

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

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28} (e_s - 0,455 \cdot d)}{f_e (e_s - 0,185 \cdot d)}$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,7125} = 0,350 \text{ m} \Leftrightarrow e_s = 35 \text{ cm}$$

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

$$A_{min} = 0,23 \cdot 100 \cdot 8 \cdot \frac{2,1(35 - 0,455 \cdot 8)}{400(35 - 0,185 \cdot 8)} = 0,904 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0,283 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,904 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq A_{st} \quad A = \max (A_{st} ; A_{min})$$

La condition de non fragilité n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale.

$$A_s = A_{min} = 0,904 \text{ cm}^2$$

la section d'acier est **4HA8=2.01cm²** Avec un espacement: $S_t = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2.01cm² avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

2) Vérification au cisaillement : [BAEL91 art 5.1.1] :

Nous avons une fissuration préjudiciable :

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

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad \text{Avec : } V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN.} \\ \tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,0187 \text{ MPa.} \\ \tau_u = 0,0187 \ll \tau_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \right\} = 25 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

$\tau_u < \overline{\tau_u}$: la condition est vérifiée donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires .

3) Vérification de l'adhérence des barres : [BAEL99/art A.6.1.1, 3] :

il faut vérifier :

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \sum u_i}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\psi_s : \text{coefficient de scellement droit ; } \left\{ \begin{array}{l} \psi_s = \overrightarrow{\text{HA}} \\ \psi_s = \overleftarrow{\text{RL}} \end{array} \right.$$

$\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres .

$$\sum u_i = n \times \pi \times \emptyset = 4 \times 3,14 \times 8 = 100,5 \text{ mm ; } n : \text{ nombre de barres}$$

$$\text{D'où : } \tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 80 \times 100,5} = 0,207 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,207 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

La longueur de scellement droit (BAEL 91.1.2.2)

$$L_s = 40 \emptyset = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm}$$

4) Vérification des espacements des barres : (Art A.4.5.33/BAEL 91 modifiée 99) :

La fissuration est préjudiciable : $S_t < \min \{ 2h ; 25 \text{ cm} \} = 20 \text{ cm}$

$h = 10 \text{ cm}$, c'est l'épaisseur de la section de l'acrotère.

On a adopté un espacement de 25cm

} \Rightarrow C V

III-2-6- Vérifications à L'ELS :

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

1) Vérification des contraintes dans l'acier :

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n f t_{28}} \right\}$$

$$\text{les aciers } \left\{ \begin{array}{l} \text{HA : } \varnothing \geq 6 \text{ mm} \\ f_e \text{ E400 } \Rightarrow \eta = 1,6 \end{array} \right.$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400, 110 \sqrt{\eta 1,6} \times 2,1 \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_S}{\beta_1 d A_S}$$

-Calcul de β :

$$\rho = \frac{100 \times A_S}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,14$$

$$\rho = 0,14 \Rightarrow \beta_1 = 0,938 \Rightarrow k_1 = 65,64 \Rightarrow k = 0,015$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,60 \times 10^3 \times 10^3}{0,938 \times 80 \times 2,01 \times 10^2} = 71,39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 71,39 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

⇒ **condition vérifiée.**

2) Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \left\{ \begin{array}{l} \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = 0,02 \times 40,558 = 0,851 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 0,851 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

D'où le ferrailage adopté à l'ELU est justifié à l'ELS.

- Armatures principales.....**4HA8=2.01cm²** Avec: S_t = 20 cm

- Armatures de répartitions.....**4HA8 = 2.01cm²**avec S_t =25cm.

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

Pour assurer la résistance de l'acrotère à l'action des forces horizontales «FP» doit être inférieur ou égale à l'action de la main courante «Q»

Le calcul au séisme se fait si la formule suivante n'est pas vérifiée :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{A: Coefficient d'accélération de zone } A=0,25 \text{ en zone IIa(groupe d'usage 2).} \\ \text{Cp : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8.} \\ \quad \text{voir tableau (6-1) du RPA, dans notre cas } C_p = 0,8 \\ \text{Wp : Poids propre de l'acrotère } W_p = G = 1,7125 \text{ KN/ ml.} \end{array} \right.$$

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

⇒ **Condition vérifiée donc le calcul au séisme n'est pas nécessaire.**

Remarque :

On remarque que l'action des forces horizontales «FP» est inférieure à l'action de la main courante «Q». On adopte donc pour le ferrailage celui choisi précédemment

Armatures principales : **4HA8=2.01cm²** Avec un espacement: $s_t=25 \text{ cm}$

Armatures de répartition : **4HA8=2.01cm²** Avec un espacement: $s_t=20 \text{ cm}$

III-1-7) plans de ferrailage de l'acrotère :

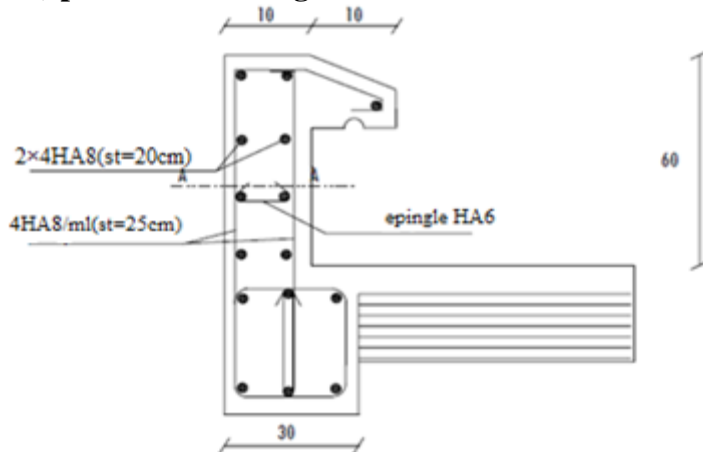


Figure III.2.4: coupe verticale de l'acrotère.

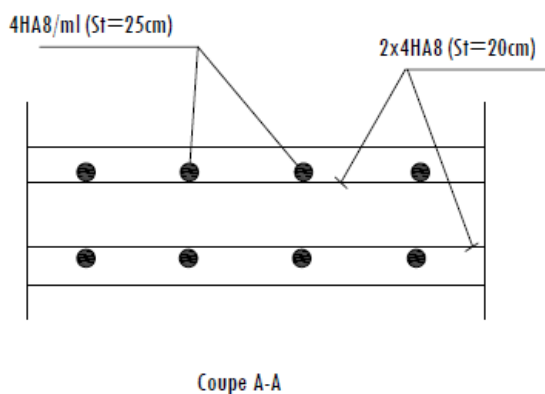
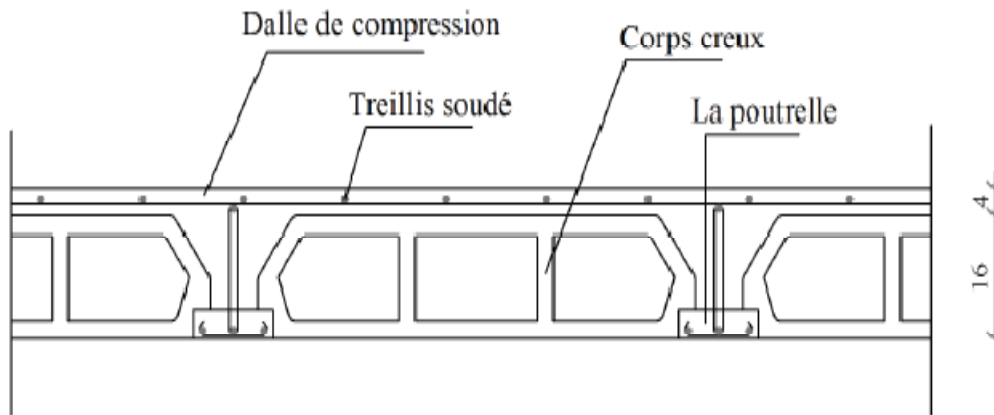


Fig III.2.5 : coupe horizontale de l'acrotère (A-A).

III.3 Les planchers :**III.3.1 Plancher en corps creux :****Figure : III.3.1 :** Schéma descriptif d'un plancher en corps creux

Dans notre projet, **le plancher** est constitué de dalle de compression et de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées. Ces dernières sont disposées suivant la plus petite portée pour réduire la flèche.

La hauteur du plancher est calculée par la formule suivante :

$$h \geq \frac{L}{22,5}$$

Avec :

- h : hauteur totale du plancher.
- L : porté libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

Dans notre cas :

$L = 460 - 30 = 430\text{cm}$, ce qui nous donne :

$$h \geq \frac{430}{22,5} = 19.11 \text{ cm}$$

On opte pour un plancher de : $(16+4) \Rightarrow h = 20\text{cm}$

III.3.1.1 Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place ($ep = 4\text{cm}$), armé d'un quadrillage de treillis soudés TL520 avec $f_e = 520 \text{ MPa}$) dont les mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 33cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

❖ Calcul des armatures

➤ A) Armatures perpendiculaire aux poutrelles A_{\perp}

$$A_{\perp} \geq 4l'/f_e$$

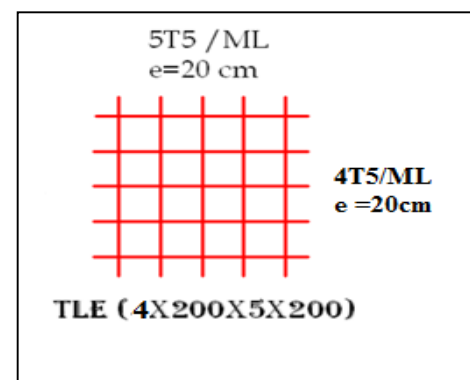
l' : Distance entre axes des poutrelles comprise entre 50 et 80 [cm].

$$A_{\perp} \geq 4(65)/520 = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{\perp} = 5T4 = 0,63 \text{ cm}^2$

Avec : $e = 20\text{cm}$

➤ B) Armatures parallèles aux poutrelles A_{\parallel}



$$A// = A\perp / 2$$

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

$$\text{Soit : } A// = 4T5 = 0,49 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } e = 20 \text{ cm}$$

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE520) de dimension (4×5×200×200) mm²

III.3.1.2 Étude des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément répartie dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L_1}{10}, 8h_0 \right)$$

Avec :

- L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles. (65-12), ($L=53\text{cm}$)
- L_1 : longueur de la plus grande travée.
- b_0 : largeur de la nervure.
- h_0 : épaisseur de la dalle de compression. ($h_0 = 4\text{cm}$).

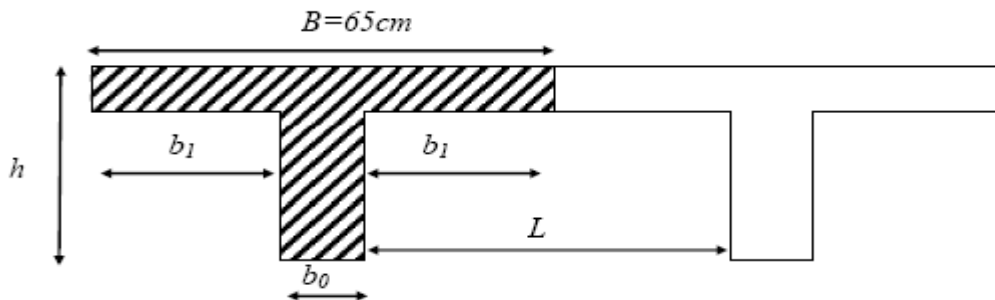


Figure : III.3.2: construction de la section en T.

b) Application :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \min \left(\frac{53}{2}, \frac{460}{10}, 8 \times 4 \right) \\ b_1 \leq \min (26,5 ; 46 ; 32) \\ b_1 = 26,5 \text{ cm} \\ b = 2 \times b_1 + b_0 = 65 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

- Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes :

a) Calcul Avant Coulage De La Dalle De Compression :

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur les deux extrémités, elle travaille en flexion simple. Elle doit supporter, en plus de son poids propre, le poids du corps creux ainsi que celui de l'ouvrier.

• Dimensionnement :

$$\left\{ \begin{array}{ll} b=12\text{cm} & \text{largeur de la poutrelle} \\ h_0=4\text{cm} & \text{hauteur de la poutrelle} \\ c=2\text{cm} & \text{enrobage} \\ d=2\text{cm} & \text{hauteur utile} \end{array} \right.$$

- poids propre de la poutrelle :

$$G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 0,25 = 0,12 \text{ KN/ml ;}$$

- poids du corps creux :

$$G_2 = 0.65 \times 0.95 = \mathbf{0.62 \text{ KN/ml}} ;$$

- Charge permanente :

$$G_{\text{tot}} = G_1 + G_2 = \mathbf{0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}}$$

- Charge d'exploitation :
- Surcharge due à l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ML}$

Le calcul se fera pour la plus longue travée, $L = 4.60 \text{ m}$

- **Combinaisons de charges :**

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 2.5 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul du moment en travée**

$$M_u = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{2.5 \times 1^2}{8} = 6.618 \text{ KN/m} \implies M_U = \mathbf{6.618 \text{ KN/m}}$$

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

$$T = \frac{q_u L}{2} = \frac{2.5 \times 1}{2} = 6.75 \text{ KN} \implies T = \mathbf{5.75 \text{ KN}}$$

- **Calcul des armatures :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{6.618 \times 10^3}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 9.7$$

$$\mu \gg \mu_1 = 0.392 \implies \text{La section est } \mathbf{\text{doublement armée.}}$$

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 charge et surcharges aux quelles elles sont soumises avant coulage. Ces étais sont en général distant de (0.80 à 1.20) m.

b) Après coulage de la dalle de compression :

Dans ce cas, le calcul est conduit en considérant la poutrelle comme une poutre continue, de section en Té avec une inertie constante reposant sur plusieurs appuis ; les appuis de rives sont considérer comme semi encastré et les appuis intermédiaires comme étant simples.

- **Dimensionnement**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 65 \text{ cm, distance entre axes de deux poutrelle.} \\ h = (16 + 4), \text{ hauteur du plancher en corps creux.} \\ b_0 = 12 \text{ cm, largeur de la poutrelle .} \\ h_0 = 4 \text{ cm, épaisseur de la dalle de compression .} \\ b_1 = (b - b_0) / 2 = (65 - 12) / 2 = \mathbf{26.5 \text{ cm.}} \end{array} \right.$$

-Combinaison de charge :

-Charge et surcharge :

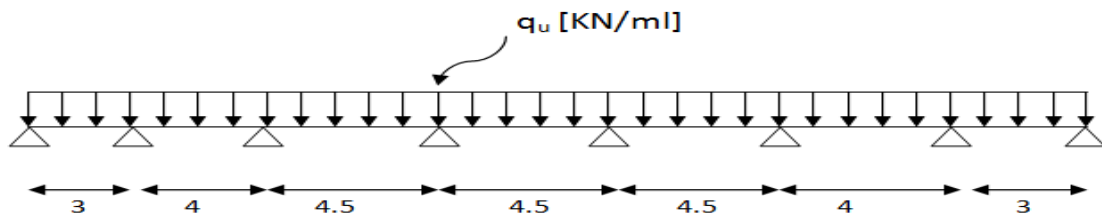
- poids propre du plancher : $G = 5.24 \times 0.65 = 3.4 \text{ KN / ml}$;
- poids propre du plancher dernier étage : $G = 5.9 \times 0.65 = 3.83 \text{ KN / ml}$;
- surcharge d'exploitation : usage d'habitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.98 \text{ KN/ml}$;
- Dernier étage : $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ ml}$.
- Poids propre de la poutrelle $G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ mL}$

$$G_{\text{Total}} = 3.4 + 0.12 = 3.52 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 1,35.G + 1,5.Q = (1,35 \times 3.52) + (1,5 \times 0.98) = 6.22$$

$$q_u = 6.22 \text{ KN/ml}$$

❖ **Choix de la méthode :**



➤ **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire : (Art B.6.2, 210/BAEL91 modifié 99)**

1)- la valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courtes doit respecter la condition suivante :

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

$$2G = 2 \times 3.4 = 7.8 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 0.65 \text{ KN/ml}$$

$$Q \leq \max \{ 2G; 5 \text{ KN / m}^2 \} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

2)- le moment d'inertie des sections transversales est le même pour les différentes travées considérées. $0.8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25 \implies \text{Condition vérifiée.}$

3)- les portées successives sont dans un rapport compris entre (0.8 et 1.25)

$$3/4 = 0.75 \leq 0.8 \implies \text{Condition non vérifiée}$$

$$4/4.5 = 0.88 \implies 0.8 \leq 0.88 \leq 1.25 \implies \text{Condition vérifiée} \} \implies \text{Condition non vérifiée}$$

4)- la fissuration est considérée comme non préjudiciable $\implies \text{Condition vérifiée.}$

• **Conclusion :**

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, ce qui nous conduit à utiliser la méthode des trois moments.

III.3.1.3 Principe de la méthode des trois moments :

C'est un cas particulier de la méthode de force, elle est basée sur l'équilibre des rotations au niveau des appuis intermédiaires.

❖ **Rappel de la méthode des (03) moments :**

a) **Moments aux appuis :**

$$M_{i-1} \times L_i + 2 M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} \times l_{i+1} = \frac{-q_i \times l_i^3}{4} - \frac{q_{i+1} \times l_{i+1}^3}{4}$$

b) **Moment en travées :**

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left(1 - \frac{x}{l} \right) + M_{i+1} \times \frac{x}{l}$$

Avec :

$$\begin{cases} \mu(x) = \frac{q}{2} x \times (1-x) \\ x = \frac{1}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \times l} \end{cases}$$

c) Efforts tranchants :

$$\begin{cases} T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} - qx + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}} \\ \text{Pour } x=1 \implies T(i) = \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}} \\ \text{Pour } x=i+1 \implies T(i+1) = \frac{-q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}} \end{cases}$$

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

❖ Exposé de la méthode :

- $M_t \geq \frac{M_w + M_e}{2} + \max \{ 1,05 M_0 ; (1 + 0,3a) M_0 \}$
 - $M_t \geq \frac{1+0,3a}{2} M_0 \implies$ dans une travée intermédiaire.
 - $M_t \geq \frac{1,2+0,3a}{2} M_0 \implies$ dans une travée de rive.
- } \implies On prend M_t^{max}

Avec :

$$\begin{cases} M_t : \text{moment maximal en travée considérée.} \\ M_e : \text{moment sur l'appui de droite en valeur absolue.} \\ M_w : \text{moment sur l'appui de gauche en valeur absolue.} \\ M_0 = \frac{q l^2}{8} \text{ avec } l : \text{longueur entre nus d'appuis.} \end{cases}$$

-Moments aux appuis :

Les valeurs de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

Avec : $q_u = 6.22\text{KN/ml}$

Appuis 1 :

$$6M_1 + 3M_2 = -6.75q_u$$

Appuis 2 :

$$3M_1 + 14M_2 + 4M_3 = -22.75 q_u$$

Appuis 3 :

$$4M_2 + 17M_3 + 4.5M_4 = -38.78q_u$$

Appuis 4 :

$$4.5M_3 + 18M_4 + 4.5M_5 = -45.56q_u$$

Appuis 5 :

$$4.5M_4 + 18M_5 + 4.5M_6 = -45.56q_u$$

Appuis 6 :

$$4.5M_5 + 17M_6 + 4M_7 = -38.78q_u$$

Appuis 7 :

$$3M_6 + 14M_7 + 4M_8 = -22.75 q_u$$

Appuis 8 :

$$6M_7 + 3M_8 = -6.75q_u$$

• Sous forme matricielle :

$$\begin{pmatrix} 6 & 3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 3 & 14 & 4 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 4 & 17 & 4.5 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 4.5 & 18 & 4.5 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 4.5 & 18 & 4.5 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 4.5 & 17 & 4 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 4 & 14 & 3 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3 & 6 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ M_4 \\ M_5 \\ M_6 \\ M_7 \\ M_8 \end{pmatrix} = -6.22 \begin{pmatrix} 6.75 \\ 22.75 \\ 38.78 \\ 45.46 \\ 45.46 \\ 38.78 \\ 22.75 \\ 6.75 \end{pmatrix}$$

La résolution de ce système se fait par le logiciel **MATLAB**, les résultats sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_1 = -3.7522 \\ M_2 = -6.4885 \\ M_3 = -9.8496 \\ M_4 = -10.6248 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} M_5 = -10.6248 \\ M_6 = -9.8496 \\ M_7 = -6.4885 \\ M_8 = -3.7522 \end{array} \right.$$

-Exemple de calcul :

-Moment fléchissant :

Travée (1-2) : $L_{1-2} = 3$ [m]

$$x = \frac{3}{2} + \frac{-6.48 + 3.75}{6.22 \times 3} = 1.35m$$

$$M_{\max} = 6.22 \frac{1.35}{2} (3 - 1.35) - 3.75 \left(1 - \frac{1.35}{3}\right) - 6.48 \frac{1.35}{3} = 1.94 \text{KN.m}$$

-Effort tranchant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 : T_1^e = 6.22 \frac{3}{2} + \frac{-6.48+3.75}{3} \\ \text{Pour } x=1 : T_1^w = -6.22 \frac{3}{2} + \frac{-6.48+3.75}{3} \end{array} \right.$$

-Tableau représentatif des moments et des efforts tranchants :

Travée	Longueur	X(m)	M _{max} (KN.m)	T _i (KN)	T _{i+1} (KN)
1-2	3	1.35	2.58	8.72	-9.94
2-3	4	1.85	5.06	11.96	-12.91
3-4	4.5	2.22	7.07	13.80	-14.19
4-5	4.5	2.25	6.80	14.00	-14.00
5-6	4.5	2.28	7.07	14.19	-13.80
6-7	4	2.15	5.06	12.91	-11.96
7-8	3	1.65	2.58	9.94	-8.72

Remarque :

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

-Augmentation de 1/3 pour les moments en travée

-Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.

Dans ce cas :

-Moments en travées :

$$M_{(1-2)} = 1.94 + 0.33 (1.94) = 2.58 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{(2-3)} = 3.81 + 0.33 (3.81) = 5.06 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{(3-4)} = 5.32 + 0.33 (5.32) = 7.07 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{(4-5)} = 5.12 + 0.33 (5.12) = 6.80 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{(5-6)} = 5.31 + 0.33 (5.32) = 7.07 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{(6-7)} = 3.81 + 0.33 (3.81) = 5.06 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{(7-8)} = 1.94 + 0.33 (1.94) = 2.58 \text{ [KN.m]}$$

-Moments aux appuis :

$$-3.75 + 0.33(3.75) = -2.51 \text{ [KN]}$$

$$-6.48 + 0.33(6.48) = -4.34 \text{ [KN]}$$

$$-9.84 + 0.33(9.84) = -6.23 \text{ [KN]}$$

$$-10.62 + 0.33(10.62) = -7.11 \text{ [KN]}$$

$$-10.62 + 0.33(10.62) = -7.11 \text{ [KN]}$$

$$-9.84 + 0.33(9.84) = -6.23 \text{ [KN]}$$

$$-6.48 + 0.33(6.48) = -4.34 \text{ [KN]}$$

$$-3.75 + 0.33(3.75) = -2.51 \text{ [KN]}$$

d) Diagrammes des efforts internes :

Dans notre cas, on a une poutre sur huit (08) appuis, on aura donc les diagrammes

Suivant :

- 1) Diagramme des moments :

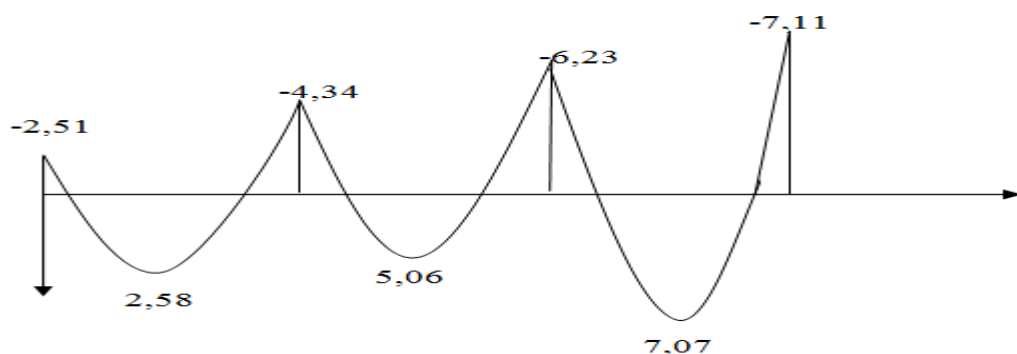


Figure III.3.4 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELU

• 2) Diagramme des efforts tranchant :

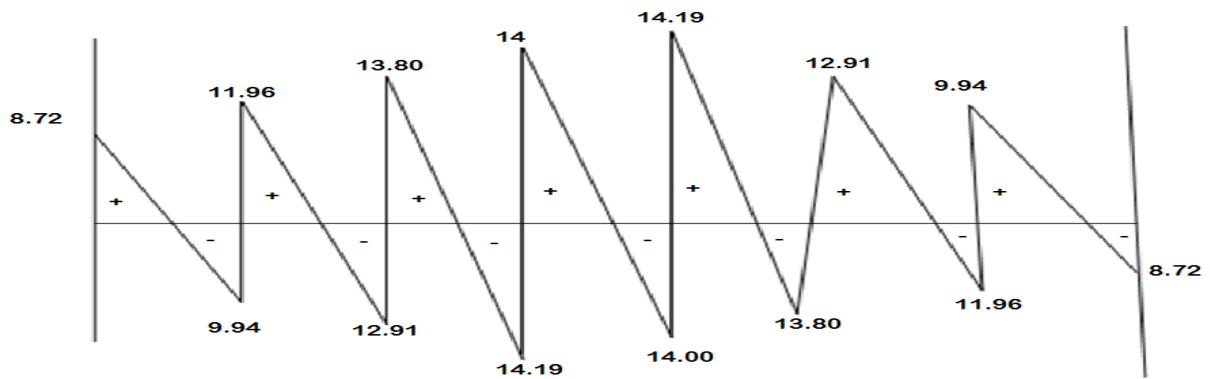


Figure III.3.5 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

Note :

On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées et les appuis en utilisant les moments maximum.

- III.3.1.4 Ferrailage à l'ELU :

a) Armatures longitudinales :

Les moments max aux appuis et aux travées sont:

$$M_t^{max} = 7.07 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_a^{max} = 7.11 \text{ KN.m}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en T

dont les caractéristiques géométriques suivantes :

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

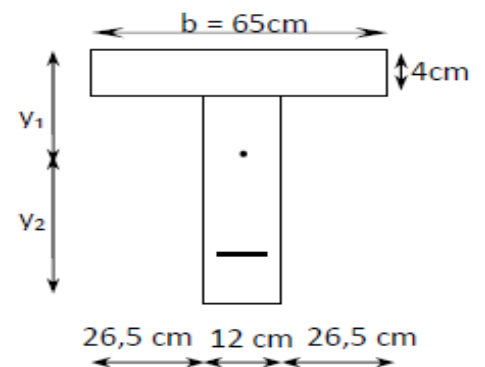


Figure : III.3.6 : Schéma statique de la poutrelle

• 1) En travées:

$$M_t^{max} = 7.07 \text{ KN.m}$$

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

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} \quad \text{avec} \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right)$$

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

$$M_t^{max} = 7.07 \text{ KN.m}$$

$M_0 > M_t^{max} \implies$ L'axe neutre est dans la table de compression.

L'axe neutre se situe dans la table de compression, la section en T à calculer sera donc considérée comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}$.

$$\mu_u = \frac{M_t^{max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7.07}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.024$$

$$\implies \beta = 0.988$$

$\mu_u \leq \mu_i = 0.392 \implies$ la section est simplement armée.

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7.07}{0.988 \times 0.18 \times 348 \times 10^3} = 1.14 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 3\text{HA}10 = 2.34 \text{ cm}^2$

- **2) aux appuis :**

Puisque le béton tendu est négligeable, on fera notre calcul pour une section rectangulaire de section (bxh) = (12 x 20) cm.

$$\mu_u = \frac{M_{ap}^{max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7.11}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.128$$

$\mu_u \leq \mu_i = 0.392 \implies$ la section est simplement armée

$$\implies \beta = 0.988$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7.11}{0.988 \times 0.18 \times 348 \times 10^3} = 1.14 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$

III-3-1-5 vérification à L'ELU :

a) **Vérification de la condition de non fragilité du béton (Art A.4.2.1/ BAEL91 modifié 99).**

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis**

$$A_t = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

- **En travées :**

$$A_a = 2.34 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

b) **Vérification de l'effort tranchant :(Art A.5.1.1/ BAEL91 modifié 99)**

$$\tau_v = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{14.19 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.65 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) \quad \langle \text{Fissuration peu nuisible} \rangle$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.25 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 d} = \frac{14.19 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.65 \text{ MPa}$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérences et d'entraînement : (Art A.6.1.3/ BAEL91 modifié 99)

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} = \frac{14,19 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 62,83} = 1.39 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.39 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\mu_t = \eta \phi \pi = 62.83 \text{ mm}$$

d) Armatures transversales : (Art A.7.2.2/ BAEL91 modifié 99)

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{\max} \right) \quad (\text{Art 7.2.21/BAEL91})$$

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

$$\phi \leq 0.57 \text{ cm} \quad \text{On prend: } \phi = 8 \text{ mm}$$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi 8$.

e) Espacement des armatures : (Art A.5.1.22/ BAEL91 modifié 99)

$$St \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) = \min(16,2, 40) = 16,2 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.5 \text{ Mpa}$$

$$\text{Donc : } \frac{1 \times 400}{12 \times 15} = 2.22 \text{ Mpa} > 0.5 \text{ Mpa} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

III.3.1.6 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 associées sont :

- état limite de résistance de béton à la compression.
- état limite de déformation.
- état limite de l'ouverture des fissures.

Pour avoir les efforts internes à l'ELS, il suffit de multiplier les valeurs obtenues à l'ELU par le

rapport $\frac{q_s}{q_u}$:

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4.5}{6.22} = 0.72$$

a) Diagramme des moments fléchissant :

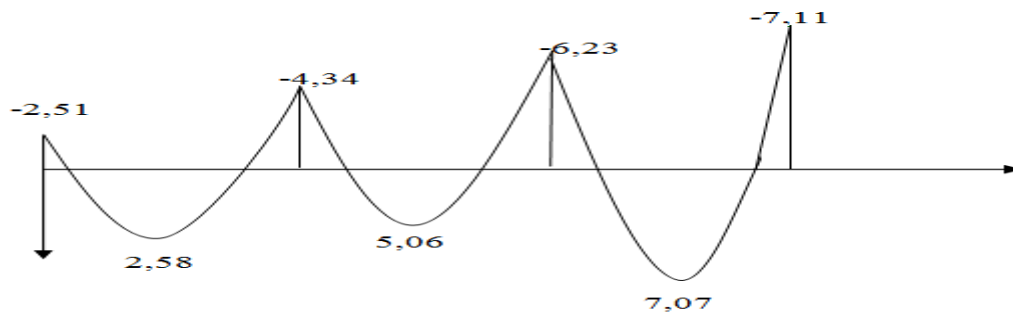


Figure : III.3.7 Diagramme des moments fléchissant a l'ELS en KN.m

b) Diagramme des efforts tranchants :

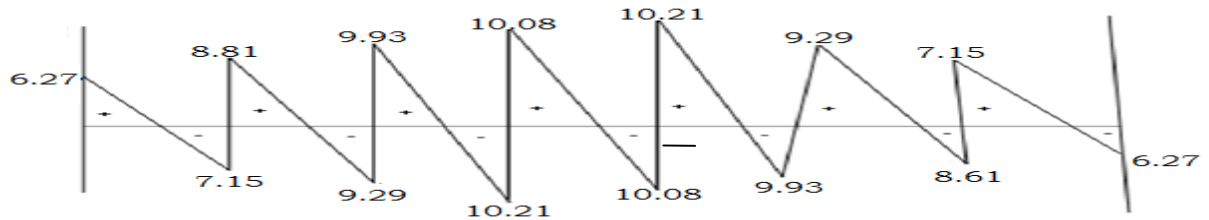


Figure : III.3.8 Diagramme des efforts tranchants a l'ELS en KN

• Aux appuis :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.72 \quad \left. \begin{array}{l} \beta = 0,876 \\ k = 25,48 \end{array} \right\}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta x d A_s} = \frac{5.11 \times 10^6}{0.876 \times 180 \times 1.57 \times 10^2} = 206.41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{206.41}{25.48} = 8.1 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 8.1 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \boxed{\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{C V}}$$

• En travées :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.34}{12 \times 18} = 0.72 \quad \left. \begin{array}{l} \beta = 0,876 \\ k = 25,48 \end{array} \right\}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} = \frac{5.09 \times 10^6}{0.876 \times 180 \times 1.57 \times 10^2} = 205.6 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 8.07 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \boxed{\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{C V}}$$

❖ **Etat limite de déformation : (Art A.5.1.22/ BAEL91 modifié 99)**

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.

Les règles de **BAEL (B.6.5.2)** précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$$L = 450 - 30 = 420 \text{ cm (longueur entre nus d'appuis)}$$

$$h = 20 \text{ cm (hauteur totale de la poutrelle).}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{a) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \\ \text{b) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \cdot \frac{M_t}{M_0} \\ \text{c) } \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{h} : \text{ hauteur totale de la section de nervure (épaisseur de la dalle comprise)} \\ \mathbf{M_0} : \text{ Moment isostatique.} \\ \mathbf{L} : \text{ portée libre.} \\ \mathbf{M_t} : \text{ Moment de flexion.} \\ \mathbf{b_0} : \text{ largeur de la nervure.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{a) } \frac{h}{l} = \frac{20}{420} = 0.047 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \Rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \text{b) } M_t = 5,09 \text{ KNm} ; M_0 = \frac{5,09}{0.7} = 7,27 \text{ KN} \quad \frac{5,09}{15 \times 7,27} = 0.046 < 0.051 \Rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \text{c) } \frac{1.57}{12 \times 18} = 0.007 < \frac{3.6}{400} = 0.009 \Rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Remarque

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

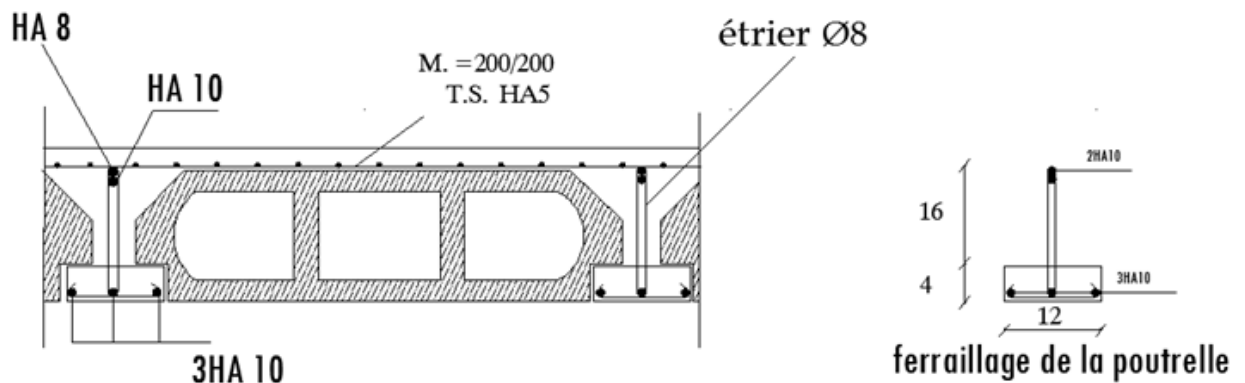


Figure III.3.9 : coupe du plancher en corps creux

III -4 Calcul des escaliers :**III.4.1. Définition :**

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction. L'escalier de notre immeuble est conçu en béton armé coulé sur place.

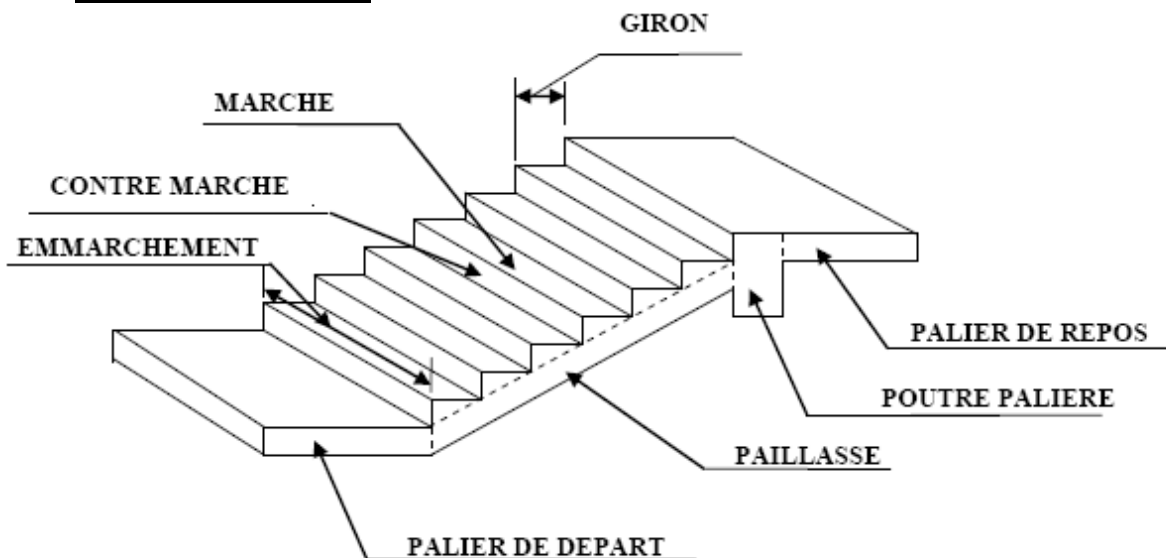
III.4.2 Terminologie :

Fig III.4.1 : Schéma statique de l'escalier

La marche : est la surface plane sur laquelle se pose le pied.

La contre marche « h » : est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur h est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.

Le giron « g » : est la distance en plan séparant deux contre marches successives.

La volée : est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs.

1. **La paillasse d'épaisseur « e_p »** : est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marches.

2. **L'emmarchement** : représente la largeur de la marche.

