

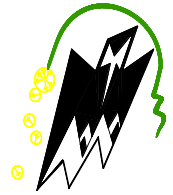
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme Master 2 professionnel en Génie Civil.

Option : constructions civiles et industrielles.

THEME

Etude d'un bâtiment (R+8) à usage d'habitation et commercial, à contreventement par voiles avec l'application du logiciel ETABS V.9.2



Etudié par: M^r AMEZIANE Farid
M^r BERKAT Sofiane
M^{elle} RENAI Henia

Dirigé par : M^r KAHIL

Année 2012/2013

REMERCIEMENT

Tous d'abord nous remercions le bon dieu qui nous a donné la santé, le courage et la patience pour mener à bien ce modeste travail.

Tous nos infinis remerciements à notre promoteur Mr: KAHIL pour son aide, ses orientations et ces précieux conseils tout le long de notre travail

Nous tenons à remercier tous les enseignants de GENIE CIVIL qui ont contribué à notre formation.

Nous tenons à remercier aussi le personnel de la bibliothèque de Génie Civil pour leur disponibilité.

Nos remerciements à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.

Nos remerciements à nos familles et tous les amis (es)

Enfin, nous tenons à remercier également les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

DEDICACE

Je tiens à dédier ce modeste travail :

*A mes chers parents RAMDANE et ZAHRA pour qui je dois
tout et auxquels je ne rendrais jamais
assez*

A mon frère SLIMANE

A mes sœurs OUARDIA et FAZIA

*A ma copine FERROUDJA qui a toujours été à mes cotés dans
tout les moments et a toute sa famille AMAROUCHE*

*A Mes deux binôme FARID et HENIA ainsi qu'a toute leur
famille.*

*A tous mes oncles et mes tantes paternels et maternels (les
Familles (BERKAT et AZZOUG)*

A tous mes amis (es) : ALI, KARIM.....

A toutes la promotion master 2 professionnel CCI (2012/2013)

SOFIANE

DEDICACE

Je tiens à dédier ce modeste travail :

*A mes chers parents MOULOUD et OUARDIA pour qui je
dois tout et auxquels je ne rendrais jamais
assez*

*A mes frères : AHCEN et sa famille. ARESKI et sa femme,
MEHENNI, MOKHTAR, et mon petit frère SAMIR*

A mes sœurs TAOUS et AZIZA et leurs familles

*A mon très cher mari MOURAD qui m'a toujours soutenu tout
au long de mon travail et a toute ma belle famille(KLA)*

*A Mes deux binôme FARID et SOFIANE ainsi qu'a toute leur
famille.*

*A tous mes oncles et mes tantes paternels et maternels (les
Familles (RENAI et SAIGH)*

*A tous mes amis (es) : YOUNES , LAMIA, CHAFIA,
NADIA.....*

A toutes la promotion master 2 professionnel CCI (2012/2013)

HENIA

DEDICACE

Je tiens à dédier ce modeste travail :

*A mes chers parents RABAH et FATIMA pour qui je dois tout et
auxquels je ne rendrais jamais
assez*

A mon frère MOHAMED

A mes sœurs SAIDA, NASSIMA et SABRINA

*A ma copine FATIHA qui a toujours été à mes cotés dans
tout les moments et a toute sa famille SIZINE*

*A Mes deux binôme SOFIANE et HENIA ainsi qu'a toute leur
famille.*

*A tous mes oncles et mes tantes paternels et maternels (les
Familles (AMEZIANE, RABHI)*

A ma tante FATIMA ainsi qu'a toute sa famille

*A tous mes amis (es) : SALIM, HACENE, HAKIM, HICHAM,
RABAH, HEMZA, KACI, YUCEF..... en particulier YACINE*

A tout mes amis de la cité universitaire boukhalfa 2

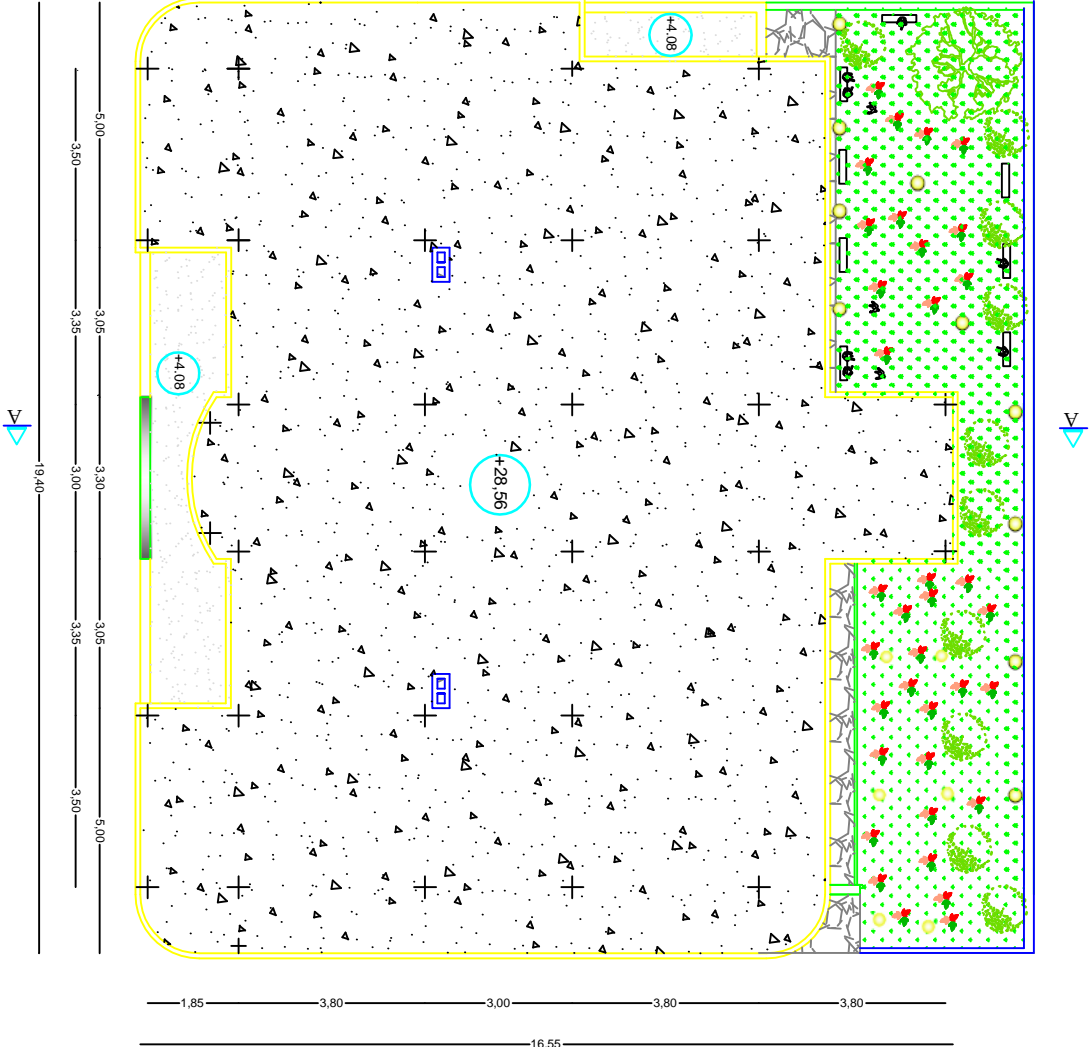
A toutes la promotion master 2 professionnel CCI (2012/2013)

FARID



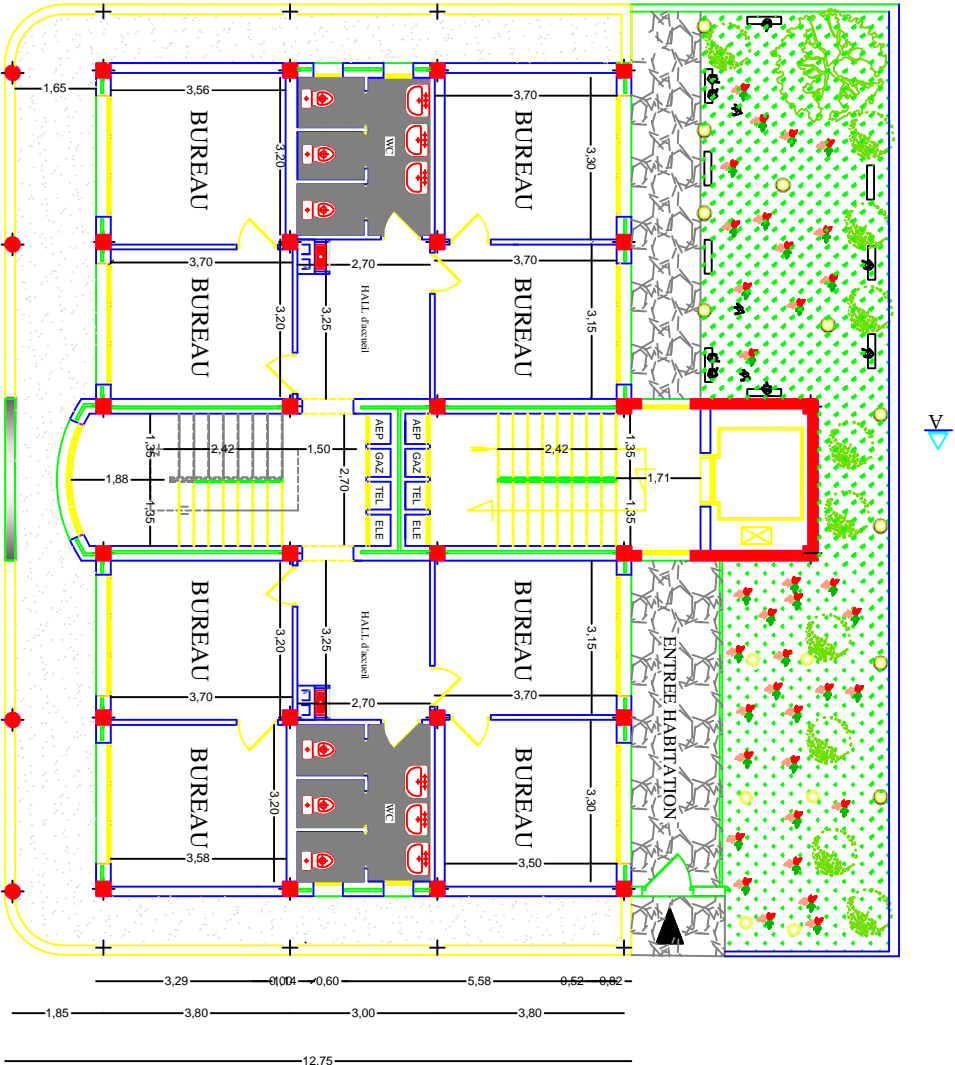
SOMMAIRE

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage.....	01
Chapitre II : Predimensionnement des éléments.	12
Chapitre III : Calcul des éléments.....	29
• III-1-Acrotère.....	29
• III-2-Plancher.....	37
• III-3-Escalier	52
• III-4-Poutre palière(RDC)	81
• III-4-Poutre palière (étage courant)	90
• III-5-Balcons	99
• III-6-Porte à faux.....	104
• III-7-Poutre de chainage.....	109
• III-8-Salle machine.....	118
Chapitre IV : Présentation du logiciel ETABS.....	127
Chapitre V : Vérification au RPA.....	147
Chapitre VI : Ferrailage des poutres.....	159
Chapitre VII : Ferrailage des poteaux.....	171
Chapitre VIII : Ferrailage des voiles.....	197
Chapitre IX : Etude des fondations.....	210
Conclusion	
Bibliographie	