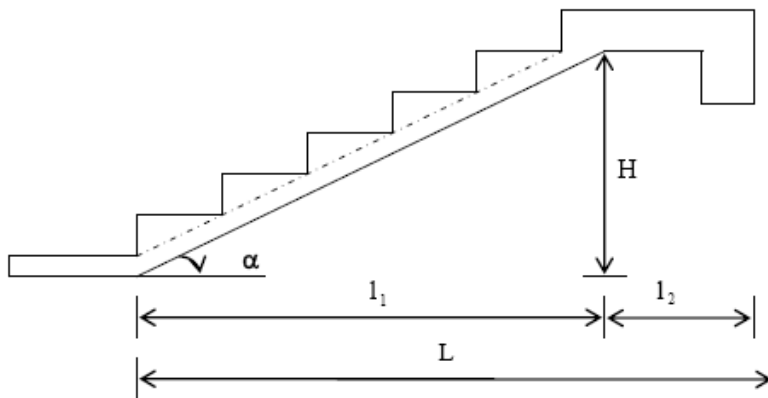


Fig III.4.2 : Coupe verticale de la volée d'étage courant.

III-4-3-Dimensions des escaliers :

Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h) on utilise généralement la formule de **BLONDEL** qui est la suivante : $0.59 \leq g + 2h \leq 0.66$

La limite inférieure 0.59 correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite supérieure 0.66 correspond, à des locaux publics. On peut naturellement sortir de cette fourchette s'il y a nécessité.

$$\left\{ \begin{array}{l} h : \text{est le plus courant varie de } 14 \text{ à } 20 \\ g : \text{est le plus courant varie de } 22 \text{ à } 33 \end{array} \right. \Rightarrow \text{On prend : } h = 17\text{cm et } g = 30\text{cm}$$

a) - Nombre de contre marches :

On opte pour une hauteur de marche $h = 17$ cm

-Étage courant : $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$ contre marches.

b) - Nombre de marches :

-Étage courant : $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$ marches

c) -Emmarchement :

$E = 1,3\text{m}$.

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

- Vérification de la relation de **BLONDEL** :

$$\left\{ \begin{array}{l} 59 \text{ cm} \leq G + 2h \leq 65 \text{ cm} \\ 59 \text{ cm} \leq G + 2h = 64 \leq 65 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \text{La relation est vérifiée}$$

La profondeur du palier de repos : $l_1 = 1.30\text{m}$

La longueur de la ligne de foulée : $l_2 = g (n-1) = 2.40m$

❖ **Pré dimensionnement de la paillasse et du palier:**

a) - La paillasse

Il se fera de la même manière qu'une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et dont l'épaisseur doit vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{L_0}{30} \leq ep \leq \frac{L_0}{20}$$

$$tg\alpha = \frac{h}{g} = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{240} = 0.3675 \quad \alpha = 32.52 \implies \cos \alpha = 0,843 \implies$$

$$\cos \alpha = \frac{L_1}{L} \implies L = \frac{L_1}{\cos \alpha} = 284,62cm$$

$$L_0 = 284.62 + 190 = 474.62cm$$

$$\frac{474.62}{30} \leq ep \leq \frac{474.62}{20}$$

$$15.82 \leq ep \leq 23.73$$

On prend une épaisseur $e_p = 17cm$

b) - calcul du palier :

On prend la même épaisseur pour le palier $e_{palier} = 17cm$

III-4-4. Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1 mètre d'embranchement et une bande de 1 mètre de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple

• **a) Charges et surcharges :**

Le calcul se fera en flexion simple pour 1m d'embranchement et une bande de 1m de projection horizontale, et on va considérer que la paillasse est semi encastrée au niveau des deux paliers.

• **b) Charges permanentes :**

➤ **Paillasse :**

- Poids propre de la paillasse : $\frac{25 \times 0.17}{\cos(32.85)} \dots\dots\dots = 5.04KN/ml$
- Poids de la marche : $25 \times \frac{0.17}{2} 1m \dots\dots\dots = 2.12KN/ml$

➤ **Poids des revêtements :**

- Poids (sable, mortier, carrelage et enduit) : $0.44 + 0.44 + 0.36 + 0.33 \dots\dots\dots = 1.57 KN/ml$
- Poids du garde du corps : $0,2 \times 1m \dots\dots\dots = 0,20 kN/ml$

$G_T = 8.93KN$

➤ **Palier :**

- Poids propre du palier : $25 \times 0,17 \times 1 \dots\dots\dots = 4,25 KN/ml$
- Poids (sable, mortier, carrelage et enduit) : $0.44 + 0.44 + 0.36 + 0.33 \dots\dots\dots = 1.57 KN/ml$

$G_T = 5.82KN$

• **C) Combinaison des charges et surcharges :**

- Etat limite ultime : ELU

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Qu paillasse} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 8.93 + 1,5 \times 2,5 = 15.8 KN/ml \end{array} \right.$$

$$q_u \text{ palier} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,82 + 1,5 \times 2,5 = 11,43 \text{ KN/ml}$$

-Etat limite de service : ELS

$$\left\{ \begin{array}{l} q_s \text{ paillasse} = G + Q = 8,93 + 2,5 \dots\dots\dots = 11,43 \text{ KN/ml} \\ q_s \text{ palier} = G + Q = 5,82 + 2,5 \dots\dots\dots = 7,39 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

III-4-5) Calcul à l'ELU :

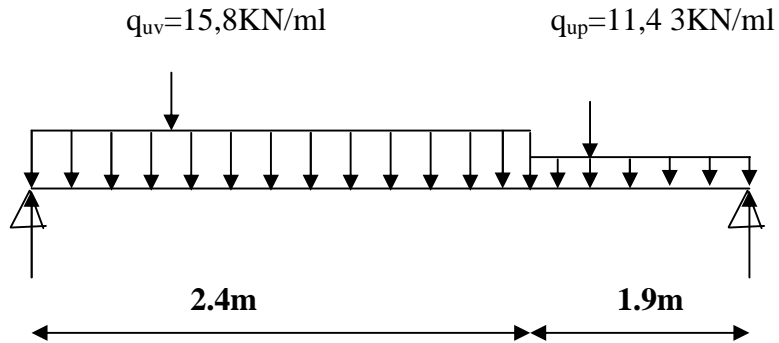


Fig III.4.3 : Schéma statique de l'escalier à deux volées (ELU) d'étage courant

a/ Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 59,63 \text{ KN.}$$

$$R_A = 32,12 \text{ KN}$$

$$R_B = 27,5 \text{ KN.}$$

b/-Calcul des efforts internes :

1^{er} tronçon : $\Rightarrow 0 \leq x \leq 2,40 \text{ m}$

-Moment fléchissant :

$$M_z = R_A x - q_1 x^2$$

$$= 32,12x - 15,8 \frac{x^2}{2}$$

$$M_z = -7,9 \cdot x^2 + 32,12x$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_z = 0 \dots\dots\dots \text{pour } x = 0 \\ M_z = 31,58 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{pour } x = 2,40 \text{ m.} \end{array} \right.$$

-Effort tranchant :

$$T_y = -15,8x + 32,12$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T_y = +32,12 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{pour } x = 0 \\ T_y = -5,8 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{pour } x = 2,40 \text{ m} \end{array} \right.$$

2^{ème} tronçon : $\implies 2,40\text{m} \leq x \leq 4.3\text{m}$

-Moment fléchissant :

$$M_x = R_A x - q_1(2.4)(x-1.2) - q_2(x-2.4)\left(\frac{x-2.4}{2}\right)$$

$$M_z = -5.71x^2 + 21.63x + 12.58$$

$$\implies \begin{cases} M_z = 31.6\text{KN.m} \dots\dots\dots \text{pour } x = 2,40\text{m} \\ M_z = 0\text{KN.m} \dots\dots\dots \text{pour } x = 4.3\text{m}. \end{cases}$$

-Effort tranchant :

$$T_y = -11.43x + 21.63$$

$$\implies \begin{cases} T_y = -5.8\text{KN} \dots\dots\dots \text{pour } x = 2.4\text{m} \\ T_y = -27.52\text{KN} \dots\dots\dots \text{pour } x = 4.3\text{m} \end{cases}$$

-Moment fléchissant maximum :

$$M_z^{\max} \longrightarrow T_y = 0 \longrightarrow -11.43x + 21.63 = 0 \longrightarrow X = 1.89\text{m}$$

$$M_z^{\max} = -5.71(1.89)^2 + 21.63(1.89) + 12.58 = 33.06 \longrightarrow M_z^{\max} = 33.06 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semis encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients correcteur pour le moment M_z^{\max} , au niveau des appuis et en travée.

- **Aux appuis :**

$$M_{ua} = -0,3. M_z^{\max} = -9,91\text{KN.m}$$

- **En travée :**

$$M_{ut} = 0,85. M_z^{\max} = 28,1\text{KN.m}$$

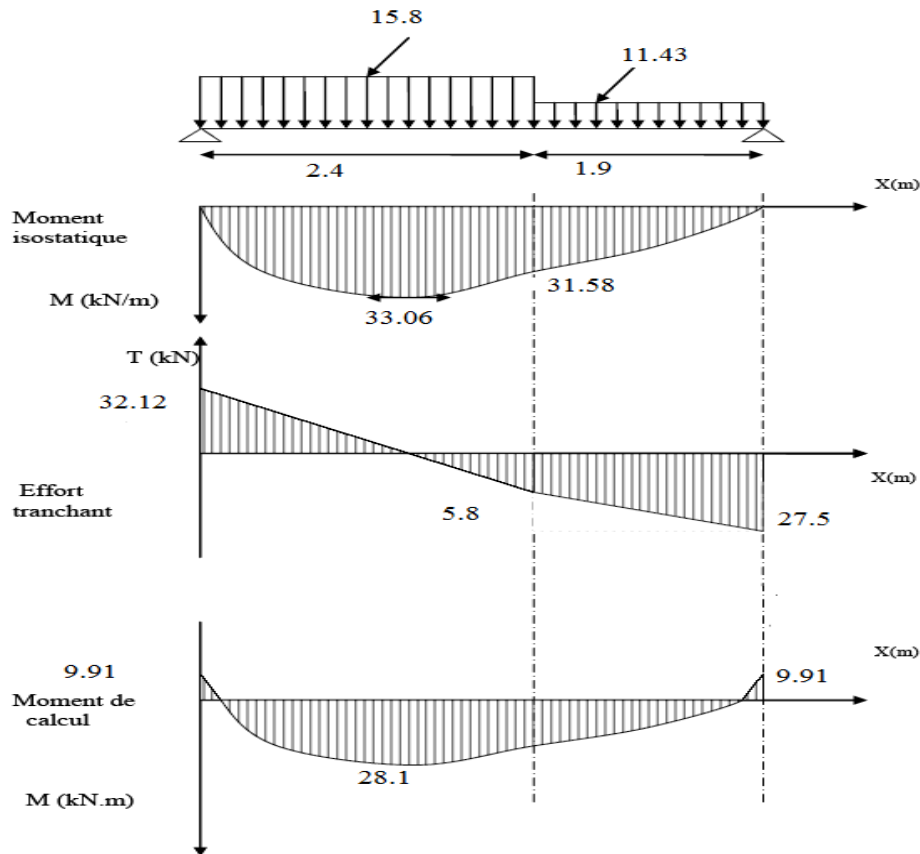
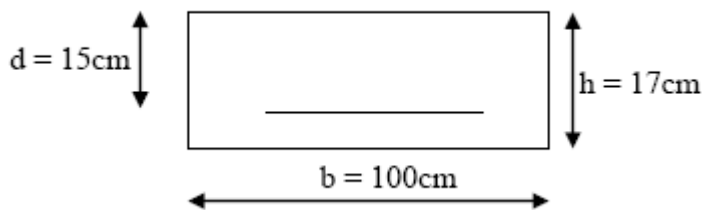


Fig III.4.4 : Diagrammes des efforts internes de l'escalier l'ELU.

c) Calcul des armatures:

• Aux appuis :

$M_u = 9.91 \text{ KN.m}$



$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9.91 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.031 \leq \mu_i = 0.392$$

⇒ La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_u = 0.031 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.985$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{9.91 \times 10^3}{0.985 \times 15 \times 348} = 1.92 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 5HA12/ml (Aa=5.65cm²) avec un espacement de St=20cm

- En travée :

Mt=28.1KN.m

- Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{28.1 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.087 \leq \mu_i = 0.392$$

⇒ La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_u = 0.087 \Rightarrow \beta = 0.955$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{28.1 \times 10^3}{0.955 \times 15 \times 348} = 5.63 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 5HA12/ml (Aa=5.65cm²) avec un espacement de St=20cm

d)- Vérification à l'ELU :

1-Condition de non fragilité :

-Armatures longitudinales :

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot d \cdot b \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot 15 \cdot 100 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,811 \text{ cm}^2$$

- En travée :

$$A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2 > 1,811 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée.}$$

- Aux appuis :

$$A_{sa} = 2.01 \text{ cm}^2 > 1,811 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée.}$$

2-Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (Art-5-1-2-1) :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \{3,33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}\} \text{ (Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = \frac{v_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{32,36 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0,21 < 3,33 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

3-Justification des sections d'appuis (Art 5-1-3) :

$$A_s \geq \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{32,12 \times 10^3}{348 \cdot 10^{-4}} = 0,922 \text{ cm}^2$$

$A_{sa} = 2,01\text{cm}^2 > 0,922\text{cm}^2$ condition vérifiée.

4-Vérification de la condition d'adhérence et d'entraînement au niveau des appuis (Art 6-1-3)

$$\tau_{se} = \frac{v_u}{0,9.d.\sum u_i} = \frac{32.12 \times 10^3}{0,9 \times 150 \times 188.4} = 1.26\text{MPa}$$

$\tau_{se} = 1.26 < \bar{\tau}_{su} = 3,15\text{MPa}$condition vérifiée.

5-Ancrage des armatures aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32\text{cm}. \quad \text{Avec } \tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835\text{MPa}$$

L'épaisseur dans laquelle seront ancrées les barres est insuffisante.

Le BAEL propose de munir les barres d'un crochet normal de longueur d'encombrement $l_c = 0,4 \times l_s = 0,4 \times 42,32\text{cm} = 16,93\text{cm}$

Soit $l_c = 17\text{cm}$.

6-Espacement des barres :

-Armatures principales (horizontales) :

$S_{t\max} = 20\text{cm} \leq \min \{3h; 33\text{cm}\}$ condition vérifiée.

-Armatures de répartition :

$S_{t\max} = 20\text{cm} \leq \min \{4h; 45\text{cm}\}$ condition vérifiée.

7-Influence de l'effort tranchant sur le béton au voisinage des appuis (Art.5-1-3-21)

$$T_u^{\max} = 32.12\text{KN} \leq \bar{T}_u = \frac{0,4 \cdot f_{c28} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d}{\gamma_s}$$

$$\bar{T}_u = \frac{0,4 \cdot f_{c28} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d}{\gamma_s} = \frac{0,4 \cdot 25 \cdot 10^{-1} \cdot 0,9 \cdot 100 \cdot 15}{1,5} = 750\text{KN}$$

$T_u^{\max} = 32.12\text{KN} \leq \bar{T}_u = 750\text{KN}$ condition vérifiée

8-Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales (Art.5-1-3-13) :

$$A_a \geq \frac{\left[T_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9 \cdot d} \right]}{\sigma_{st}} = \frac{\left[32.12 - \frac{9.91}{0,9 \cdot 0,15} \right]}{348} = -0,118 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

e)-Vérification à l'ELS :

qs paillasse = 11.43KN.m 11.43 KN.m

qs palier = 7.39 KN.m

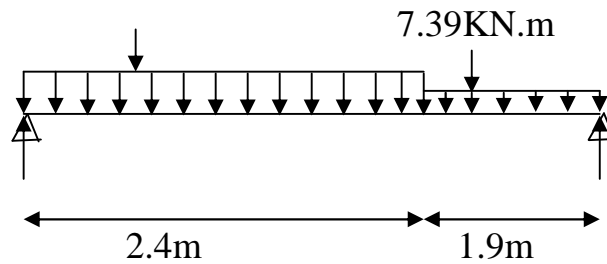


Fig. III.4.5 : Schéma statique de l'escalier à ELS

1- Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 41,47 \text{ KN}$$

$$R_A = 22.88 \text{ KN}$$

$$R_B = 18.59 \text{ KN}$$

2-Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

1^{er} tronçon : $\implies 0 \leq x \leq 2,40\text{m}$

-Moment fléchissant :

$$M_z = R_A x - \frac{q_1}{2} x^2$$

$$M_z = -5.71 \cdot x^2 + 22.88x$$

$$\implies \begin{cases} M_z = 0 \dots\dots\dots \text{pour } x = 0 \\ M_z = 21,99\text{KN.m} \dots\dots\dots \text{pour } x = 2,40\text{m}. \end{cases}$$

-Effort tranchant :

$$T_y = -11.43x + 22.88$$

$$\implies \begin{cases} T_y = 22.88\text{KN} \dots\dots\dots \text{pour } x = 0 \\ T_y = -4.55\text{KN} \dots\dots\dots \text{pour } x = 2,40\text{m} \end{cases}$$

2^{eme} tronçon : $\implies 2,40\text{m} \leq x \leq 4.3\text{m}$

-Moment fléchissant :

$$M_x = R_A x - q_1(2.4)(x-1.2) - q_2(x-2.4)\left(\frac{x-2.4}{2}\right)$$

$$M_z = -3.69x^2 + 13.16x + 11.66$$

$$\implies \begin{cases} M_z = 21.99\text{KN.m} \dots\dots\dots \text{pour } x = 2,40\text{m} \\ M_z = 0\text{KN.m} \dots\dots\dots \text{pour } x = 4.3\text{m}. \end{cases}$$

-Effort tranchant :

$$T_y = -7.38x + 13.16$$

$$\begin{cases} T_y = -4.11 \text{ KN} & \text{pour } x = 2.4 \text{ m} \\ T_y = -18.57 \text{ KN} & \text{pour } x = 4.3 \text{ m} \end{cases}$$

3-Moment fléchissant maximum :

$$M_z^{\max} \longrightarrow T_y = 0 \longrightarrow -7.38x + 13.16 = 0$$

$$X = 1.78 \text{ m}$$

Le moment max pour $X = 1.78 \text{ m}$

$$M_z^{\max} = -3.69 (1.78)^2 + 13.16 (1.78) + 11.66 = 23.39$$

$$\longrightarrow M_z^{\max} = 23.39 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semis encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients correcteur pour le moment M_z^{\max} , au niveau des appuis et en travée.

-Aux appuis : $M_{ua} = -0,3 \cdot M_z^{\max} = -7.01 \text{ KN.m}$

-En travée : $M_{ut} = 0,85 \cdot M_z^{\max} = 19.88 \text{ KN.m}$

M_z (KN.m) après correction :

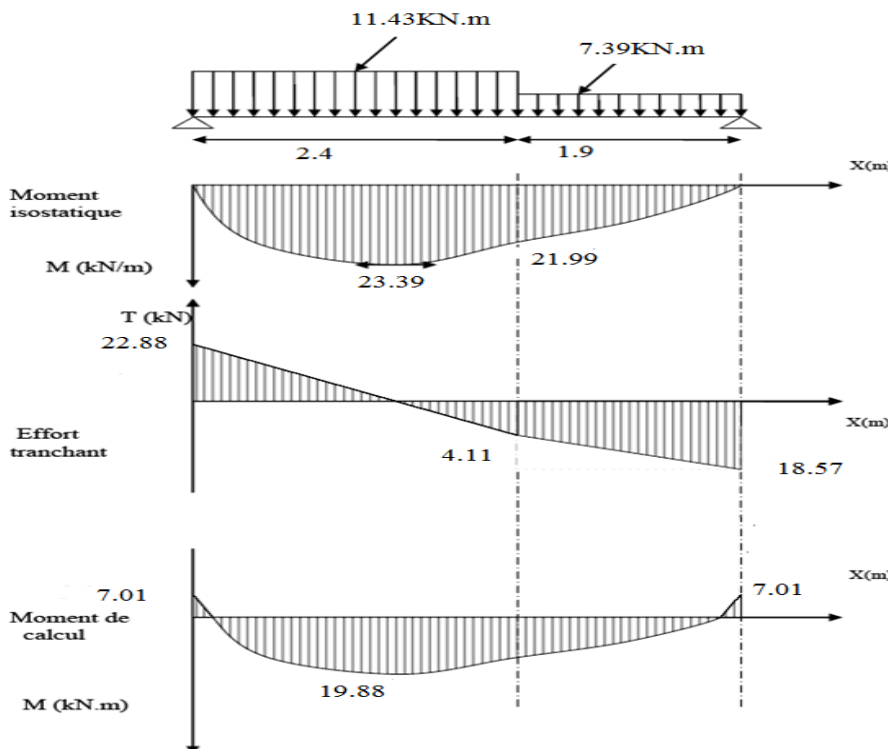


Fig. III.4.6 : Diagrammes des efforts internes de l'escalier à l'ELS

4-Ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m d'embranchement.

1-Armatures longitudinales :• **Aux appuis :**

$$\mu_a = \frac{M_{sa}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7.01}{1 \times 0,15^2 \times 14,2 \cdot 10^3} = 0,021$$

$$\mu_a = 0,021 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0,021 \longrightarrow \beta_1 = 0,808$$

$$A_{sa} = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{7.01 \cdot 10^2}{0,808 \times 15 \times 348 \times 10^3 \cdot 10^{-4}} = 1.66 \text{ cm}^2$$

$$. A_{sa} < 2.01 \text{ cm}^2$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

• **En travée :**

$$\mu_{1t} = \frac{M_{st}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{19.66}{1 \times 0,15^2 \times 14,2 \cdot 10^3} = 0,061$$

$$\mu_{1t} = 0,061 < 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_{1t} = 0,056 \longrightarrow \beta = 0,745$$

$$A_{st} = \frac{19.66 \cdot 10^2}{0,745 \cdot 15 \cdot 348 \cdot 10^3 \cdot 10^{-4}} = 5.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} < 5.65 \text{ cm}^2$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

5-Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

• **En travée :**

La section adoptée à l'ELU en travée est :

$$A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2 = 5 \text{ HA}12/\text{ml}$$

$$M_{st}^{\max} = 18,10 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 15} = 0,37$$

$$\rho_1 = 0,37 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,905 ; \alpha_1 = 0,282$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,282}{15(1 - 0,282)} = 0,0261$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{19,66 \times 10^{-3}}{0,905 \times 0,15 \times 5,65 \times 10^{-4}} = 256,32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 256,32 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_{st} = 0,0282 \times 256,32 = 7,22 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

La section adoptée à l'ELU aux appuis est :

$$A_{sa} = 2,01 \text{ cm}^2 = 5 \text{ HA8/ml}$$

$$M_{sa} = 7,01 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 15} = 0,134$$

$$\rho_1 = 0,134 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,943 ; \alpha_1 = 0,181$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,181}{15(1 - 0,181)} = 0,0147$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sa}^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{sa}} = \frac{5,65 \times 10^{-3}}{0,943 \times 0,15 \times 2,01 \times 10^{-4}} = 246,55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 246,55 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_{st} = 0,0147 \times 246,55 = 3,62 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU aux appuis sont suffisantes à l'ELS.

6-Etat limite de déformation :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{20}{450} = 0,039 < \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1) \dots\dots \text{condition non vérifiée.}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t^s}{M_0} \dots\dots\dots (2).$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ (MPa)} \dots\dots\dots (3).$
- $L < 8,00 \text{ m} \dots\dots\dots (4).$

➤ **Vérification de la flèche :**

$$f = \frac{M_i^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{430}{500} = 0,86 \text{ cm}$$

$E_v = 10818,88 \text{ MPa}$; $M_i^s = 18,10 \text{ KN.m}$; $l = 396 \text{ cm}$.

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

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{5,65}{100 \times 15} = 0,00376$$

$$y_1 = \frac{b \cdot h^2 / 2 + 15 \cdot A_{st} \cdot d}{b \cdot h + 15 \cdot A_{st}} = \frac{100 \cdot 17^2 / 2 + 15 \times 5,65 \times 100}{100 \times 17 + 15 \times 5,65} = 12,84 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 17 - 12,84 = 4,16 \text{ cm}$$

$$I_0 = (y_1^3 + y_2^3) \cdot \frac{b}{3} + 15 \cdot A_{st} \cdot (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = (12,84^3 + 4,16^3) \cdot \frac{100}{3} + 15 \cdot 5,65 \cdot (4,16 - 2)^2$$

$$I_0 = 73357,6 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b_0 / b) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + 3) \cdot 0,00376} = 2,23$$

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

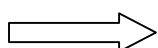
$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00376 \times 246,55 + 2,1} \right\} = 0,368$$

$$\rightarrow I_{fv} = 44321,41 \text{ cm}^4$$

Remplaçant tout les coefficients trouvés précédemment ; on aura une valeur de la flèche :

$$f = \frac{19,66 \times 10^2 \times 4^2}{10 \times 10818,886 \cdot 10^3 \cdot 10^{-4} \times 57270,84} = 0,413 \text{ cm.}$$

Donc $f < \bar{f} = 0,926 \text{ cm}$ condition vérifiée



La flèche est admissible.

➤ **Ferraillage des escaliers :**

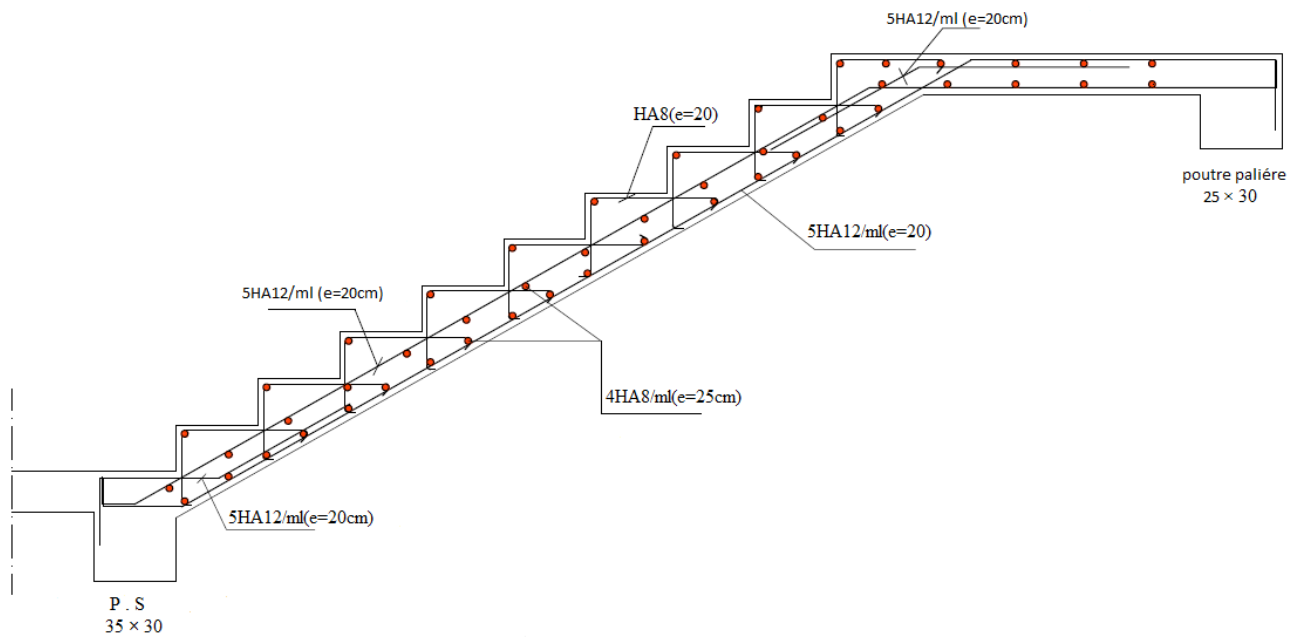


Fig III.4.7 : ferraillage des escaliers

III-5) Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est considérée comme semi encastrée à ses deux extrémités.

III-5-1) Dimensionnement :

L = 4.2m : Portée libre de la poutre

1) -Hauteur de la poutre palière :

$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10} \longrightarrow 28\text{cm} \leq h_t \leq 42\text{cm}.$$

A priori compte tenu des exigences de RPA, on prend une hauteur de la poutre : $h_t = 30\text{cm}$

2) - Largeur de la poutre palière :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \longrightarrow 12\text{cm} < b \leq 21\text{cm}$$

Compte tenu des exigences de RPA on prend : $b = 25\text{cm}$.

On a : $\frac{h_t}{b} = \frac{30}{25} = 1.2 < 4$ Condition vérifiée.

Donc la poutre palière a pour dimensions : $(bxh) = (25 \times 30)\text{cm}^2$

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

a -Poids propre :

$$G = 25 \times 0.25 \times 0.35 = 1.875 \text{ KN/ml}.$$

- poids du mur $G_M = 2.36 \times 2.86 = 6.74 \text{ kN/ml}$

b -Réactions d'appuis de palier :

$$\text{A l'ELU : } R_B^U = 27,5 \text{KN/ml.}$$

$$\text{A l'ELS : } R_B^S = 18,59 \text{KN/ml.}$$

III-5-3) Combinaison des charges et surcharges :

$$\text{A l'ELU : } q_u = 1,35G + R_B^U = 1,35 \times (1,875 + 6,74) + 27,5 = 39,13 \text{KN/ml.}$$

$$q_u = 39,19 \text{KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_s = G + R_B^S = (1,875 + 6,74) + 18,59 = 27,2 \text{KN/ml.}$$

$$q_s = 27,2 \text{KN/ml}$$

1) A l'ELU :**a) Réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{39,19 \times 4,2}{2} = 82,29 \text{KN}$$

b) Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{39,19 \times (4,2)^2}{8} = 86,41 \text{KN.m}$$

Remarque :

Pour tenir compte de semi encastrement on fait les corrections suivantes :

➤ Moments corrigés :

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \cdot M_{\max} = 0,85 \times 86,41 = 73,45 \text{KN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,3 \cdot M_{\max} = -0,3 \times 86,41 = -25,92 \text{KN.m}$$

➤ Effort tranchant :

$$T_U^{\max} = 82,29 \text{KN.}$$

2) A l'ELS :**a) Réactions d'appuis :**

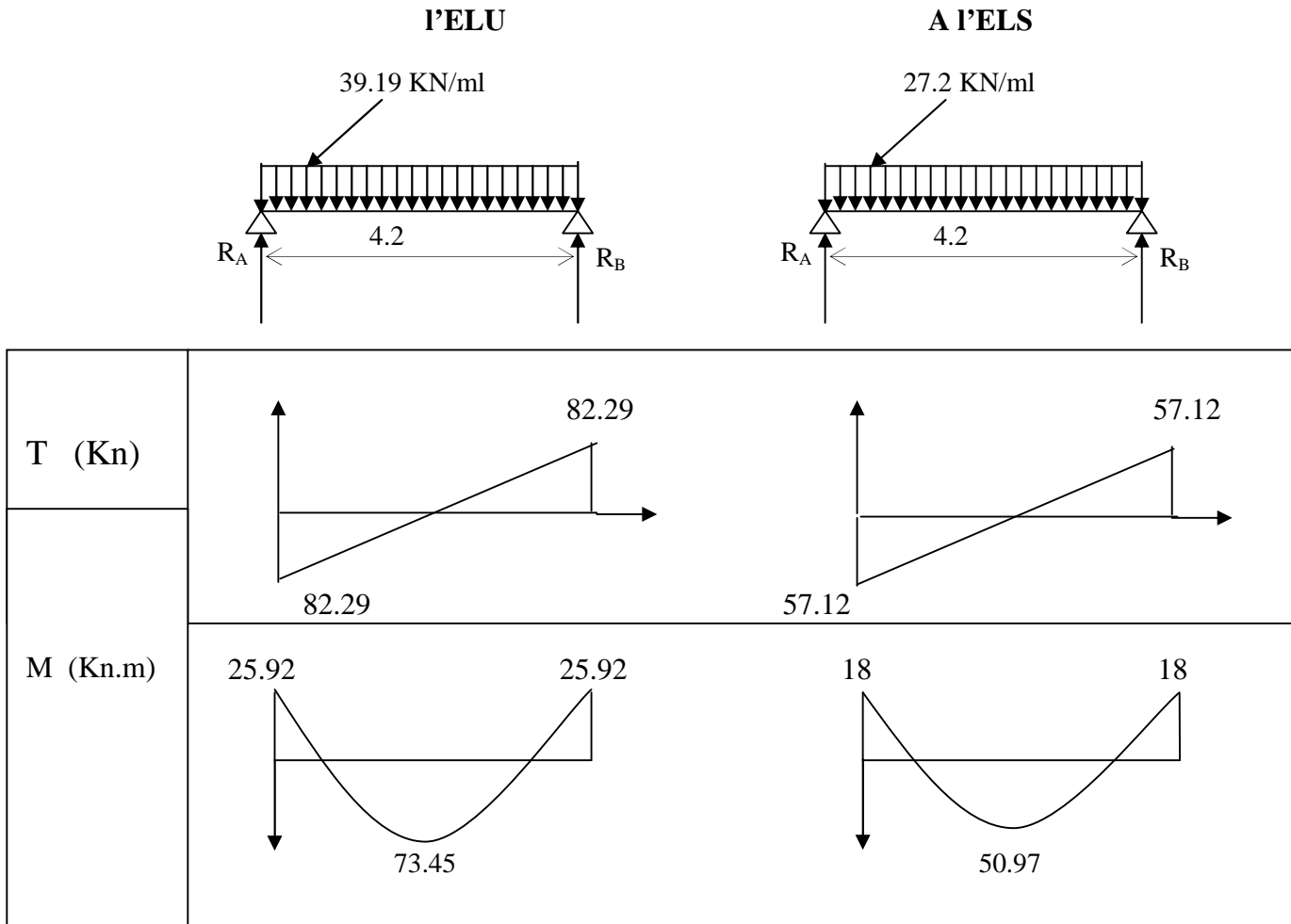
$$R_A = R_B = \frac{q_s \cdot L}{2} = 57,12 \text{KN.}$$

b) Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{27,2 \times (4,2)^2}{8} = 59,97 \text{KN.m}$$

- **Moments corrigés :**
 - **En travée :** $M_t = 0.85 \times 45.8 = 50.97 \text{KN.m}$
 - **Aux appuis :** $M_a = -0.3 \times 45.8 = -18 \text{KN.m}$
- **Effort tranchant :** $T_s^{\max} = 57.12 \text{KN}$.

III-5-4) Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants : (Fig.III.5.1)



III-5-6) Ferrailage :

- **En travée :**

Mt=73.45KN.m

- Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{73.45 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.263 \leq \mu_i = 0.392$$

➡ **La section est simplement armée (S.S.A)**

$$\mu_u = 0.263 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.844$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{73.45 \times 10^3}{0.844 \times 28 \times 348} = 8.93 \text{cm}^2$$

On opte pour : 6HA14/ml ($A_a=9.23\text{cm}^2$)

- Aux appuis :

$M_t=25.92\text{KN.m}$

- Armateurs principales :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{25.92 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.093 \leq \mu_i = 0.392$$

⇒ La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_u = 0.093 \Rightarrow \beta = 0.952$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{25.92 \times 10^3}{0.952 \times 28 \times 348} = 2.79 \text{cm}^2$$

On opte pour : 3HA12 ($A_a=3.39\text{cm}^2$)

III.5.7) Vérification à l'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité (Art 4-2-1, BAEL91/ modifié 99) :

$$A_{\min} \geq 0.23 \cdot d \cdot b \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 25 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{cm}^2$$

- En travée :

$$A_{st} = 9.23 \text{cm}^2 > 0.845 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- Aux appuis :

$$A_{sa} = 3.39 \text{cm}^2 > 0.845 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL91 modifié 99 Art.5.1.2.1) :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa} \right\} = \{ 3.33 \text{MPa}, 5 \text{MPa} \} \text{ (Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{82.29 \times 10^3}{0.25 \times 0.28 \times 10^6} = 1.175 < 3.33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

c) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_u = 42.96 \text{KN} \leq 0.4 \times 0.9 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

$$T_u = 42.96 \text{KN} \leq 405 \text{KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

d) Vérification de la condition d'adhérence et d'entraînement au niveau des appuis :

$$\tau_{se} = \frac{T_{ua}}{0,9.d.\sum u_i} = \frac{82.29 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 113.04} = 2.88 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2.88 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{su} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

e) Ancrage des barres (BAEL91 modifié 99Art-6-1-2) :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} \quad \text{Avec } \tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } \phi = 1.4 \text{ cm} \rightarrow L_s = 49 \text{ cm} > b = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \phi = 1.2 \text{ cm} \rightarrow L_s = 42 \text{ cm} > b = 30 \text{ cm.}$$

Donc nous adapterons pour des raisons pratiques un crochet normal d'une longueur qui sera calculée comme suit :

- **En travée :** $L_c = 0,4.L_s = 0,4 \times 49 = 19.6 \text{ cm}$
- **Aux appuis :** $L_c = 0,4.L_s = 0,4 \times 42 = 16,8 \text{ cm}$

f) Calcul des armatures transversales :

-Diamètre :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1 \right\} = \min \left\{ \frac{30}{35}, \frac{25}{10}, 1,4 \right\} = 0.85 \text{ cm}$$

On va prendre le diamètre des cadres et étriers = 8mm

g) Espacement des armatures transversales (BAEL91 modifié 99-Art 5-1-2.2) :

$$-St_1 \leq St_{\max} = \min \{0,9.d; 40 \text{ cm}\} = 25.2 \text{ cm}$$

$$-St_2 \leq \frac{A_t.f_e}{0,4.b} = \frac{9.23 \times 400}{0,4 \times 25} = 369.2 \text{ cm}$$

$$-St_3 \leq \frac{0,8.A_t.f_e}{b(\tau_u - 0,3.f_{t28})} = \frac{0,8 \times 9.23 \times 400}{25(1.17 - 0,3 \times 2,1)} = 218.76 \text{ cm}$$

❖ **Exigence du RPA 99 (Art-7-5-2.2) :**

- **Zone nodale :**

$$St_4 \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi; 30 \right\} = 7,5 \text{ cm.}$$

$$\text{Soit } S_t \leq \min \{St_1; St_2; St_3; St_4\} = 7.5 \text{ cm.}$$

$S_t = 7\text{cm.}$

- **Zone courante :**

$$St_5 \leq \frac{h}{2} = 17.5\text{cm.}$$

Soit $S_t \leq \min \{St_1; St_2; St_3; St_5\} = 7.5\text{cm.}$

$S_t = 7.5\text{cm.}$

-Quantité d'armatures transversales minimales :

$$A_{\min} = 0,003.S_t.b = 0.003 \times 7.5 \times 25 = 0.56\text{cm}^2$$

$A_{\min} < \{A_t, A_a\}$ condition vérifiée.