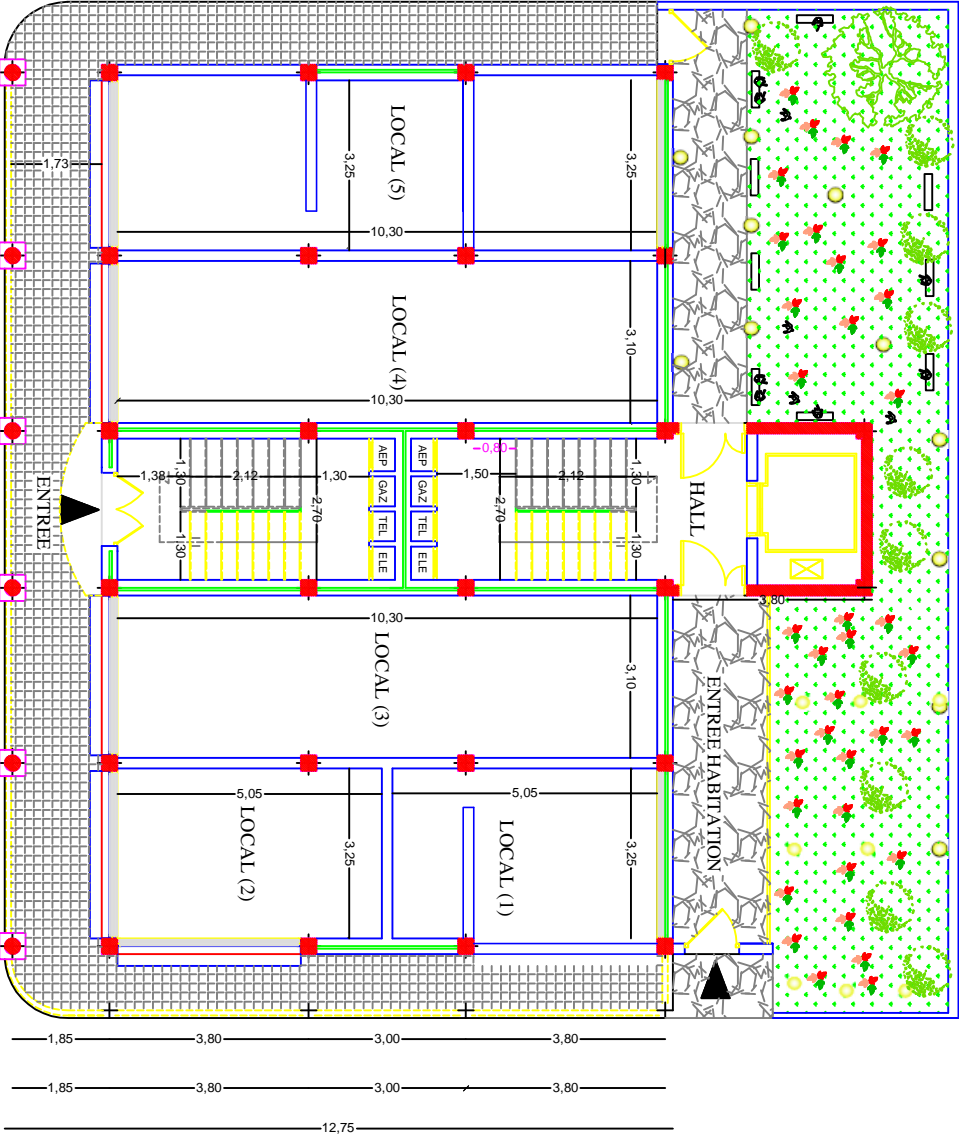


PLAN DE TOITURE





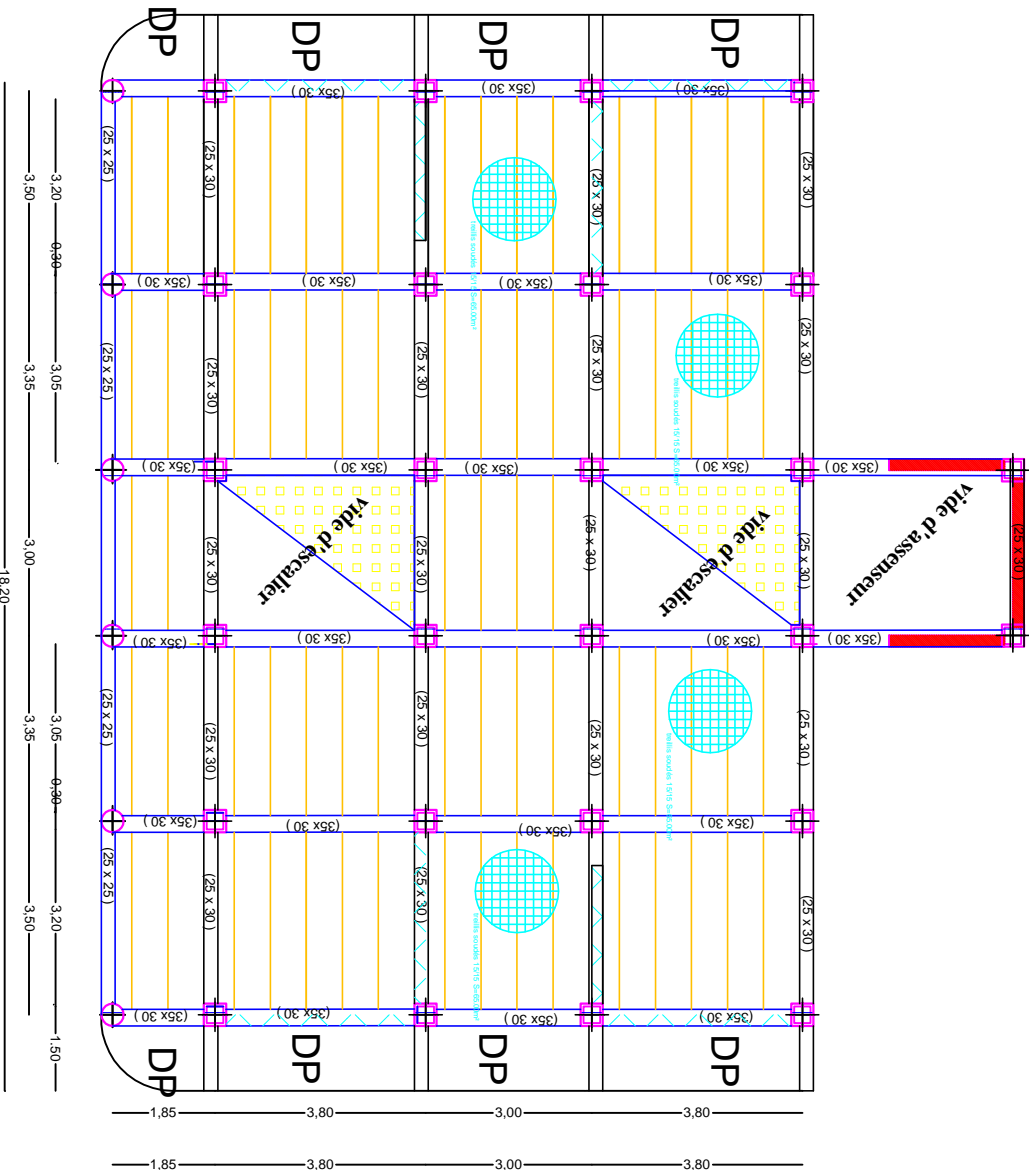
PLAN DU 1er ETAGE
(SERVICES)



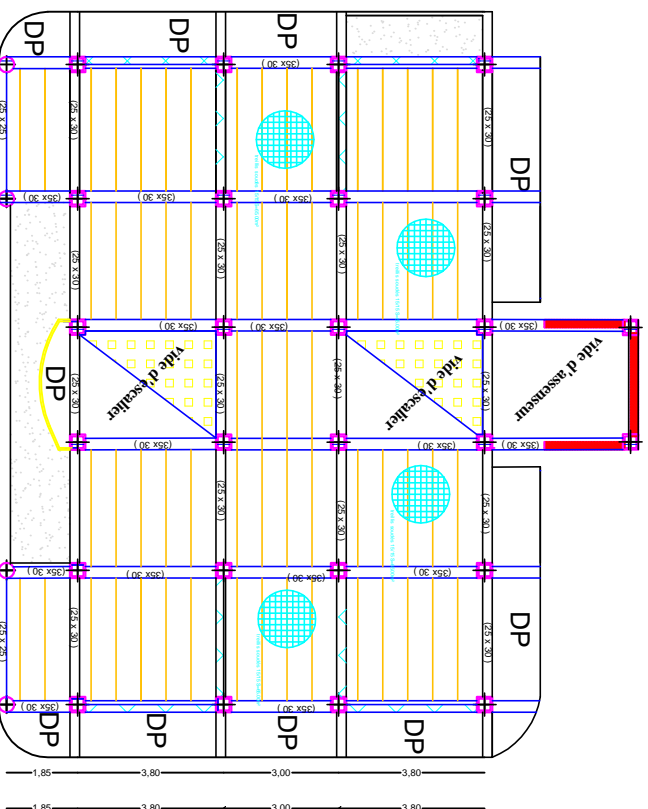
PLAN DU RDC



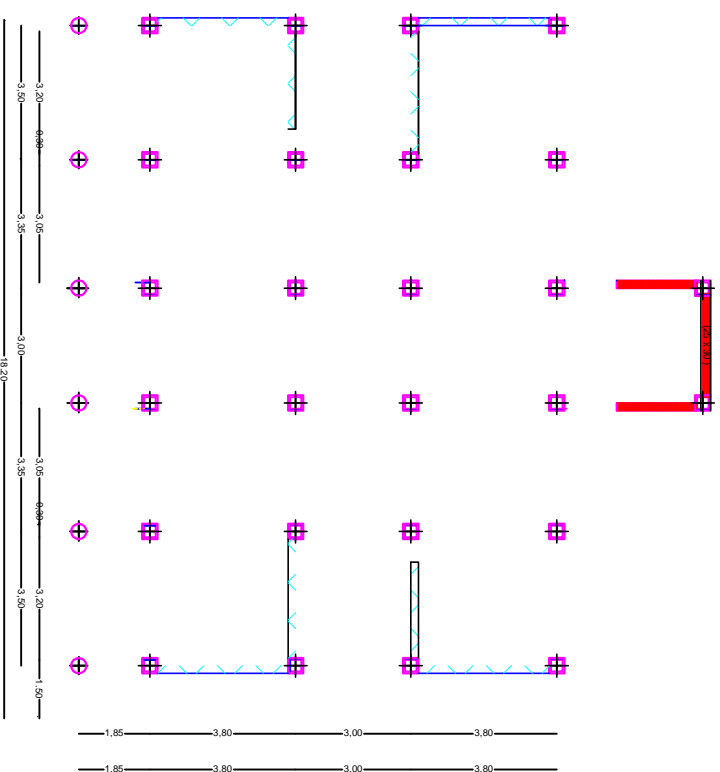
plan de coffrage de radier



PLAN de coffrage RDC



PLAN de coffrage étage courant



disposition de voile

INTRODUCTION

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années De formation de Master à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment comportant un RDC plus 8 étages a ossatures mixtes dont le système de contreventement est assuré par des voiles.

Dans cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis ETABS (Version 9.0.2) particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages. Il nous a permis non seulement la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, mais aussi les efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont ensuite utilisés pour ferrailler les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le BAEL91 et les Règles Parasismiques Algériennes "RPA99/Version 2003".

I-1) Introduction :

Le projet en question consiste à l'étude et au calcul des éléments résistants d'un bâtiment, a usage d'habitation et commercial en **(R+8)**.

Pour nos calculs, on aura à étudier toute la structure qui constitué d'une structure mixte en béton armé (portiques et voiles), et présente une terrasse inaccessible.

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage, en l'occurrence, la zone d'implantation, les différentes caractéristiques géométriques de l'ouvrage, les éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques, la réglementation utilisée ainsi que les caractéristiques du sol.

I-2) La zone d'implantation :

Le bâtiment qui fait l'objet de cette étude, sera implanté dans la ville de Tizi-Ouzou qui Est considérée d'après le règlement parasismique algérien comme zone de moyenne sismicité, c'est-à-dire, **(zoneIIa)**.

I-3) Description de l'ouvrage :

Cette tour comporte :

- Un rez- de-chaussée (**RDC**) à usage commercial
- Du 1^{er} étage a usage de bureau
- Les autres étages à usages d'habitation
- Une terrasse inaccessible
- Deux cages d'escalier
- Une cage d'ascenseur.

I-4) Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

L'ingénieur en génie civil est tenu à respecter au mieux la conception de l'architecte, autrement dit, à ne pas modifier les caractéristiques géométriques de l'ouvrage qui sont les suivantes :

- Hauteur totale 28,56 m.
- Longueur totale du bâtiment.....19,40 m.
- Largeur totale du bâtiment.....18,20m.
- Hauteur d'étage courant.....3,06 m.
- Hauteur du RDC.....4,08 m.
- Hauteur de l'acrotère0,60 m.

I-5) Le système structural :

La structure du bâtiment est choisie en tenant de sa capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique, de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique. En conséquence, notre structure sera composée d'un système en portiques (poteaux- poutres) contreventée par des voiles en béton armé.

I-6) Les éléments constitutifs de l'ouvrage :**I-6-1) Les planchers :**

Le plancher est une partie horizontale de la construction, il a pour fonction :

- séparer entre chaque deux niveau successif de bâtiment.
- Il est capable de supporter en outre de son poids propre les charges d'exploitation et de les transmettre aux éléments porteurs de l'ossature (fonction de résistance mécanique).
- Il assure l'isolation thermique et acoustique des différents étages (fonction d'isolation). Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :

a) Planchers en corps creux : qui est porté par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux).

b) Plancher en dalle pleine : coulée sur place, pour les balcons.

I-6-2) Les dalles pleines :

Suite à des contraintes de résistance pour la salle des machines de l'ascenseur, nous avons opté pour des dalles pleines en béton armé.

I-6-3) Les escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux. Notre bâtiment comporte deux cages d'escalier. la première desservant la totalité des niveaux (du RDC au dernier niveau), le deuxième desservant du rez-de-chaussée au premier étage. Notre type d'escalier est un escalier à deux volées qui sera réalisé en béton armé et coulé sur place.

I-6-4) La cage d'ascenseur :

Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voile, coulé sur place.

I-6-5) Le remplissage (maçonnerie) :

Les façades seront réalisées en double cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur séparées d'une lame d'air de 5cm d'épaisseur, les murs de séparation seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur.

I-6-6) Les revêtements

- Carrelage (scellé) pour les planchers et escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs de façades et les cages d'escaliers.
- Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

I-6-7) Les fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier.

Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I-7) Caractéristiques mécaniques des matériaux :**I-7-1) Le béton :****I-7-1-1) Comportement expérimentale :**

Le béton est un matériau composite confectionné à base de ciment, gravier, sable et eau après une étude de composition réalisée par un laboratoire spécialisé.

- **Essai de compression :**

Le béton présente une relative bonne résistance à la compression, les résistances obtenues dépendent de la composition. En général les essais sont réalisés sur des éprouvettes normalisées appelées (16×32), de forme cylindrique.

A partir d'une courbe contrainte – déformation d'un essai de compression, on peut tirer les grandeurs suivantes :

-Le module de Young instantané $E_{ij} \approx 32164,2 \text{ MPa}$

-La contrainte maximale $\sigma_{\max} = 20 \text{ à } 40 \text{ MPa}$

-La déformation maximale à la rupture $\varepsilon_{\max} \approx 2\text{‰} = 2 \times 10^{-3}$

- **Essai de traction :**

Il est beaucoup plus difficile de faire des essais en traction, on retiendra uniquement que la résistance à la traction du béton est beaucoup plus faible que celle à la compression

$$F(t) = 0,6 + 0,06 F_{c28}$$

- **Fluage de béton :**

Sous chargement constant, la déformation de béton augmente continuellement avec le temps. Pour le béton, les déformations de fluage sont loin d'être négligeable puisqu'elles peuvent représenter jusqu'à trois fois les déformations instantanées.

$$E_v = E_{\infty} = 3.E_i$$

- **Phénomène de retrait :**

Après coulage, une pièce de béton conservée à l'air tend à se raccourcir, ceci est dû à l'évaporation de l'eau non liée avec le ciment et peut entraîner des déformations de l'ordre de $1,5 \times 10^{-4}$ à 5×10^{-4} selon l'humidité de l'environnement.

- ✓ La principale conséquence du retrait est l'apparition de contraintes internes de traction, la contrainte dont la valeur peut facilement dépasser la limite de fissuration.
- ✓ Pour se protéger des désordres liés au retrait, on adoptera les dispositifs constructifs suivants :

- Utiliser des bétons à faible chaleur d'hydratation
- Maintenir les parements en ambiance humide après coulage
- Disposer les armatures de peaux de faible espacement pour bien répartir les fissures de retrait
- Eviter de raccorder des pièces de tailles très différentes
- Utiliser des adjuvants limitant les effets du retrait.

• Dilatation thermique :

Le coefficient de dilatation du béton vaut 9×10^{-6} à 12×10^{-6} et on adoptera une valeur forfaitaire de 10^{-5} pour le béton armé. Une variation de température peut entraîner des contraintes internes de traction qui engendrent ensuite une dilatation. Pour éviter ces désordres, on placera régulièrement sur les éléments (dalle, voile de façade) ou bâtiment de grandes dimensions des joints de dilatation espacés de 25m à 50m selon la région.

I-7-1-2) Résistance caractéristique à la compression :

Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée f_{c28} .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée selon (Art A. 2.1, 11 BAEL 91 modifiées 99) comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 \cdot j} \cdot f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa (CBA 93 – A.2.1.1.1).}$$

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

Pour le présent projet on adoptera : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

I-7-1-3) Résistance caractéristique à la traction : (Art A.2.1, 12 BAEL91 modifiées 99)

Conventionnellement elle est définie de celle à la compression par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.}$$

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

I-7-1-4) Contraintes limites :

a) Contrainte limite à la compression : (Art A.4.3, 41 BAEL91 modifiées 99)

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,50$ en situation courante

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

$\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle

$$\longrightarrow f_{bc} = 18,5 \text{ MPa}$$

} pour $\theta=1$

θ coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions

- $\theta = 1$ si la durée d'application est supérieure à 24 heures.
- $\theta = 0,9$ si la durée d'application est entre 1 heures et 24 heures
- $\theta = 0,85$ si la durée d'application est inférieure à 1 heures.

b) Contrainte limite de cisaillement :(Art A.5.1, 21 BAEL91)

$\tau_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$ pour la fissuration peu nuisible.

$\tau_u = \min (0,10 f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$ pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

c) Contraintes de service à la compression :(Art A .4 .5 ,2 BAEL91)

$$\sigma_{bc} = 0,60 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

I-7-1-5) Module d'élasticité :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de module :

a) Module d'élasticité instantané:(Art A.2 .1, 21 BAEL91)

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

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

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow E = 32164,2 \text{ MPa}$

b) Module d'élasticité différé :(Art A. 2.1,22 BAEL91)

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, afin de tenir compte de l'effet de fluage du béton, on prend un module égal :

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

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$

c) Module d'élasticité transversale :

$$G = E / 2 (1 + \nu) \text{ MPa}$$

ν : Coefficient de poisson ; avec $\nu = \frac{\varepsilon_l}{\varepsilon_t}$

d) Coefficient de poisson :(Art A.2.1,3 BAEL91)

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales, il sera pris égale à :

$$\nu = 0,2 \quad \text{L'état limite de service}$$

$$\nu = 0 \quad \text{L'état limite ultime}$$

I-7-1-6) Diagramme contraintes déformations :(Art A.4.3, 41 BAEL 91)

Dans le calcul du béton armé relatif aux états limites, le diagramme (contraintes-déformations) réel est remplacé par le diagramme conventionnel dit (parabole-rectangle)

- Modèle de calcul à L'E.L.U :

Pour les calculs à L'E.L.U, le diagramme réel de déformations donné sur la figure I-1

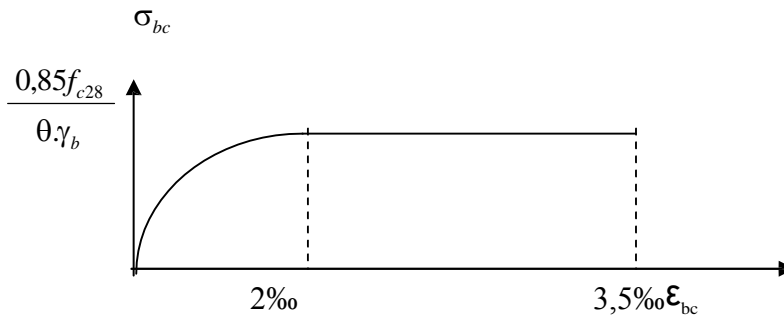


Fig.I-1 : Diagramme de calcul contrainte déformation du béton L'E.L.U.

-Modèle de calcul à L'E.L.S:

C'est au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration.

La valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

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

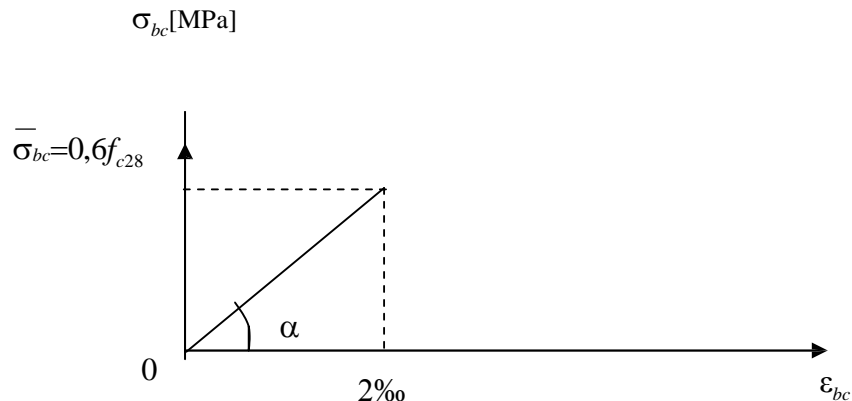


Fig.I-2: Diagramme de calcul contrainte– déformation du béton à L'E.L.S.

I-7-2) Les aciers :**I-7-2-1) Types d'aciers :**

On distingue 4 types d'aciers pour armatures, du moins au plus écroui :

1. Les aciers doux : Ayant une valeur caractéristique de la limite élastique garantie de 125 ou 235 MPa. Ce sont les ronds lisses.

2. Les aciers durs, type I : Ayant une limite d'élasticité garantie de 400MPa et un allongement à la rupture de 14 % Ce sont les aciers à haute adhérence de type I.

3. Les aciers durs, type II : Ayant une limite d'élasticité garantie de 500MPa et un allongement à la rupture de 12% Ce sont les aciers à haute adhérence de type II.

4. Les aciers fortement écrouis : Ayant une limite d'élasticité garantie de 500MPa et un allongement à la rupture de 8% Ces aciers sont utilisés pour fabriquer les treillis soudés et les fils sur bobines.

Dans le calcul des aciers, les caractéristiques qu'il faut prendre en compte sont :

f_{eg} : Limite d'élasticité garantie

η : Coefficient de fissuration

ψ_s : Coefficient de scellement

E_s : Module de déformation longitudinale

Φ : Diamètre de l'armature.

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction. Dans le présent projet, nous aurons à utiliser les 03 types d'aciers suivants :

-Haute adhérence FeE400.

-Rond lisses S235

-Treillis soudés TL520 ($\Phi < 6$)

Principales caractéristiques des aciers		
Barres lisses	Φ	
Nuance FeE	215	235
Limite d'élasticité f_e (MPa)	215	235
Résistance à la rupture σ_r (MPa)	330	410
Allongement de rupture	22%	25%
Barres à haute adhérence	HA	
Nuance FeE	400	500
Limite d'élasticité f_e (MPa)	400	500
Résistance à la rupture σ_r (MPa)	480	550
Allongement de rupture	14%	12%
Treillis soudés	TS	
Nuance FeE	500	
Limite d'élasticité f_e (MPa)	500	
Résistance à la rupture σ_r (MPa)	550	
Allongement de rupture	8%	

Barres (tous diamètre)			
	Lisses	HA	
ψ_s	1	1,5	
η	1	1,6 en général	
Treillis soudés (tous types standard)			
	TSL	TSHA	
		$\phi < 6\text{mm}$	$\phi \geq 6\text{mm}$
ψ_s	1	1,5	1,5
η	1	1,3	1,6

I-7-2-2) Module d'élasticité longitudinal :

Il est noté (E_s), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

I-7-2-3) Diagramme contraintes-déformations:

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

Le diagramme contraintes- déformations a l'allure suivante :

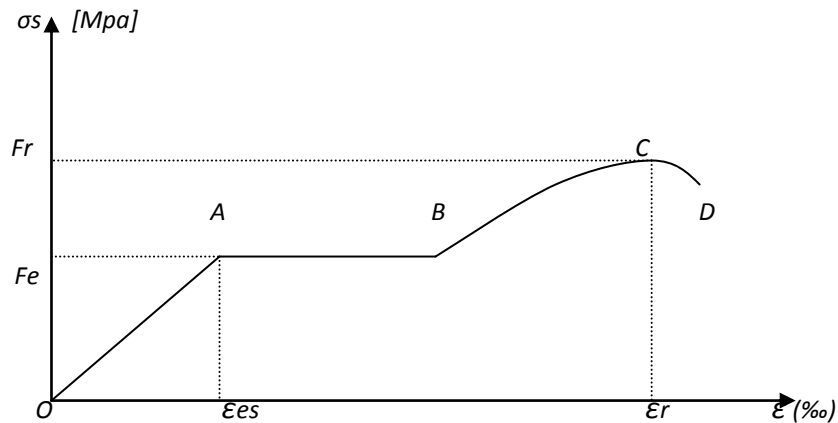


Fig.I-3 : Le diagramme contraintes- déformations

Avec: F_r : Résistance à la rupture.