III-5-8) Vérification à l'ELS :

a) Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = 18.59\text{KN}$$

b) Les moments corrigés :

$$M_t = 50.97\text{KN.m}$$

$$M_a = -18\text{KN.m}$$

c) Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

- **En travée :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \quad \text{et} \quad \sigma_s < \bar{\sigma}_{st} = 400\text{MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100.A_{adop}}{b.d} ; \sigma_s = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 9.23}{28 \times 25} = 1.31 \quad \Longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} K_1 = 17.47 \\ \beta_1 = 0.846 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ST}}{B_1 x dx A_t} = \frac{50.97 \times 10^6}{0.846 \times 280 \times 9.23 \times 10^2} = 233.12\text{MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 400\text{MPa.} \quad \Longrightarrow$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = 13.34 < 15\text{MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{C.V}$$

- **Aux appuis :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \quad \text{et} \quad \sigma_s < \bar{\sigma}_{st} = 400\text{MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100.A_{adp}}{b.d} ; ; \sigma_s = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d}$$

• En travée :

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{28 \times 25} = 0.484$$

$$\longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} K_1 = 32.62 \\ \beta_1 = 0.895 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{18 \times 10^6}{0.895 \times 280 \times 3.39 \times 10^2} = 211.88 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = 6.5 < 15 \text{ MPa}$$

\longrightarrow Donc les conditions dans le béton et l'acier sont **vérifiées**.

d) Etat limite de déformation :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{420}{500} = 0.84 \text{ cm}$$

$$E_v = 10818.88 \text{ MPa} ; \quad M_t^s = 50.97 \text{ KN.m} ; \quad l = 420 \text{ cm.}$$

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

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{9.23}{25 \times 28} = 0.013$$

$$y_1 = \frac{b \cdot h^2 / 2 + 15 \cdot A_{st} \cdot d}{b \cdot h + 15 \cdot A_{st}} = \frac{25 \cdot 30^2 / 2 + 15 \times 9.23 \times 28}{25 \times 30 + 15 \times 9.23} = 17.02 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 30 - 17.02 = 12.98 \text{ cm}$$

$$I_0 = (y_1^3 + y_2^3) \cdot \frac{b}{3} + 15 \cdot A_{st} \cdot (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = (17.02^3 + 12.98^3) \cdot \frac{25}{3} + 15 \times 9.23 \cdot (12.98 - 2)^2$$

$$I_0 = 111483.28 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b_0 / b) \cdot \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{5 \times 0.013} = 0.646$$

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right\}$$

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 233.12 + 2.1} \right\} = 0.741$$

$$I_{fv} = 101348.43 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{50.97 \times 10^2 \times 420^2}{10 \times 10818,886 \cdot 10^3 \cdot 10^{-4} \times 56538.08} = 0,82$$

Donc $f = 0,82 \text{ cm} < \bar{f} = 0,84 \text{ cm}$ condition vérifiée.

➔ **La flèche est admissible.**

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS

POUTRE PALIERE

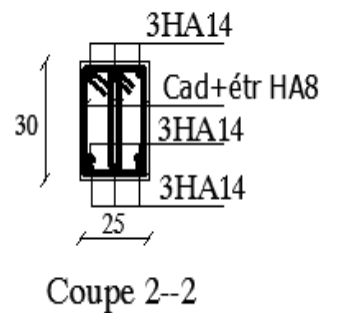
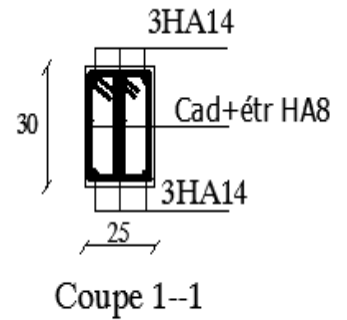
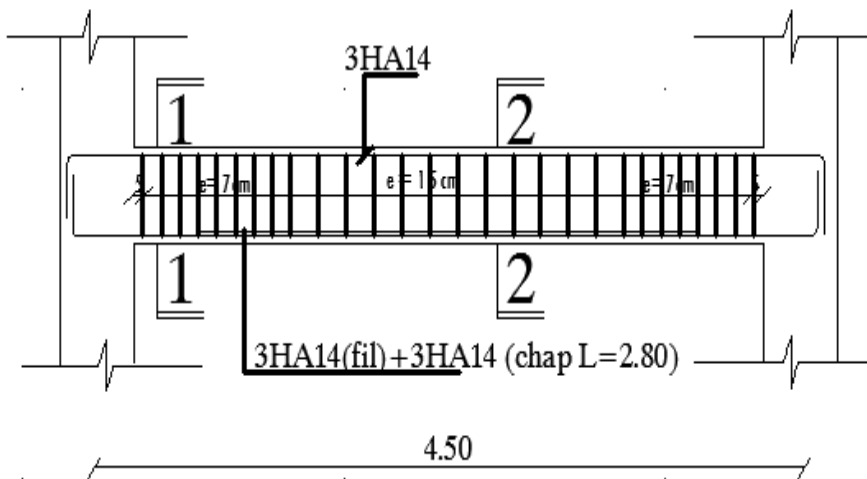


Fig.III.5.2 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.6. Etude de la poutre de chaînage :

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre, le poids du mur (double cloison) et celui de plancher.

III-6-1) Dimensionnement :

L = 4.2m : Portée libre de la poutre

1-Hauteur de la poutre de chaînage :

$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10} \longrightarrow 28\text{cm} \leq h_t \leq 42\text{cm}.$$

A priori compte tenu des exigences de RPA, on prend une hauteur de la poutre : $h_t = 30\text{cm}$

2- Largeur de la poutre de chaînage :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \longrightarrow 12\text{cm} < b \leq 21\text{cm}$$

Compte tenu des exigences de RPA on prend : $b = 25\text{cm}$.

On a :

$$\frac{h_t}{b} = \frac{30}{25} = 1.2 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la poutre palière a pour dimensions : $(b \times h) = (25 \times 30)\text{cm}^2$

III-6-2) Détermination des charges et surcharges :

-Poids propre du plancher :	$G1 = 5.24 \times 0.65 / 2 = 1,7 \text{ KN/ ml.}$	}	⇒	$G_T = 10.08 \text{ KN/ ml.}$
-Poids propre de la poutre :	$G2 = 25 \times 0.25 \times 0.30 = 1.875 \text{ KN/ ml.}$			
-Poids du mur :	$G4 = 2.36 \times (3.06 - 0.30) = 6.51 \text{ KN/ ml.}$			
-Surcharge d'exploitation :	$Q = 1.5 \times 0.65 / 2 = 0.5 \text{ KN/ ml.} \Rightarrow \mathbf{Q = 0,5 \text{ KN/ ml.}}$			

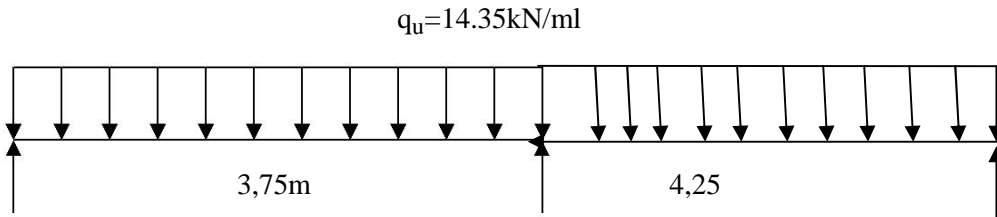
• **Combinaison des charges et surcharges :**

ELU : $\left\{ \begin{array}{l} q_u = 1,35 G + 1,5 Q \\ = 1,35(10.08) + 1,5 (0,5) = 14.35 \text{ KN/ml.} \end{array} \right.$

ELS: $\left\{ \begin{array}{l} q_s = G + Q \\ = 10.08 + 0,5 = 10.58 \text{ KN/ml.} \end{array} \right.$

III.6.1. étude de la poutre à l'ELU :

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appui



❖ **Poutrelle à 2 travées: (méthode forfaitaire)**

1. Calcul des rapports de charges:

$$\alpha = Q / (G + Q) = 0.5 / (0.5 + 10.08) = 0.05$$

$$1 + 0,3 \alpha = 1.5.$$

$$(1 + 0,3 \alpha) / 2 = 0,52.$$

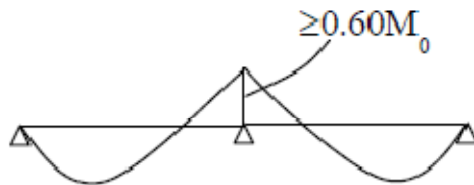
- les valeurs M_t , M_w et M_e doivent vérifier les coefficients suivants tel que :

- M_0 : moment Max dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée et soumise à une charge.
- M_w et M_e : moments aux valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.
- M_t : moment Max aux travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) M_t \geq \max [1.05 M_0 ; (1+0.3\alpha) M_0] - \frac{M_w+W_e}{2} \\ 2) M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée intermédiaire.} \\ 3) M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée de rives.} \end{array} \right.$$

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

- $$\left\{ \begin{array}{l} \bullet 0,6 M_0 \text{ pour une poutre à deux travées ;} \\ \bullet 0.5 M_0 \text{ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.} \end{array} \right.$$



$$M_{02} = q_u (l_{BC})^2 / 8 = 14.35 \times (3.75)^2 / 8 = 25.22 \text{ KN.m.}$$

$$M_{01} = q_u (l_{AB})^2 / 8 = 14.35 \times (4.25)^2 / 8 = 32.39 \text{ KN.m.}$$

$$M_A = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 25.22 = \mathbf{7.56 \text{ KN.m.}}$$

$$M_B^W = 0,6 M_{01} = 0,6 \times 25.22 = 15.13 \text{ KN.m.}$$

$$M_B^E = 0,6 M_{02} = 0,6 \times 32.39 = \mathbf{19.43 \text{ KN.m.}}$$

$$M_C = 0,3 M_{02} = 0,3 \times 32.39 = \mathbf{9.71 \text{ KN.m.}}$$

a. Etude de la travée AB:

$$M_{tAB} + (M_A + M_B)/2 \geq (1+0,3\alpha) M_{01} \text{ et } (1+0,3\alpha) \geq 1,05.$$

$$(1+0,3\alpha) = 1,05 \geq 1,05 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$M_{tAB} + (7.56+15.13)/2 \geq 1,05 \times 25.22 = 26.48 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{tAB} \geq 15.13 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tAB} \geq (1.2+0,3\alpha)/2 M_{01} = 0.5 \times 25.22 = 12.61 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tAB} = 17.02 \text{ KN.m}$$

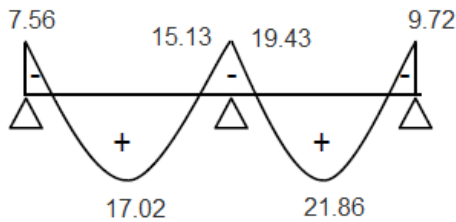
b. Etude de la travée BC:

$$M_{tBC} + (M_B + M_C)/2 \geq (1+0,3\alpha) M_{02} \text{ et } (1+0,3\alpha) \geq 1,05.$$

$$M_{tBC} + (9.71+19.43)/2 \geq 1,05 \times 32.39 = 34 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{tBC} \geq 19.43 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tBC} \geq (1.2+0,3\alpha)/2 M_{02} = 0,679 \times 32.39 = 21.86 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tBC} = 21.86 \text{ KN.m}$$



3. Calcul des efforts tranchants:

a. Etude de la travée AB:

$$V(x) = \theta(x) + (M_{i+1} - M_i) / l$$

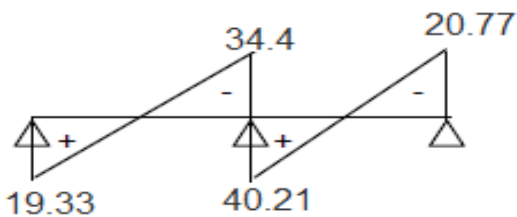
$$V_A = 14.35 \times 3.75/2 + (-15.13 + 7.56)/3.75 = 19.33 \text{ KN.}$$

$$V_B = -14.35 \times 3.75/2 + (-15.13 + 7.56)/4.30 = -34.47 \text{ KN.}$$

b. Etude de la travée BC:

$$V_B = 14.35 \times 4.25/2 + (-9.71 + 19.43)/4.20 = 40.21 \text{ KN.}$$

$$V_C = -14.35 \times 4.25/2 + (-9.71 + 19.43)/4.20 = -20.77 \text{ KN.}$$



III.1.3. Calcul des armatures :

III.5.3.1. Calcul à l'état limite ultime (ELU) :

Le calcul se fait avec les moments max en travées et sur appuis.

- Armatures longitudinales :

• En travées

$M_{MAX} = 21.86KN.m$

-Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{21.86 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.078 \leq \mu_i = 0.392$$

⇒ La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_u = 0.078 \Rightarrow \beta = 0.959$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{21.86 \times 10^3}{0.959 \times 28 \times 348} = 2.33 cm^2$$

On opte pour : 3HA12/ml ($A_a = 3.39 cm^2$)

• Aux appuis :

$M_t = 9.72KN.m$

b) Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{9.72 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.035 \leq \mu_i = 0.392$$

⇒ La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_u = 0.035 \Rightarrow \beta = 0.983$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{9.76 \times 10^3}{0.983 \times 28 \times 348} = 1.01 cm^2$$

On opte pour : 3HA12 ($A_a = 3.39 cm^2$)

III-6-7) Vérification à l'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité (Art 4-2-1, BAEL91/ modifié 99) :

$$A_{min} \geq 0,23.d.b. \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0.845 cm^2$$

En travée :

$A_{st} = 3.39 cm^2 > 0.845 cm^2$ condition vérifiée.

Aux appuis :

$A_{sa} = 2.26 cm^2 > 0.845 cm^2$ condition vérifiée.

b) Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL91 modifié 99 Art.5.1.2.1) :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5MPa \right\} = \{3,33MPa, 5MPa\} \text{ (Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = \frac{40.21 \times 10^3}{0.25 \times 0.28 \times 10^6} = 0.574 < 3,33MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

e) Vérification de la condition d'adhérence et d'entraînement au niveau des appuis :

$$\tau_{se} = \frac{T_{ua}}{0,9.d \cdot \sum u_i} = \frac{40.21 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 75.36} = 2.11MPa$$

$$\tau_{se} = 2.11MPa < \bar{\tau}_{su} = 3,15MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

f) Ancrage des barres (BAEL91 modifié 99Art-6-1-2) :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} \quad \text{Avec } \tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835MPa$$

Pour $\phi = 1.2cm \rightarrow L_s = 42cm > b = 30cm$

Pour $\phi = 1.2cm \rightarrow L_s = 42cm > b = 30cm.$

Donc nous adapterons pour des raisons pratiques un crochet normal d'une longueur qui sera calculée comme suit :

-En travée : $L_c = 0,4.L_s = 0,4 \times 42 = 16.8cm$

-Aux appuis : $L_c = 0,4.L_s = 0,4 \times 42 = 16.8cm$

g) Calcul des armatures transversales :

-Diamètre :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1 \right\} = \min \left\{ \frac{30}{35}, \frac{25}{10}, 1,4 \right\} = 0.85cm$$

On va prendre le diamètre des cadres et étriers = 8mm

h) Espacement des armatures transversales (BAEL91 modifié 99-Art 5-1-2.2) :

$$-St_1 \leq St_{\max} = \min \{0,9.d; 40cm\} = 25.2cm$$

$$- St_2 \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4.b} = \frac{3.39 \times 400}{0,4 \times 25} = 135.6cm$$

$$-St_3 \leq \frac{0,8.A_t \cdot f_e}{b(\tau_u - 0,3.f_{t28})} = \frac{0.8 \times 3.39 \times 400}{25(1.17 - 0,3 \times 2,1)} = 80.35cm$$

❖ **Exigence du RPA 99 (Art-7-5-2.2) :**

• **Zone nodale :**

$$\left\{ \begin{array}{l} St_4 \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi; 30 \right\} = 7,5 \text{cm.} \\ \text{Soit } S_t \leq \min \{St_1; St_2; St_3; St_4\} = 7.5 \text{cm.} \\ S_t = 7 \text{cm.} \end{array} \right.$$

Zone courante :

$$\left\{ \begin{array}{l} St_5 \leq \frac{h}{2} = 15 \text{cm.} \\ \text{Soit } S_t \leq \min \{St_1; St_2; St_3; St_5\} = 7.5 \text{cm.} \\ S_t = 7.5 \text{cm.} \end{array} \right.$$

-Quantité d'armatures transversales minimales :

$$A_{\min} = 0,003.S_t.b = 0.003 \times 7.5 \times 25 = 0.56 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} < \{A_t, A_a\} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

III-6-8) Vérification à l'ELS :

Les moments corrigés :

$$M_t = 18.58 \text{KN.m}$$

$$M_a = -2.91 \text{KN.m}$$

c) Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

• **En travée :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \text{et} \quad \sigma_s < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100.A_{adop}}{b.d} ; ; \sigma_s = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d}$$

$$\rho_1 = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 3.39}{28 \times 25} = 0.48 \quad \Longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} K_1 = 32.60 \\ \beta_1 = 0.895 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ST}}{B_1 x d x A_t} = \frac{18.58 \times 10^6}{0.895 \times 280 \times 3.39 \times 10^2} = 227.87 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{MPa.} \quad \xrightarrow{\text{C.V}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = 7 < 15 \text{MPa} \quad \xrightarrow{\text{C.V}}$$

• Aux appuis :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \text{et} \quad \sigma_s < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{MPa}.$$

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 2.26}{28 \times 25} = 0.115 \quad \Longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} K_1 = 73.4 \\ \beta_1 = 0.942 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ST}}{B_1 x d x A_t} = \frac{2.91 \times 10^6}{0.942 \times 280 \times 2.26 \times 10^2} = 109.5 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{MPa}. \quad \xrightarrow{\text{C.V}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = 1.5 < 15 \text{MPa} \quad \xrightarrow{\text{C.V}}$$

Donc les conditions dans le béton et l'acier sont vérifiées.

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{450} = 0.066 < \frac{1}{16}$ (1).....**condition non vérifiée.**
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t^s}{M_0}$ (2).
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$ (MPa).....(3).
- $L < 8,00 \text{m}$(4).

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{420}{500} = 0,84 \text{cm}$$

$$E_v = 10818,88 \text{MPa} \quad ; \quad M_t^s = 21.86 \text{KN.m} \quad ; \quad l = 420 \text{cm}.$$

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

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{3.39}{25 \times 28} = 0,0048$$

$$y_1 = \frac{b \cdot h^2 / 2 + 15 \cdot A_{st} \cdot d}{b \cdot h + 15 \cdot A_{st}} = \frac{25 \cdot 30^2 / 2 + 15 \times 3.39 \times 28}{25 \times 30 + 15 \times 3.39} = 15.82 \text{cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 30 - 15.82 = 14.18 \text{cm}$$

$$I_0 = (y_1^3 + y_2^3) \cdot \frac{b}{3} + 15 \cdot A_{st} \cdot (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = (15.82^3 + 14.18^3) \cdot \frac{25}{3} + 15 \times 3.39 \cdot (14.18 - 2)^2$$

$$I_0 = 142166.53 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b_0 / b) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{5 \times 0.0048} = 1.75$$

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

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0.0048 \times 227.47 + 2,1} \right\} = 0.431$$

$$I_{fv} = 89145.53 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{21.86 \times 10^2 \times 420^2}{10 \times 10818,886 \cdot 10^3 \cdot 10^{-4} \times 89145.53} = 0,39$$

Donc $f = 0,39 \text{ cm} < \bar{f} = 0,84 \text{ cm}$ **condition vérifiée.**

La flèche est admissible.

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS

POUTRE CHAINAGE

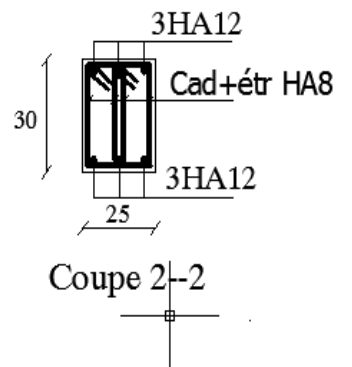
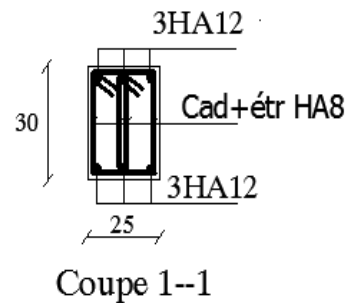
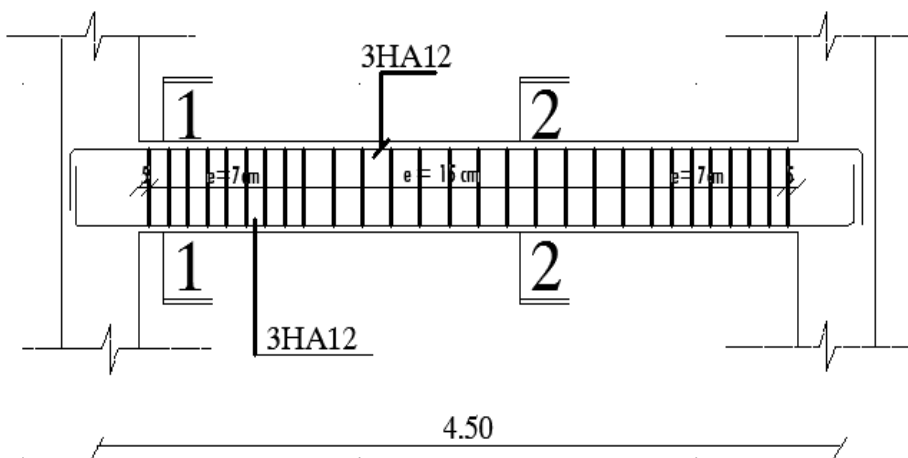


Fig.III.6.1 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

III.7. Calcul de la dalle pleine de la salle de machine :

a) Introduction :

Notre immeuble est constitué d'une seule cage d'ascenseur, de vitesse d'entraînement $V = (1\text{m/s})$, pouvant charger 8 personnes de $6,3\text{KN}$, la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 10 tonnes.

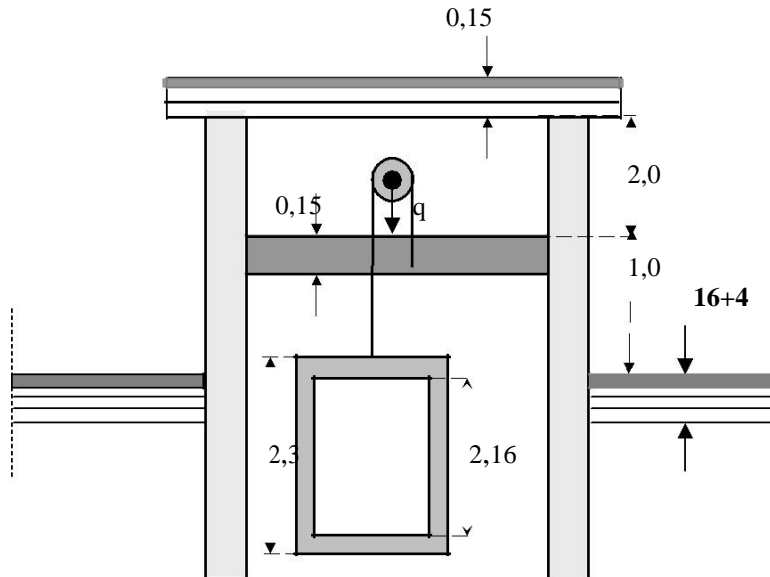


Fig III.7.1 : salle machine.

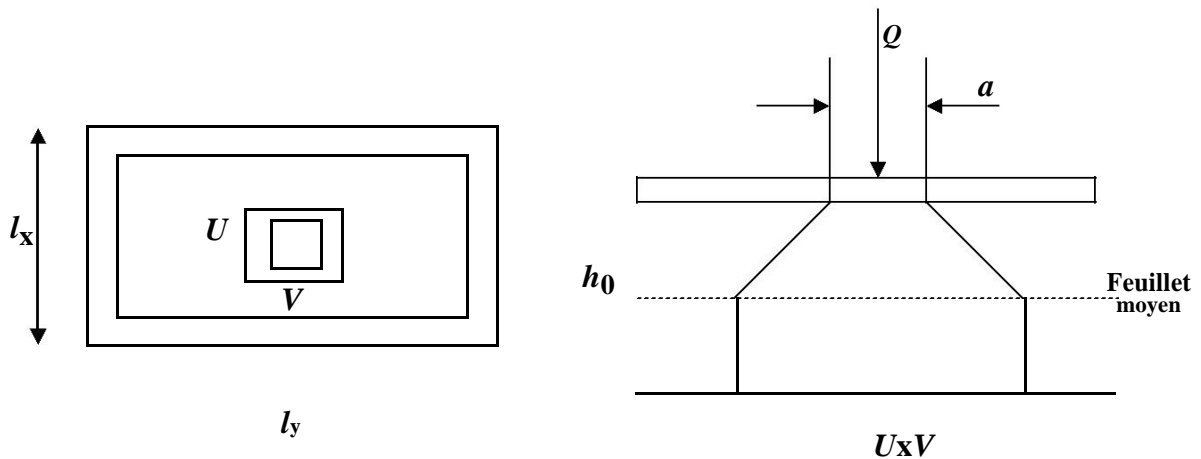
b) Dimensionnement :

$$h_t \geq \frac{l}{30} = \frac{220}{30} = 7.33$$

h_t : doit être au moins égale à 12cm (RPA99 version 200)

Soit : $h_t = 15\text{cm}$

La dalle repose sur 4 appuis. Elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.



$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{2.05}{2.20} = 0.9 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\text{On a : } \begin{cases} U = a + e.K + h_0 \\ V = B + e.K + h_0 \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} e : \text{Epaisseur du revêtement (e = 5cm)} \\ h_0 : \text{hauteur de la dalle (h}_0 = 15\text{cm)} \\ K : \text{Revêtement aussi solide que le béton (K = 2).} \\ a = b = \mathbf{0,80 \text{ cm}} \text{ (côte de rectangle dans laquelle q est concentrée).} \end{cases}$$

$$\begin{cases} U = 0,8 + 2 \times 5 + 0,15 = 1,05 \text{ m.} \\ V = 0,8 + 2 \times 5 + 0,15 = 1,05 \text{ m.} \end{cases}$$

- **Condition de non poinçonnement :**

$$P \leq 0,045 \mu_c h \frac{f}{\gamma_b} \quad (\text{aucune armature transversale n'est nécessaire si cette formule est vérifiée}).$$

Avec : μ_c : périmètre de contour de l'aire sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$\mu_c = 2(u + v) = 2(1,05 + 1,05) = 4,2 \text{ m.}$$

$$P = 10t \leq 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^2}{1.5}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

c) Les moments M_{x1} , M_{y1} du système de levage :

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + v M_2) q \\ M_{y1} = (M_2 + v M_1) q \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} v : \text{Coefficient de poisson} \\ v = 0 \quad \Longrightarrow \quad \text{à l'ELU} \\ v = 0,2 \quad \Longrightarrow \quad \text{à l'ELS} \end{cases}$$

M_1 et M_2 coefficients donnés en fonction de $(\rho ; \frac{U}{l_x} ; \frac{V}{l_y})$ à partir des abaques de PIGEAUD.

-Après l'interpolation :

$$\begin{cases} \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.9 \\ \frac{U}{l_x} = \frac{105}{205} = 0,51 \Rightarrow M_1 = 0,105 \text{ et } M_2 = 0,080 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{105}{220} = 0,48 \end{cases}$$

A'ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = q M_1 \\ M_{y1} = q M_2 \end{array} \right.$$

Avec :

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 10000 + 1,5 \times 0 = 135000 \text{ Kg/ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = 135 \times 0,105 = 14.17 \text{ KN/m} \\ M_{y1} = 135 \times 0,080 = 10.80 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

d) Les moments dus aux poids propre de la dalle pleine ($M_{x2}; M_{y2}$) :

$\rho = 0.9 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travail dans les deux sens.

$$\rho = 0.9 \Rightarrow \mu_x = 0.0458 \Rightarrow \mu_y = 0.778$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{array} \right.$$

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 4.85 + 1,5 \times 1 = 8.05 \text{ KN/ml} \quad M_{x2} = 0,0458 \times 8.05 \times (2,05)^2 = 1.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,778 \times 1,55 = 1.20 \text{ KN.m}$$

e) Superposition des moments agissant au centre du panneau :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 15.72 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 12.00 \text{ KN.m}$$

• **Ferraillage :**

i) **Sens X-X**

- **Aux appuis**

$$M_a = 0,3 \times 15.72 = 4.72 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4,72 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,02 \Rightarrow \text{S.S.A} \quad \Rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \gamma_s \cdot f_e} = \frac{4,72 \cdot 10^3}{0,990 \times 13 \times 348} = 1.05 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2,01 cm²**

Avec : **St = 25 cm**

- **En travée :**

$$M_t = 0,85 \times 15,72 = 13,36 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{13,36 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,056 \quad \Rightarrow \text{S.S.A} \quad \Rightarrow \beta = 0,971$$

$$A_t = \frac{13,36 \cdot 10^3}{0,971 \times 13 \times 348} = 3,04 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA10 = 3.14 cm²**

Avec : **St = 25 cm**

ii) **Sens y-y :**

- Aux appuis

$$M_a = 0,3 \times 12 = 3,6 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{3,6 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,015 \Rightarrow \text{S.S.A.} \Rightarrow \beta = 0,992.$$

$$A_a = \frac{M_a}{b d f_e / \gamma_s} = \frac{3,6 \times 10^3}{0,992 \times 13 \times 348} = 0,80 \text{ cm}^2.$$

Soit : **5HA8 = 2,51 cm²** avec **St = 20cm.**

- **En travée :**

$$M_t = 0,85 \times 12 = 10,2 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{10,2 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,042 \Rightarrow \text{S.S.A.} \Rightarrow \beta = 0,979$$

$$A_t = \frac{M_t}{b d f_e / \gamma_s} = \frac{10,2 \times 10^3}{0,979 \times 13 \times 348} = 2,30 \text{ cm}^2.$$

Soit : **5HA10 = 3.92cm²** avec **St = 20 cm.**

f. Vérification à l'ELU :

1-Condition de non fragilité

$$\text{Armatures principales} : A \geq \frac{b h I_0}{2 - (3 - \frac{I_X}{I_Y})} = \frac{100 \times 15 \times 0,0008}{3 - \frac{2,05}{2,20}} = 0,29 \text{ cm}^2$$

$A \geq 0,29 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée dans les deux sens.

Remarque :

Pour les armatures transversales, elles ne sont pas nécessaires.

2-Ecartement des barres : (Art A.8.2.42 BAEL 91)

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes : (charges concentrées)

Direction la plus sollicitée : min (2h, 25 cm).

Direction perpendiculaire : min (3h, 33 cm).

Sens x-x :

Armatures supérieures: $St = 25 \text{ cm} < \min (2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

Armatures inférieures: $St = 15 \text{ cm} < \min (2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

Sens y-y :

Armatures supérieures : $St = 25 \text{ cm} < \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

Armatures inférieures : $St = 15 \text{ cm} < \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

3-Contrainte tangentielle :

Les efforts son max au voisinage de la charge

$$\text{Au niveau de U : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{2a+b} = \frac{10}{3 \times 0,8} = 4,16 \text{ t}$$

$$\text{Au niveau de V : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{2a+b} = \frac{10}{3 \times 0,8} = 4,16 \text{ t on doit vérifier que :}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{bd} \leq \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right) = \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} = \bar{\tau} \quad \text{la fissuration est peu nuisible donc}$$

$$\tau_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{3750}{1 \times 0,13} = 0,288 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

g) Vérification à l'E.L.S :

-1) Les moments à l'E.L.S :

Moment engendré par le système de levage :

$$M_{x1} = (M_1 + V M_2) q_s .$$

$$M_{y1} = (M_2 + V M_1) q_s .$$

$$q_s = G + Q = 100 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x1} = (0,105 + 0,2 \times 0,08) \times 100 = 12,1 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = (0,08 + 0,2 \times 0,105) \times 100 = 10.1 \text{ KN.m}$$

Moment engendré par le poids propre de la dalle :

$$q_s = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/m}^2 .$$

$$\rho = 0,90 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0529. \\ \mu_y = 0,846. \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s l_x^2 = 0,0529 \times 4,75 \times (2,05)^2 = 1,06 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.89 \text{ KN.m}.$$

-Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 12,1 + 1.06 = 13.16 \text{ KN.m}.$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 10.1 + 0.89 = 10.99 \text{ KN.m}.$$

-2)-Contrainte de compression dans le béton :

i) Sens x-x :

- Aux appuis : $Ma = 4,72 \text{ KN.m}$

-On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times Aa}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,155 \Rightarrow k = 0.016 \text{ et } \beta_1 = 0.935.$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta_1 d Aa} = \frac{4,72 \times 10^6}{0,935 \times 130 \times 2,01 \times 10^2} = 193,19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0,016 \times 193,19 = 3.09 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- En travée : $Mt = 13,36 \text{ KN.m.}$

-On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times At}{bd} = \frac{100 \times 4,02}{100 \times 13} = 0,309 \quad k = 0.029 \text{ et } \beta = 0.897$$

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta_1 d At} = \frac{13,96 \times 10^6}{0,897 \times 130 \times 4,02 \times 10^2} = 297,79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s = 0.029 \times 297,79 = 8,63 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

On trouve aussi que la condition est vérifiée dans le sens y-y.

Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire.

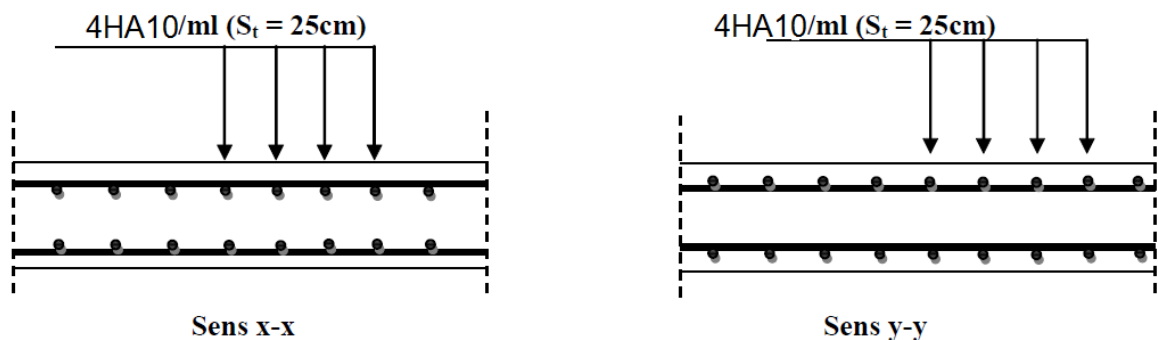


Figure III.7.2 : Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine

D- Dalle pleine :

Ce sont des plaques minces dont l'épaisseur est moins importante comparé aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2,3 ou 4 appuis. Ce type d'élément travaille essentiellement en flexion (poutres, poutrelles ou murs). Leurs épaisseurs sont déterminées selon leurs portées ainsi que les conditions suivantes :

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

Le plus grand panneau a comme dimensions $l_x=125$ cm, L'épaisseur à adopter sera la plus grande donnée par les 3 conditions précédentes :

a. Résistance au feu :

- ✓ $e = 7$ cm pour une heure de coup de feu.
- ✓ $e = 11$ cm pour deux heures de coup de feu.
- ✓ $e = 17,5$ cm pour quatre heures de coup de feu.

On opte: $e = 15$ cm.

b. Isolation phonique :

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à : 15 cm.

c. Résistance à la flexion :

- L'épaisseur de la dalle est donnée en fonction de la nature des appuis
 - Dalles reposant sur trois ou quatre appuis $L_x/50 < e < L_x/40$.

L_x : petit côté du panneau de la dalle. 1.9

L_y : grand côté du panneau de la dalle. 2.4

Dans notre cas, la dalle repose sur quatre appuis avec une portée égale : $L_x = 295$ cm

Donc on a : $3.9 \text{ cm} \leq e \leq 4.9 \text{ cm}$ \longrightarrow $e=15 \text{ cm}$

$\longrightarrow e = \max\{ 15 ; 15 ; 4.9 \text{ cm} \}$ (cm) \longrightarrow $e=15 \text{ cm}$.

❖ Charges et surcharges revenant à la dalle :

$$G = 5,60 \text{ KN/m}^2$$

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

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

- Pour la dalle :

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

$$q_u = 1,35 \times 5,6 + 1,5 \times 3,5 = 12,81 \text{ KN/ml}$$

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

b) Combinaison de charge à l'ELS :

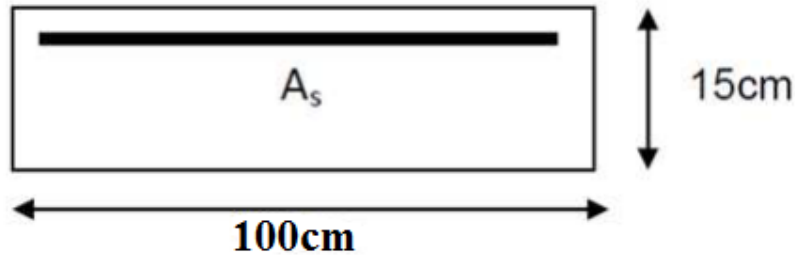
- **La dalle :**

$$q_s = Q + G$$

$$q_s = 5.6 + 3.5 = 9,1 \text{ KN/m}$$

1. Ferraillage :

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



❖ **Calcul à l'ELU :**

- a) **Armatures principales :**

$$M_u = \frac{q_u L^2}{2}$$

$$M_u = \frac{12.81 \times 1.9^2}{2} = 23.35 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{23.35 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.6} = 0.098 < \mu = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

$$\mu = 0.098 \Rightarrow \beta = 0.948$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{23.35 \times 10^3}{0.948 \times 13 \times 348} = 5.45 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA12** = 5.65cm²

Avec : St = **20**cm.

- b) **Les armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10** = 3.14cm²

Avec : St = **25** cm

❖ **Vérifications à l'ELU :**

- a) **Vérification de la condition de non fragilité : (Art 4.21/BAEL 91) :**

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

$$A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 7.7 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

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

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

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d\Sigma u_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$n=5 \times 3.14 \times 1.4 = 21.98 \text{ cm}$$

❖ **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T_u = q_{u1}L = (23.35 \times 1.9) = 45.48 \text{ KN}$$

$$\tau_{se} = \frac{45.48 \times 10}{0.9 \times 13 \times 21.98} = 1.84 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.84 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

C) Vérification au cisaillement :

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u$$

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

$$\tau_u = \frac{45.48 \times 10}{100 \times 13} = 0.36 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.36 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

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

D) Espacement des barres :

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

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

❖ **Calcul à L'ELS :**

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

a) Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

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

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

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

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

Pour une section rectangulaire (b x e) = (100 x 15) cm², armée par des aciers de nuance FeE400 soit à vérifier α .

$$M_s = \frac{q_s L^2}{2} = \frac{9.1 \times 1.95^2}{2} = 17.30 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{23.35}{17.3} = 1.4$$

$$\mu = 0.098 \implies \alpha = 0.1291.$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.40 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45.$$

$$\alpha = 0.1291 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.45 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{st}^-$$

$$\sigma_{st}^- = \min \left\{ \frac{2}{3} f_c; 110 \sqrt{nf_{c28}} \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \{ 266.66; 201.63 \} = 201.63 \text{MPa}$$

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

Valeur de β_1 :

$$\text{On a : } \rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 7.7}{100 \times 13} = 0.59 \implies \beta_1 = 0.886$$

Alors :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{17.3 \times 10^6}{0.899 \times 130 \times 7.7 \times 10^2} = 192.04 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 192.04 \text{MPa} < \sigma_{st}^- = 201.63 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

C) Vérification de la flèche :

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

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

2. $\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0}$

3. $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_c}$

- $\frac{h}{L} = \frac{15}{195} = 0.0769 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

- $\frac{h}{L} = \frac{15}{195} = 0.0796 \leq \frac{M_s}{10M_0} = \frac{17.3}{10 \times 17.3} = 0.1 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$

- $\frac{A_s}{bd} = \frac{7.7}{100 \times 13} = 0.0059 \leq \frac{4.2}{f_c} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

Toutes les conditions pas vérifiées, alors on calcul la flèche.

✓ **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{M_s L^2}{10E_v I_{fv}} \leq f = \frac{L}{500}$$

Avec :

E_v : Module de la déformation diffère.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{MPa.}$$

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

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

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

Avec :

$$S_{xx} : \text{Moment statique. tel que : } S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t \cdot d$$

$$B_0 : \text{Aire de la section homogénéisée ; } B_0 = b \cdot h + 15A_t$$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t \cdot d}{bh + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 7.7 \times 13}{100 \times 20 + 15 \times 7.7} = 6.03 \text{cm}$$

$$\Rightarrow V_2 = h - V_1 = 15 - 6.03 = 8.97 \text{cm}$$

D'où:

$$I = \frac{100}{3}(6.03^3 + 8.97^3) + 15 \times 7.7(8.97 - 2)^2 = 36977.45 \text{cm}^4$$

$$f = \frac{M_t L^2}{10E_v I_{fv}} = \frac{17.3 \times 1.9^2}{10 \times 10818.86 \times 10^3 \times 36977.45 \times 10^{-8}} = 0.0016 < f = \frac{195}{500} = 0.39 \text{cm}$$

\Rightarrow Condition est vérifiée.

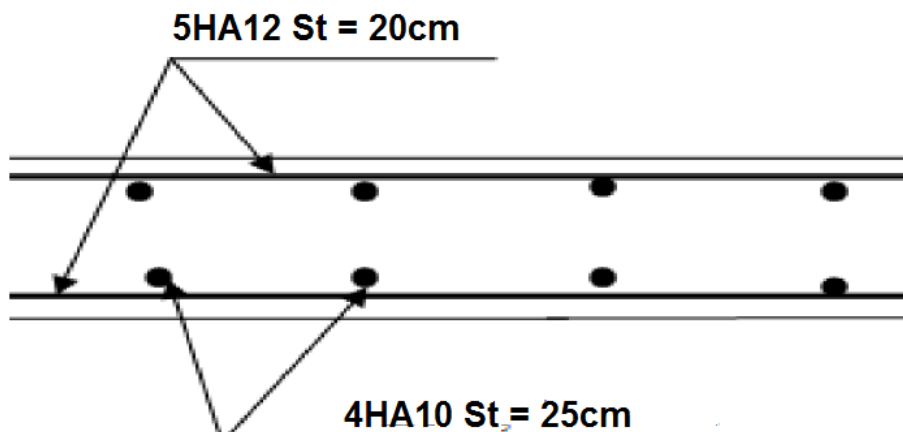


Figure III.8.1 : Schéma de ferraille de la dalle pleine

- Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses pour les résoudre et les contrôler en peu de temps.

Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable. Plusieurs programmes de calcul automatique sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et de les contrôler en un temps réduit.

On fait appel à des logiciels de calcul comme **SAP2000**, **ROBOTS** et **ETABS**.

Dans notre cas on a choisie l'**ETABS**.

IV -Modélisation de la structure :**IV-1 Description de l'ETABS (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems):**

L'**ETABS** est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adaptée aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments s'autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'**ETABS** offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post- processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...etc.

IV-2-rappel:

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Elément : élément

Restreintes : points d'application de la charge

Loads: charges

Uniformed loads: charges uniformes

Define : définir

Material : matériaux

Concrète : béton

Steel : acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

File : fichier

Copy : copier

Move : déplacer

Save : enregistrer

Save as : enregistrer sous

Add : ajouter

Delete : supprimer

Story : étage

Height : hauteur

IV-3-Manuel d'utilisation de logiciel ETABS:

L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail on va utiliser la Version 9.7

IV -4-Etapes de modélisation :**a) Première étape :**

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.



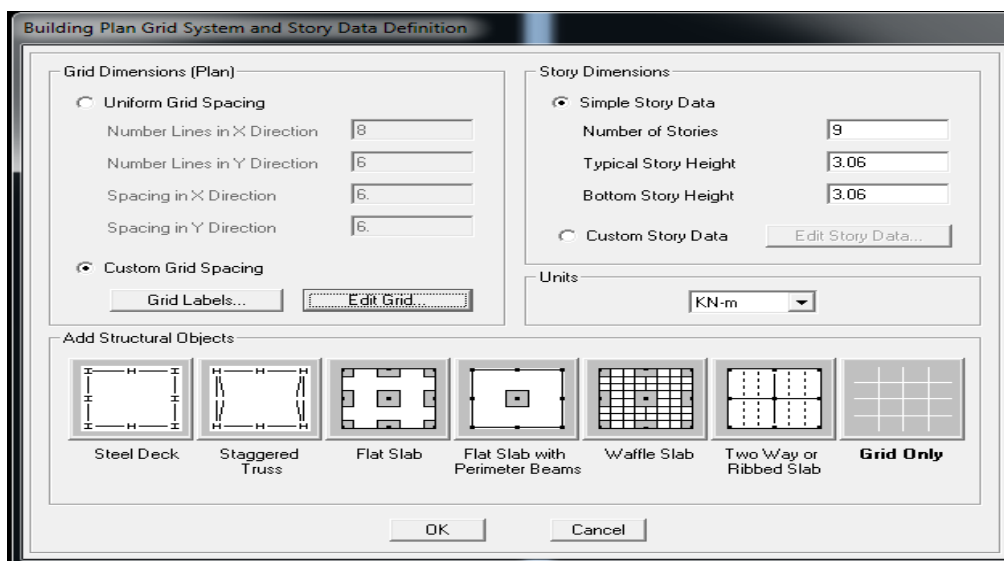
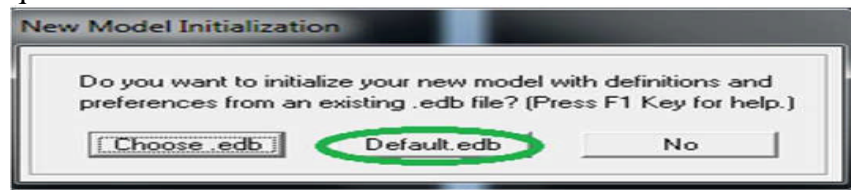
On clique sur l'icône de L'ETABS

1-Choix des unités :

Après le lancement de l'ETABS, la première étape consiste au choix des unités et cela ce fait avec la fenêtre qui se trouve au bas de l'écran on choisi le KN-m

2-Définir les propriétés mécaniques et géométriques des éléments :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model** ou bien (ctrl+n), puis on clique sur **Default.edb**.



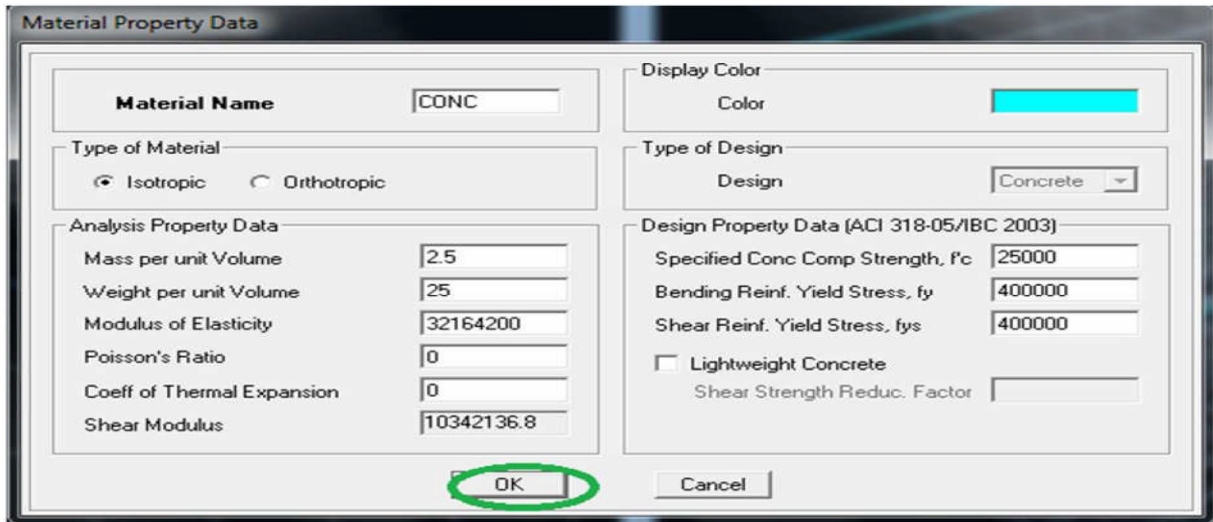
Pour une construction en Auto-Table. On choisit l'icône **Grid Only**, dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

- Le nombre des lignes dans la direction X (Number lines in X direction).
- Le nombre des lignes dans la direction Y (Number lines in Y direction).
- Nombre des travées dans le sens de Y (Number of bays along Y).
- Longueur de travées dans le sens X entre axes (spacing in X direction).
- Hauteur d'étage (story Height).
- Le nombre d'étage (Number of stories)
- La Hauteur d'étage courant (typical story height).
- La Hauteur en bas (bottom story height).

3-Propriétés mécanique du matériau utilise: 

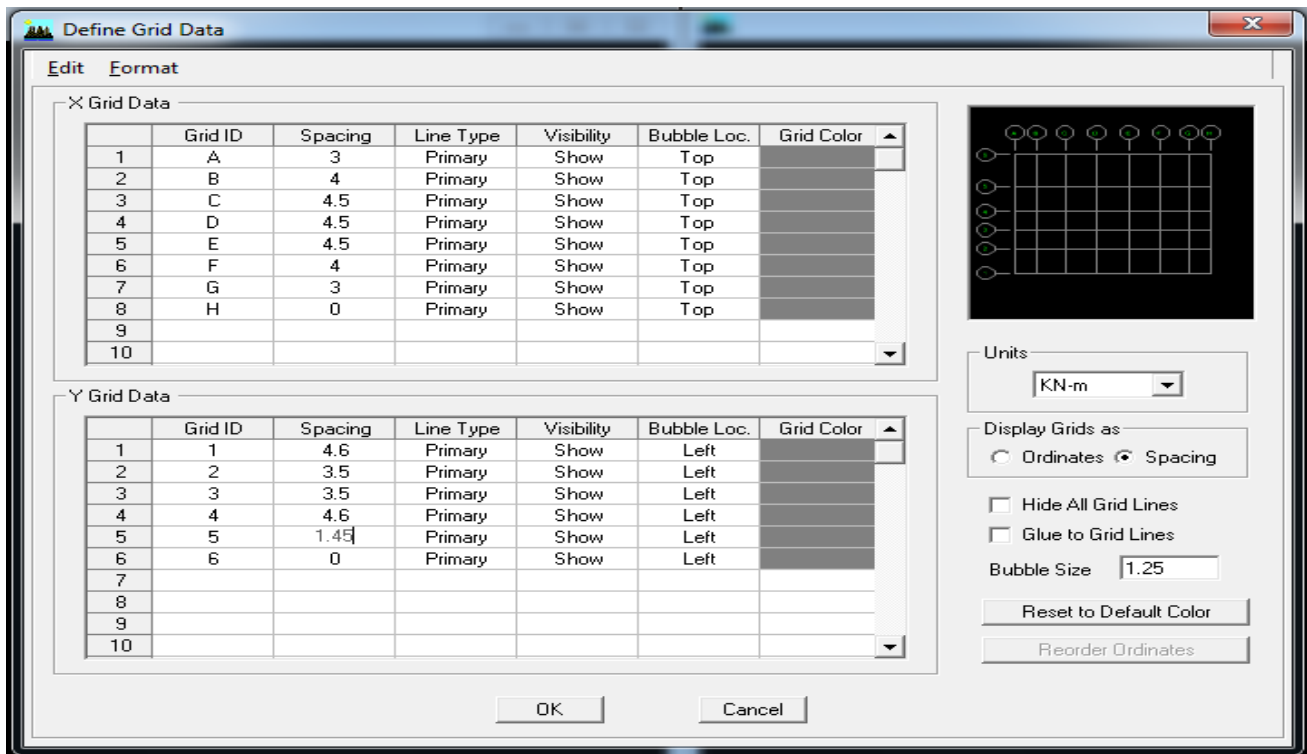
define \Rightarrow materials properties

Cette instruction permet d'introduire les propriétés mécaniques du matériau des structures

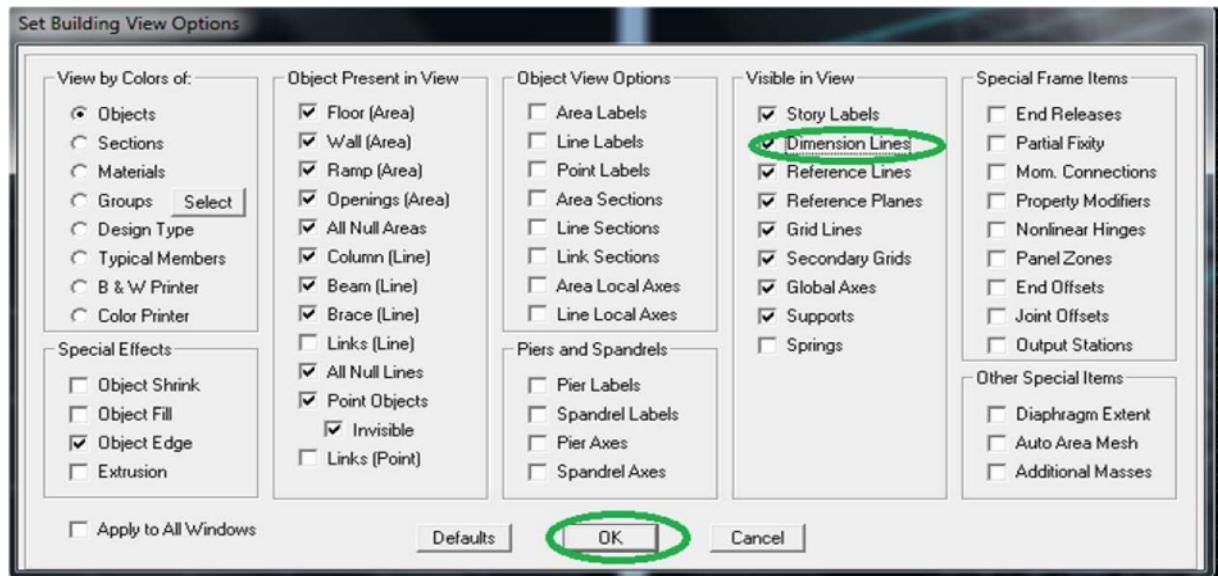


- **Modification de géométrie de base:**

Pour modifier les longueurs des trames en clique sur bouton droit on choisir **Edit grid data.**




4) **Vérification des dimensions** : la barre des tâches supérieure... set building view option... visible in view ... Dimension lines.

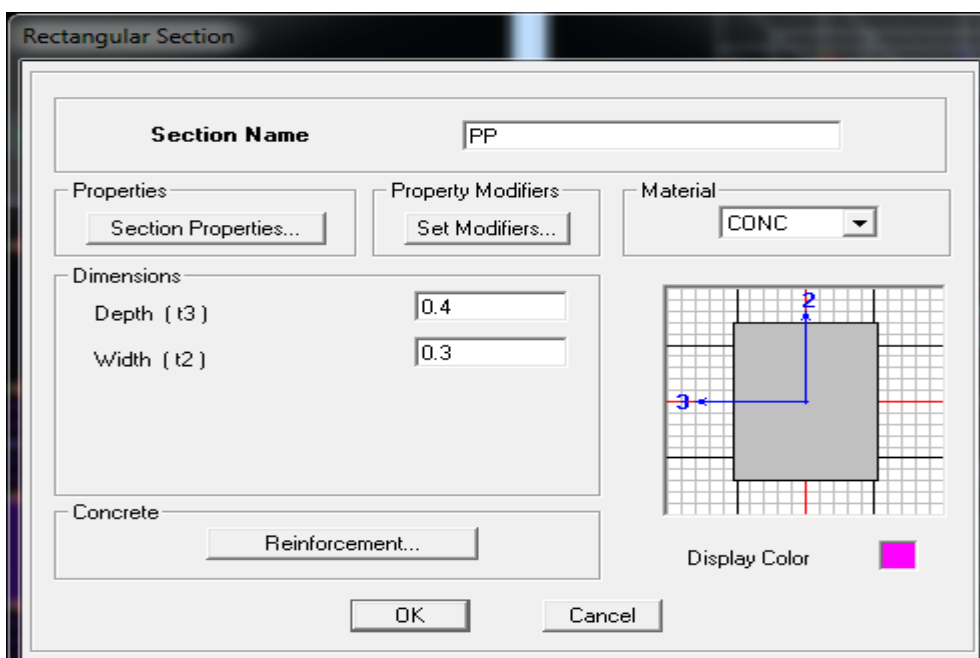


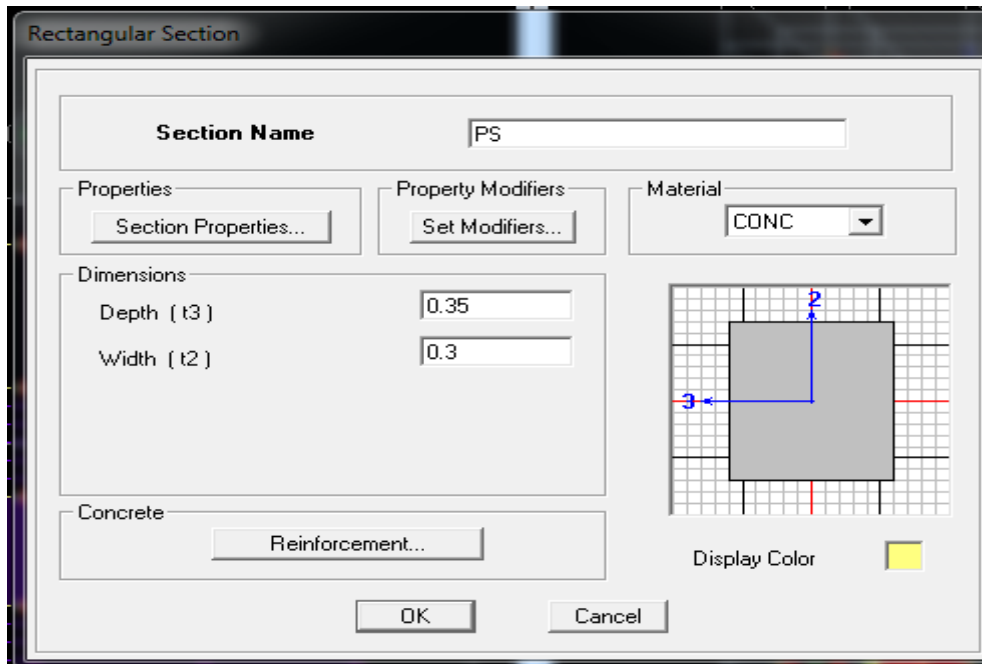
b) **Deuxième étape :**

La deuxième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (poutre, poteaux, dalle, voile...)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales(**PP**) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define puis Frame sections ou**  .On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).





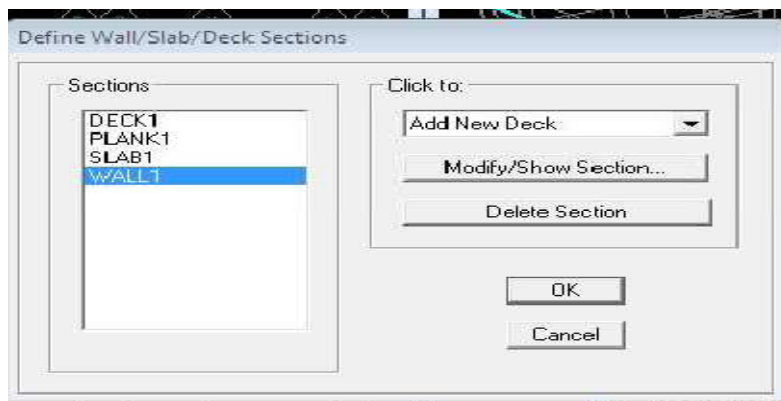
Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments

Après avoir finis de modéliser les éléments barres (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments plaques (**voile**).

On choisit le menu **Define** et **Wall/slab**, on clique sur **Add new Wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur.



- **Remarque:**

-Quand on modélise les voiles on doit modélisée leurs raidisseurs. Pour les introduire on les détermine comme les voiles avec le dimensionnement des poteaux.

-Les voiles et leurs raidisseurs sont un seul élément, et pour les définir ainsi on:

1.- Sélectionnons-les.

2- Ramenant l'instruction suivant:

Assing \Rightarrow Shelle/Area \Rightarrow PierLabel. 

c) **troisièmes étapes :**

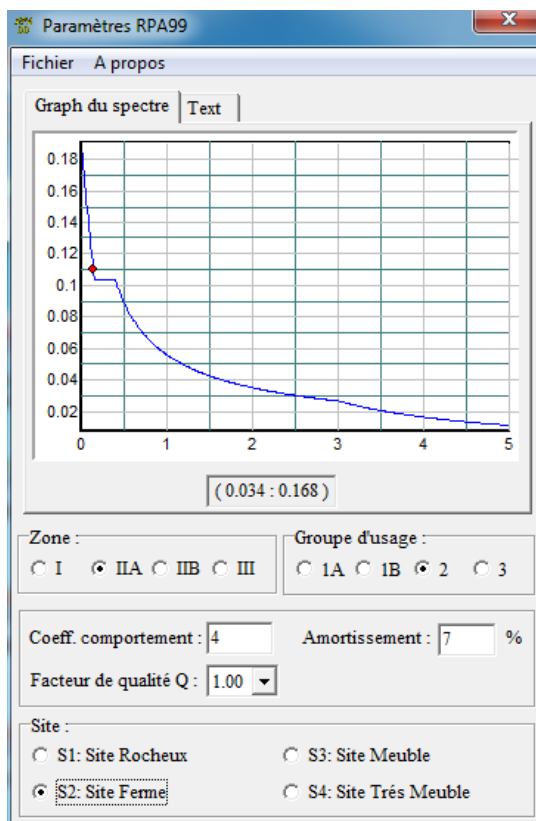
- **Charge dynamique (E)**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse.

-On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icone.

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text** Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

Define Response Spectrum Functions Spectrum from file.



Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape

d) **quatrièmes étapes :**

définition du chargement E (séisme), pour cela on clique sur :

Define Responses spectrum cases Add New Spectrum

Dans la partie Input réponse spectral, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).

Définir les charge

Avant de charger la structure il faut d’abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

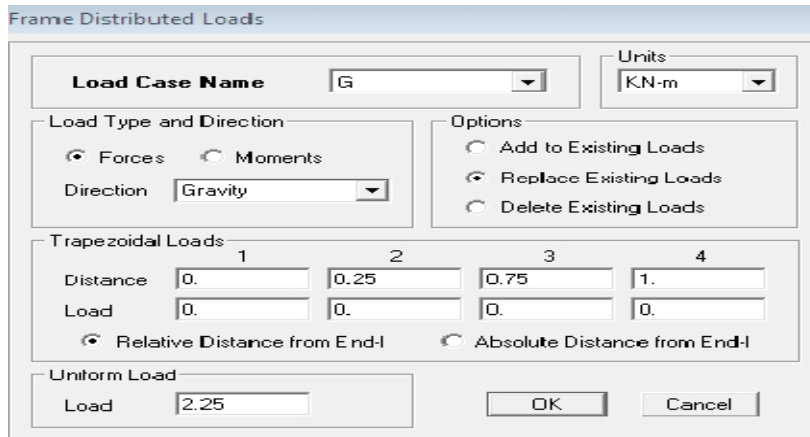
Charges statiques (G et Q) :

La structure est soumise à des charges permanentes (G), et a des surcharges d’exploitation Q, pour les définir on clique sur : **Define Load Cases.**

Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
Q	LIVE	0	
G	DEAD	1	
Q	LIVE	0	

e) Cinquième étape : chargement des poutres

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement linéaire qui lui revient en cliquant sur **Assign Frame/line loads Distributed.**



Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (G ou Q), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case Load.

f) Sixième étape : Introduction des combinaisons d'action :

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations et déformation sont:

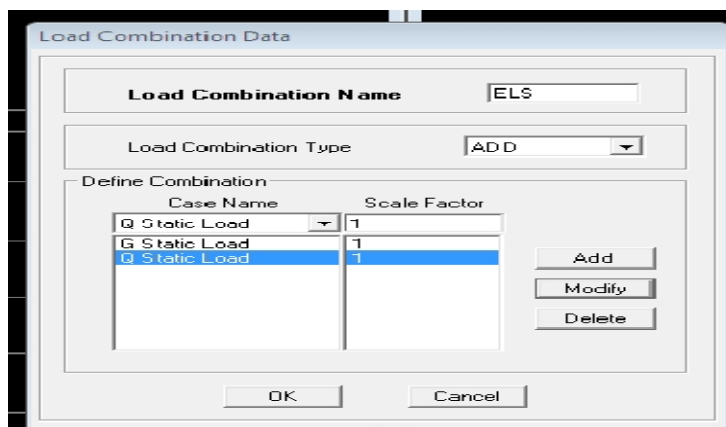
- **Combinaison aux états limites :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right\}$$

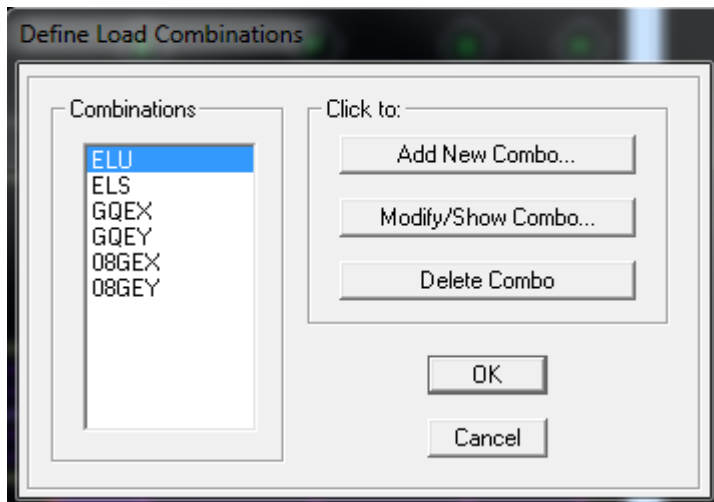
- **Combinaison d'actions accidentelles du RPA :**

$$\left. \begin{array}{l} G + Q + E_x \\ G + Q + E_y \\ 0.8G + E_x \\ 0.8G + E_y \end{array} \right\}$$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur : **Define load combination add New combo.**



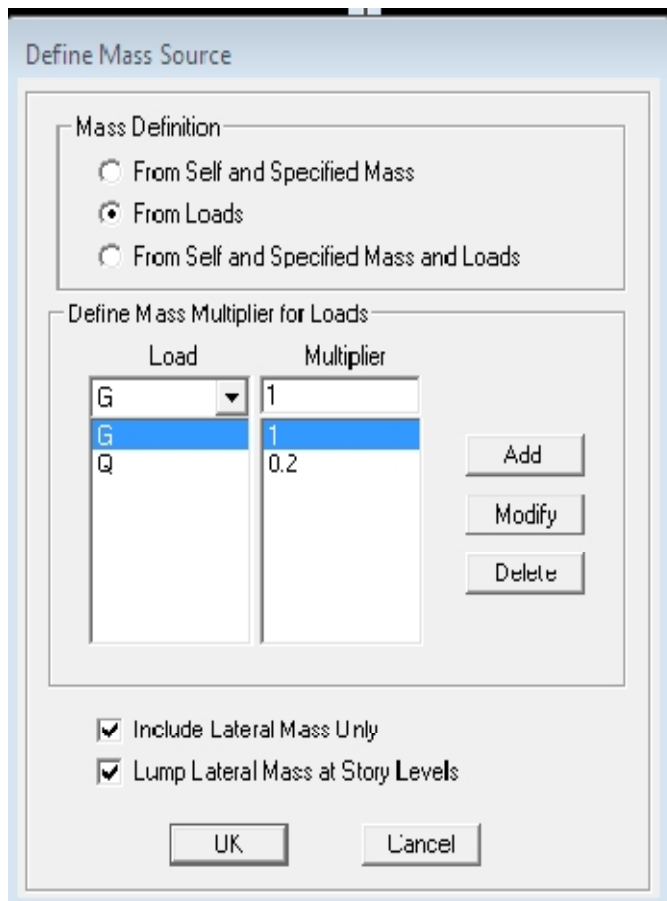
Pour reprendre les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.



➤ **Masse source :**

On donne la valeur 1 pour la charge permanente.

On donne la valeur de B suivant la nature de la structure pour Q

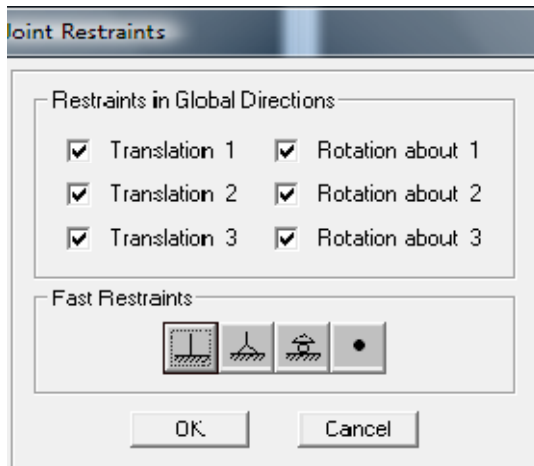


g) **Septième étape : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes)**

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

Appuis :

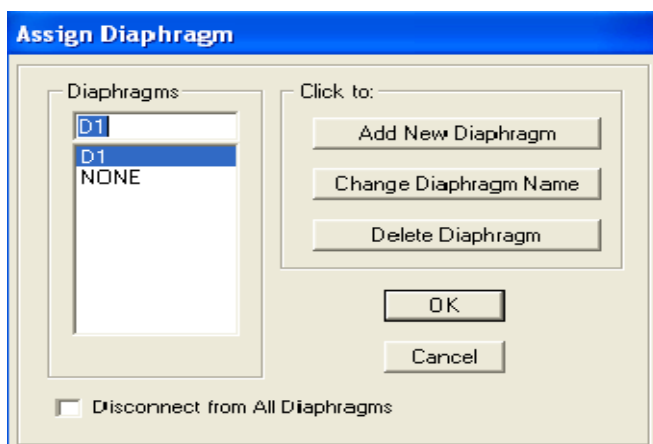
Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du Base puis on clique sur :

AssignJoint/point Restraints

- **Diaphragmes :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

AssignJoint/point Diaphragm Add New Diaphragm.

Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

h) **Huitième étape : Analyse et visualisation des résultats****Lancement de l'analyse :**

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**. ou bien on clique sur f 5

❖ **Visualisation des résultats :**a) **-Période et participation modale :**

Dans la fenêtre **display show tables**, on click sur **Modal Information** et on sélectionne 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**

Les poteaux :

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

Efforts internes dans les voiles :

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

Déplacements:

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche« **Displacements**».

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel** , la colonne **Ux** correspond Au sens **xx** , et **Uy** au sens **yy** .

Effort tranchant à la base :

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **EX ou EY** ».

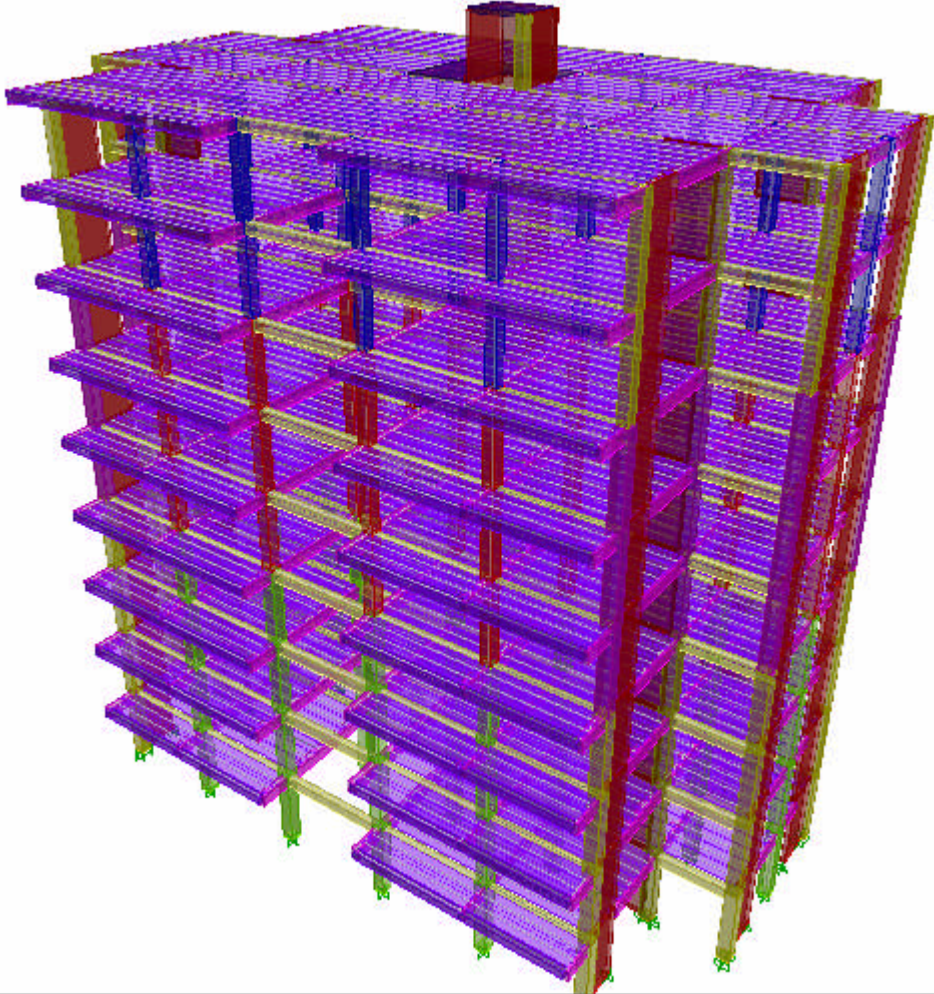


Fig. IV.1 : Vue en trois dimensions de la structure.

V) Vérifications aux exigences du RPA :**V.1) Introduction:**

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste. Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable

V.2) Les différentes vérifications du RPA:**V.2.1) Modes de vibrations:**

Le nombre de modes à considérer :

Pour les structures représentés par des modèles plan dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans des directions d'excitation doit être tel que :

-La somme des masses modales effectives pour les modes soit égales 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 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.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0.2 \text{ s}$$

$\left\{ \begin{array}{l} N : \text{est le nombre de niveaux au-dessus du sol.} \\ TK : \text{la période du mode K.} \end{array} \right.$

Dans notre cas :

N=9 niveaux $\implies K \geq 3 \sqrt{9} = 9$ Donc : **K=9** nombre de modes.

Dans notre cas on doit considérer 9 modes de vibration.

V.2.2 La période: (Art4.2.4 /RPA99 version 2003)

-La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

-La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante : $T = C_T (h_N)^{3/4}$

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- C_T : coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA2003.
- $T = 0.69s$

- Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

D'où : $T=1,3 \times 0.69 = 0.897 \text{ s} > T_{ETABS} = 0.68 \text{ s}$ **Condition vérifiée.**

• **Réponse de la structure :**

- MODE 1 : $T_1 = 0.683019s$ \Rightarrow translation suivant (xx).
- MODE 2 : $T_2 = 0.604815s$ \Rightarrow translation suivant (yy).
- MODE 3 : $T_3 = 0.477828s$ \Rightarrow Torsion suivant (zz).

Pourcentage de participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonale, 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. (**Article 4.3.4 RPA99 version 2003**).

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.683019	73.1376	0.0000	0	73.1376	0	0
2	0.604815	0.0033	72.7186	0	73.1409	72.7186	0
3	0.477828	0.5191	0.0973	0	73.66	72.8159	0
4	0.199999	13.2477	0.0157	0	86.9077	72.8316	0
5	0.174022	0.0198	13.618	0	86.9275	86.4496	0
6	0.139753	0.2207	0.0702	0	87.1482	86.5197	0
7	0.095528	5.3536	0.0125	0	92.5019	86.5322	0
8	0.080716	0.01	5.5315	0	92.5118	92.0637	0
9	0.065937	0.145	0.0521	0	92.6568	92.1157	0

Tableau V.1 : les périodes et la participation massique.

V.2.3) Les déplacements inter-étages :

Le déplacement horizontal à chaque niveau "K" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad \text{donné par le RPA 2003 formule (4-19).}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_k: \text{Déplacement dû aux forces sismiques } E_i. \\ R: \text{Coefficient de comportement.} \end{array} \right.$$

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Le **RPA99** préconise que les déplacements relatifs inter-étages ne doivent pas dépasser les **1% he**, (he est la hauteur libre de l'étage considéré). [**RPA 2003/Art 5.10**].

Il faut vérifier que :

$$\Delta \leq \delta$$

δ : Déplacement admissible (égale à $0,01h_e$).