F_e : Limite d'élasticité.

ϵ_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier.

Le diagramme comprend quatre zones :

Zone OA : Domaine d'élasticité linéaire.

Zone AB : Domaine de ductilité.

Zone BC : Domaine de raffermissement.

Zone CD : Domaine de striction

I-7-2-4) Diagramme contrainte déformation de calcul : (Art Art A.2.2,2 BAEL 91)

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

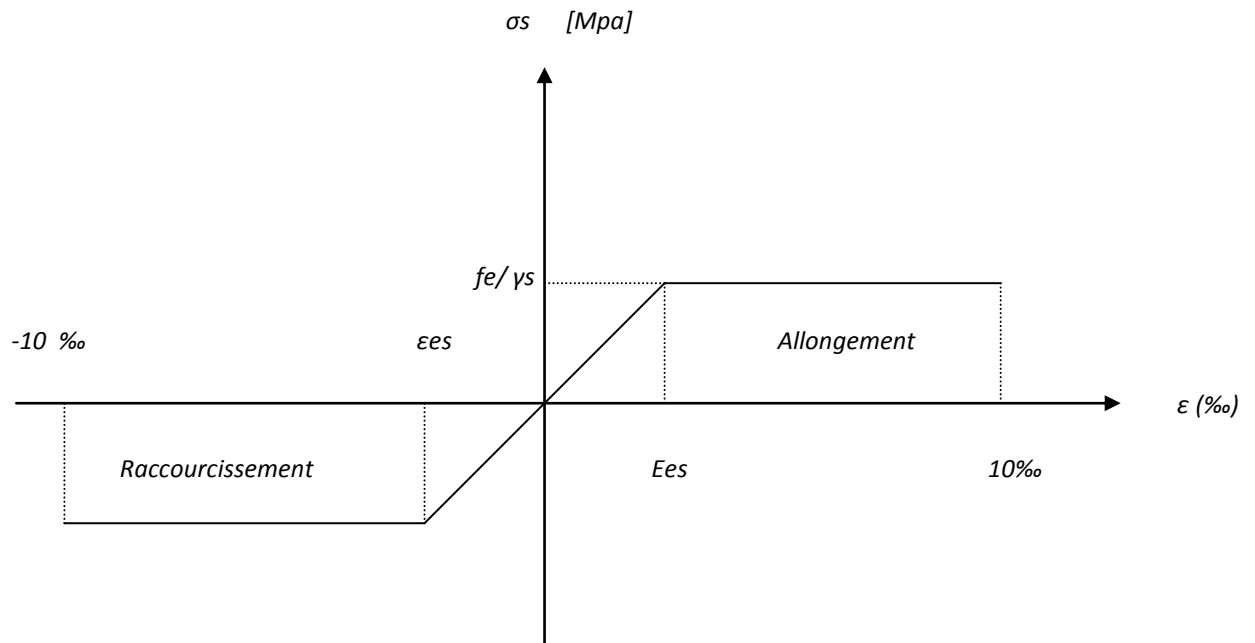


Fig.I-4 : Diagramme contrainte déformation de calcul.

I-7-2-5) Limite d'élasticité : (Art A.4.3,2 BAEL 91)

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

γ_s : Coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1,15$ En situation durable

$\gamma_s = 1,00$ En situation accidentelle

I-7-2-6) 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), et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendus sous l'action des sollicitations de service d'après les règles **BAEL91**, on distingue trois cas de fissuration :

a) Fissuration peu nuisible : (Art A.4.5,32 BAEL 91)

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

b) Fissuration préjudiciable : (Art A.4.5,33 BAEL 91)

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left[2/3 f_e, \max [0,5 f_e, 110 (\eta f_{tj})^{1/2}] \right] \text{ MPa}$$

Avec:

σ_{st} : contrainte limite d'élasticité de l'acier.

f_e : limite d'élasticité des aciers utilisés.

f_{tj} : la résistance caractéristique à la traction du béton.

η : coefficient de fissuration tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta=1,0 \text{ pour les RL} \\ \eta=1,6 \text{ pour les HA} \end{array} \right.$$

c) Fissuration très préjudiciable : (Art A.4.5,34 BAEL 91)

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_{st}} = 0,8 \min \left[2/3 f_e , \text{Max} [0,5 f_e , 110 (\eta f_{tj})^{1/2}] \right] \quad \text{MPa}$$

I-7-2-7) Protection des armatures : (Art A.7.1. BAEL91)

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

- **$C \geq 5 \text{ cm}$** : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- **$C \geq 3 \text{ cm}$** : Pour les éléments en contact avec un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)
- **$C \geq 1 \text{ cm}$** : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

Introduction :

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques du bâtiment, ainsi que les matériaux le constituant, nous passons au pré dimensionnement des éléments tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux, et enfin les voiles. Ce pré dimensionnement permet de déterminer les différentes charges qui seront appliquées aux différents éléments de la structure.

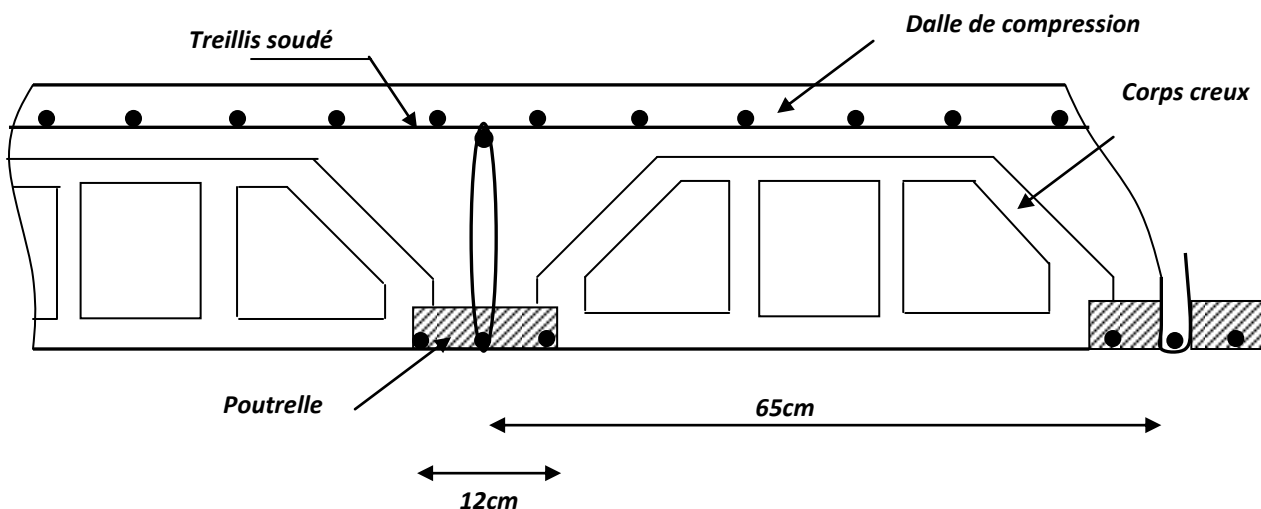
II-1) Les planchers :

Fig.II-1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

Les planchers doivent être conçus de telle sorte à supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitations. Pour cela leur dimensionnement est donné par les formules de (BAEL 91modifiées 99/ Art.B.6.8,424) suivante :

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

Avec:

h_t : hauteur totale du plancher.

l_{\max} : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

Dans notre cas la portée libre maximale est $l_{\max} = 350 - 30 = 320$ cm ce qui nous donne :

$$h_t \geq 320 / 22,5 = 14,22 \text{ (cm)}$$

Nous adopterons un plancher de 20 cm d'épaisseur composé d'un corps creux de 16 cm et d'une dalle de compression de 4 cm.

II-2) Les poutres :

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

▪ Hauteur : $L / 15 \leq ht \leq L / 10$ (2.1)

▪ Largeur : $0,4 ht \leq b \leq 0,7 ht$ (2.2)

L : la portée maximum entre nus d'appuis de la travée considérée

Par ailleurs, d'autres conditions sont recommandées par le **RPA 99** liées à la zone

IIa telles que :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ ht \geq 30 \text{ cm} \\ ht / b \leq 4 \\ b_{\max} \leq 1,5 ht + b_1 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (2.3)$$

Avec : $b_1 = 30 \text{ cm}$

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

- poutres principales (ou porteuses)
- poutres secondaires (ou de chaînage)

II-2-1) Poutres Principales :

Sachant que $L = 545 - 30 = 515 \text{ cm}$, il vient :

$$515 / 15 \leq ht \leq 515 / 10 \text{ ce qui donne } 34,33 \leq ht \leq 51,5$$

On prend **ht = 35 cm**

Par conséquent, la largeur b sera :

$$0,4 ht = 16 \text{ cm}$$

$$0,7 ht = 28 \text{ cm}$$

On prend par mesure de sécurité **b = 30 cm.**

•Vérification des exigences RPA 99 version 2003 / Art 7.5.1 (Zone sismique IIa) :

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ ht = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ ht / b = 40 / 30 = 1,33 \leq 4 \\ b_{\max} = 25 \text{ cm} \leq 1,5 ht + b_1 = 90 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ Conditions vérifiées.}$$

II-2-2) Poutres Secondaires :

Sachant que $L = 350 - 30 = 320$ cm, il vient :

$$L/15 = 320/15 = 21,33\text{cm} \quad ; \quad L/10 = 320/10 = 32,0\text{cm}$$

Donc

$$21,33 \leq h_t \leq 32,0$$

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

La largeur b sera donc :

$$\left. \begin{array}{l} 0,4 h_t = 12\text{cm} \\ 0,7 h_t = 21\text{cm} \end{array} \right\} 12 \leq b \leq 21$$

On prend par mesure de sécurité **$b = 25\text{cm}$**

•Vérification des exigences RPA 99 version 2003 / Art 7.5.1 (Zone sismique IIa) :

$$\left. \begin{array}{l} b = 25\text{ cm} \geq 20\text{ cm} \\ h_t = 30\text{ cm} \geq 30\text{ cm} \\ h_t / b = 30 / 25 = 1,20 \leq 4 \\ b_{\max} = 25\text{ cm} \leq 1,5 h_t + b_1 = 75\text{ cm} \end{array} \right\} \text{Conditions vérifiées.}$$

Les conditions imposées par le **RPA99** sont toutes vérifiées, donc les sections adoptées sont :

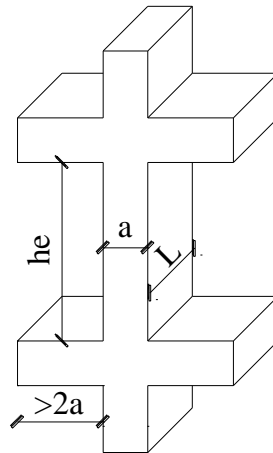
- poutres principales **(30x 35) cm²**.
- poutres secondaires **(25 x 30) cm²**.

II-3) Les Voiles:

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place .Ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales et à reprendre une partie des effets dus aux charges verticales.

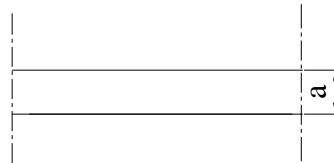
Epaisseur minimale d'un voile: $a=15\text{cm}$

De plus l'épaisseur est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquée ci-dessous :



$$L \geq 4a$$

Fig.II-2 : Coupe de voile en élévation.



$$a \geq h_e / 20$$

Fig.II-3 : Coupe de voile en plan.

•Pour le RDC : $h = 408\text{cm}$

$h_e = h - \text{épaisseur de la dalle}$

$$h_e = 408 - 20 = 388\text{cm}$$

$$e \geq h_e / e_p = 388 / 20 = 19,4$$

•Pour l'étage courant : $h = 306\text{ cm}$

$h_e = h - \text{épaisseur de la dalle}$

$$h_e = 306 - 20 = 286\text{ cm}$$

$$e \geq h_e / e_p = 286 / 20 = 14,3$$

On adopte une épaisseur : **$e = 20\text{cm}$** pour l'étage courant, et le rez-de-chaussée

Vérification :

On doit vérifier que $L_{min} \geq 4e$ avec **Lmin** : portée min des voiles

$L_{min}=270 \text{ cm} \Rightarrow L_{min}=270 \text{ cm} > 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

II-4) Descente de charge :**II-4-1) Détermination des charges et surcharges :**

Afin de pré dimensionner les éléments (acrotère, planchers, poteaux) on doit d'abord déterminer le chargement.

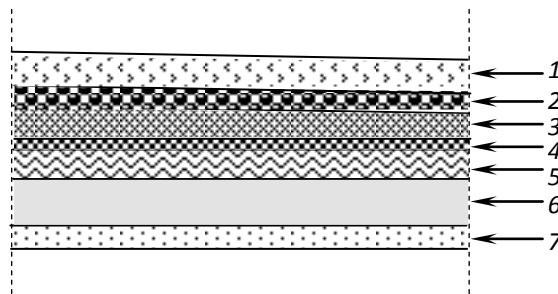
II-4-1-1) Les charges permanentes :**a) Plancher terrasse (inaccessible) :**

Fig.II-4 : Coupe verticale du plancher terrasse

Tableau.II-1 : Valeur de la charge permanente G_{pt} du plancher terrasse :

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Pds volumique [KN / m ³]	Charges [KN / m ²]
1	Couche de gravillon	0,05	20,00	1,00
2	Etanchéité multiple	0,02	6,00	0,12
3	Forme de pente en béton	0,07	22,00	1,54
4	Feuille de polyane	/	0,01	0,01
5	Isolation thermique en liège	0,04	4,00	0,16
6	Dalle en corps creux	0,20	14,00	2,80
7	Enduit de plâtre	0,02	10,00	0,20
				$G_{pt} = 5,83$

b) Plancher Etage courant et RDC :

Tableau.II-2 : Valeur de la charge permanente G_c de l'étage courant et RDC :

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Pds volumique [KN / m^3]	Charges [KN / m^2]
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,03	18	0,54
4	Dalle en corps creux	0,20	14	2,80
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
6	Maçonnerie en brique creuse	0,10	09	0,90
				$G_c = 5,28$

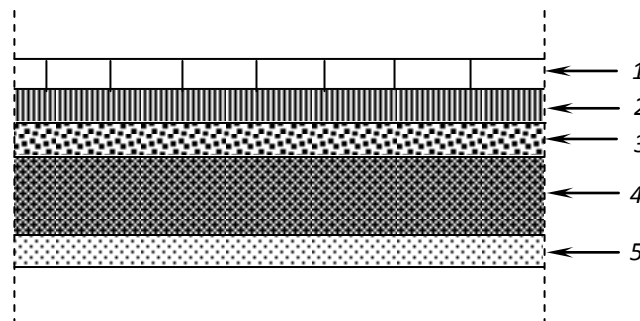


Fig.II-5 : Coupe verticale d'un plancher d'étage courant

c) Maçonnerie :

c-1) Mur extérieur :

Tableau.II-3 : Valeur de la charge permanente de la maçonnerie (mur extérieur).

N°	Désignation	Epaisseur(m)	Poids volumique [KN / m ³]	Charges [KN / m ²]
1	Mortier de ciment	0,02	22	0,44
2	Brique creuse	0,10	09	0,9
3	Lame d'air	0,05	12	/
4	Brique creuse	0,10	09	0,9
5	Enduit plâtre	0,02	12	0,24
				G_{me}=2,48

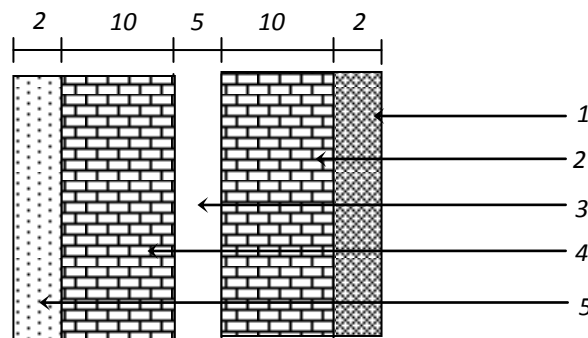


Fig.II-6 : Coupe verticale d'un mur extérieur

c-2) Mur intérieur :

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

N°	Désignation	Epaisseur(m)	Poids volumique [KN / m ³]	Charges [KN / m ²]
1	Enduit de plâtre	0,02	12	0,24
2	Brique creuse	0,10	09	0,9
3	Enduit de plâtre	0,02	12	0,24
				G_{mi}=1,38

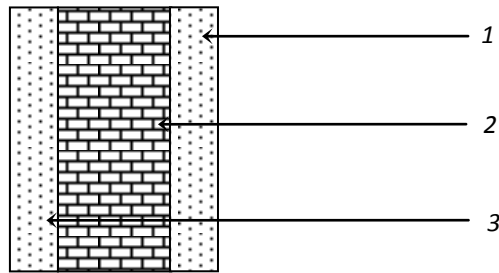


Fig.II-7 : Coupe verticale d'un mur intérieur

d) L'acrotère

$$G = S \times \rho \quad \text{avec :}$$

$$\rho = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$S = (0,60 \times 0,10) + (0,20 \times 0,05) + (0,10 \times 0,05) + (0,10 \times 0,05)/2$$

$$S = 0,0775 \text{ m}^2.$$

$$G = S \times \rho = 0,0775 \times 25 \times 1 \text{ ml} = 1,94 \text{ KN/ml}$$

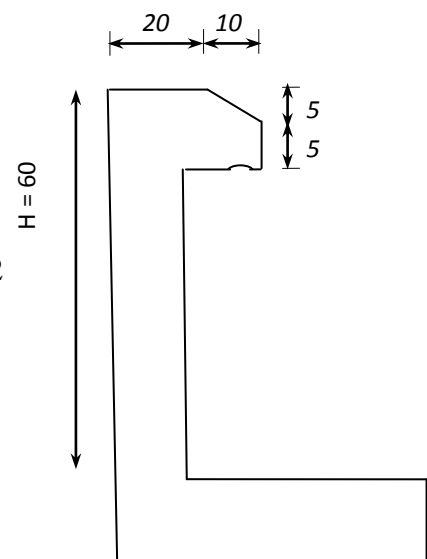


Fig.II-8 : Coupe verticale de l'acrotère

II-4-1-2) Les surcharges d'exploitations :

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

Les éléments	Les surcharges d'exploitation (Q)
Plancher terrasse inaccessible	100 kg/m ²
Plancher étage courant : à usage d'habitation	150 kg/m ²
Plancher à usage bureau	250 kg/m ²
Plancher à usage local	350 kg/m ²
L'acrotère	100 kg/ml
L'escalier	250 kg/m ²
Les balcons (dalles pleines)	350 kg/m ²

II-5) Les poteaux :

Les poteaux seront pré dimensionnés 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 déterminée est celle qui est la plus sollicitée, et qui est donnée par la relation suivante :

$$S = N_s / \sigma_{bc}$$

Avec :

N_s : effort de compressions revenant au poteau qui est considéré égal à (G+Q)

σ_{bc} : contrainte admissible du béton à la compression simple

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

L'effort normal N_s sera déterminé à partir de la descente de charge donnée par les règles du

BAEL 91modifiées 99

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

II-6) Charges et surcharges revenant au poteau D2 :**a) Surface d'influence :**

Elle est représentée dans la figure ci-dessous, elle est calculée comme suit :

$$S = (1,525 \times 1,775) + (1,60 \times 1,775) + (1,525 \times 1,375) + (1,6 \times 1,375)$$

$$S = 9,84 \text{ m}^2$$

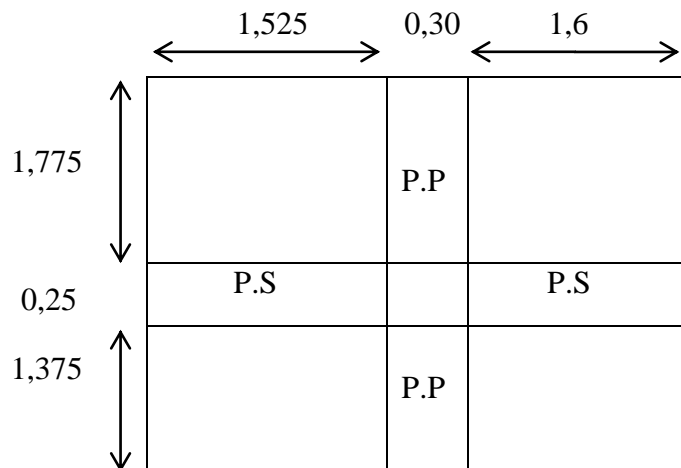


Fig.II-9 : Surface d'influence du poteau D2.

b) Charges permanentes revenant à chaque plancher :

- Plancher terrasse inaccessible	$\left[\begin{array}{l} G = 5,83 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1,00 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$
- Plancher étage courant	$\left[\begin{array}{l} G = 5,28 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1,50 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$
- Plancher bureaux	$\left[\begin{array}{l} G = 5,28 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2,50 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$
- Plancher à usage commercial	$\left[\begin{array}{l} G = 5,28 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 3,50 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$

c) Charges permanentes totales revenant au poteau D2 :*** Poids du plancher**

$$P = G \times S$$

- Plancher terrasse (inaccessible):

$$P = 5,83 \times 9,84 = 57,37 \text{ KN}$$

- Plancher étage (étage courant, bureau, commercial) :

$$P = 5,28 \times 9,84 = 51,96 \text{ KN}$$

***Poids des poutres :**

- Poutres principales :

$$P = [(0,30 \times 0,35) \times (1,775 + 1,375)] \times 25 = 8,27 \text{ KN}$$

- Poutres secondaires :

$$P = [(0,25 \times 0,30) \times (1,6 + 1,525)] \times 25 = 5,86 \text{ KN}$$

$$\text{D'où le poids total } P = 8,26 + 5,86 = 14,13 \text{ KN}$$

*** Poids des poteaux :**

➤ Pour les poteaux du RDC : $h=4,08$ m

$$P_{\text{pot}}(\text{R.D.C})=25 \times 0,30 \times 0,30 \times 4,08 = 9,18 \text{ KN}$$

➤ Pour les poteaux des étages courants : $h=3,06$ m

$$P_{\text{pot}}(\text{E.C})=25 \times 0,30 \times 0,30 \times 3,06 = 6,88 \text{ KN}$$

d) Surcharges d'exploitation revenant au poteau D2 :

- plancher terrasse inaccessible $Q_0 = 1,00 \times 9,84 = 9,84 \text{ KN}$
- plancher courant $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots \dots Q_7 = 1,50 \times 9,84 = 14,76 \text{ KN}$
- plancher bureau $Q_8 = 2,50 \times 9,84 = 24,60 \text{ KN}$
- plancher à usage commercial $Q_9 = 3,5 \times 9,84 = 34,44 \text{ KN}$

II-7) Loi de dégression de charges :

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par les locaux industriels ou commerciaux ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression des charges.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de cinq (05), ce qui est le cas du bâtiment étudié.