Les déplacements maximaux sont donnés par le logiciel ETABS en suivant le chemin ci-dessous :

La vérification des déplacements inter- étages est résumée dans le tableau suivant :

niv	sens x			sens y			$\bar{\delta}(m)$	OK
	$\delta_{ek} (\mu)$	$\delta_k (\mu)$	$\Delta_k (\mu)$	$\delta_{ek} (\mu)$	$\delta_k (\mu)$	$\Delta_k (\mu)$		
9	0.024018	0.09607	0.009	0.000535	0.00214	0.0003	0.0306	cv
8	0.021685	0.08674	0.01	0.000461	0.00184	0.016	0.0306	cv
7	0.019062	0.07624	0.0115	0.000386	0.00154	0.0003	0.0306	cv
6	0.016186	0.06474	0.01223	0.000312	0.00125	0.0003	0.0306	cv
5	0.013127	0.05251	0.01265	0.000240	0.00096	0.00027	0.0306	cv
4	0.009965	0.03986	0.01258	0.000173	0.00069	0.00027	0.0306	cv
3	0.006821	0.02728	0.0117	0.000112	0.00045	0.00024	0.0306	cv
2	0.003892	0.01557	0.00972	0.000061	0.00024	0.00015	0.0306	cv
1	0.001463	0.00585	0.00585	0.000022	0.000088	0.000088	0.0306	cv

Tableau V.2 : Vérification des déplacements inter-étages.

Les déplacements relatifs inter-étages sont vérifiés et par conséquent le confort des usagers est vérifié.

V.2.4) Vérification du déplacement maximal :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{H_t}{500}$$

f : la flèche admissible.

H_t : la hauteur totale du bâtiment.

$$\delta_{\max} = 0,01\text{m} \leq f = \frac{29,8}{500} = 0,05\text{m} \text{ donc : la condition est vérifiée.}$$

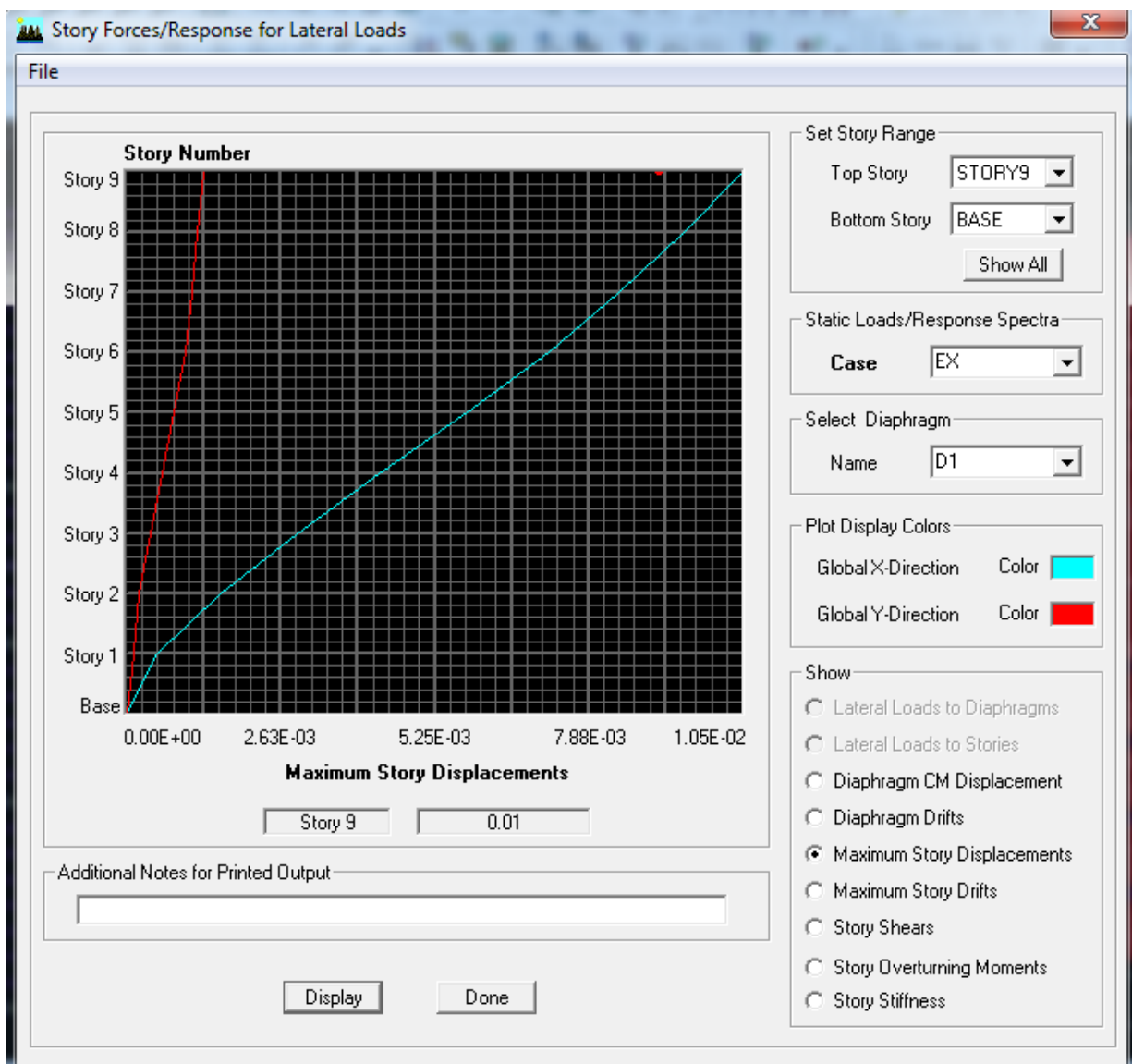


Figure V-1 : Déplacement maximal de la structure.

V.2.5) Vérification de l'effort tranchant à la base : (RPA Version 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 $V_D \leq 0.8 V_t$; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces ; déplacements ; moments ;.....) dans le rapport $0.8V_t / V_D$

a) Choix de la méthode de calcul:

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le calcul des forces sismiques peut être mené suivant (03) méthodes:

- La méthode statique équivalente.
- La méthode dynamique.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérographes.

b) Vérifications des conditions d'application de la méthode statique équivalente:

La méthode statique équivalente n'est applicable que dans le cas où les conditions suivantes sont vérifiées :

- Condition sur la hauteur.
- Régularité en plan.
- Régularité en élévation.

1) Condition sur la hauteur:

Les bâtiments implanté en zone II_a ne doivent pas dépasser une hauteur de 65 [m]. Dans notre cas : $H= 29.8$ [m] => **condition vérifiée**

2) Régularité en plan:

-Forme du bâtiment:

La forme du bâtiment est sensiblement symétrique en géométrie et la distribution des masses et des rigidités est symétrique par rapport aux deux directions orthogonales, avec le rapport

- Décrochements du bâtiment:

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas dépasser 25 % de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

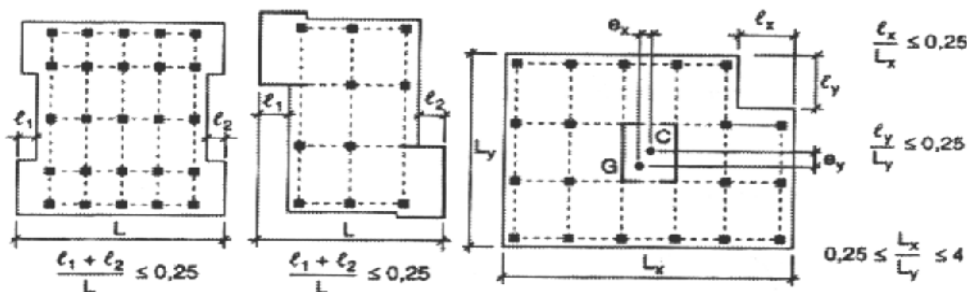


Figure V.2: Limite des décrochements en plan selon l'article 3.5 du RPA 99/version 2003.

Dans notre cas : $\frac{l_1+l_2}{L} = \frac{3+3}{27.8} = 0,21 < 0,25 \implies$ **condition vérifiée**

-Ouvertures dans les planchers :

La surface totale des ouvertures doit être inférieure à 15 % de celle du plancher considéré

$$S_0 < 15\% ST$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_0 : \text{Surface totale des ouvertures.} \\ S_T : \text{Surface totale du plancher.} \\ S_0 = 21,32\text{m}^2. \\ ST = 422,36\text{m}^2 \\ 15\% ST = 63,35 \text{ m}^2 \\ S_0 < 15\% ST \quad 21,32 < 63,35 \implies \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Conclusion:

Toutes les conditions sont vérifiées donc notre ouvrage est régulier en plan

3) La régularité en élévation:

Notre système de contreventement est contenu de bas en haut \implies **Condition vérifiée.**

La variation de rigidités :

La raideur et la masse des différents niveaux diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.

Il n'y a pas de décrochement en hauteur, donc **la condition est vérifiée.**

Toutes les conditions sont vérifiées donc notre ouvrage est **régulier en élévation**

Conclusion: La méthode statique équivalente est applicable puisque toutes les conditions sont vérifiées

❖ **Méthode statique équivalente:****Principe:**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statique fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

c) Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule:

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \quad (\text{Art 4, 2, 3) RPA99}$$

A : coefficient d'accélération donne par le tableau des règles R P A en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R: facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure,

D: facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure **donné par la formule (4.2) de RPA99**

Q: facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux....etc.).

W : poids de la structure.

❖ **Application :**

a) **A : coefficient d'accélération de zone**, donné par le tableau 4.1 de RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Groupe / zone	I	II _a	II _b	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Tableau V.3 : Coefficient d'accélération de zone A.

Donc : A=0.15

b) **D : facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T > 0,3 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

T₂ : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le **tableau 4.7 du RPA 99**

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁ (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T ₂ (sec)	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau V.4: Valeurs de T₁ et T₂

T₂(S₂) = 0,5 sec

• **η : Facteur de correction d'amortissement: (4-3) du RPA 99**

Où **ξ (%)** : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages

	Portiques		Voiles ou murs
Remplissage	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau V.5 : Valeurs de ξ(%).

Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel Nous avons un contreventement voiles donc on prend : $\xi = 10 \%$

D'où $\eta = 0.76 > 0,7$

❖ **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques : $T = C_T h_N^{3/4}$ (4-6 RPA)

h_N : Hauteur mesurée en mètres a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau
 C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le **tableau 4-6 du RPA99/version2003**. Dans notre cas $C_T = 0.05$

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Tableau V.6 : valeurs du coefficient C_T

D'où :

$$\left\{ \begin{array}{l} T = 0.63S \\ D = 1.62 \end{array} \right.$$

R : coefficient de comportement global de la structure Pour une structure en béton armé à contreventement par voiles **Donc : R = 5**

c) **Q** : Facteur de qualité de la structure , défini par :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 p_q \text{ Formule (4-4)}$$

Tableau donnant les valeurs des pénalités P_q :

❖ **Sens longitudinal :**

Critère q »	Pénalités P_q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	0
2. Redondance en plan.	0
3. Régularité en plan.	0
4. Régularité en élévation.	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux.	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	0

Tableau V.7 : Valeurs des pénalités P_q dans le sens transversal.

❖ Sens transversal :

Critère q »	Pénalités P _q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	0
2. Redondance en plan.	0
3. Régularité en plan.	0
4. Régularité en élévation.	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux.	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	0

Tableau V.8 : Valeurs des pénalités P_q dans le sens transversal.

• Sens longitudinal :

$$Q = 1 + 0 = 1,00$$

• Sens transversal :

$$Q = 1 + 0 = 1,00$$

Note : Dans le spectre de réponse la valeur de Q à introduire est la plus défavorable **Q =1**

Poids total de la structure :

Du logiciel ETABS:

Story	Diaphragme	Masse	Poids (KN)
STORY1	D1	231.2731	2268.78911
STORY2	D2	229.4662	2251.06342
STORY3	D3	229.4662	2251.06342
STORY4	D4	228.9811	2246.30459
STORY5	D5	228.554	2242.11474
STORY6	D6	228.554	2242.11474
STORY7	D7	227.9363	2236.0551
STORY8	D8	227.3766	2230.56445
STORY9	D9	259.1083	2541.85242
Poids total de la structure			20509.92

Tableau V-9 : Poids total de la structure.

Donc le poids total de W_t= 20509.92 KN.

$$V_{mse} = \frac{A.D.Q_X}{R} \cdot W_T = \frac{0,15 \times 1,62 \times 1}{5} \times 20509.92$$

$$V_{mse} = 996,78 \text{ KN}$$

$$V_{mse} = \frac{A.D.Q_Y}{R} \cdot W_T = \frac{0,15 \times 1,62 \times 1}{5} \times 20509.92$$

$$V_{mse} = 996,78 \text{ KN}$$

sens	V _{mse} (KN)	0.8xV _{mse}	V _{d,n} (ETABS)	Observation
Sens X	996,78	797,42	2236.4	vérifiée
Sens Y	996,78	797,42	2353.3	vérifiée

Donc l'effort tranchant à la base est vérifié.

V.2.6) Vérification de l'excentricité:

D'après le **RPA99/version 2003 (article 4.3.7)**, dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Soit :

- $\left\{ \begin{array}{l} C_M : \text{centre de masse.} \\ C_R : \text{centre de rigidité.} \end{array} \right.$

On doit vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} |X_{cm} - X_{CR}| \leq 5\% L_y \text{ suivant } xx. \\ |Y_{cm} - Y_{CR}| \leq 5\% L_x \text{ suivant } yy. \end{array} \right.$$

Story	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité théorique		Excentricité accidentelle	
	X _{CM}	Y _{CM}	X _{CR}	Y _{CR}	ex	ey	0.05L _x	0.05L _y
STORY1	13.74	8.523	13.412	7.529	0.328	0.994	0.89	1.39
STORY2	13.74	8.526	13.388	7.421	0.352	1.105	0.89	1.39
STORY3	13.74	8.526	13.407	7.457	0.333	1.069	0.89	1.39
STORY4	13.74	8.527	13.437	7.534	0.303	0.993	0.89	1.39
STORY5	13.74	8.528	13.467	7.614	0.273	0.914	0.89	1.39
STORY6	13.74	8.528	13.497	7.692	0.243	0.836	0.89	1.39
STORY7	13.74	8.529	13.526	7.766	0.214	0.763	0.89	1.39
STORY8	13.74	8.53	13.553	7.836	0.187	0.694	0.89	1.39
STORY9	13.741	8.765	13.571	7.885	0.17	0.88	0.89	1.39

Tableau V.10 : Excentricités théoriques et accidentelles.

Donc l'excentricité est vérifiée.

V.2.7) Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ :

L'effet P-Delta est un effet de second ordre qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales, cet effet est étroitement lié à 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 négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux de la structure.

$$\frac{p_k \Delta_k}{v_k h_k} \leq 0,1$$

P_k : Poids totale de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau «k»

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau «k».

Δk : Déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau «k-1».

h_k : Hauteur de l'étage «k».

Niv	P_k (KN)	Δ_{kx} (m)	Δ_{ky} (m)	V_{kx} (m)	V_{ky} (m)	h_k (m)	θ_{kx}	θ_{ky}	Vérification
9	2268.7891	0.0008	0.0008	254.33	277.11	3.06	0.02183775	0.02004257	OK
8	2251.0634	0.0011	0.0009	421.91	458.11	3.06	0.01795899	0.01353262	OK
7	2251.0634	0.0011	0.001	559.84	609.04	3.06	0.01353437	0.01131002	OK
6	2246.3046	0.0012	0.0011	682.85	744.1	3.06	0.01207942	0.01016135	OK
5	2242.1147	0.0013	0.0011	784.69	854.17	3.06	0.01136644	0.00883543	OK
4	2242.1147	0.0013	0.0011	862.44	936.52	3.06	0.01034174	0.00805851	OK
3	2236.0551	0.0012	0.001	923.1	999.85	3.06	0.0088948	0.00684336	OK
2	2230.5645	0.001	0.0008	965.96	1043.82	3.06	0.00706606	0.00523119	OK
1	2541.8524	0.0004	0.0003	982.68	1060.36	3.06	0.00316606	0.00220059	OK

Tableau V.11 : Vérification de leffet P-Δ

Remarque: Les effets du second ordre peuvent être négligés.

❖ **Justification du système de contreventement :**

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par l'ETABS (combinaison E_x et E_y):

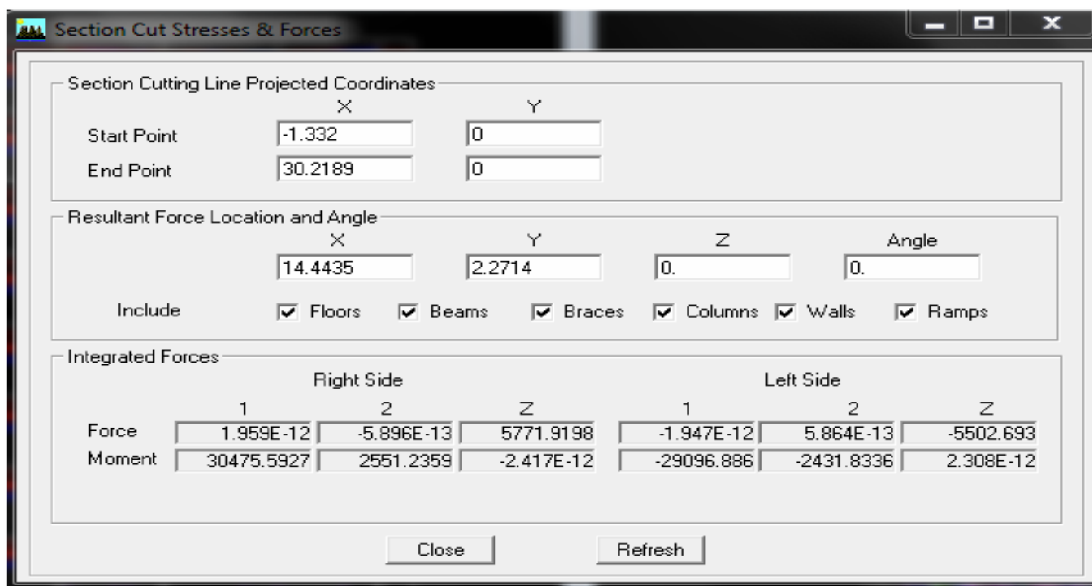
Pour déterminer la nature de système de contreventement, on suit les étapes suivantes :
 Dans le menu ETABS on choisit :

Display \Rightarrow show deformed shape et on selections la combinaison E \Rightarrow OK

View \Rightarrow set 3D view \Rightarrow on sélectionne le plan xz \Rightarrow OK

Draw \Rightarrow draw section cut et on trace une ligne de coupe sur la vue en 3D

L'effort total repris par les voiles et les portiques dans le niveau sélectionné :



L'effort total repris par les voiles seuls dans le niveau sélectionné :

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	30.0694	1.5374
End Point	-1.6028	1.5942

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	14.2333	1.5658	0.	179.8971

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	832.1152	11.0138	66.6261	832.1152	11.0138	72.2042
Moment	127.2085	20960.4886	6427.5918	151.5064	21333.9878	6427.5918

Close Refresh

L'effort total repris par les portiques seuls dans le niveau sélectionné :

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	30.0694	1.5374
End Point	-1.6028	1.5942

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	14.2333	1.5658	0.	179.8971

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	151.0604	3.4418	72.2041	151.0604	3.4418	72.2041
Moment	55.3386	2196.0291	1110.1082	55.3386	2196.0291	1110.1082

Close Refresh

$$\% V_{voile} = \frac{v_{voiles}}{v_{tot}} \times 100$$

$$\% V_{\text{portiques}} = \frac{v_{\text{portiques}}}{v_{\text{tot}}} \times 100$$

$$\% N_{\text{voile}} = \frac{N_{\text{portiques}}}{N} \times 100$$

➤ **Sens x-x :**

- Effort horizontal repris par les portiques = **15.3 %**
- Effort horizontal repris par les voiles = **84.7 %**

➤ **Sens y-y :**

- Effort horizontal repris par les portiques = **10.5 %**
- Effort horizontal repris par les voiles = **89.5 %**

Les charges verticales repris par le système de contreventement sont donnés par l'ETABS (G+0.2Q):

Charges verticales reprise par les portiques =
57.22 % Charges verticales reprise par les
voiles = **42.78 %**

Conclusion:

D'après les résultats ci-dessus, la structure est contreventée par **voiles**

VI. Ferraillage des poutres :**VI.1 .Introduction :**

Ces chapitres qui sont avenir sont l'objectif principal de toute notre étude et dans lequel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque élément sous la sollicitation la plus défavorable issue du chapitre précédent.

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont, les poutres soumises à la flexion simple dans un plan, les poteaux soumis à la flexion composée dans les deux plans et les voiles soumis à la flexion composée dans un seul plan.

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Ils seront ferrailés en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables

ELU ($1,35G+1,5Q$), accidentelles ($G+Q+E$ et $0,8G+E$) et suivant les règles du RPA99, en suite on effectuera les vérifications à l'ELU, à l'ELS et au RPA99.

VI.2- Recommandations du RPA99 sur les armatures longitudinales (Art.7.5.2.1) :**• Armatures longitudinales :**

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

- Poutre principales : $(30 \times 40) = A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$.
- Poutre secondaire : $(30 \times 35) = A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$.
- Poutres de chainage $(30 \times 25) = A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 25 = 3,75 \text{ cm}^2$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$A_{\max} = 4\%$ (b x h) en zone courante.

$A_{\max} = 6\%$ (b x h) en zone de recouvrement.

Poutres principales (30x 40) :

$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$ (zone courante).

$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$ (zone de recouvrement).

Poutres secondaires (30 x 35) :

$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$ (zone courante).

$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$ (zone de recouvrement).

Poutres de chainage (30 x 25) :

$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 25 = 30 \text{ cm}^2$ (zone courante).

$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 25 = 45 \text{ cm}^2$ (zone de recouvrement).

VI.3- Etapes de calcul des armatures longitudinales :

On est en flexion simple, donc la détermination de la section d'armature des poutres se fait en suivant les étapes suivantes :

Soit :

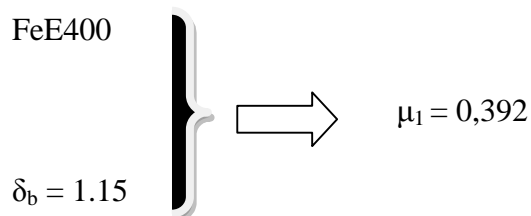
A_{st} = section d'armatures tendues.

A_{sc} = section d'armatures comprimées.

VI-3-1 On calcul le moment réduit :

$$\mu = \frac{M}{b \times f_{bu} \times d^2} \text{ avec: } f_{bu} = \frac{0,85 f_{c25}}{\gamma_b} \quad (\text{Art BAEL B66}).$$

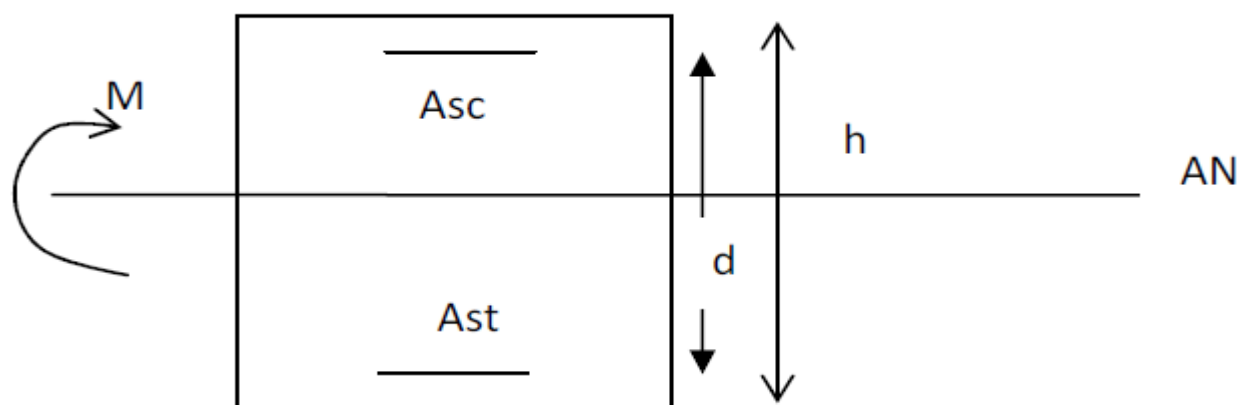
VI-3-2. Calcul du moment réduit limite (μ_1) :



En comparaison entre la valeur de μ et celle de μ_1 nous mène à deux cas qui sont à étudier :

Premier cas :

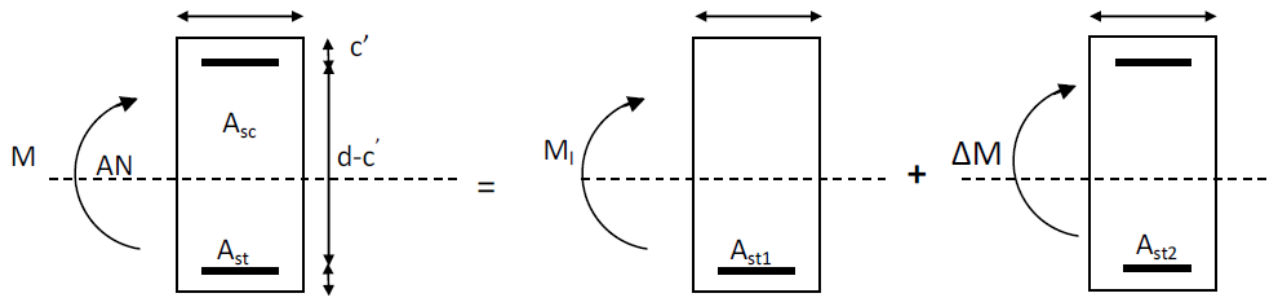
$\mu < \mu_1 \implies$ section simplement armée (SSA) \implies les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\implies A_{sc} = 0$



$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\sigma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

Deuxième cas :

$\mu \geq \mu_1 \implies$ section doublement armée (SDA).



$$\left\{ \begin{array}{l} M = M_1 + \Delta M_1 \\ M_1 = \mu b d^2 f_{bu} \end{array} \right. \quad \Delta M = M - M_1$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st} = A_{st1} + A_{st2} = \frac{M_r}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s} \\ A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s} \end{array} \right.$$

VI-4-Ferraillage des poutres :

Les calculs faits et le choix d'armatures sont résumés sous formes de tableaux.

Ferraillage des poutres principales : **(tableaux VI-1)**

b= 30 cm, h= 40 cm, d=37.5 cm

Ferraillage des poutres secondaires : **(tableaux VI-2)**

b= 30 cm, h= 35 cm, d=32,5 cm

		Ferrailage des poutres principales							
		Armatures en travée							
		M_{max} [KN.m]	Comb	Obs	β	A_{calcul} [cm ²]	A_{min} [cm ²]	Ferrailage	$A_{adopté}$ [cm ²]
1	inf	48.47	ELU	SSA	0.979	3.8	6	3HA14+2HA12	6.88
2	inf	48.18	ELU	SSA	0.979	3.8	6	3HA14+2HA12	6.88
3	inf	48.61	ELU	SSA	0.979	3.8	6	3HA14+2HA12	6.88
4	inf	50.04	ELU	SSA	0.979	3.9	6	3HA14+2HA12	6.88
5	inf	52.23	ELU	SSA	0.978	4.1	6	3HA14+2HA12	6.88
6	inf	52.01	ELU	SSA	0.978	4.1	6	3HA14+2HA12	6.88
7	inf	54.40	ELU	SSA	0.977	4.3	6	3HA14+2HA12	6.88
8	inf	55.99	ELU	SSA	0.976	4.4	6	3HA14+2HA12	6.88
9	inf	63.42	ELU	SSA	0.973	5	6	3HA14+2HA12	6.88

		Ferrailage des poutres principales							
		Armatures aux appuis							

N IV		M_{max} [KN.m]	Comb	Obs	A_{calcul} [cm ²]	A_{min} [cm ²]	Ferrailage	$A_{adopté}$ [cm ²]
1	sup	45.98	ACC	SSA	3.1	6	3HA14+2HA12	6.88
	inf	35.12	ACC	SSA	2.4		3HA14	
2	sup	68.02	ACC	SSA	4.6	6	3HA14+2HA12	6.88
	inf	35.20	ACC	SSA	2.4		3HA14	
3	sup	78.70	ACC	SSA	5.4	6	3HA14+2HA12	6.88
	inf	35.61	ACC	SSA	2.7		3HA14	
4	sup	81.41	ACC	SSA	5.3	6	3HA14+2HA12	6.88
	inf	36.77	ACC	SSA	2.5		3HA14	
5	sup	85.16	ACC	SSA	5.6	6	3HA14+2HA12	6.88
	inf	38.42	ACC	SSA	2.6		3HA14	
6	sup	82.05	ACC	SSA	5.4	6	3HA14+2HA12	6.88
	inf	38.13	ACC	SSA	2.6		3HA14	
7	sup	81.17	ACC	SSA	5.3	6	3HA14+2HA12	6.88
	inf	39.78	ACC	SSA	2.7		3HA14	
8	sup	79.88	ACC	SSA	5.5	6	3HA14+2HA12	6.88
	inf	40.77	ACC	SSA	2.7		3HA14	
9	sup	67.58	ACC	SSA	4.6	6	3HA14+2HA12	6.88
	inf	46.53	ACC	SSA	3.1		3HA14	

Ferraillage des poutres secondaires								
Armatures en travée								
N IV	M _{max} [KN.m]	Comb	Obs	β	A _{calcul} [cm ²]	A _{min} [cm ²]	Ferraillage	A _{adopté} [cm ²]
1	7.64	ELU	SSA	0.996	0.7	5.25	3HA14	4.62
2	16.79	ELU	SSA	0.991	1.5	5.25	3HA14	4.62
3	24.19	ELU	SSA	0.986	2.2	5.25	3HA14	4.62
4	28.57	ELU	SSA	0.984	2.6	5.25	3HA14	4.62
5	34.06	ELU	SSA	0.981	3.1	5.25	3HA14	4.62
6	39.8	ELU	SSA	0.977	3.6	5.25	3HA14	4.62
7	40.58	ELU	SSA	0.977	3.7	5.25	3HA14	4.62
8	42.74	ELU	SSA	0.976	3.9	5.25	3HA14	4.62
9	35.69	ELU	SSA	0.980	3.2	5.25	3HA14	4.62
Ferraillage des poutres secondaires								
Armatures aux appuis								
N IV	M _{max} [KN.m]	Comb	Obs	β	A _{calcul} [cm ²]	A _{min} [cm ²]	Ferraillage	A _{adopté} [cm ²]
1	59.17	ACC	SSA	0.974	3.3	5.25	3HA14+3HA12	8.01
	42.41	ACC	SSA	0.982	2.9		3HA14+2HA12	6.88
2	87.61	ACC	SSA	0.961	7	5.25	3HA14+3HA12	8.01
	59.43	ACC	SSA	0.74	4.7		3HA14+2HA12	6.88
3	101.76	ACC	SSA	0.956	7.7	5.25	3HA14+3HA12	8.01
	69.9	ACC	SSA	0.969	5.5		3HA14+2HA12	6.88
4	106.06	ACC	SSA	0.952	8.0	5.25	3HA14+3HA12	8.01
	70.75	ACC	SSA	0.969	5.6		3HA14+2HA12	6.88
5	105.98	ACC	SSA	0.952	8.0	5.25	3HA14+3HA12	8.01
	69.79	ACC	SSA	0.969	5.5		3HA14+2HA12	6.88
6	103.84	ACC	SSA	0.954	7.9	5.25	3HA14+3HA12	8.01
	69.32	ACC	SSA	0.969	5.5		3HA14+2HA12	6.88
7	96.69	ACC	SSA	0.957	7.5	5.25	3HA14+3HA12	8.01
	61.44	ACC	SSA	0.973	4.9		3HA14+2HA12	6.88
8	89.38	ACC	SSA	0.96	7.2	5.25	3HA14+3HA12	8.01
	55.51	ACC	SSA	0.976	4.4		3HA14+2HA12	6.88
9	76.15	ACC	SSA	0.966	6.1	5.25	3HA14+3HA12	8.01
	39.47	ACC	SSA	0.983	3.4		3HA14+2HA12	6.88

VI-5-calcul :

VI-5-1)-Calcul de la longueur de scellement des barres : (BAEL 91/ art A.6.1.23.)

$$l_s = \frac{\sigma_{fe}}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{avec} \quad \tau_{su} = 0,6 \psi^2 f_{t28} = 2,835 \text{ Mpa}$$

Pour Φ 14 : $l_s = 49.38 \text{ cm}$.

Pour Φ 12 : $l_s = 42.33 \text{ cm}$.

VI-5-2)-Calcul de la longueur d'ancrage : Art :6.1.23 /BAEL91

Pour Φ 14 : $l_a = 0.4 \times l_s = 19.75 \text{ cm}$ soit $l_a = 20 \text{ cm}$.

Pour Φ 12 : $l_a = 0.4 \times l_s = 16.93 \text{ cm}$ soit $l_a = 17 \text{ cm}$.

3)-Calcul des armatures transversales : Art A.7.2.2/BAEL 91

Selon le BAEL 91 modifiées 99 le diamètre des armatures transversales est :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_l \right) = \min (11,4 ; 30 ; 14) \text{ mm}$$

Soit $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

On choisira un cadre + un étrier $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

h : hauteur totale d'élément d'armatures longitudinales.

b : largeur d'élément $b = 25 \text{ cm}$.

Φ_l : diamètre maximale d'armatures longitudinales.

VI-5-4)-Calcul des espacements : Art A.6.1.2.4/BAEL 91

Les espacements entre les plans successifs des armatures doivent satisfaire la condition

$$s_t = \min (0.9d ; 40 \text{ cm}) = \min (33.75 ; 40 \text{ cm}) = 33.75 \text{ cm}$$

Nous allons opter pour **$s_t = 25 \text{ cm}$**

Le RPA version 2003 Art 7-5-2,2

- **Zone nodale (sur appuis) :** $s_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\Phi_l; 30 \text{ cm} \right) = (10 ; 14.4 ; 30)$

Poutres principales $S_t = 10 \text{ cm}$

Poutre secondaire $S_t = 10 \text{ cm}$

- **Zone courante (en travée) :** $s_t \leq \frac{h}{2}$

Poutres principales $S_t = 15 \text{ cm}$

Poutre secondaire $S_t = 15 \text{ cm}$

VI-6) Vérifications à l'ELU :

VI-6-1) Vérification de la condition de non fragilité :(Art A.4.2, 1 /BAEL 91 modifié 99)

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

poutres principales :

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times 30 \times 37,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,36 \text{ cm}^2$$

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

poutres secondaires :

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times 30 \times 32,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,18 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{\text{min}} \implies \text{condition vérifiée}$$

VI-6-2) Justification sous sollicitation d'effort tranchant:(Art A.5.1 /BAEL91modifiées 99)

La justification des poutres soumises à un effort tranchant se fait vis-à-vis de l'état ultime. Cette justification concerne l'âme des poutres, elle est conduite à partir de la contrainte tangente τ_u . Donc soit à vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU.

$$\text{Pour la fissuration non préjudiciables : } \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{Mpa} \right\} = 3,33 \text{MPa}$$

Poutres principales :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{115,27 \times 10^3}{300 \times 375} = 1,023 \text{MPa} < \bar{\tau}_u \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Pour les poutres secondaires :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{60,8 \times 10^3}{300 \times 325} = 0,62 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \implies \text{Condition vérifiée.}$$

VI-6-3) Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (BAEL 91/ art A.5.2.)

Influence sur le béton :

On doit vérifier la relation suivante :

$$T_u \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b \quad \text{avec : } a = 0,9 d$$

Pour les poutres principales :

$$T_{\max} = 115.27 \text{ KN} < 0,4 \times 0,3 \times 0,33 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 660 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Pour les poutres secondaires :

$$T_{\max} = 60.8 \text{ KN} < 0,4 \times 0,3 \times 0,29 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 580 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

VI-6-4)-Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales: (art 5-1-3-13 /BAEL 91)

Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime M_u est inférieure à $0,9 V_u d$, on doit prolonger au-delà du bord de l'appareil d'appui (côté travée) et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9.d} \right)$$

$$\left. \begin{array}{l} p. \text{ principales : } \frac{1,15}{400} \left(115.27 + \frac{85.05}{0,9 \cdot 0,375} \right) = 1.05 \text{ cm}^2 < 6.88 \\ p. \text{ secondaires : } \frac{1,15}{400} \left(60.8 + \frac{106.06}{0,9 \cdot 0,325} \right) = 1.21 \text{ cm}^2 < 6.88 \end{array} \right\} \quad \text{condition vérifiée}$$

Avec :

M_u : moment ultime agissant au droit de l'appui considéré

VI-6-5)-Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton :

(BAEL91 modifiées 99 Art. A.6.1,3)

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

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

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0,9d \sum u_i}$$

avec :

$\sum u_i$ = Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.

Poutres principales : $\sum u_i = 3 \pi \Phi = 3 \times 3.14 \times 14 + 2 \times 3.14 \times 12 = 207.24 \text{ mm}$

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0,9d \sum u_i} = \frac{113,79 \times 10^3}{0,9 \times 375 \times 207,24} = 1.63 \text{ Mpa}$$

Poutres secondaires : $\sum u_i = 3 \pi \Phi = 3 \times 3.14 \times 14 = 131.88 \text{ mm}$

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0,9d \sum u_i} = \frac{14,85 \times 10^3}{0,9 \times 325 \times 131,88} = 0,21 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau}_{se} > \tau_{se} \implies \text{Condition vérifiée}$$

VI-6-6)- Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art : 5.1.3.21/BAEL91)

VI-6-6)- Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art : 5.1.3.21/BAEL91) :

$$T_u \leq 0,4 \times 0,9 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{P principales } T_u = 115.27 \text{ KN} \leq 0.4 \times 0.9 \times 37.5 \frac{25}{1.5} = 225 \\ \text{P secondaire } T_u = 60.8 \text{ KN} \leq 0.4 \times 0.9 \times 32.5 \frac{25}{1.5} = 195 \end{array} \right\} \text{ condition vérifiée}$$

VI-7) Vérifications à l'ELS :

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

- Etat limite d'ouverture des fissurations.
- Etat limite de résistance du béton en compression.
- Etat limites de déformation

1) Etat limite d'ouverture des fissurations : (Art B.6.3/BAEL 91 modifié 99)

La fissuration, dans le cas des poutres, est considéré peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

2) Etat limite de résistance du béton en compression :

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \text{ avec : } \rho_1 = \frac{100A}{b_0 d}$$

Et à partir des tableaux, on extrait les valeurs de β_1 et K.

La contrainte dans l'acier est :

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

Avec :

A : Armatures adoptées à l'ELU.

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

-Vérification de l'état limite de compression du béton en travées et aux appuis des poutres principales : (Tableaux : VI.3)

	Ms (KN.m)	As(cm ²)	ρ ₁	β ₁	K	σ _s mpa	$\overline{\sigma_s}$	σ _{bc} MPa	$\overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)	Obs
Aux appuis	70.60	10.27	0.912	0.866	22.31	211.68	400	9.488	15	vérifiée
En Travées	45.73	6.88	0.611	0,884	28.29	200.5	400	7.08	15	vérifiée

-Vérification de l'état limite de compression du béton en travées et aux appuis des poutres secondaires : (Tableaux : VI.4)

	Ms (KN.m)	As(cm ²)	ρ ₁	β ₁	K	σ _s mpa	$\overline{\sigma_s}$	σ _{bc} MPa	$\overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)	Obs
Aux appuis	56.27	14.89	1.52	0.838	16.03	138.75	400	8.65	15	Vérifiée
En travées	45.73	9.24	0.947	0.862	21.66	152.28	400	7.03	15	Vérifiée

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes

Etat limite de déformation :

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

• Calcul de la flèche : BAEL 91/révisé 99 (Art .B.6.5, 1)

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens.

La valeur de la flèche sera extraite de logiciel ETABS, selon les deux sens.

$$f = \frac{l}{500}$$

➤ Poutres principales :

$$\overline{f} = \frac{l}{500} = \frac{415}{500} = 0,83 \text{ cm}$$

$$f_{etabs} = 0,041 \text{ cm} < 0,83 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ok}$$

➤ Poutres secondaires :

$$f = \frac{l}{500} = \frac{370}{500} = 0,74 \text{ cm}$$

$$f_{etabs} = 0,014 \text{ cm} < 0,74 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ok}$$

Conclusion : la flèche est vérifiée

Disposition constructive :

Conformément au CBA 93 annexe E3, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

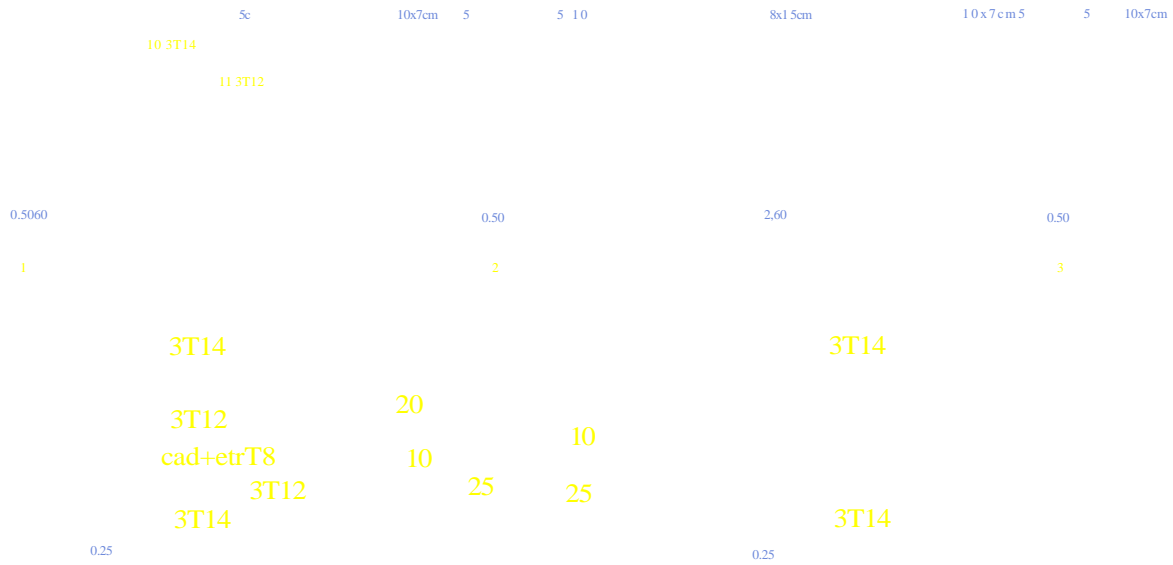
➤ La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale

A $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.

A $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui Intermédiaire voisin d'un appui de rive.

➤ La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus

égale à $\frac{1}{10}$ de la portée



Republique algerienne den
 ELQLB UVLWp.RXORRP OD
 EELLLEOWp.P J QL P OD FRQW
 Departement

(MXPip SDU

'LULJpSSU

VII.1. Introduction :

Les poteaux sont calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

	γ_s	f_{c28} (Mpa)	f_{bu} (Mpa)	Fe(Mpa)	σ_s (Mpa)
Situation durable	1,15	25	14,17	400	348
Situation accidentelle	1	25	18,48	400	400

Tableau VII.1 : caractéristiques mécanique des matériaux

Combinaisons de calcul :

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1.35 G + 1.5 Q : & \text{ELU} \\ G + Q : & \text{ELS} \\ G + Q \pm E : & \text{RPA 2003} \\ 0.8 G \pm E : & \text{RPA 2003} \end{array} \right.$$

VII.2. Recommandations du R.P.A. 2003 :**VII.2.1. Les armatures longitudinales : (R.P.A Art.7.5.2.2)**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- ❖ Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :
- Le diamètre minimal est de 12[mm].
- La longueur minimale de recouvrement $L_R = 40 \phi$ (en zone IIa)
- La distance entre les barres longitudinales dont une face ne doit pas dépasser 25cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critique).
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.

❖ **Le pourcentage minimal d'armatures est de 0,8% (en zone IIa)**

- **Poteaux (45×45) :**
 $A_{min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$
- **Poteaux (40×40) :**
 $A_{min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$
- **Poteaux (35×35) :**
 $A_{min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2$

❖ **Le pourcentage maximal en zone de recouvrement est de 6%**

- **Poteaux (45×45) :**
 $A_{max} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$
- **Poteaux (40×40) :**
 $A_{max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$
- **Poteaux (35×35) :**
 $A_{max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$

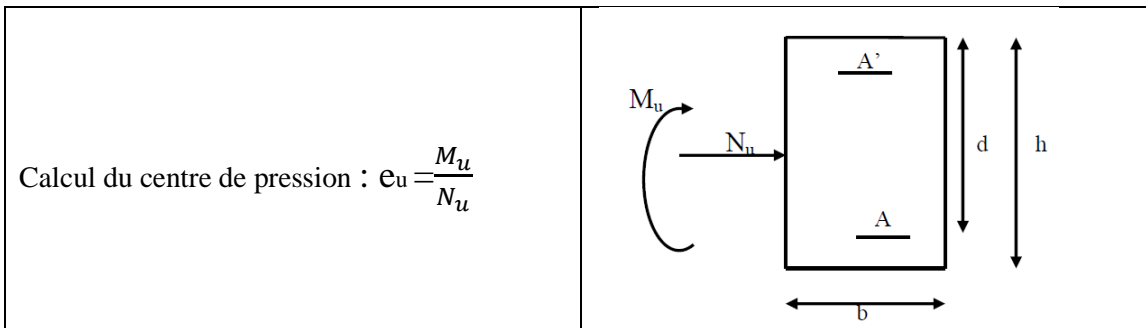
❖ Le pourcentage maximal en zone courante est de 3%bh

- **Poteaux (45×45) :**
 $A_{max} = 0,03 \times 45 \times 45 = 60,75 \text{ cm}^2$
- **Poteaux (40×40) :**
 $A_{max} = 0,03 \times 40 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$
- **Poteaux (35×35) :**
 $A_{min} = 0,03 \times 35 \times 35 = 36,75 \text{ cm}^2$

Exposé de la méthode de calcul à l'ELU:

Chaque poteau est soumis à un effort normal **N** (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant **M**, ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).



a) Section partiellement comprimée (S.P.C)

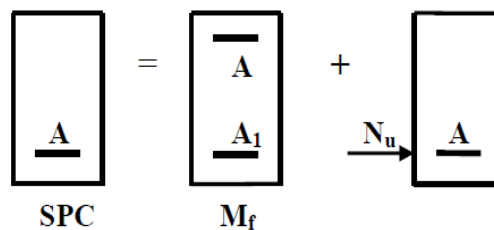
La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_u > \left(\frac{h}{2} - c \right) \\ N_u (d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81c) b h^2 f_{bu} \end{array} \right.$$

Avec

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

M_f : Moment fictif.



Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}}$$

Si $\mu \leq \mu_- = 0.392$ la section est simplement armée. (SSA)

μ Tableau $\rightarrow \beta$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

<p>La section réelle d'armature est $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$</p>	
---	--

Si $\mu \geq \mu_{-} = 0.392 = 0.392$ la section est doublement armée. (SDA)

et on calcul $M_r = \mu b d^2 f_{bu}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

Avec: $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée

La section réelle d'armature ; $A_s = A'$; $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

b) Section entièrement comprimée (S.E.C) :

$$\begin{cases} e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c \right) \\ N_u (d - c') - M_f > (0.337 - 0.81 c') b h^2 f_{bu} \end{cases}$$

Deux cas peuvent se présenter :

➤ Si : $(0.337h - 0.81 \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bu} < N_u (d - c') - M_f < (0.5 - \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bu}$

Les sections d'armatures sont :

$$A' = \frac{N - 100 \Psi b h f_{bu}}{100 \sigma_s}$$

Avec:

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bu}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

Si $N_u (d - c') - M_f \geq (0.5 - \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bu}$

Les sections d'armatures sont :

$$A' = \frac{M_f - b h f_{bc} (d - 0.5h)}{\sigma_s (d - c')} \quad A = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A'$$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ® compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera :

$$A = \frac{N_u - B f_{bu}}{\sigma_s}$$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

VII.1.1 Calcul du ferrailage des poteaux:

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul manuel et automatique à l'aide du logiciel «SOCOTEC ».

Comparaison entre la méthode de calcul manuel et SOCOTEC :**a) Exemple de calcul manuel :****Poteaux 45x45 (EL U)**

$$N_u = -1653.96 \text{ KN} \longrightarrow M_{\text{cor}} = 2.28 \text{ KN.m (effort de compression)}$$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0.001$$

Calcul de moment fictif à la flexion simple :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{c} - c \right)$$

$$M_f = 2.28 + 1653.96 \left(\frac{0.45}{2} - 0.03 \right) = 324.8 \text{ kN.m}$$

Vérification de la 1^{ere} condition :

$$\left(0.337 - 0.81 \frac{0.03}{0.45} \right) 0.45 \times 0.45^2 \times 14.2 \times 10^3 < 1653.96(0.42 - 0.03) - 324.8 <$$

$$\left(0.5 - \frac{0.03}{0.45} \right) 0.45 \times 0.45^2 \times 14.2 \times 1000 = 314.22 < 329.23 < 560.2$$

$$(d - c') N_u - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$$

$$1653.96(0.42 - 0.03) - 324.8 < \left(0.337 - 0.81 \frac{0.03}{0.45} \right) 0.45 \times 0.45^2 \times 14.2 \times 10^3$$

$$320.24 < 366.2$$

⇒ la condition est vérifiée donc la section est partiellement comprimée.

Condition

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} \quad \mu = 0.371$$

$\mu \leq \mu = 0.392$ la section est simplement armée (SSA). ($A' = 0$)

$$\mu = 0.173 \rightarrow \beta = 0.852$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_1 = \frac{324.8}{0.852 \times 0.37 \times 348} = 29.6$$

$$A_s' = A', \quad A_s = A_1 \pm \frac{N_u}{\sigma_s} = 29.6 + \frac{1653.96}{348} \times 10 = 17.23$$

SECTION (cm ²)	COMB	SOLLICITATIONS	N(KN)	SENS	Mu (KNm)	e _u (cm)	OBS	As (cm ²)	A' (cm ²)	Amin (cm ²)	ferr	A ^{adoptee} (cm ²)		
POT 45x45 NIV 1, 2, 3,4	ELU	N _{max}	1653.96	XX	2.28	0.001	SEC	0	0	16.2	4HA16+8HA14	20.36		
				YY	2.38	0.001		0	0					
		N _{min}	171.67	XX	18.36	0.10		0	0					
				YY	6.34	0.036		0	0					
		N _{cor}	673.56	XX	55.17	0.081		0	0					
				YY	58.71	0.104		0	0					
	ACC	N _{max}	1250.61	XX	1.05	0.0008		SPC	0				0	
				YY	10.15	0.008			0				0	
		N _{min}	13.25	XX	10.73	0.809			0				0.53	
				YY	4.47	0.337			0				0.1	
		N _{cor}	673.56	XX	55.17	0.081			SEC				0	0
				YY	74.32	0.260			SPC				0	1.28
POT 40x40 NIV 5, 6, 7	ELU	N _{max}	881.46	XX	10.3	0.09	SEC	0	0	12.8	4HA16+4HA14	14.2		
				YY	2.29	0.002		0	0					
		N _{min}	78.44	XX	19.84	0.252		SPC	0				0.38	
				YY	6.92	0.088		SEC	0				0	
		N _{cor}	407.15	XX	30.6	0.075		SPC	0				0	
				YY	64.17	0.228			0				1.37	
	ACC	N _{max}	666	XX	5.73	0.008		SEC	0				0	
				YY	6.11	0.009			0				0	
		N _{min}	11.04	XX	3.41	0.308			SPC				0	0.09
				YY	1.51	0.136			SEC				0	0
		N _{cor}	305.93	XX	49.3	0.161			SPC				0	0
				YY	65.98	0.374							0	2.89
POT 35x35 NIV 8,9	ELU	N _{max}	348.77	XX	11.37	0.032	SEC	0	0	9.8	8HA14	12.32		
				YY	1.33	0.003		0	0					
		N _{min}	22.53	XX	24.46	1.085		SPC	0				1.89	
				YY	7.8	0.346			0				0	
		N _{cor}	126.61	XX	32.67	0.258		SEC	0				1.19	
				YY	60.87	0.553			0				4.3	
	ACC	N _{max}	260.68	XX	6.89	0.026		SEC	0				0	
				YY	3.47	0.013			0				0	
		N _{min}	4.98	XX	8.48	1.702			SPC				0	0.68
				YY	0.43	0.086			SEC				0	0
		N _{cor}	96.84	XX	40.14	0.414			SPC				0	2.34
				YY	55.09	0.730							0	4.15

Tableau VII.2.Ferrailage des Poteaux

VII.4. Les armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, **leur but essentiel** :

Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.

Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

VII.4.1. Diamètre des armatures transversales : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

$$\varnothing_t = \frac{\varnothing_l}{3} = \frac{14}{3} = 4.66 \text{ mm} \text{ soit } \varnothing_t = 8 \text{ mm}$$

\varnothing_t : Diamètre max des armatures longitudinales. (Art.7.5.2.2 RPA99 version 2003).

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en \varnothing_8

VII.4.1.2. Calcul des espacements :

-L'espacement des armatures transversales : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

$$S_t \leq \min (15 \varnothing_L^{\min} ; 40\text{cm}, a+10 \text{ cm}) = \min (15 \times 1.4 , 40 , 35+10) \implies S_t \leq 21$$

Avec :

a: est la petite dimension du poteau

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

D'après le RPA99 version 2003. (Art.7.4.2.2)

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min (10 \varnothing_L^{\min} ; 15\text{cm}) = \min (10 \times 1.4 ; 15\text{cm}) = 14 \text{ cm}$$

- **Zone de recouvrement :**

$$S_t \leq 15 \varnothing_L^{\min}$$

\varnothing : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau

VII.4.1.3. Vérification de la quantité d'armatures transversales :

(R.P.A. Version 2003, Art.7.4.2.2)

La quantité des armatures transversales donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda g \geq 5 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b_1 \\ \text{Si } \lambda g \leq 3 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0,8\% S_t \times b_1 \\ \text{Si } 3 < \lambda g \leq 5 \dots\dots\dots \text{interpoler entre les deux valeurs précédentes} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{b_1} : \text{Dimension de la section droite du poteau dans la direction considère.} \\ \lambda g = \text{Elancement géométrique du poteau.} \\ \\ \lambda g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda g = \frac{l_f}{b} \\ l_f = 0,707 l_0 \\ \\ l_f : \text{longueur de flambement du poteau.} \\ i_0 : \text{hauteur libre du poteau.} \end{array} \right.$$

- Etages RDC, 1, 2,3 : Poteaux (45 x 45)

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,06}{0,45} = 4,8 < 5 \\ \text{Zone nodale : } A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv} \\ \text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,025 \text{ cm}^2 > 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cnv} \end{array} \right.$$

- Etages 4,5 et 6 : Poteaux (40 x 40)

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,06}{0,40} = 5,40 > 5 \\ \text{Zone nodale : } A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv} \\ \text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv} \end{array} \right.$$

- Etages 7, et 8 : Poteaux (35 x 35)

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,06}{0,35} = 6,18 > 5 \\ \text{Zone nodale : } A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv} \\ \text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,575 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv} \end{array} \right.$$

Remarque :

On remarque que la condition du RPA sur la section minimale n'est pas vérifiée dans la zone courante, donc nous avons le choix entre, augmenter le diamètre des cadres, on optant pour les HA10, ou bien diminuer l'écartement St à 12cm, et pour des raisons de mise en œuvre, nous avons opté pour le deuxième choix.

$$\implies \text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0,003 \times 12 \times 45 = 1,62 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

VII.5. Vérifications à l'ELS :**VII.5.1. Etat limite de compression du béton :**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte admissible de l'acier : } \overline{\sigma}_s = 384 \text{ Mpa.} \\ \text{Contrainte admissible du béton : } \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

Le calcul des contraintes du béton et de l'acier se fera dans les deux directions **x-x** et **y-y**.

• Deux cas peuvent se présenter :

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \implies \text{Section entièrement comprimée.}$$

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \implies \text{Section partiellement comprimée.}$$

• **A) Vérification d'une section entièrement comprimée :**

On calcul l'aire de la section homogène totale : $S = b \cdot h + 15(A_s + A'_s)$

On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au dessus du

centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times (0.5 \times h - d') - A_s (d - 0.5 \times h)}{b \times h + 15(A_s + A'_s)}$$

• On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times X_G^2 + 15 [A'_s (0.5 \times h - d' - X_G)^2 + A_s (d - 0.5 \times h + X_G)^2]$$

• **Les contraintes dans le béton valent :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{sup}} = \frac{N_S}{S} + \frac{N_S \cdot (e_s - X_G) \times (\frac{h}{2} - X_G)}{I} \quad \Rightarrow \quad \text{Sur la fibre supérieure} \\ \sigma_{\text{inf}} = \frac{N_S}{S} + \frac{N_S \cdot (e_s - X_G) \times (\frac{h}{2} + X_G)}{I} \quad \Rightarrow \quad \text{Sur la fibre inférieure} \end{array} \right.$$

Enfinement on vérifie : $\max(\sigma_{\text{sup}}, \sigma_{\text{inf}}) \leq \overline{\sigma_{bc}}$

Remarque :

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une SPC

• **B) Vérification d'une section partiellement comprimée :**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + L_c$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} y_1 : \text{la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.} \\ y_2 : \text{la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression } C_p. \\ L_c : \text{la distance entre le centre de pression } C_p \text{ et la fibre la plus comprimée.} \end{array} \right.$$

y_2 : est à déterminer par l'équation suivante : $y_2^3 + p y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} L_c = \frac{h}{2} - e_s \\ p = -3 L_c^2 - \frac{90 A'_s}{b} (L_c - C') + \frac{90 A_s}{b} (d - L_c) \\ q = -2 L_c^3 - \frac{90 A'_s}{b} (L_c - C')^2 + \frac{90 A_s}{b} (d - L_c)^2 \end{array} \right.$$

- **La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :**

On calcul $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si $\Delta \geq 0$: alors il faut calculer

$$t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q), u = t^{1/3} \implies y_2 = u - \frac{p}{3 \times u}$$

si $\Delta < 0$ on calcul alors :

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|p|}} \quad \text{puis} \quad a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$$

Après on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) y_2^1 = \cos \varphi \left(\frac{\varphi}{3} \right) \\ 2) y_2^2 = \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right) \\ 3) y_2^3 = \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right) \end{array} \right.$$

On retiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + L_c < h$

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15 [A_s (d - y_1)^2 + A_s' (y_1 - c')^2]$$

Finalement : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 - N_s}{I} \times y_1 \leq \overline{\sigma}_{bc}$

- **Les contraintes obtenues sont :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bs} : \text{Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.} \\ \sigma_{ss} : \text{Contrainte max dans les aciers supérieure.} \\ \sigma_{bi} : \text{Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.} \\ \sigma_{si} : \text{Contrainte max dans les aciers inférieure.} \end{array} \right.$$

Les contraintes positives représentent des **compressions**, et les négatives des **tractions**.

- **Le calcul des contraintes est résumé dans le tableau suivant :**

A l'aide de logiciel [SOCOTEC], la vérification à l'ELS nous donne les résultats présentés dans les tableaux suivant :

Etage	Section adopté cm ²	N _s [kn]	M _s [kn.m]	σ _{bs} [MPa]	σ _{ss} [MPa]	σ _{si} [MPa]	σ _{bi} [MPa]	obs
RDC,1,2,3 (45×45) Cm ²	20.36	1181.84	1.63	4.55	68.1	66.4	4.42	CV
			1.69	4.55	68.1	66.4	4.42	
		122.95	13.10	0.97	13.7	0.27	0	
			4.74	0.65	9.42	4.57	0.28	
		568.9	18.19	2.86	41.7	23.1	1.46	
402.21	41.9	3.14	44.4	1.4	0			
4, 5, 6 (40×40) Cm ²	14.2	630.58	7.36	3.54	52.3	41.1	2.68	CV
			1.62	3.21	47.9	45.4	3.02	
		56.27	14.17	1.22	16.2	-13.6	0	
			4.94	0.57	7.94	0.39	0	
		278.34	21.87	2.65	37.3	3.91	0.1	
201.14	45.82	4.02	53.6	-39.7	0			
7, 8 (35×35) Cm ²	12.32	250.53	8.13	2.25	32.4	14.8	0.89	CV
			0.94	1.65	24.6	22.6	1.49	
		16.26	17.55	1.85	22.4	-42.9	0	
			5.6	0.65	8.26	-9.97	0	
		102.31	22.22	2.76	36	-28.5	0	
79.86	43.56	4.83	59.8	-92.8	0			

Tableau VII-3 : calcul des contraintes.

Conclusion :

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

VII.5.2. Vérification contraintes tangentielles : (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003)

On doit vérifier : $\tau_b \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_b \times f_c 28$

$\lambda_g \geq 5$: $\rho_b = 0.075 \longrightarrow \overline{\tau_{bu}} = 1.875$ Mpa

$\lambda_g < 5$: $\rho_b = 0.04 \longrightarrow \overline{\tau_{bu}} = 1$ Mpa

$$\tau_b = \frac{T_U}{b d}$$

• Poteaux RDC et 1, 2 et 3^{ème} étage (45x45) :

Sens x-x :

$$\tau_b = \frac{3.94 \times 10^3}{450 \times 425} = 0.02 \text{ Mpa.}$$

Sens y-y :

$$\tau_b = \frac{8.47 \times 10^3}{450 \times 425} = 0.04 \text{ Mpa.}$$

- Poteaux 4, 5 et 6^{ème} étages (40x40) :

Sens x-x :

$$\tau_b = \frac{7.46 \times 10^3}{400 \times 375} = 0.05 \text{ Mpa}$$

Sens y-y :

$$\tau_b = \frac{7.08 \times 10^3}{400 \times 375} = 0.04 \text{ Mpa}$$

- Poteaux 7, 8 étages (35x35) :

Sens x-x :

$$\tau_b = \frac{7.46 \times 10^3}{350 \times 325} = 0.06 \text{ Mpa}$$

Sens y-y :

$$\tau_b = \frac{7.08 \times 10^3}{350 \times 325} = 0.06 \text{ Mpa}$$

Conclusion :

Les contraintes tangentielles sont vérifiées.

VII.5.3. Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL91 modifiée 99)

La sollicitation provoquant la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entraîner dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte au plus égale à la limite élastique f_e

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

niveau	section	sens	N(KN)	M(KN.m)	e_s (cm)	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adap}(cm^2)$	obs
RDC 1,2,3	45x45	x-x	$N_{max}= 1181.84$	$M_{cor} =1.63$	0.137	5.716	20.36	CV
			$N_{min}=122.95$	$M_{cor} =1.69$	1.374	6.367		
			$N_{cor}=-568.9$	$M_{max} =18.19$	3.197	7.957		
		y-y	$N_{max}= 1181.84$	$M_{cor} =1.69$	0.142	5.718		
			$N_{min}= 122.95$	$M_{cor} =4.74$	3.855	8.886		
			$N_{cor}=402.21$	$M_{max} =41.9$	10.417	-8.029		
4,5,6	40x40	x-x	$N_{max}= 630.58$	$M_{cor} =7.36$	1.167	4.985	14.2	CV
			$N_{min}=56.27$	$M_{cor} =14.17$	25.182	0.805		
			$N_{cor}= 278.34$	$M_{max}=-21.87$	7.857	-13.114		
		y-y	$N_{max}= 630.58$	$M_{cor} =1.62$	0.256	4.553		
			$N_{min}= 56.27$	$M_{cor} = 4.94$	8.779	-8.141		
			$N_{cor}=201.14$	$M_{max}=45.82$	22.780	0.653		
7,8	35x35	x-x	$N_{max}=250.53$	$M_{cor} =8.13$	3.245	5.714	12.32	CV
			$N_{min} = 16.26$	$M_{cor} =17.55$	107.933	1.252		
			$N_{cor} =102.31$	$M_{max}=-22.22$	21.718	0.604		
		y-y	$N_{max}= 250.53$	$M_{cor} =0.94$	0.375	3.502		
			$N_{min} = 16.26$	$M_{cor} =5.6$	34.440	0.947		
			$N_{cor} = 79.86$	$M_{max}=43.56$	54.545	1.122		

Tableau VII-3: vérification la Condition de non fragilité

Introduction :

Un voile se comporte comme une console verticale, encastré en pied dans ses fondations et soumis à des charges réparties ou concentrées à chaque plancher.

Donc le voile est sollicité par :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, et d'exploitations ainsi que la charge sismique.

Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement ce qui nécessitera une disposition du ferraillage suivant :

- Sur le plan vertical (acier verticaux)
- Sur le plan horizontal (acier horizontaux)

Etant donné que ces murs sont associés à des poteaux on les considère faisant partie intégrante de ces derniers on aura finalement un seul élément en section en : I&T

VIII-1 Ferraillage des voiles :

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

VIII-1-1 Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{B} : \text{section du béton.} \\ \mathbf{I} : \text{moment d'inertie du trumeau.} \\ \mathbf{V \text{ et } V'} : \text{bras de levier ; } V = V' = \frac{L}{2} \end{array} \right.$$

Le calcul se fera pour des bandes de longueur « d » données par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_e : \text{Hauteur entre nus de plancher du voile considérée.} \\ L_c : \text{Longueur de la zone comprimée.} \\ L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L \\ L_t = L - L_c \quad (\text{longueur tendue}) \end{array} \right.$$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues.

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d_1)\sigma_{\min}}{L_t}$$

a-Section entièrement comprimée et entièrement tendus :

Section entièrement comprimée	entièrement tendus
$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} d \cdot e$	$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} d \cdot e$
$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} d \cdot e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} d \cdot e$

Avec : e : épaisseur de voile.

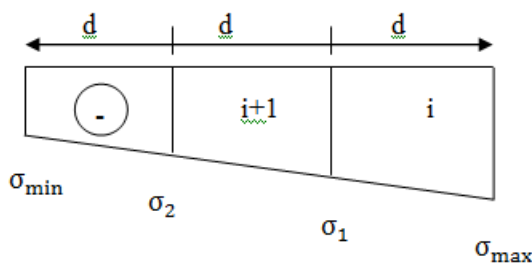


Figure VIII-1 : diagramme d'une section entièrement tendus.

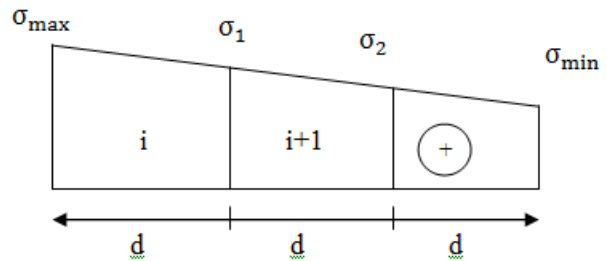
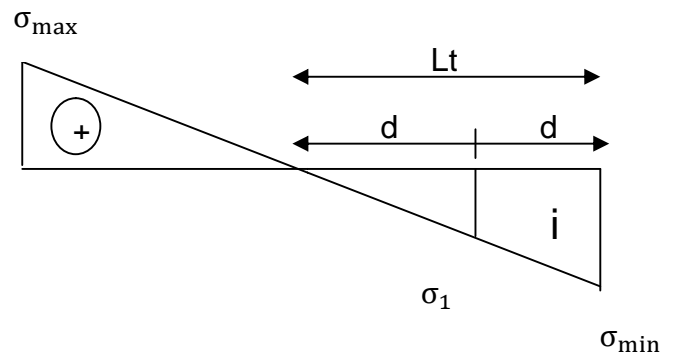


Figure VIII-2 : diagramme d'une section entièrement comprimée.

b-Section partiellement comprimée:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} d \cdot e \\ N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} d \cdot e \end{array} \right.$$



VIII-2 Armatures verticales :

a-Section entièrement comprimée :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{vi} = \frac{N_i + B \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \\ B: \text{section de voile.} \end{array} \right.$$

b-section entièrement tendus et partiellement comprimée :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

- **Armature minimal :**

-compression simple:

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2 \text{ ml} \quad (\text{Art A. 8. 1, 21BAEL99}) \\ 0,2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0,5\% \end{array} \right.$$

-Traction simple:

$$A_{min} \geq \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu.

VIII-2 Prescriptions pour le ferraillage des voiles :

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et le règlement parasismique algérien **RPA 99/version 2003**.

a- Prescription pour les aciers verticaux :

Le ferraillage vertical sera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexions composées en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99 décrites ci-dessous :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.2% de la section horizontal du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égale à 15 cm .
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b- Prescription pour les aciers horizontaux :

- Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi de coffrage la plus voisine.

- Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10Ø** et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales. $A_H \geq \frac{A_V}{4}$
- Dans le cas où il existe des talons de rigidités, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.
- **Armatures de couture :**
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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{T}}{f_e} \quad \text{avec} \quad \bar{T} = 1,4T \\ T : \text{Effort tranchant calculée au niveau considéré.} \end{array} \right.$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

c- Prescriptions communes :

- **L'espacement** des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petites des deux valeurs suivantes : (**Art 7.7.43 RPA99 version2003**)
 $S \leq 1,5 e$ e : épaisseur du voile
 $S \leq 30 \text{ cm}$

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 15cm

- Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile A_v et $A_h \geq 0,15 \% B$
 - Zone courante : A_v et $A_h \geq 0,10 \% B$
B : Section du béton
- Les **armatures transversales** sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (**7.7.4.3 du RPA 2003**).
- Les deux **nappes d'armatures** doivent être reliées avec au moins quatre(04) épingles au mètre carré de surface. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un **potelet armé** par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile. (**RPA 99/Art7.7.4.1**)
- **Longueur de recouvrement :** (**Art 7.7.4.3 RPA99 version2003**)
 - 40Ø pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- $20\varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- **Diamètre maximum: (Art A.7.7.4.3 RPA99 version 2003).**
 - Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\varphi_{\max} = \frac{e}{10} = 20 \text{ mm}$$

VII-3-8 Vérifications à L'ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_s = G + Q \\ \sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

N_s : Effort normal appliqué.
B : Section du béton.
A : Section d'armatures adoptée.

-Vérification de la contrainte de cisaillement :

Selon le RPA99 (version 2003) :

$$\tau_b = \frac{1,4T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{d} : \text{Hauteur utile (d = 0.9 h).} \\ \mathbf{h} : \text{Hauteur totale de la section brute.} \\ \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right) = 2,5 \text{ Mpa} \quad \text{(BAEL 91)} \\ \tau_u : \text{Contrainte de cisaillement.} \end{array} \right.$$

-Exemple de calcul

Soit à calculer le ferraillage du voile (VT1, VT2, VT3, VT4, VT6, VT7, VT8, VT9) dans la zone **III**:

-Caractéristique géométriques :

$$L=1.975 \text{ m} \quad ; \quad e=0,15 \text{ m} \quad ; \quad B=e \times L=0,15 \times 1.975= 0.29625 \text{ m}^2; \quad v = v' = 0.985 \text{ m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = 6336.72 \text{ KN m}^2 \\ \sigma_{\min} = -6618.89 \text{ KN m}^2 \end{array} \right.$$

⇒ La section est partiellement comprimée **SPC**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La largeur de la zone comprimée :} \\ L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L = \frac{6336.72}{6336.72 + 6618.89} \times 2.025 = 0,97\text{m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La largeur de la zone tendue :} \\ L_t = L - L_c = 2.025 - 0,97 = 1,05\text{m} \end{array} \right.$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

-Calcul de la longueur d :

$$\text{Soit } d_1 = d_2 = \frac{L_t}{2} = 0,5\text{m}$$

1^{er} bande :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{(L_t - d)\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{(1,05 - 0,5)6618.89}{1,05} = 3309.445 \text{ KN m}^2 \\ N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = 375.67 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{375.67}{400 \times 10^{-1}} = 9.39 \text{ cm}^2$$

2^{eme}

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{3309.445}{2} \times 0,5 \times 0,15 = 125.22 \text{ KN}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{125.22}{400 \times 10^{-1}} = 3.13 \text{ cm}^2$$

Section minimal: $A_{\min} \geq \max\left(\frac{Bf_{t28}}{f_e}; 0,2\%B\right)$

$$A_{\min} = \max\left(\frac{0,15 \times 0,5 \times 2,1 \times 10^4}{400}; 0,002 \times 0,27 \times 10^4\right) = 4,72 \text{ cm}^2$$

Espacement :

zone courante $S \leq \min\{1,5xe; 30\text{cm}\} = 22.5$ soit $S_t = 20\text{cm}$

zone d'extrémité d; $D = \frac{S_t}{2} = 10\text{cm}$

Calcul de N :**Les armatures calculées :**

$$A_1 = 9.39 \text{ cm}^2$$

- Le ferraillage adopté :

$$A = 2 \times 5 \text{HA}12 = 11.3 \text{ cm}^2.$$

-Armatures horizontales:

$$D \text{ après le BAEL91 : } A_h = \frac{A_v}{4} = \frac{11.3}{4} = 5.39 \text{ cm}^2$$

$$D' \text{ après le (RPA99 version 2003) : } A_H \geq 0,15\% B = 3.95.$$

$$A_h = \frac{2.83}{2} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{nappe}$$

Soit **6HA10 = cm²/ml avec S_t=16cm**

Armature transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré. Soit HA8

Vérification des espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire

$$S_t \leq \min(1,5e ; 30\text{cm}) = 30\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :**Selon le RPA 2003**

$$\tau_b = \frac{1,4T}{e \cdot d} = \frac{1,4 \times 22.78}{0,15 \times 0,9 \times 2.76} 10^{-3} = 0,085 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa} \rightarrow \text{CV}$$

D'après le BAEL99

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA}\right) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{22.78}{0,15 \times 0,9 \times 2.76} 10^{-3} = 0.061 \text{ MPA} < 2,5 \text{ MPA} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Verification à l'ELS:

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A_v} = \frac{840.16}{0,23 \times 10^6 + 15 \times 15.82 \times 10^2} = 3.32 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Le calcul de ferraillage des voiles est résumé sur les tableaux suivant :

longitudinaux VL1, VL2, VL3, VL4, VL6, VL7.VL8, VL9

Zones		Zone I	Zone II	Zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.025	2	1.975		
	e (m)	0.15	0.15	0.15		
	B (m)	0.30375	0.3	0.29625		
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	2741.00	3714.79	6336.72		
	σ_{\min} [KN/m ²]	-6410.75	-6067.45	-6618.89		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	22.78	26.38	36.38		
	L _t (m)	1.42	1.24	1.01		
	L _c (m)	0.61	0.76	0.97		
	d (m)	0.709	0.620	0.505		
	σ_1 [KN/m ²]	3205.375	3033.725	3309.445		
	N (kN)	N ₁	511.52	423.38	375.67	
		N ₂	170.506	141.125	125.222	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	12.79	10.58	9.39	
		A _{v2}	4.26	3.53	3.13	
	A _{v1} (cm ²)		0.88	1.02	1.40	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{v1} /4	13.01	10.84	9.74	
		A2=A _{v2} +A _{v1} /4	4.26	3.78	3.48	
	A _{min} (cm ²)		4.72	4.88	3.97	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	15.4	15.4	11.3	
		Bonde 2	6.16	6.16	4.52	
	Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x5HA14	2x5HA14	2x5HA12
			Bonde 2	2x2HA14	2x3HA14	2x2HA12
S _t (cm)		Bonde1	10	10	10	
		Bonde 2	20	20	20	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		3.19	2.79	2.27		
A _H /nappe (cm ²)		3.85	3.85	2.83		
Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA10	6HA10	6HA10		
ep =16cm		(A=4.68cm ²)	(A=4.68cm ²)	(A=4.68cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0.083	0.098	0.136	
		τ_b (MPa)	0.117	0.137	0.191	
	ELS	N _s (kN)	840.16	484.42	187.34	
σ_b (MPa)		2.50	1.46	0.59		

Voiles transversaux VT10, VT11, VT12, VT13,

Zones		Zone I	Zone II	Zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.025	2	1.975		
	e (m)	0.15	0.15	0.15		
	B (m)	0.30375	0.3	0.29625		
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	3420.17	3207.13	4624.34		
	σ_{\min} [KN/m ²]	-5463.57	-4535.53	-4535.32		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	32.71	54.51	69.64		
	L _t (m)	1.25	1.17	0.98		
	L _c (m)	0.78	0.83	1.00		
	d (m)	0.623	0.586	0.489		
	σ_1 [KN/m ²]	2731.785	2267.765	2267.660		
	N (kN)	N ₁	382.74	298.89	249.47	
		N ₂	127.580	99.632	83.158	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	9.57	7.47	6.24	
		A _{v2}	3.19	2.49	2.08	
	A _{vi} (cm ²)		1.26	2.10	2.68	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	9.88	8.00	6.91	
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	3.19	3.02	2.75	
	A _{min} (cm ²)		5.40	4.61	3.85	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	15.4	15.4	11.3	
		Bonde 2	6.16	6.16	4.52	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x5HA14	2x5HA14	2x5HA12
			Bonde 2	2x2HA14	2x3HA14	2x2HA12
S _t (cm)		Bonde1	10	10	10	
		Bonde 2	20	20	20	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		2.80	2.64	2.20		
A _H /nappe (cm ²)		3.85	3.85	2.83		
Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA10	6HA10	6HA10		
ep =16cm		(A=4.68cm ²)	(A=4.68cm ²)	(A=4.68cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0.120	0.202	0.261	
		τ_b (MPa)	0.168	0.283	0.366	
	ELS	N _s (kN)	861.08	516.16	210.54	
σ_b (MPa)		2.56	1.55	0.66		