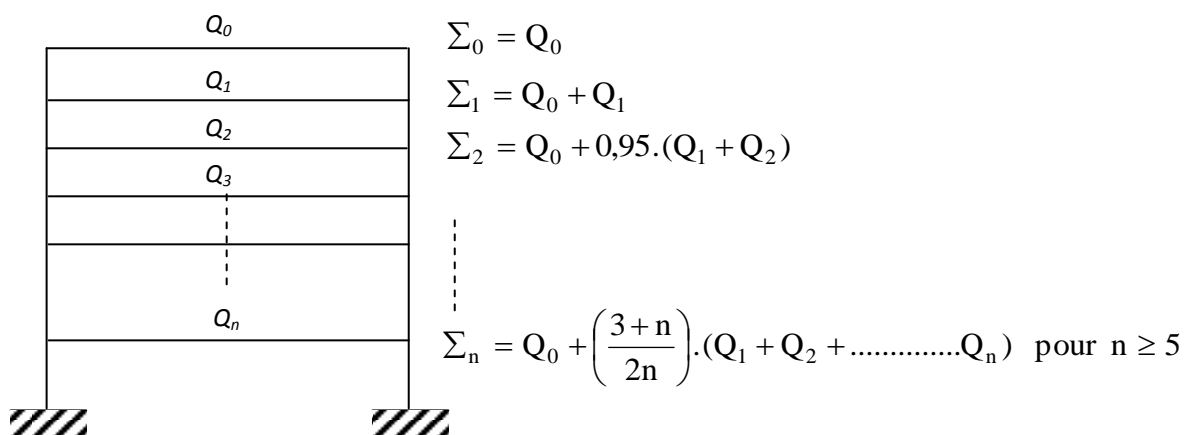


Tableau : Valeurs des coefficients de dégression des surcharges :

Niveaux	28,56	25,50	22,44	19,38	16,32	13,26	10,20	7,14	4,08
Coeff	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,687

• Calcul des surcharges selon la loi de dégression:

$$\Sigma_0 = 9,84 \text{ KN}$$

$$\Sigma_1 = 9,84 + 14,76 = 24,6 \text{ KN}$$

$$\Sigma_2 = 9,84 + 0,95 \times (14,76 \times 2) = 37,88 \text{ KN}$$

$$\Sigma_3 = 9,84 + 0,90 \times (14,76 \times 3) = 49,69 \text{ KN}$$

$$\Sigma_4 = 9,84 + 0,85 \times (14,76 \times 4) = 60,02 \text{ KN}$$

$$\Sigma_5 = 9,84 + 0,80 \times (14,76 \times 5) = 68,88 \text{ KN}$$

$$\Sigma_6 = 9,84 + 0,75 \times (14,76 \times 6) = 76,26 \text{ KN}$$

$$\Sigma_7 = 9,84 + 0,714 \times (14,76 \times 7) = 83,61 \text{ KN}$$

$$\Sigma_8 = 9,84 + 0,687 \times (14,76 \times 7 + 24,60) = 97,72 \text{ KN}$$

Pour les poteaux circulaires on les pré dimensionne selon l'article **7.4.1 du RPA99 version 2003** « pour conférer une meilleure résistance aux poteaux circulaires, il est recommandé de leur donner une section comparable à celle des poteaux centraux »

-Pour le RDC ,1 et 2^{ème} étage :

$$40 \times 40 = \pi \cdot D^2 / 4 \longrightarrow D = \sqrt{\frac{40^2 \times 4}{3,14}} = 45,15 \text{ cm}$$

On va opter pour des poteaux de diamètre 45 cm.

-Pour le 3 , 4 et 5^{ème} étage :

$$35 \times 35 = \pi \cdot D^2 / 4 \longrightarrow D = \sqrt{\frac{35^2 \times 4}{3,14}} = 39,50 \text{ cm}$$

On va opter pour des poteaux de diamètre 35 cm.

-Pour le 6 , 7 et 8^{ème} étage :

$$30 \times 30 = \pi \cdot D^2 / 4 \longrightarrow D = \sqrt{\frac{30^2 \times 4}{3,14}} = 33,86 \text{ cm}$$

On va opter pour des poteaux de diamètre 30 cm.

❖ **Vérification des conditions du RPA99 /version 2003 art .7.4.1 :**

1) Les poteaux carrés :

Les conditions exigées par le RPA, liées à la zone IIa, sont données par les formules suivantes:

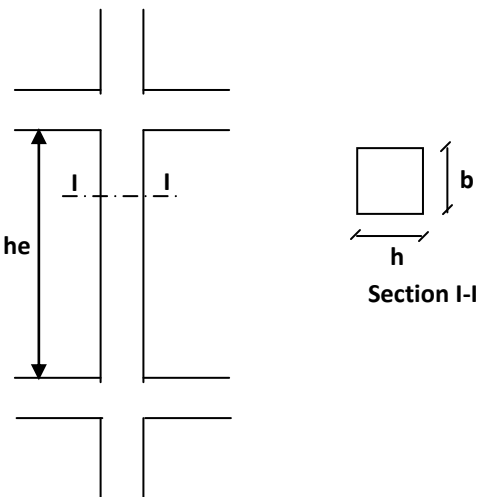
$$\left\{ \begin{array}{l} \min (b, h) \geq 25 \text{ cm} \\ \min (b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ 1/4 \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{array} \right.$$


Fig.II-10 : Coupe verticale d'un étage

On a :

Pour la zone IIa :

• **Pour le RDC, 1er, 2ème niveau: (40x40)**

Min (b,h) = 40cm \geq 25cm.....CV

Min (b,h) \geq $h_e/20 = 368/20 = 18.40$ cm.....CV (RDC)

Min (b,h) \geq $h_e/20 = 266/20 = 13.30$ cm.....CV (1,2 étage)

$1/4 < b/h = 40/40 = 1.00 < 4$CV

• **Pour le 3ème, 4ème, 5ème niveau: (35x35)**

Min (b,h) = 35 cm \geq 25cm.....CV

Min (b,h) \geq $h_e/20 = 266/20 = 13.30$ cm.....CV

$1/4 < b/h = 35/35 = 1.00 < 4$CV

• **Pour le 6ème, 7ème, 8ème niveau : (30x30)**

Min (b,h) = 30 cm \geq 25cm.....CV

Min (b,h) \geq $h_e/20 = 266/20 = 13.30$ cm.....CV

$1/4 < b/h = 30/30 = 1.00 < 4$CV

2) Les poteaux circulaires :

Selon le RPA 99 les diamètres des poteaux circulaires doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} D \geq 30 \text{ cm en zone IIa} \\ D \geq h_e/15. \end{array} \right\} \text{ les conditions sont vérifiées.}$$

❖ **Vérification des poteaux au flambement :**

1) Les poteaux carrés :

Les structures élancées doivent être vérifiées en tenant compte de l'amplification des déformations dues à l'effort normal dans les pièces comprimées afin d'éviter le risque de flambement des poteaux, l'élancement (λ) de ceux-ci devra satisfaire l'inéquation suivante :

$$\lambda = l_f / i \leq 70$$

Avec :

λ : élancement du poteau,

l_f : longueur de flambement,

i : rayon de giration, $i = \sqrt{I/B}$

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

B : section du poteau.

La longueur de flambement l_f est évaluée en fonction de la longueur libre (I_0) des pièces et de leurs liaisons effectives. Selon le **BAEL 91 modifiées 99 Art.B.3,31** ($l_f = 0,7 I_0$) lorsque le poteau est assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que le poteau dans le sens considéré, et le traversant de part en part .

Avec : I_0 : est la distance entre les faces supérieures de deux plancher consécutifs.

$l_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142$ m pour les poteaux des étages

$l_f = 0,7 \times 4,08 = 2,856$ m pour les poteaux de RDC

▪ Pour le RDC :

$$i = \sqrt{\frac{40^4}{40^2 \times 12}} = \sqrt{\frac{40^2}{12}} = 11,55 \text{ cm}$$

$$\text{D'où } \lambda = \frac{2,856}{11,55} \times 10^2 = 24,73 < 70$$

▪ Pour le 1 et 2^{ème} étage :

$$i = \sqrt{\frac{40^4}{40^2 \times 12}} = \sqrt{\frac{40^2}{12}} = 11,55 \text{ cm}$$

$$\text{D'où } \lambda = \frac{2,142}{11,55} \times 10^2 = 18,55 < 70$$

▪ Pour le 3,4 et 5^{ème} étage :

$$i = \sqrt{\frac{35^4}{35^2 \times 12}} = \sqrt{\frac{35^2}{12}} = 10,10 \text{ cm}$$

$$\text{D'où } \lambda = \frac{2,142}{10,10} \times 10^2 = 21,21 < 70$$

▪ Pour le 6,7 et 8^{ème} étage :

$$i = \sqrt{\frac{30^4}{30^2 \times 12}} = \sqrt{\frac{30^2}{12}} = 8,66 \text{ cm}$$

$$\text{D'où } \lambda = \frac{2,142}{8,66} \times 10^2 = 24,73 < 70$$

Toutes les valeurs de λ étant inférieures à 70, il n'y a aucun risque de flambement.

2) Les poteaux circulaires :

$I = \pi.D^2/32$, moment d'inertie du poteau circulaire

▪ Pour le RDC :

$$i = \frac{\sqrt{D^2}}{8} = \frac{\sqrt{45^2}}{8} = 15,91 \text{ cm}$$

$$\text{D'où } \lambda = \frac{2,856}{15,91} \times 10^2 = 17,95 < 70$$

▪ Pour le 1 et le 2^{ème} étage :

$$i = \frac{\sqrt{D^2}}{8} = \frac{\sqrt{45^2}}{8} = 15,91 \text{ cm}$$

$$\text{D'où } \lambda = \frac{2,142}{15,91} \times 10^2 = 13,46 < 70$$

▪ Pour le 3,4 et le 5^{ème} étage :

$$i = \frac{\sqrt{D^2}}{8} = \frac{\sqrt{35^2}}{8} = 12,37 \text{ cm}$$

$$\text{D'où } \lambda = \frac{2,142}{12,37} \times 10^2 = 17,32 < 70$$

▪ Pour le 6,7 et le 8^{ème} étage :

$$i = \frac{\sqrt{D^2}}{8} = \frac{\sqrt{30^2}}{8} = 10,61 \text{ cm}$$

$$\text{D'où } \lambda = \frac{2,142}{10,61} \times 10^2 = 20,19 < 70$$

Toutes les valeurs de λ étant inférieures à 70, il n'y a aucun risque de flambement.

II-8) CONCLUSION :

Après avoir fait les calculs nécessaires, nous sommes arrivés aux résultats suivants :

- hauteur du plancher $ht = 20\text{cm}$ soit un plancher de $(16 + 4)\text{ cm}$
- section des poutres principales $(30 \times 35)\text{ cm}^2$
- section des poutres secondaires $(25 \times 30)\text{ cm}^2$
- section des poteaux carrés :

RDC , 1^{ème} , 2^{ème} étage $(40 \times 40)\text{ cm}^2$

3^{ème} , 4^{ème} , 5^{ème} étage $(35 \times 35)\text{ cm}^2$

6^{ème} , 7^{ème} , 8^{ème} étage $(30 \times 30)\text{ cm}^2$

- section des poteaux circulaires :

RDC , 1^{ème} , 2^{ème} étage $D = 45\text{cm}$

3^{ème} , 4^{ème} , 5^{ème} étage $D = 35\text{cm}$

6^{ème} , 7^{ème} , 8^{ème} étage $D = 30\text{cm}$

- épaisseur des voiles $e = 20\text{cm}$.

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs aux prochains chapitres.