Voile transversal V5

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.125	2.1	2.075	
	e (m)	0.15	0.15	0.15	
	B (m)	0.31875	0.315	0.31125	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	6710.45	5413.65	3671.96	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-9756.14	-8877.71	-6618.88	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	16.39	17.95	23.34	
	L _t (m)	1.26	1.30	1.33	
	L _c (m)	0.87	0.80	0.74	
	d (m)	0.630	0.652	0.667	
	σ_1 [KN/m ²]	4878.070	4438.855	3309.440	
	N (kN)	N ₁	690.93	651.43	496.89
		N ₂	230.310	217.145	165.629
	A _v (cm ²)	A _{v1}	17.27	16.29	12.42
		A _{v2}	5.76	5.43	4.14
	A _{vj} (cm ²)		0.63	0.69	0.90
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	17.43	16.46	12.65
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	5.76	5.60	4.37
	A _{min} (cm ²)		5.40	5.14	5.25
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	18.48	18.48	13.56
Bonde 2		9.04	9.04	9.04	
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x6HA14	2x6HA14	2x6HA12
		Bonde 2	2x4HA12	2x4HA12	2x4HA12
	S _t (cm)	Bonde1	10	10	10
		Bonde 2	20	20	20
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		2.83	2.94	3.00
	A _H /nappe (cm ²)		4.62	4.62	3.39
	Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA10	6HA10	6HA10
ep =16cm		(A=4.68cm ²)	(A=4.68cm ²)	(A=4.68cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0.057	0.063	0.083
		τ_b (MPa)	0.080	0.089	0.117
	ELS	N _s (kN)	931.66	523.23	210.81
σ_b (MPa)		2.59	1.47	0.61	

Voile Longitudinal V14

		Zone I	Zone II	Zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.9	1.9	1.9		
	e (m)	0.15	0.15	0.15		
	B (m)	0.285	0.285	0.285		
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	3361.25	3090.28	2571.96		
	σ_{\min} [KN/m ²]	-7808.84	-7301.96	-5618.88		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	47.75	60.81	76.93		
	L _t (m)	1.33	1.34	1.30		
	L _c (m)	0.57	0.56	0.60		
	d (m)	0.664	0.668	0.652		
	σ_1 [KN/m ²]	3904.420	3650.980	2809.440		
	N (kN)	N ₁	583.44	548.33	411.95	
		N ₂	194.478	182.778	137.318	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	14.59	13.71	10.30	
		A _{v2}	4.86	4.57	3.43	
	A _{vj} (cm ²)		1.84	2.34	2.96	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	15.05	14.29	11.04	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	4.86	5.15	4.17	
	A _{min} (cm ²)		5.40	5.26	5.13	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	18.48	18.48	13.56	
		Bonde 2	11.3	11.3	11.3	
	Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x6HA14	2x6HA14	2x6HA12
			Bonde 2	2x5HA12	2x5HA12	2x5HA12
S _t (cm)		Bonde1	10	10	10	
		Bonde 2	20	20	20	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		2.99	3.00	2.93		
A _H /nappe (cm ²)		4.62	4.62	3.39		
Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA10	6HA10	6HA10		
ep =16cm		(A=4.68cm ²)	(A=4.68cm ²)	(A=4.68cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0.186	0.237	0.300	
		τ_b (MPa)	0.261	0.332	0.420	
	ELS	N _s (kN)	563.38	333.72	201.81	
σ_b (MPa)		1.71	1.01	0.63		

Voile Longitudinal V15

		Zone I	Zone II	Zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.1	2.1	2.1		
	e (m)	0.15	0.15	0.15		
	B (m)	0.315	0.315	0.315		
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	3961.25	3390.28	2571.96		
	σ_{\min} [KN/m ²]	-8208.84	-7472.96	-5618.88		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	44.23	59.43	72.34		
	L _t (m)	1.42	1.44	1.44		
	L _c (m)	0.68	0.66	0.66		
	d (m)	0.708	0.722	0.720		
	σ_1 [KN/m ²]	4104.420	3736.480	2809.440		
	N (kN)	N ₁	654.05	607.25	455.32	
		N ₂	218.017	202.417	151.772	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	16.35	15.18	11.38	
		A _{v2}	5.45	5.06	3.79	
	A _{vi} (cm ²)		1.70	2.29	2.79	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	16.78	15.75	12.08	
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	5.45	5.63	4.49	
	A _{min} (cm ²)		5.40	5.69	5.67	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	18.48	18.48	13.56	
		Bonde 2	9.04	9.04	9.04	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x6HA14	2x6HA14	2x6HA12
			Bonde 2	2x4HA12	2x4HA12	2x4HA12
S _t (cm)		Bonde1	10	10	10	
		Bonde 2	20	20	20	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		3.19	3.25	3.24		
A _H /nappe (cm ²)		4.62	4.62	3.39		
Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA10	6HA10	6HA10		
ep =16cm		(A=4.68cm ²)	(A=4.68cm ²)	(A=4.68cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0.156	0.210	0.255	
		τ_b (MPa)	0.218	0.293	0.357	
	ELS	N _s (kN)	931.66	523.23	210.81	
σ_b (MPa)		2.61	1.47	0.60		

IX-1) Introduction :

Le rôle des fondations est de transmettre les charges à partir de la superstructure vers le sol d'assise. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

La pression transmise ne doit pas provoquer une rupture par cisaillement du sol ni des tassements excessifs pouvant engendrer des distorsions et des désordres structuraux et architecturaux. Dans le cas des ouvrages soumis à des charges horizontales ou dans le cas où le bon sol est en profondeur, la fondation doit être encadrée. Dans ce cas on doit disposer un système permettant de relier la superstructure à la fondation, et assurer l'encastrement de l'ouvrage.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieurs.

➤ Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur,
- Les semelles continues sous poteaux ;
- Les semelles isolées ;
- Les radiers.

➤ Fondations profondes :

Elles sont utilisés dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits ;

IX-2) Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des Caractéristiques topographiques et géologiques du terrain. Ce choix est défini par :

- ✓ Capacité portante du sol d'assise.
- ✓ Charges transmises de la superstructure au sol.
- ✓ Distances entre les différents points d'appuis.
- ✓ Système structural adopté.

IX-2-1) Semelles isolés sous poteaux :

Pour le pré-dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les Poteaux de la base.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{45}{45} = 1 \Rightarrow A = B$ poteau carré

D'où $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$ Avec $\sigma_{sol}=2$ bars a une profondeur de 1.5m.

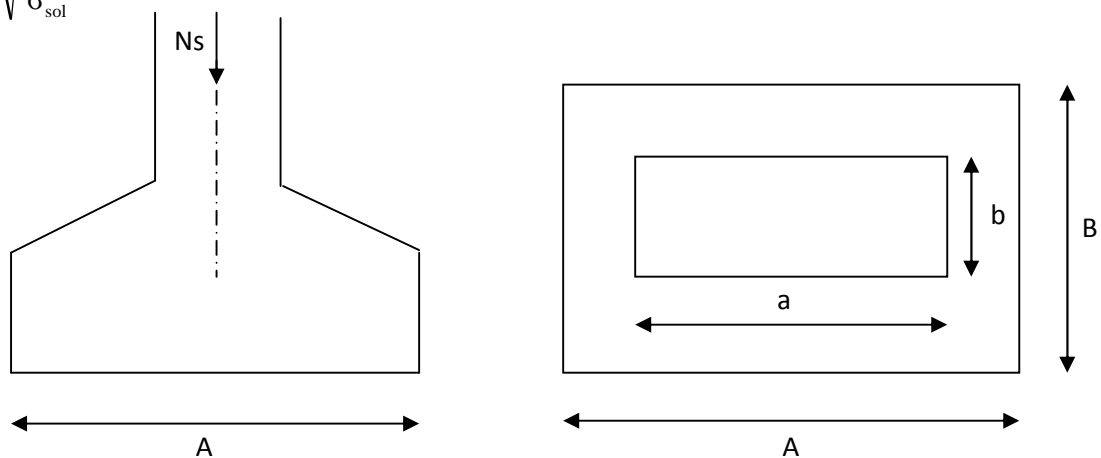


Fig : IX-1 : Schéma de la semelle isolée.

-Exemple de calcul :

$$N_{ser} = 1281,39 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1281,39}{200}} = 2,53 \text{ m} \Rightarrow A = B = 2,6 \text{ m}$$

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

IX-2-2) semelles filantes :**IX-2-2-1) Semelles filantes sous voiles :**

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{\text{sol}} \cdot L}$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de voile.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

-Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voiles	G+Q	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VT1	840,16	1,80	2,33	4,19
VT2	801,62	1,80	2,22	3,99
VT3	529,09	1,80	1,46	2,62
VT4	517,58	1,80	1,43	2,57
VT5	474,50	1,80	1,31	2,35
VT6	438,13	1,80	1,21	2,17
VT7	347,18	1,80	1,03	1,85
VT8	325,62	1,80	0,9	1,62
VT9	931,166	1,90	2,45	4,65
VT10	482,63	1,90	1,27	2,41
				28,42

Tableau IX-1: Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

Voiles	G+Q (t)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VL1	861,08	1,80	3,39	6,10
VL2	852,93	1,80	2,36	4,24
VL3	839,08	1,80	2,33	4,19
VL4	835,21	1,80	2,32	4,17
VL5	504,19	2,1	1,20	2,52
				21,22

Tableau IX-2: Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

$S_v = \sum S_i = 49,64 \text{ m}^2$ Avec : S_v : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

IX-2-2-2) Semelles filantes sous poteaux :

On fera le calcul sur le portique transversal (fil de poteaux le plus sollicité $N_{s_{max}} = 1181,39$).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N=G+Q (KN)	M _i	e _i m	N × e _i
1	1281,39	2,70	10,75	13774,94
2	925,03	6,72	6,75	6243,95
3	840,16	8,27	2,25	1890,36
4	840,16	8,27	-2,25	-1890,36
5	925,03	6,72	-6,75	-6243,95
6	1281,39	2,70	-10,75	-13774,94
Somme	6093,16	33,26	0	0

Tableau IX-3 : Résultante des charges sous poteaux.

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R = \sum N_i} = 0.005m$$

Excentricité Faible q : Uniforme

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = 0.005m < \frac{L}{6} = \frac{21,5}{6} = 3,58m \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{6093,16}{21,5} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,005}{21,5}\right) = 283KN/m$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{6093,16}{21,5} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,005}{21,5}\right) = 283,80KN/m$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{4005,13}{21,5} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,005}{21,5}\right) = 283,6KN/m$$

Détermination de la largeur de la semelle

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{283,6}{200 \times 1} = 1,41m$$

On prend $B = 1,60m$.

On aura donc, $S = 1,60 \times 21,5 = 34,4m^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t = S + S_v$

$$S_t = (21,5 \times 2)1,6 + 27,5 \times 1,6 + (23,9 \times 2)1,6 + 49,64 = 238,92m^2$$

Conclusion :

- La surface totale du bâtiment : $S_{bat} = 422,36m^2$
- La surface totale des semelles filantes dans le sens transversal : $S_t = 238,92m^2$
- La surface des semelles représente **56,56%** de la surface totale, ce qui est inadmissible.

$$S_t > 50 \% S_{bat}$$

Conclusion

Etant donné que la surface totale des semelles filantes dépasse les 50% de la surface du bâtiment donc on opte pour un radier général.

IX-2-3) Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation (répartition linéaire)
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution
- Convenir mieux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels

IX-2-3-1) Pré dimensionnement du radier :

a/ Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25$ cm)

b/ Selon la condition forfaitaire :

- Nervure : Sous voiles

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

h : Hauteur De La Nervure

L_{max} : distance entre deux voiles, ou poteaux successifs.

$$L_{\max} = 460\text{cm} \Rightarrow 57.5\text{ cm} \leq h \leq 92\text{ cm}$$

On prend : $h = 80\text{cm}$

➤ **La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{Avec une hauteur minimale de 25cm}$$

$$h \geq \frac{460}{20} = 23\text{cm} \quad \text{Soit } h_d = 30\text{cm}$$

➤ **La nervure :**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h \geq \frac{460}{10} = 46\text{cm}$$

et $0,4 h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n$

- condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt{\frac{4 \cdot EI}{K \cdot b}} > \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40 \text{ MPa}$

L_{\max} : La distance maximale entre deux voiles successifs

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$h \geq 3 \sqrt{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max} \right)^4 \cdot \frac{3K}{E}}$$

I : Inertie de la section du radier ($b=1\text{m}$)

E : Le module de Young

Pour un chargement de long durée ; $E = 10818,86 \text{ Mpa}$, donc :

$$h \geq 3 \sqrt{\left(\frac{2 \times 4,6}{3,14} \right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,93 \text{ m}$$

Remarque :

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$h_n = 100 \text{ cm}$	\Leftrightarrow	hauteur de la nervure
$h_d = 30 \text{ cm}$	\Leftrightarrow	hauteur de la dalle
$b_n = 50 \text{ cm}$	\Leftrightarrow	Largeur de la nervure

IX-2-3-2) Calcul de la surface nécessaire au radier :

ELU: $N_u = 67390.22 \text{ kn}$

ELS: $N_s = 48720.34 \text{ kn}$

Détermination de la surface nécessaire du radier

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } S_{radier} \geq \frac{N_u}{1,33 \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{67390.22}{1,33 \times 200} = 253.34 \text{ m}^2 \\ \text{ELS: } S_{radier} \geq \frac{N_s}{1,33 \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{48720.34}{1,33 \times 200} = 183.15 \text{ m}^2 \\ S_{bat} = 422,36 \text{ m}^2 > \text{Max} (S_1, S_2) = 253.34 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}$$

Soit un débord de $L_{deb} = 50 \text{ cm}$.

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 422,36 + 43.7 = 466.06 \text{ m}^2$

$S_{rad} = 466.06 \text{ m}^2$

IX-2-3-3) Détermination des efforts à la base du radier :**1) Charges permanentes :**

- Poids du bâtiment : $G_{\text{bat}}=20509.92\text{KN}$
- Poids du radier :

G_{rad} = Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

$$\text{Poids de la dalle : } \left\{ \begin{array}{l} P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_{\text{da}} \times \rho_b \\ P_{\text{dalle}} = (466.06 \times 0.3) \times 25 = 3495.45 \text{ KN} \\ P_{\text{dalle}} = 3495.45 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Poids de la nervure : } \left\{ \begin{array}{l} P_n = b \times (h_n) \times L \times n \times \rho_b \\ P_n = [(0.50 \times (0.7) \times 28.5 \times 5) + (0.50 \times (0.7) \times 17.2 \times 8)] \times 25 \\ P_n = 2450.87 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Poids de T.V.O: } \left\{ \begin{array}{l} P_{\text{T.V.O}} = [(S_{\text{rad}} - S_{\text{nerv}}) \times (h_{\text{rad}} - h_{\text{dal}})] \times \rho_b \\ \text{Avec : } S_{\text{nerv}} = (0.7 \times 28.5 \times 5) + (0.7 \times 17.2 \times 8) = 96.32 \text{ m}^2 \\ P_{\text{T.V.O}} = [(466.06 - 96.32) \times (1 - 0.3)] \times 17 = 4400 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$\text{Poids de la dalle flottante libre : } \left\{ \begin{array}{l} P_{\text{df}} = S_{\text{rad.}} \times e_p \times \rho_b \\ P_{\text{df}} = 466.06 \times 0.1 \times 25 = 1165.15 \text{ KN. } (e_p = 10\text{cm}). \\ P_{\text{df}} = 1165.15 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Poids totale du radier: $\implies G_{\text{rad}} = 3495.45 + 2450.87 + 4400 + 1165.15 = 11511.47 \text{ KN}$

2) Charges d'exploitation :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Surcharges du bâtiment: } Q_{\text{bat}} = 9193,70 \text{ KN} \\ \text{Surcharges du radier : } Q_{\text{rad}} = 1.5 \times 466.06 = 699.09 \text{ KN} \end{array} \right.$$

3) Poids total de la structure :

$$\begin{cases} G_{\text{tot}} = G_{\text{rad}} + G_{\text{sup}} = 11511.47 + 20509.92 = 32021.39 \text{ KN} \\ Q_{\text{tot}} = Q_{\text{rad}} + Q_{\text{sup}} = 699.09 + 9193.7 = 9892.79 \text{ KN} \end{cases}$$

4) Combinaisons d'action :

$$\begin{cases} \text{A l'ELU} : N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 58068.06 \text{ KN} \\ \text{A l'ELS} : N_s = G + Q = 41924.18 \text{ KN} \end{cases}$$

IX-2-3-4) Calcul des caractéristiques géométriques du radier :

o Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 14.25 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 8.6 \text{ m}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré

Y_i et X_i : Centre de gravité du panneau considéré.

o Moment d'inertie du radier

$$I_{yy} = 7788.82 \text{ m}^4 .$$

$$I_{xx} = 13448.34 \text{ m}^4 .$$

IX-2-3-5) Vérifications:

1) Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL91/Art A.5.1.211)

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 h = 27 \text{ cm}$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{58068.06}{466.06} \times \frac{4,6}{2} = 286.56 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{286.56}{1 \times 0.27 \times 1000} = 1.06 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2) Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

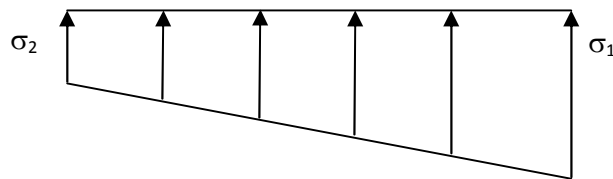


Fig9.2 : Diagramme des contraintes

A l'ELU : $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \cdot \sigma_{SOL}$ (RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)

A l'ELS : $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

V: distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de cedernier.

$N_u = 58068.06 \text{ KN}$, $N_s = 41924.18 \text{ KN}$

- **Calcul des moments :**

- **Sens longitudinal :**

A l'ELU $M_X = 19237.718 + 987.78 = 20225.45 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{58068.06}{466.06} + \frac{20225.45}{7788.82} \times 14.25 = 161.6 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{58068.06}{466.06} - \frac{20225.45}{7788.82} \times 14.25 = 87.7 \text{ KN} / \text{m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 161.6 + 87.7}{4} = 143.12 \text{ KN} / \text{m}^2 ; 1.33\sigma_{SOL} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$\sigma_m < 1.33 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow$ Condition vérifiée

A l'ELS : $M_X = 36394.81 + 3112.18 \times 1.00 = 41728.94 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{41924.18}{466.06} + \frac{20225.45}{7788.82} \times 14.25 = 90 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{41924.18}{466.06} - \frac{20225.45}{7788.82} \times 14.25 = 16 \text{ KN} / \text{m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 229.84 + 44.35}{4} = 71.5 \text{ KN} / \text{m}^2 ; \sigma_{SOL} = 200 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow$ Condition vérifiée

- **Sens transversal :**

A l'ELU : $M_y = 20907.188 + 1065.26 = 21973.04 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{yy}} \cdot V = \frac{58068.06}{466.06} + \frac{21973.04}{13448.34} \times 8.6 = 138.65 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{yy}} \cdot V = \frac{58068.06}{466.06} - \frac{21973.04}{13448.34} \times 8.6 = 110.54 \text{ KN} / \text{m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 138.65 + 110.54}{4} = 131.62 \text{ KN} / \text{m}^2 ; 1.33\sigma_{SOL} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$\sigma_m < 1.33\sigma_{SOL} \Rightarrow$ Condition vérifiée

A'ELS : $M_y M_y = 20907.188 + 1065.26 = 21973.04 \text{KN} \cdot \text{m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{41924.18}{466.06} + \frac{21973.04}{13448.34} \times 8.6 = 104 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{41924.18}{466.06} - \frac{21973.04}{13448.34} \times 8.6 = 75.9 \text{KN} / \text{m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 104 + 75.9}{4} = 96.98 \text{KN} / \text{m}^2 \quad ; \quad \sigma_{SOL} = 200 \text{KN} / \text{m}^2$$

$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

➤ **Conclusion :**

Toutes les contraintes sont vérifiées.

IX-2-3-6) Ferrailage du radier :

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 99.

❖ Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 cotés :

On distingue deux cas :

- **1^{er} Cas :** Si $\alpha < 0,4 \rightarrow$ La flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L^2}{8} ; \quad M_{oy} = 0$$

- **2^{eme} Cas :** Si $0,4 < \alpha \leq 1 \rightarrow$ Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : \quad M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : \quad M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} \left(L_x < L_y \right)$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

❖ Identification du panneau le plus sollicité

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.5}{4.6} = 0.97$$

$0,4 < \rho \leq 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte σ_m , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\text{A l'ELU : } q_{um} = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = (143.12 - \frac{10877,37}{466.06}) \times 1\text{m} = 122.51\text{KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_{sm} = \sigma_m (\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = (96.98 - \frac{10877,37}{466.06}) \times 1\text{m} = 73.65\text{KN/ml.}$$

❖ Calcul à l'ELU :

Evaluation des moments M_x, M_y :

$$\nu=0 ; \rho = 0.97 \rightarrow \mu_x = 0.0393$$

$$\mu_y = 0.911$$

$$\text{On aura donc : } \begin{cases} M_x = 0.0393 \times 122.51 \times 4.6^2 = 101.87\text{KN.m} \\ M_y = 0.911 \times 101.87 = 92.81\text{KNm} \end{cases}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastremets de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de (0.5) aux appuis et de(0.85) en travée.

1) Ferrailage dans le sens x-x :**Moments aux appuis**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ua} = (0.5) \cdot M_{u \max} \\ M_{ua} = (0.5) \times 101.97 \\ M_{ua} = 50.98 \text{KNm} \end{array} \right.$$

Moments en travée

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ut} = (0.85) \cdot M_{u \max} \\ M_{ut} = (0.85) \times 101.97 \\ M_{ut} = 86.67 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

- **Aux appuis :** $\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{50.98 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.049 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.049 \rightarrow \beta_u = 0.975$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{50.98 \times 10^3}{0.987 \times 27 \times 348} = 5.5 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ua} = 5.5 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit: } 5 \text{HA16/ml} = 10.05 \text{cm}^2/\text{ml} .$$

Avec $St = 20 \text{ cm}$

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{86.67 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.084 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.084 \rightarrow \beta_u = 0.944$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{86.67 \times 10^3}{0.956 \times 27 \times 348} = 9.64 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ut} = 9.64 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit: } 5 \text{ HA16/ml} = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec $St = 20 \text{ cm}$

2) Ferrailage dans le sens y-y :

Moments aux appuis

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ua} = (0.5) \cdot M_{u \max} \\ M_{ua} = (0.5) \times 92.81 \\ M_{ua} = 46.41 \text{ KNm} \end{array} \right.$$

Moments en travée

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ut} = (0.85) \cdot M_{u \max} \\ M_{ut} = (0.85) \times 92.81 \\ M_{ut} = 78.88 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

• Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{46.41 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.044 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.044 \rightarrow \beta_u = 0.978$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{46.41 \times 10^3}{0.946 \times 27 \times 348} = 5.19 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ua} = 5.19 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit: } 5 \text{ HA16/ml} = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec $St = 20 \text{ cm}$

• En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{78.88 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.076 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.076 \rightarrow \beta_u = 0.960$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{78.88 \times 10^3}{0.960 \times 27 \times 348} = 8.74 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = 8.74 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } 5 \text{ HA } 16 = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec $St = 20 \text{ cm}$

IX-2-4-1 Vérification à l'E.L.U :

a) Vérification de la condition de non fragilité :

$$\text{Avec : } A_{\min} = \delta_o \cdot b \cdot h \left(\frac{3 - \rho}{2} \right)$$

$\delta_o = 0,8 \text{ ‰}$ pour les HA

$$A_{\min} = \delta_o \cdot b \cdot h \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) = 0.0008 \times 100 \times 30 \times \left(\frac{3 - 0.95}{2} \right) = 2.43 \text{ cm}^2$$

• **Aux appuis :**

$$\left. \begin{array}{l} A_{ax} = 10.05 \text{ cm}^2 \\ A_{ay} = 10.05 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées.}$$

• **En travée :**

$$\left. \begin{array}{l} A_{ax} = 110.05 \text{ cm}^2 \\ A_{ay} = 10.05 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées.}$$

IX-2-4-2 Calcul et vérification à l'E.L.S :

1) Evaluation des moments M_x et M_y :

$\rho = 0.97$

On a: $\mu_x = 0.0467$

$\mu_y = 0.954$

On aura donc : $\begin{cases} M_x = 0.0467 \times 85.11 \times 4.6^2 = 84.1 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.954 \times 95.23 = 80.23 \text{ KNm} \end{cases}$

Moments aux appuis Moments en travée

$M_{sa} = (0.5) \cdot M_{s \max} \quad M_{st} = (0.85) \cdot M_{s \max}$

$M_{sa} = (0.5) \times 84.1 \quad M_{st} = (0.85) \times 84.1$

$M_{sa} = 42.05 \text{ KN.m} \quad M_{st} = 71.48 \text{ KN.m}$

2) Vérification des contraintes dans le béton (Sens x-x)

La contrainte de compression dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \sigma$

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

Avec :

α : Position de l'axe neutre :

• **Aux appuis :**

$\gamma = \frac{50.98}{42.05} = 1.2 \text{ et } \mu = 0.049 \rightarrow \alpha = 0.039$

$\alpha = 0.039 < \frac{1.2 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.35 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

• **En travée :**

$\gamma = \frac{86.67}{71.48} = 1.2 \text{ et } \mu = 0.084 \rightarrow \alpha = 0.0588$

$$\alpha = 0.058 < \frac{1.2 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.35 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

9.4.2) Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console courte encastrée dans le radier de longueur $L = 50\text{cm}$, soumise à une charge uniformément répartie.

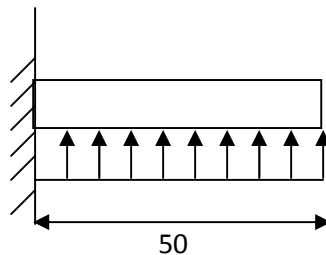


Fig. 9.3 : Schéma statique du débord

1) Sollicitation de calcul :

2) A l'ELU : $q_{um} = 122.51\text{KN/ml}$.

$$M_u = \frac{-q_{um} \cdot L^2}{2} = \frac{-122.51 \times 0.35^2}{2} = -7.5\text{KN.m}$$

A l'ELS: $q_{sm} = 198.32\text{KN/ml}$

$$M_s = \frac{-q_{sm} \cdot L^2}{2} = \frac{-198.32 \times 0.5^2}{2} = -24.9\text{KN.m}$$

3) Calcul des armatures :

A) Armatures principales :

$b = 1\text{ m}$; $d = 27\text{ cm}$; $f_{bc} = 14,2\text{ MPa}$; $\sigma_s = 348\text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{15.31 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.014 < \mu_r = 0.392$$

$$\mu_u = 0.014 \rightarrow \beta_u = 0.996$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{15.31 \times 10^3}{0.993 \times 27 \times 348} = 1.63 \text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_U = 3\text{HA}14/\text{ml} = 4.62 \text{cm}^2/\text{ml}$

B) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{3} = \frac{4.62}{3} = 1.54 \text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_r = 3\text{HA}10 / \text{ml} = 3.14 \text{cm}^2/\text{ml}$

4) Vérification à l'ELU :

A) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400} = 4.06 \text{cm}^2$$

$A_u = 4.62 \text{cm}^2 > A_{\min} = 4.06 \text{cm}^2$ condition vérifiée.

Donc on adopte $3\text{HA}14/\text{ml} = 4.62 \text{cm}^2/\text{ml}$

5) Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{29.77}{24.9} = 1.2$$

$$\mu_s = 0.012 \rightarrow \alpha = 0.015 \alpha = 0.44 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.2 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 1.02 \quad \rightarrow \quad \text{C V.}$$

⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; a fin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

9.4.3) Ferrailage de la nervure :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées

$h = 100 \text{ cm}$; $b = 50 \text{ cm}$; $c = 5 \text{ cm}$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

1) Détermination des efforts :

➤ Sens Y-Y :

ELU : $q_u = 289.12 \text{ KN/m}$

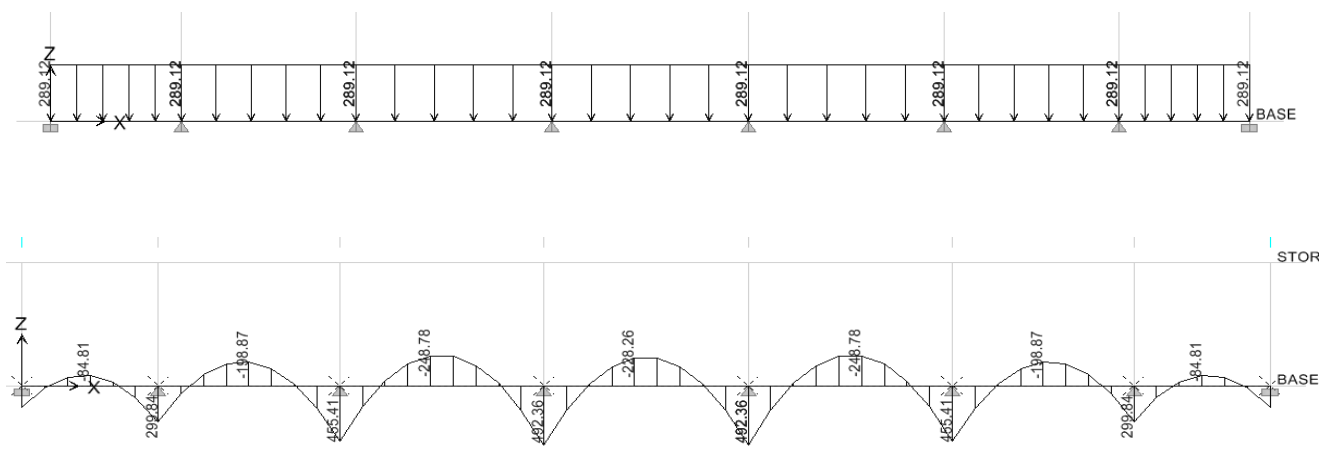


Figure 9.3 : Diagrammes des moments fléchissant aux KNm a ELU

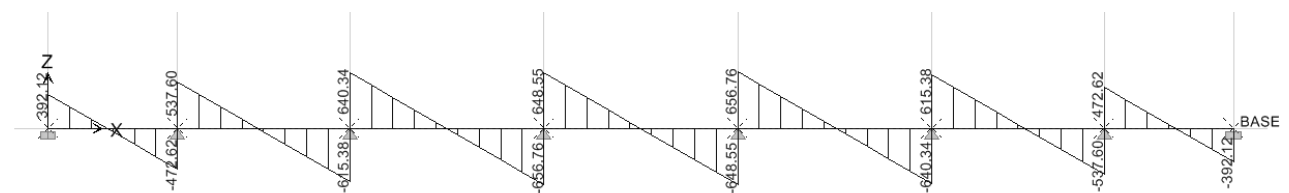
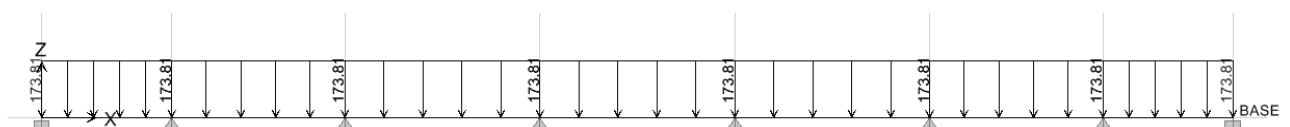


Figure 9.4 : Diagrammes des effort tranchant aux KN a l'ELU

ELS : $q_s = 173.81 \text{ KN/m}$



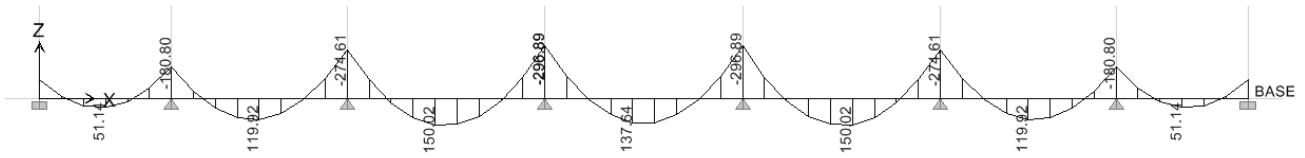


Figure 9.5 : Diagrammes des moments fléchissant aux KNm a ELS

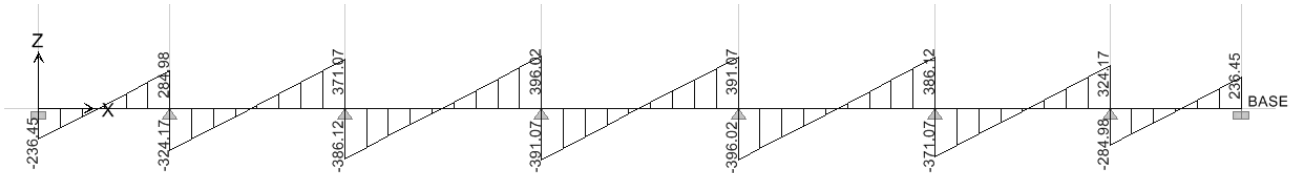


Figure 9.6 : Diagrammes des effort tranchant aux KN a l'ELS

➤ Sens x-x :

B) ELU : $q_u=289.12\text{KN/m}$

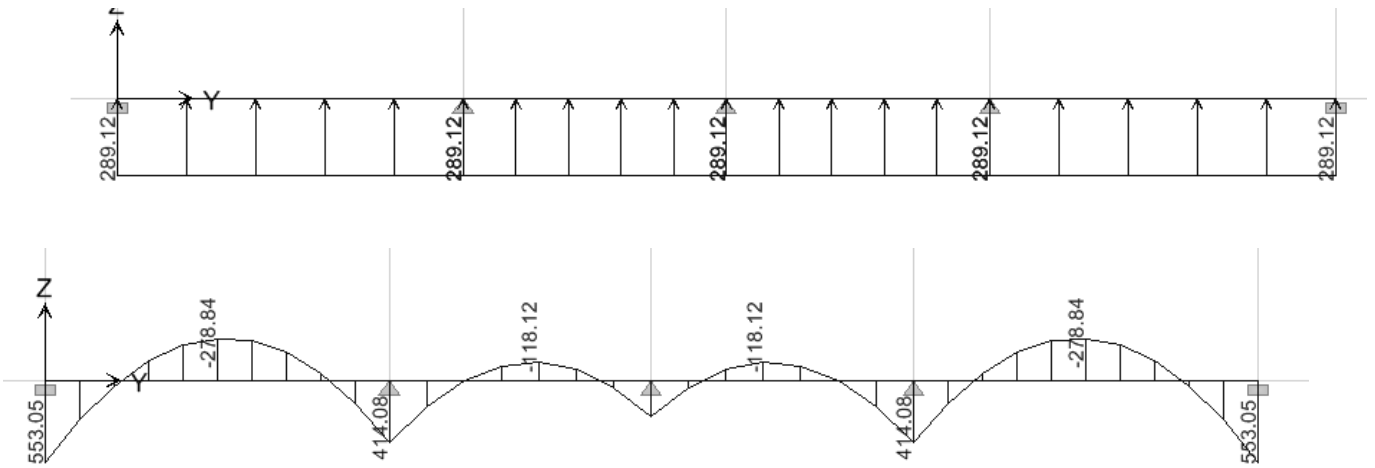


Figure 9.7 : Diagrammes des moments fléchissant aux KNm a ELU



Figure 9.8 : Diagrammes des effort tranchant aux KN a l'ELU

ELS : $q_s = 173.81\text{KN/m}$

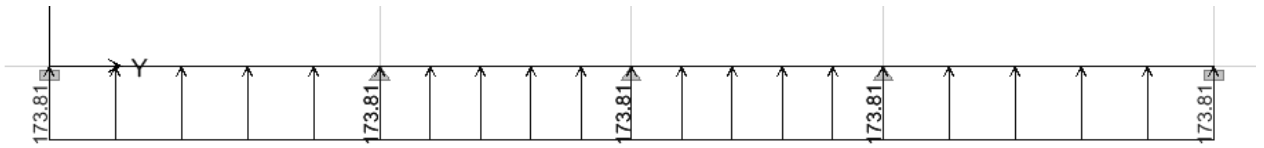
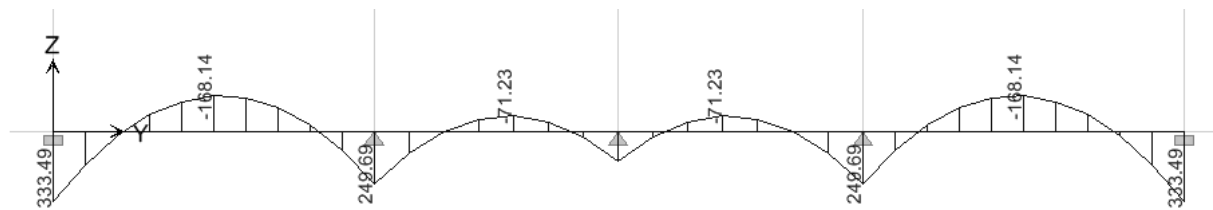


Figure 9.9 :Diagr



ammes des moments fléchissant aux KNm a ELS

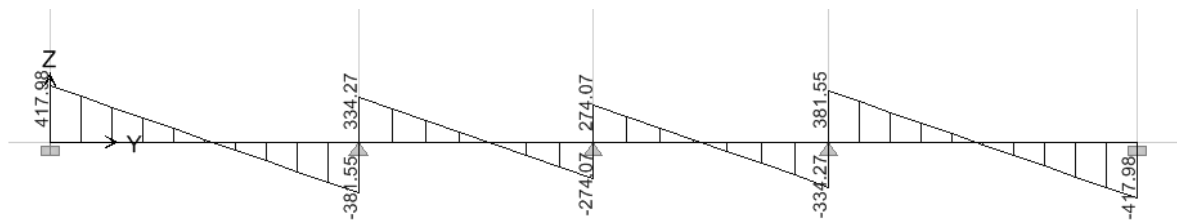


Figure 9.10 :Diagrammes des effort tranchant aux KN a l'ELS

2) Calcul des armatures :

A) Sens transversale Y-Y :

$$M_t^{\max} = 248.78\text{KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 492.36\text{KN.m}$$

$b = 50 \text{ cm}$, $h = 100 \text{ cm}$, $d = 95\text{cm}$, $f_{bc} = 14, 2 \text{ MPa}$, $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

➤ Aux appuis :

$$M_{\text{app}} = -492.36\text{KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{\text{app}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{492.36 \times 10^3}{50 \times 95^2 \times 14,2} = 0,07 < 0,392 = U_1$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,097 \rightarrow \beta = 0,98$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{492.36 \times 10^3}{0,980 \times 95 \times 348} = 15.2 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA16+4HA16= 16.08cm²/ml.