Tableau.II - 5: Récapitulatif des calculs de la descente de charges

	Charge permanentes en(KN)					Surcharge d'exploitation en (KN)			Section(Cm ²)	
Niveau	G Plancher	G poteau	G Poutre	G Total	G Cumule	Q Plancher	Q Cumule	N=Qc+Gc	$S \geq N_s / \sigma_{bc}$	Section Adoptée du poteau
8	57,37	0,00	14,13	71,50	71,50	9,84	9,84	81,34	54,23	30x30
7	51,96	6,88	14,13	72,97	144,47	24,6	34,44	178,91	119,27	30x30
6	51,96	6,88	14,13	72,97	217,44	37,88	72,32	289,76	193,17	30x30
5	51,96	6,88	14,13	72,97	290,41	49,69	122,01	412,42	274,95	35x35
4	51,96	6,88	14,13	72,97	363,38	60,02	182,03	545,41	363,36	35x35
3	51,96	6,88	14,13	72,97	436,35	68,88	250,91	687,26	458,17	35x35
2	51,96	6,88	14,13	72,97	509,32	76,26	327,17	836,49	557,66	40x40
1	51,96	6,88	14,13	72,97	582,29	83,61	410,78	993,07	662,05	40x40
RDC	51,96	9,18	14,13	75,27	657,56	97,72	508,5	1166,06	777,37	40x40

Enfin, On adopte pour les poteaux les coffrages suivants:

Pour les niveaux: 6,7 et 8 \longrightarrow (30x30) cm²

Pour les niveaux: 3, 4 et 5 \longrightarrow (35x35) cm²

Pour les niveaux: 1, 2, RDC \longrightarrow (40x40) cm²

Introduction :

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

III-1) Calcul de l'acrotère :

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

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

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

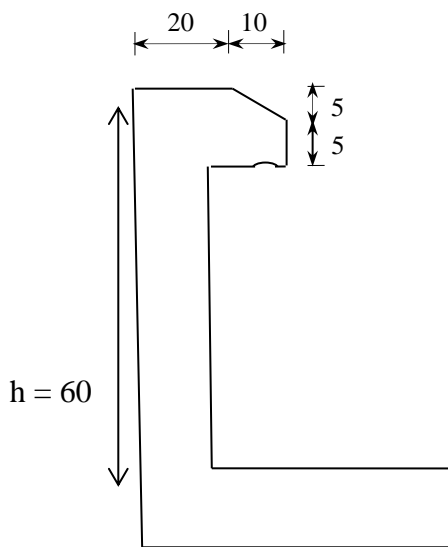


Fig.III-1 : Coupe transversale de l'acrotère

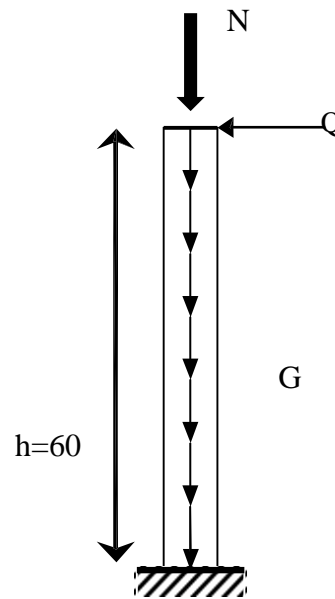


Fig.III-2 : schéma statique de l'acrotère

III-1-1) Calcul des sollicitations :

Effort normal dû au poids propre : $G = \rho \times S \times 1\text{ml}$

$$G = 25[(0,6 \times 0,1) + (0,20 \times 0,05) + (0,10 \times 0,05) + (0,10 \times 0,05)] \times 1\text{ml}$$

$$G = 1,94 \text{ KN /ml}$$

ρ : Masse volumique du béton.

S : Section longitudinale de l'acrotère.

Effort horizontal dû à la main courante :

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

Effort normal :

$$N = 1,94 \text{ KN /ml}$$

Moment de renversement M dû à l'effort horizontal : $M = Q \times H = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$

- Surcharge due à la poussée latérale Q : $Q = 1 \text{ KN/ml}$
- Effort tranchant du a la poussée latérale : $T = Q \times 1\text{ml} = 1 \text{ KN}$
- Effort normal du au poids propre G : $N_G = G \times 1 = 1,94 \text{ KN}$
- Effort normal du a la surcharge Q : $N_Q = 0$
- Moment de renversement du a G : $M_G = 0$
- Moment de renversement du a Q : $M_Q = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$

III-1-2) Combinaisons de charges :**A l'ELU :**

La combinaison de charge est : **$1,35 G + 1,5 Q$**

- Effort normal de compression :
 $N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q = 1,35 \times 1,94 + 0 = 2,619 \text{ KN}$
- Moment de renversement :
 $M_u = 1,35M_G + 1,5M_Q = 0 + 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$

A l'ELS :

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

- Effort normal de compression :
 $N_s = N_G + N_Q = 1,94 \text{ KN}$
- Moment de renversement :
 $M_s = M_G + M_Q = 0,6 \text{ KN.m}$

III-1-3) Ferrailage :

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

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

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

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

Le calcul se fera pour une bonde de 1m.

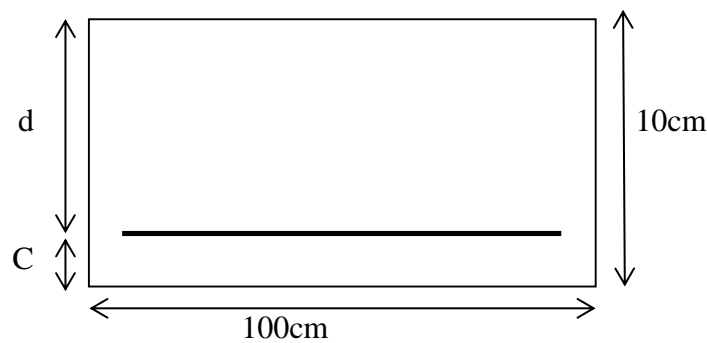


Fig.III-3 : section rectangulaire de l'acrotère

❖ **Calcul à l'ELU :**

Données :

$$h = 10 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; c = c' = 2,5 \text{ cm} ; d = 7,5 \text{ cm}.$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; F_e = 400 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

a) Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,619} = 34,36 \text{ cm}$$

$$e_u = 34,36 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2,5 = 2,5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow e_u = 34,36 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 2,5 \text{ cm}$$

D'où Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression, donc la section est partiellement

comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis on se ramène à la flexion composée.

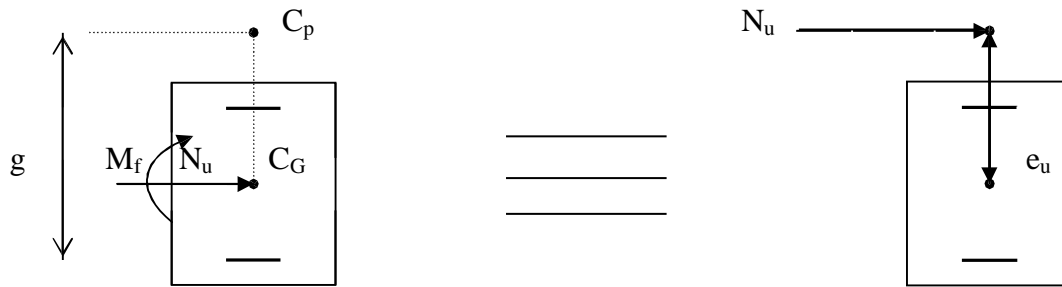


Fig.III-4 : section rectangulaire soumise à la flexion composée

b) Calcul de la section d'armatures en flexion simple :

• **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \cdot g$$

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

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c = 34,36 + \frac{10}{2} - 2,5 = 36,86 \text{ cm} \approx 36,9 \text{ cm}$$

D'où : $M_f = 2,619 \times 0,369 = 0,966 \text{ KN.m}$

• **Moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,966 \times 10^3}{100 \times 7,5^2 \times 14,2} = 0,012$$

Avec : $f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$

$$\mu_b = 0,012 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,012 \longrightarrow \beta = 0,994$$

• **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0,966 \times 10^3}{0,994 \times 7,5 \times 348} = 0,37 \text{ cm}^2$$

c) Calcul de la section des armatures réelles en flexion composée :

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \quad \text{avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = 0,37 - \frac{2,619 \times 10}{348} = 0,295 \text{ cm}^2$$

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

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

♦ Armatures principales :

$$A_u \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0,445 \cdot d}{e_s - 0,185 \cdot d} \right]$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,94} = 0,3092 \text{ m} = 30,92 \text{ cm} \approx 31 \text{ cm}$$

$$\rightarrow A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 7,5 \times 2,1}{348} \left[\frac{31 - 0,445 \times 7,5}{31 - 0,185 \times 7,5} \right] = 0,972 \text{ cm}^2$$

D'où les armatures principales :

$$A_u = 0,315 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0,972 \text{ cm}^2$$

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

$$A = A_{\min} = 0,972 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \text{Soit : } A_{\text{adoptée}} = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

♦ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{adoptée}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \text{Soit : } A_r = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

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

La fissuration est préjudiciable, donc :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28} ; 4 \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28} , 4 \right\} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \right\} = \min \{ 2,5 ; 4 \} = 2,5 \text{ MPa}$$

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

$$\text{D'où : } \tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0,02 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,02 < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

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

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} ; \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\psi_s : \text{Coefficient de scellement ; } \psi_s = 1,5 \text{ (Acier de haute adhérence)}$$

$$\text{D'où : } \bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

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

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

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \emptyset = 4 \times \pi \times 0,8 = 10,05 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } \tau_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 7,5 \times 10,05} = 0,22 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Espacement des barres :**

Armatures principales : $S_t = 25\text{cm} < \min \{ 3h ; 33\text{cm} \} = 30\text{cm} \longrightarrow$ Condition vérifiée

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

✓ **Ancrage des barres verticales :**

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

Avec : $\bar{\tau}_s = 0,6(\psi_s)^2 f_{t28} = 0,6 \times (\psi_s)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$

$$\text{D'où : } L_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2,84} = 281,69 \text{ mm}$$

\longrightarrow Soit : $L_s = 30 \text{ cm}$

❖ **Vérification à L'E L S :**

On doit vérifier les conditions suivantes :

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

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

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

σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.

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

a) Vérification des contraintes dans l'acier :

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

$$\textbf{Avec : } \rho_1 = \frac{100 \times A_u}{b \times d} = \frac{100 \times 2,75}{100 \times 7,5} = 0,366$$

$$\rho_1 = 0,366 \rightarrow \beta_1 = 0,906$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^3}{0,906 \times 7,5 \times 2,01} = 43,93 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

Avec : $\eta = 1,6$ pour les barres H.A

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \{ 266,67 ; 201,63 \}$$

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

$$\sigma_{st} = 43,93 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification des contraintes dans le béton :

$$\text{On a : } \rho_1 = 0,366 \rightarrow \beta_1 = 0,906 \rightarrow K = 38,19$$

$$\sigma_{bc} = \frac{43,93}{38,19} = 1,15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,15 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

❖ Vérification de l'acrotère au séisme : (Art 6.2.3 RPA99)

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

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas : A = 0,15 (Zone IIa, groupe d'usage2).

C_p : facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires, C_p = 0,3.

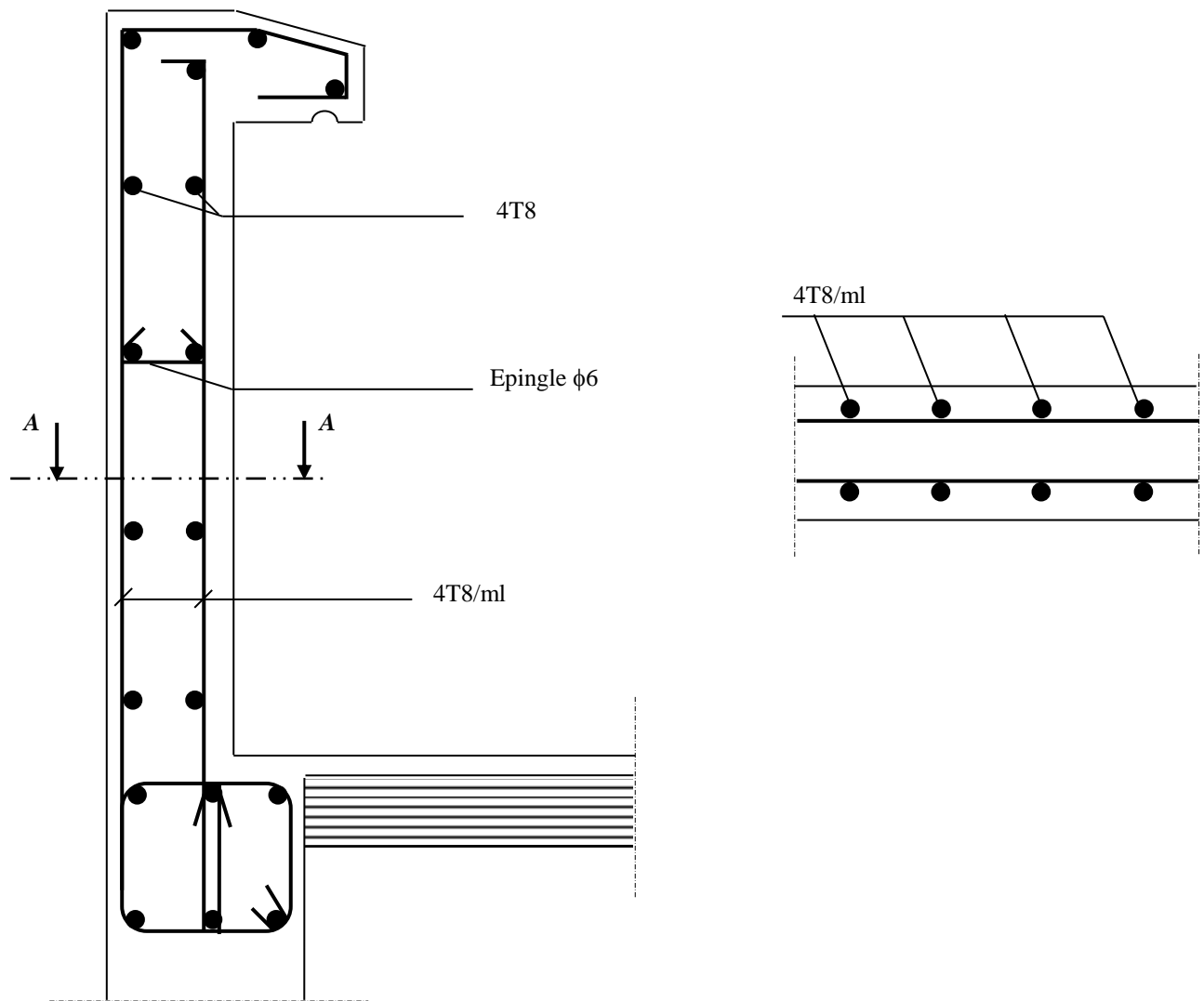
W_n : poids de l'acrotère, W_p = 1,94 KN/ ml.

$$F_p = 4 \times 0,3 \times 0,15 \times 1,94 = 0,349 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

III-1-4) Conclusion :

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

On adopte donc pour le ferrailage celui choisi précédemment.