Avec : S_t = 20cm

➤ En travée :

$$M_t = 248.78 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{248.78 \times 10^3}{50 \times 95^2 \times 14,2} = 0,03 < U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,084 \rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{248.78 \times 10^3}{0,990 \times 95 \times 348} = 7.98 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA16 = 8.04 cm²/ml. Avec : S_t = 20 cm.

B) Sens longitudinale X-X:

$$M_t^{\max} = 279.54 \text{ KN}.$$

$$M_a^{\max} = 551.22 \text{ KN.m}$$

b = 50 cm, h = 100 cm, d = 95 cm , f_{bc} = 14, 2 MPa , σ_{st} = 348 MPa

➤ AUX APPUIS :

$$M_{app} = 551.22 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{551.22 \times 10^3}{50 \times 95^2 \times 14,2} = 0,08 < 0,392 = U_1$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,08 \rightarrow \beta = 0,978$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{551,22 \times 10^3}{0,978 \times 95 \times 348} = 17,04 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA20+2HA16= 20.6 cm²/ml.

Avec : S_t = 10cm

➤ **EN TRAVEE :**

$$M_t = 279,54 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{279,54 \times 10^3}{50 \times 95^2 \times 14,2} = 0,04 < U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,04 \rightarrow \beta = 0,989$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{279,54 \times 10^3}{0,989 \times 95 \times 348} = 8,55 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA20 =12.56 cm²/ml. *Avec :* S_t = 10cm.

3) **Vérification à l'ELU :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 40 \times 95 \times 2,1}{400} = 4,58 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

✓ **Armatures transversales :**

- **Diamètre minimal :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm}$$

Soit : $\phi = 8 \text{ mm}$.

- **Espacement des armatures :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min \{25 ; 19,2\}$$

Soit $S_t = 20 \text{ cm}$.

Armatures transversales minimales :

$$A_{min} = 0.003 S_t b = 2.025 \text{ cm}^2.$$

Soit :

$$A_t = 4 \text{ HA } 10 = 3.12 \text{ cm}^2$$

4) Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } T_{u \max} = 1348.98 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{692.25 \times 10^3}{500 \times 950} = 1.45 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

6) Vérification à l'ELS :

- Sens transversale X-X :

➤ Aux appuis :

$$M_{S \max} = 93.99 \text{ KN.m} \quad \mu = 0.020 \longrightarrow \alpha = 0.57$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{319.37}{186.42} = 1.71$$

$$\alpha = 0.57 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.6 \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \quad \text{➤ En travées :}$$

$$M_{S \max} = 186.42 \text{ KN.m} \quad \mu = 0.020 \longrightarrow \alpha = 0.57$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{161.02}{93.99} = 1.71$$

$$\alpha = 0.57 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.6 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Sens longitudinale :

➤ **Aux appuis :**

$$M_{S_{\max}} = 83.86 \text{KN.m} \quad \mu=0.020 \quad \rightarrow \alpha=0.57$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{284.32}{165.96} = 1.71$$

$$\alpha = 0.57 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.6 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **En travées :**

$$M_{S_{\max}} = 165.96 \text{KN.m} \quad \mu=0.020 \quad \rightarrow \alpha=0.057$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{143.66}{83.86} = 1.71$$

$$\alpha = 0.57 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.6 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

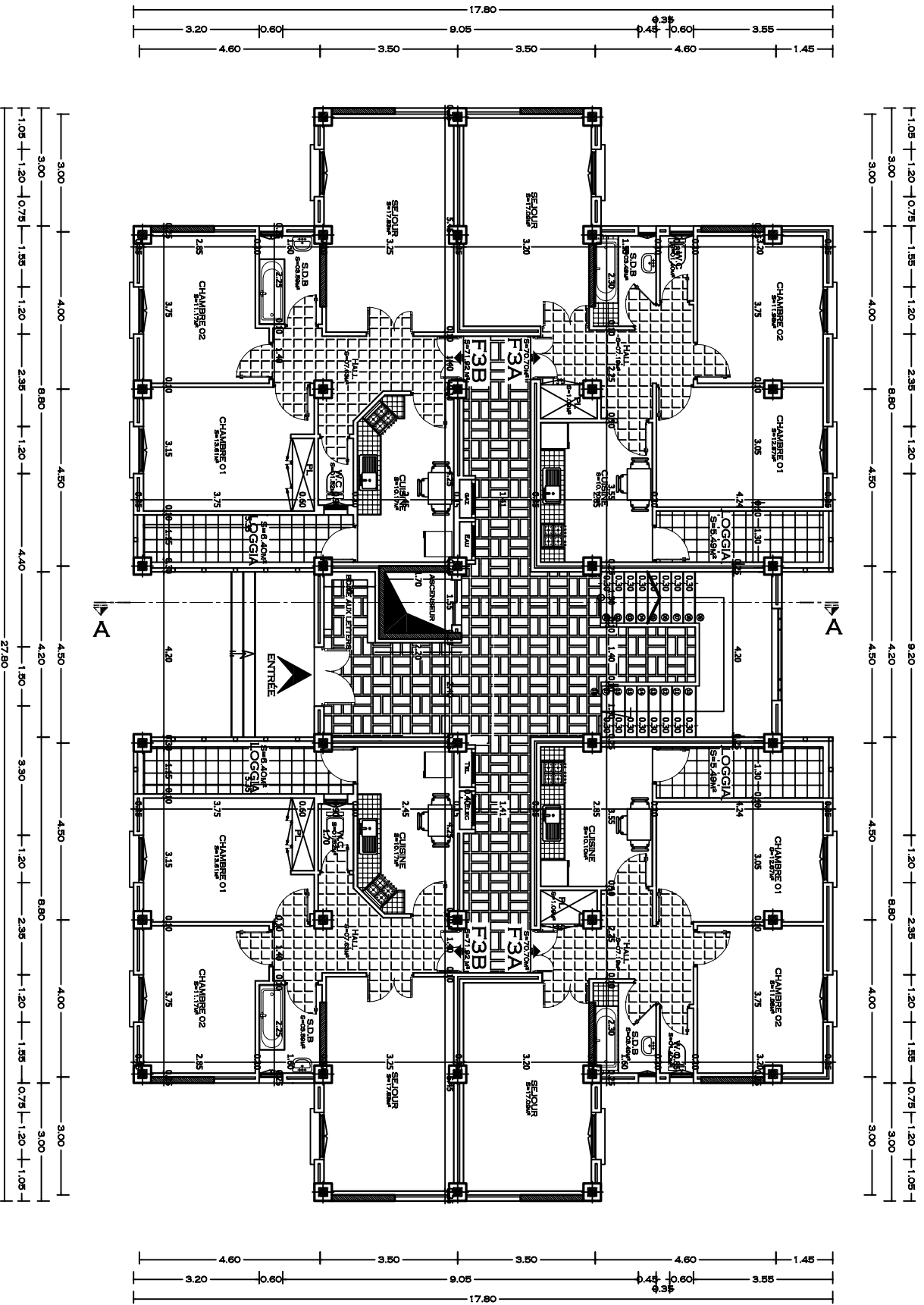
Remarque :

La condition « $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ » est vérifiée dans les deux sens alors il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS

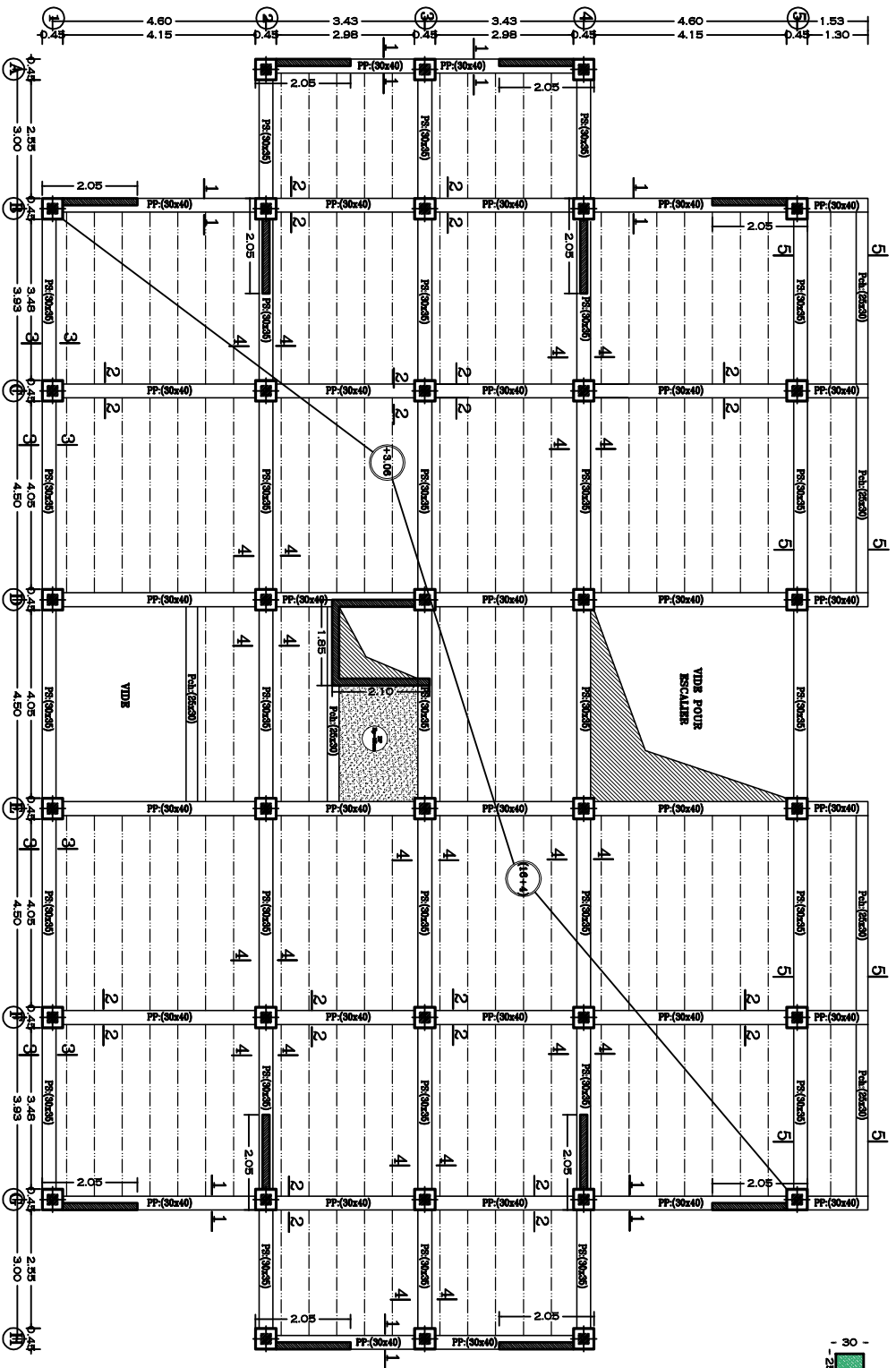
Bibliographie

- Règles parasismiques algérienne RPA99 (version 2003).*
- DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).*
- Béton armé BAEL91 modifié et DTU associés (Jean-Pierre MOUGIN).*
- Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.*
- Formulaire de Béton armé (Tomes1 et 2 de Victor DAVIDOVICI).*
- Conception et calcul des structures de bâtiment (Henry THONIER).*
- Aide mémoire RDM Dunod (Abaques de GALERKIN et HAHN).*
- Cours et TD (Béton, MDS et RDM).*
- Tables de Pigeaud et table de calcul a l'ELU et l'ELS*

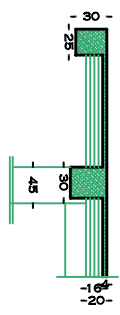
PLAN DU R.D.C



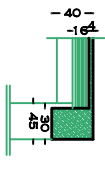
COFFRAGE PLANCHER NIV: +3.06



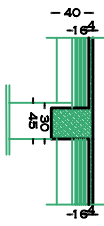
COUPE : 5-5



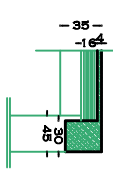
COUPE : 1-1



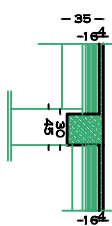
COUPE : 2-2



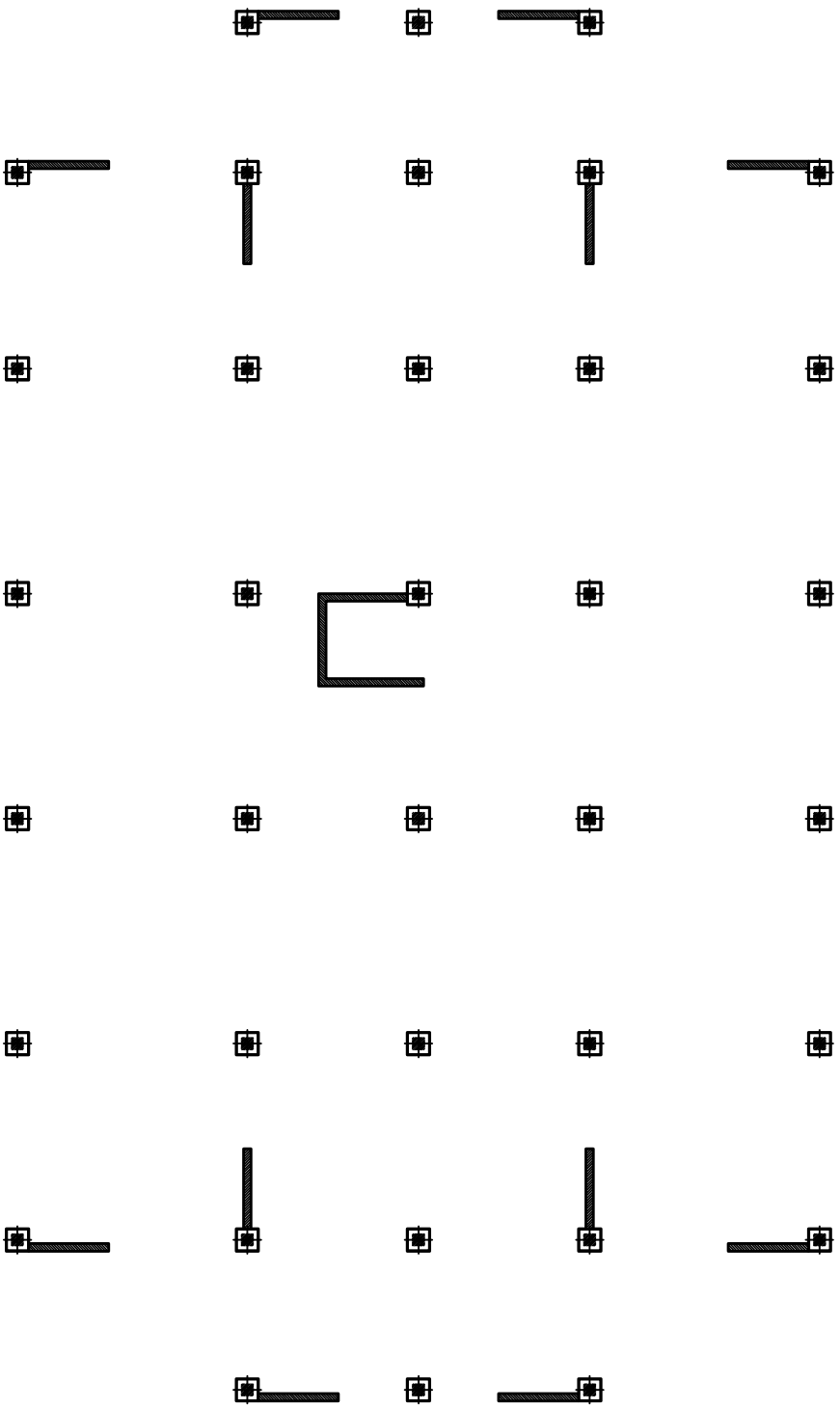
COUPE : 3-3



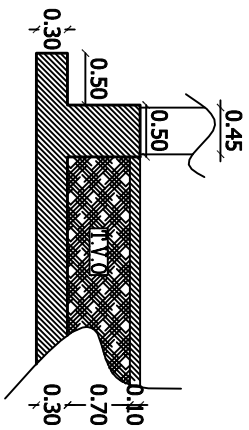
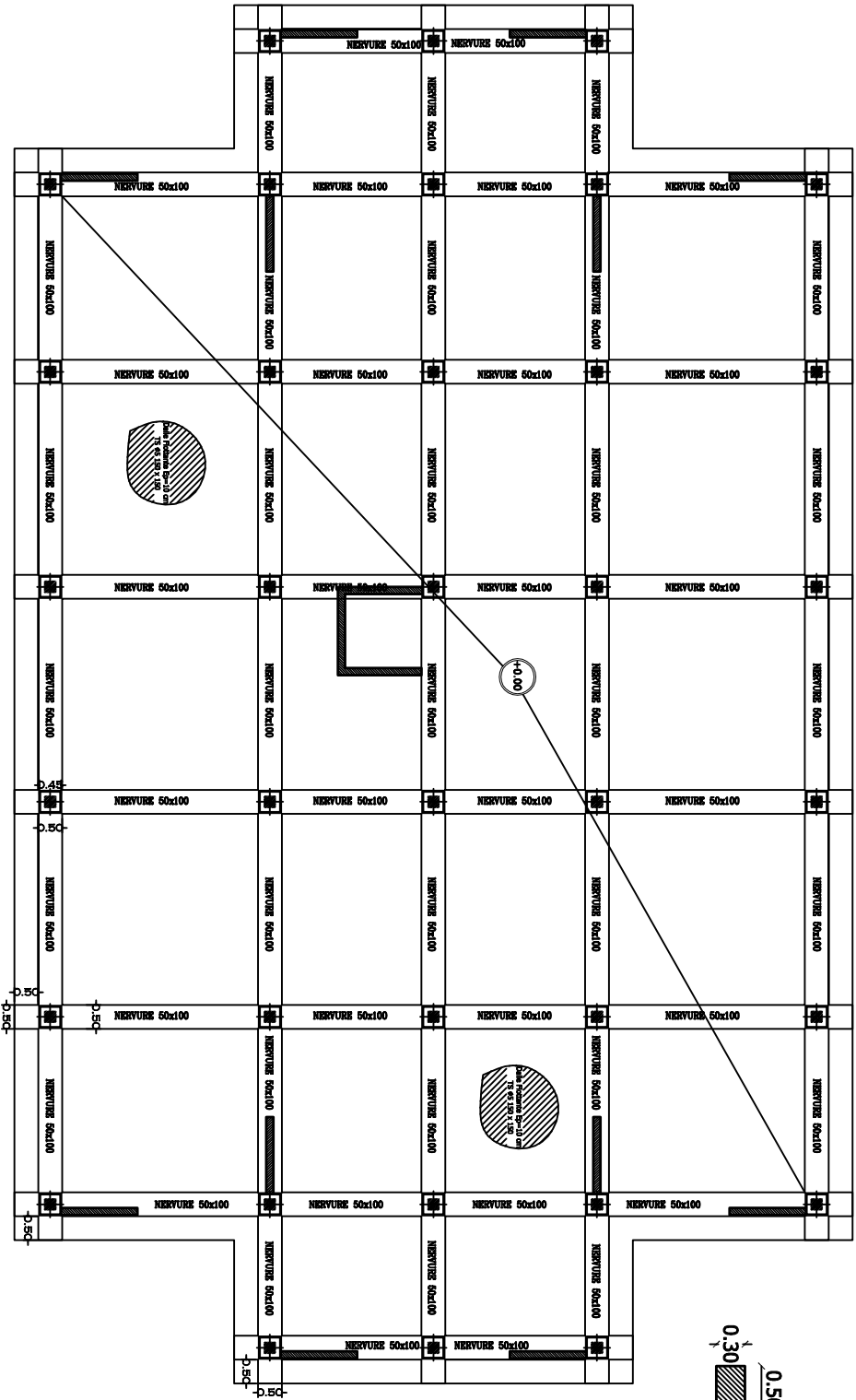
COUPE : 4-4



DISPOSITION DES VOILES



COFFRAGE DES FONDATIONS

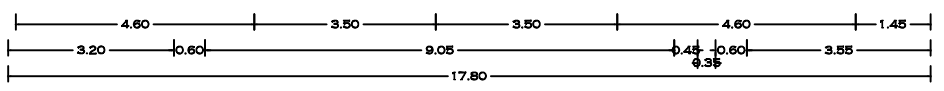
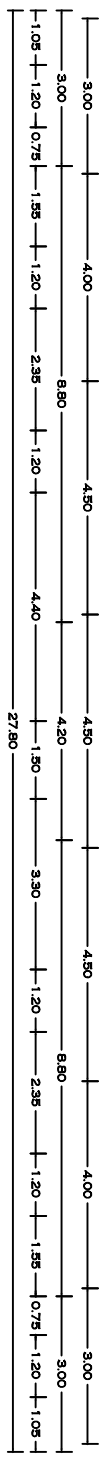
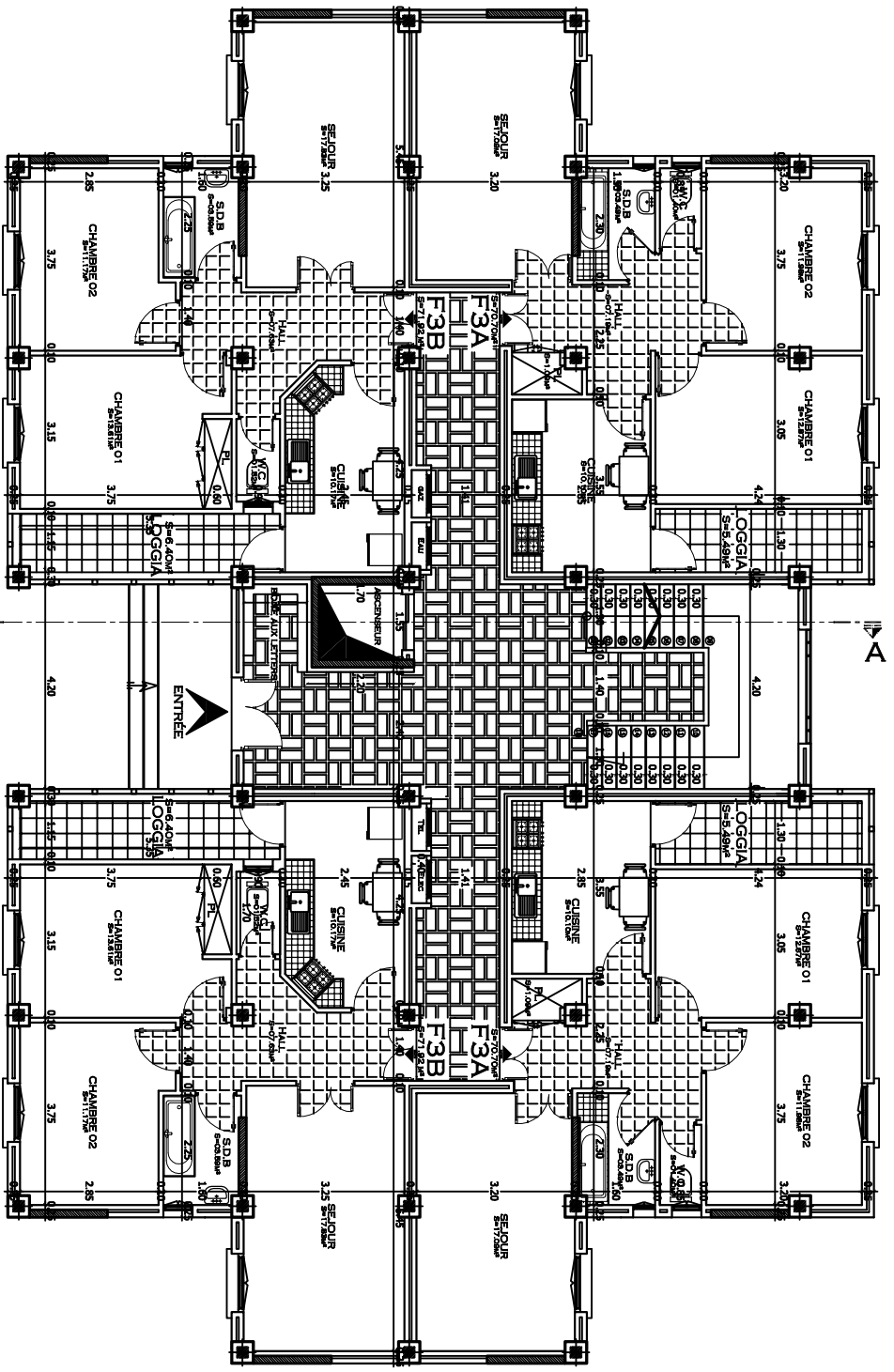
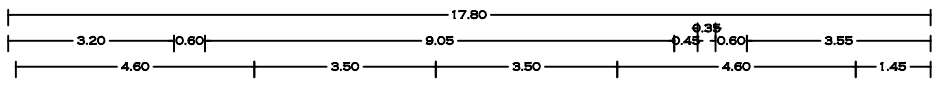


COFFRAGE D'UNE PARTIE DE RADIER

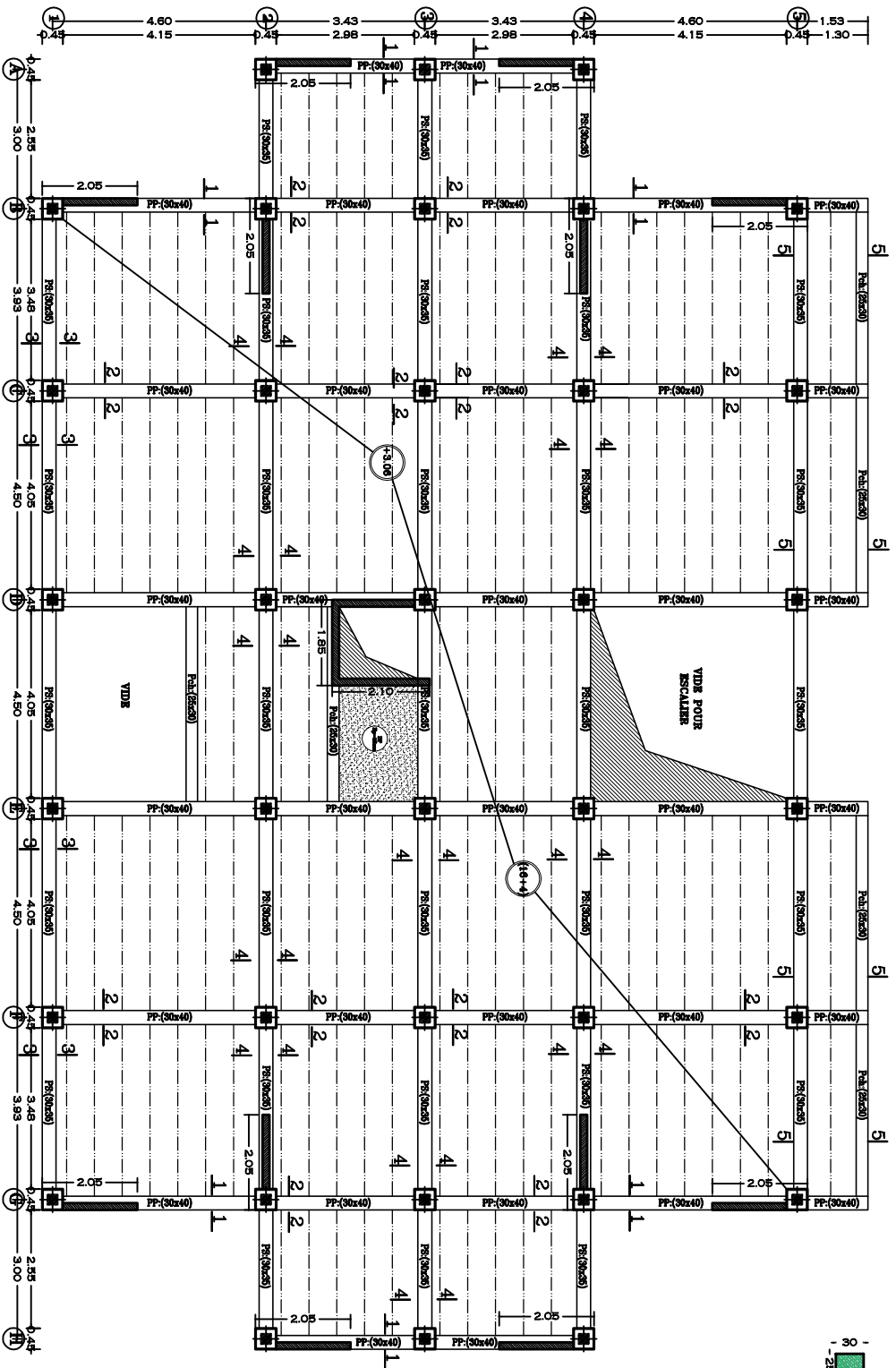
Bibliographie

- Règles parasismiques algérienne RPA99 (version 2003).*
- DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).*
- Béton armé BAEL91 modifié et DTU associés (Jean-Pierre MOUGIN).*
- Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.*
- Formulaire de Béton armé (Tomes1 et 2 de Victor DAVIDOVICI).*
- Conception et calcul des structures de bâtiment (Henry THONIER).*
- Aide mémoire RDM Dunod (Abaques de GALERKIN et HAHN).*
- Cours et TD (Béton, MDS et RDM).*
- Tables de Pigeaud et table de calcul a l'ELU et l'ELS*

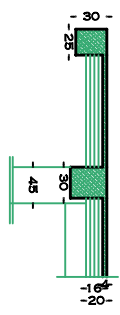
PLAN DU R.D.C



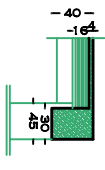
COFFRAGE PLANCHER NIV: +3.06



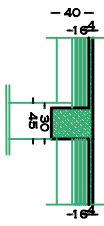
COUPE : 5-5



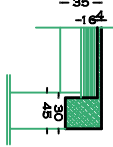
COUPE : 1-1



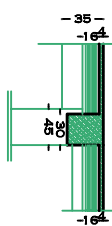
COUPE : 2-2



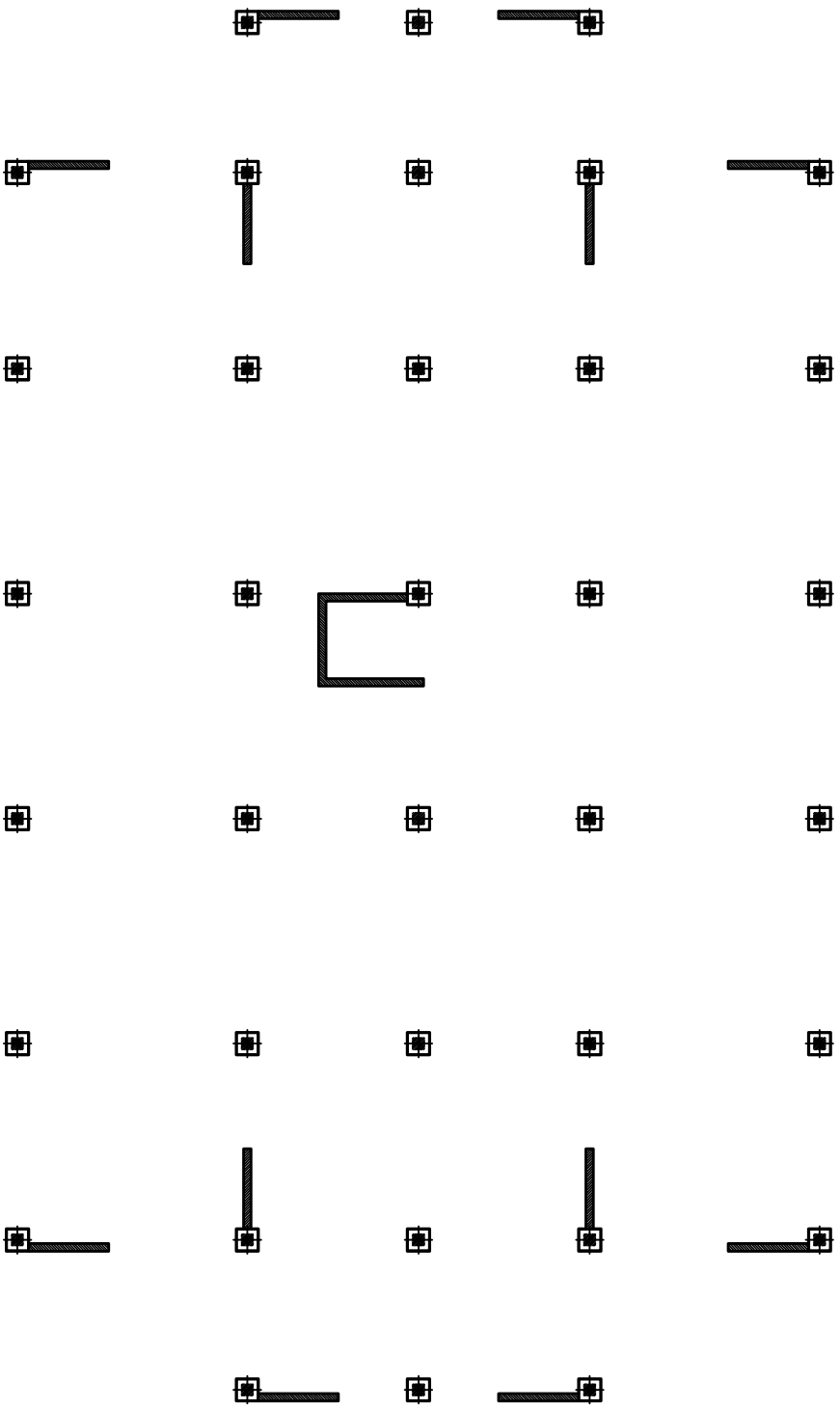
COUPE : 3-3



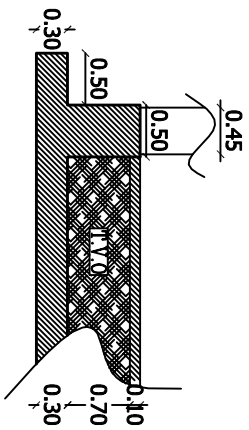
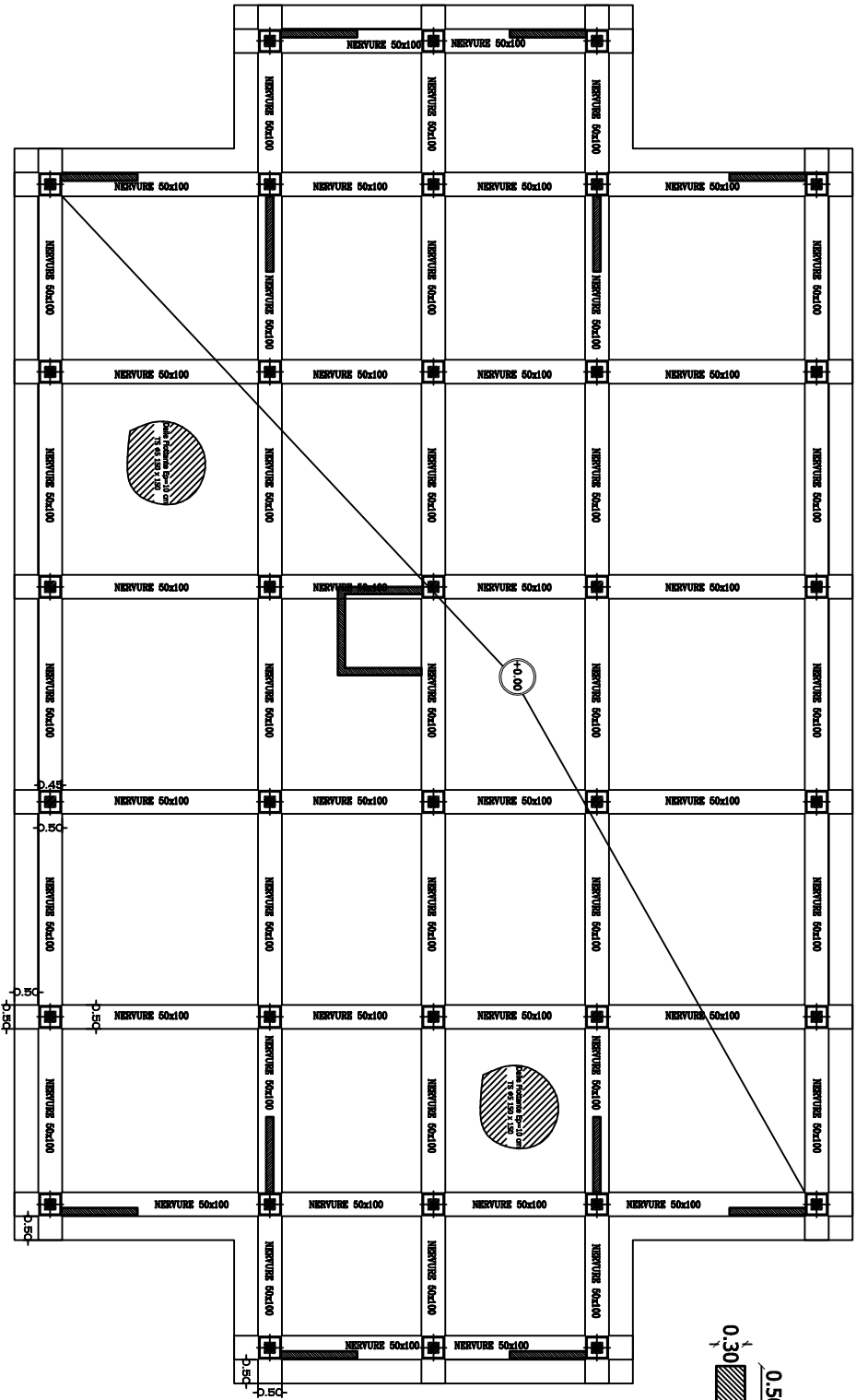
COUPE : 4-4



DISPOSITION DES VOILES



COFFRAGE DES FONDATIONS



COFFRAGE D'UNE PARTIE DE RADIER