**Fig.III-5 : Ferrailage de l'acrotère**

III-2) Calcul des planchers :**III-2-1) Planchers en corps creux :**

La structure comporte un plancher à corps creux (16+4) dont les poutrelles sont préfabriquées sur chantier, disposées suivant le sens transversal et sur lesquelles repose le corps creux. Nous avons à étudier le plancher le plus sollicité qui est celui du RDC.

Détermination des dimensions de la section en T :

$h = 16+4 = 20$ cm (hauteur de la section)

$h_0 = 4$ cm (épaisseur de la dalle de compression)

$C = 2.5$ cm (enrobage)

$d = 17.5$ cm (hauteur utile)

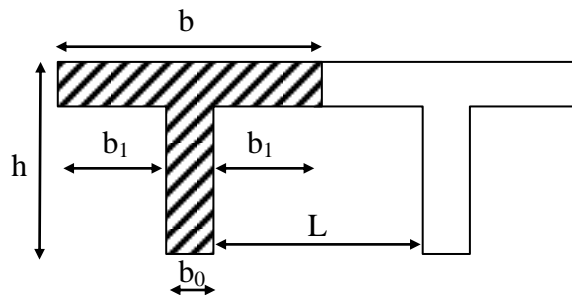
b_1 : largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure est limitée à la plus faible des valeurs ci-dessus :

$$b_1 \leq \frac{L}{2} \quad (1)$$

$$b_1 \leq \frac{L_1}{10} \quad (2)$$

$$b_1 \leq \frac{2}{3}x \quad (3)$$

$$b_1 \leq \frac{L_1 + L_2}{40} + \frac{2}{3}x \quad (4)$$

**Avec :**

L : distance entre faces voisines de deux nervures.

L_1, L_2 : distance de la portée des poutres.

x : distance de la section considérée à l'axe de l'appui le plus proche.

$$(1) \Rightarrow b_1 \leq \frac{65-12}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$(2) \Rightarrow b_1 \leq \frac{415}{10} = 41,5 \text{ cm}$$

$$(3) \Rightarrow b_1 \leq \frac{2}{3} \left(\frac{415}{2} \right) = 138,33 \text{ cm}$$

$$(4) \Rightarrow b_1 \leq \frac{415+415}{40} + \frac{2}{3} \left(\frac{325}{2} \right) = 159,08 \text{ cm}$$

Donc : $b_1 \leq 26.5$ cm, on prend $b_1 = 26,5$ cm

b : largeur de la dalle de compression.

$$b = 2b_1 + b_0 = 2(26,5) + 12 = 65 \text{ cm}$$

Conclusion : $G = 5,28 \times 0,65 = 3,43 \text{ KN/ml}$
 $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$

1) Calcul de la poutrelle :

a) Avant le coulage :

Avant le coulage de la dalle de compression les poutrelles sont considérées comme étant posées sur deux appuis simples et soumises aux charges suivantes :

- poids propre de la poutrelle : $25 \times 0,12 \times 0,04 = 12 \text{ KN/ml}$
- poids propre du corps creux : $0,65 \times 95 = 0,62 \text{ KN/ml}$
- surcharge Q due au poids propre de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

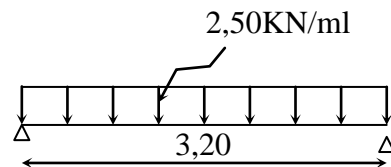
a-1) Combinaison d'actions :

à l'ELU : $Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 2,50 \text{ KN/ml}$

a-2) Calcul du moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = 3,20 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,5 \times 3,2}{2} = 4 \text{ KN}$$

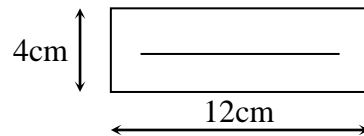


a-3) Ferrailage de la poutrelle :

$d = h - c = 4 - 2,5 = 1,5 \text{ cm}$

$$\mu_b = \frac{\mu_u}{bd^2 f_{b_u}} = \frac{3,2 \times 10^5}{12 \times 1,5^2 \times 14,2} = 8,34 > 0,392$$

$\mu_b > \mu_c = 0,392 \Rightarrow \text{S.D.A}$



Comme la section de la poutrelle est très réduite on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

b) Après coulage de la dalle de compression :

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

- poids du plancher : $G = 5,28 \times 0,65 = 3,43 \text{ KN/ml}$
- surcharge d'exploitation : $Q = 3,50 \times 0,65 = 2,275 \text{ KN/ml}$

b-1) Combinaison d'actions :

à l'ELU : $Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 8,05 \text{ KN/ml}$

à l'ELS : $Q_s = G + Q = 5,70 \text{ KN/ml}$

b-2) Détermination des moments fléchissant et des efforts tranchants :**➤ Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

$$1. \begin{cases} Q \leq 2G & \text{on a: } Q = 3,5 \text{ KN/m} < 2 \times 5,28 = 10,56 \text{ KN/m}^2 \\ Q \leq 5 \text{ KN/m}^2 & \text{et } Q = 3,50 \text{ KN/m}^2 < 5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2. les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité \Rightarrow condition vérifiée

3. les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

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

$$\text{on a } \frac{L_1}{L_2} = \frac{3.50}{3.35} = 1,04 ; \frac{L_2}{L_3} = \frac{3.35}{3} = 1.12 ; \frac{L_3}{L_4} = \frac{3}{3,35} = 0,89 ; \frac{L_4}{L_5} = \frac{3.35}{3.50} = 0.95$$

\Rightarrow Condition vérifiée

4. la fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements. \Rightarrow Condition vérifiée

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

➤ Calcul des coefficients :

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée est soumise aux mêmes charges (moments isostatique) M_w , M_e , M_t : respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauches, de droites ainsi que celle du moment en travée.

α : rapport des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanente (G) et des charges d'exploitations (Q).

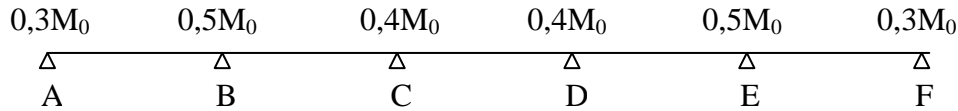
$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{3,50}{3,5+5,28} = 0,40 \quad \left(0 < \alpha < \frac{2}{3} \right)$$

Les valeurs prise pour M_t , M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_0 \\ M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,05M_0 \end{cases}$$

$$\text{- Travée intermédiaire : } M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0$$

- Travée de rive : $M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0$



On aura après calcul : $\alpha = 0,40$

$$1 + 0,3\alpha = 1,12$$

$$\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,56$$

$$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,66$$

- Calcul des moments statiques

$$M_1 = M_5 = 8,05 \times \frac{(3,5)^2}{8} = 12,33 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_4 = 8,05 \times \frac{(3,5)^2}{8} = 11,29 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 8,05 \times \frac{(3)^2}{8} = 9,06 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments fléchissant sur appuis :

$$M_A = M_F = 0,3 M_{01} = 3,70 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_E = 0,5 M_{02} = 6,16 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_D = 0,4 M_{03} = 4,52 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des moments en travée :

- Travée de rive :

$$- M_{TAB} \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 = 8,14 \text{ KN.M}$$

$$- M_{TAB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq 1,12 M_0 \Rightarrow M_{AB} \geq -5,93 + 1,12 \times 12,33 = 7,88 \text{ KN.M}$$

On prend $M_{TAB} = 8,14 \text{ KN.m} = M_{TEF}$

- Travée intermédiaire :

$$- M_{TBC} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq (1 + 0,3a)M_0$$

$$- M_{TBC} \geq -\frac{6,16 + 4,52}{2} + (1 + 0,3(0,4))11,29 \Rightarrow M_{TBC} \geq 7,30 \text{ KN.m}$$

$$- M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3 \times 0,4}{2} \right) 11,30 = 6,32 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{TBC} = 7,30 \text{ KN.m} = M_{TDE}$

Travée CD :

$$M_{TCD} + \frac{M_C + M_D}{2} \geq 1,2 \times 9,06$$

$$M_{TCD} \geq 6,35 \text{ KN.m}$$

$$M_{TCD} \geq \frac{1 + 0,4 \times 0,3}{2} \times 9,06 = 5,07 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{TCD} = 7,35 \text{ KN.m}$

➤ Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = \frac{M_{i+1} - M_i}{L} + \frac{q_u L}{2}$$

Travée AB :

$$T_A = \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} + \frac{q_u L_{AB}}{2}$$

$$T_A = \frac{-6,16 + 3,7}{3,5} + \frac{8,05 \times 3,5}{2} = 13,38 \text{ KN}$$

$$T_B = \frac{-6,16 + 3,7}{3,5} - \frac{8,05 \times 3,5}{2} = -14,80 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_B = \frac{6,16 - 4,52}{3,35} + \frac{8,05 \times 3,35}{2} = 13,97 \text{ KN}$$

$$T_C = \frac{6,16 - 4,52}{3,35} - \frac{8,05 \times 3,35}{2} = -13 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$T_C = \frac{-4,52 + 4,52}{3} + \frac{8,05 \times 3}{2} = 12,07 \text{ KN}$$

$$T_D = -\frac{8,05 \times 3}{2} = -12,07 \text{ KN}$$

Travée DE :

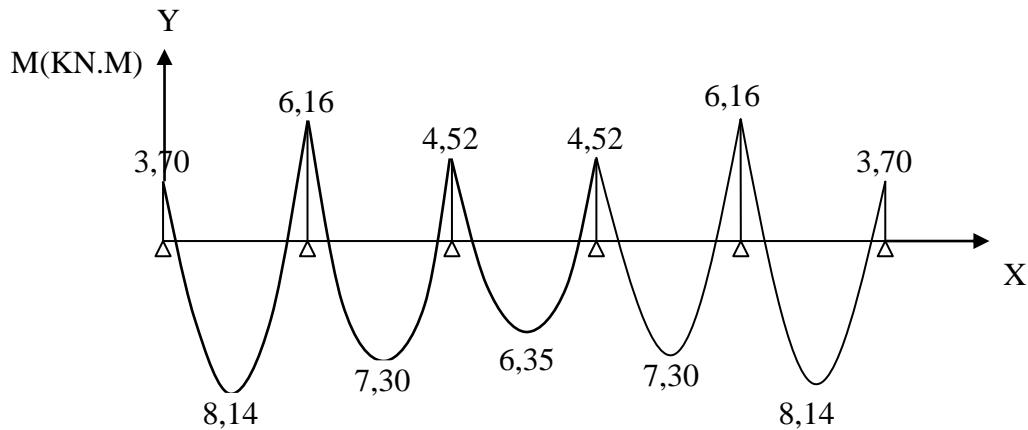
$$T_D = \frac{-6,16 + 4,52}{3,35} + \frac{8,05 \times 3,35}{2} = 13 \text{ KN}$$

$$T_E = \frac{-6,16 + 4,52}{3,35} - \frac{8,05 \times 3,35}{2} = -13,97 \text{ KN}$$

Travée EF :

$$T_E = \frac{6,16 - 3,7}{3,5} + \frac{8,05 \times 3,5}{2} = 14,80 \text{ KN}$$

$$T_F = \frac{6,16 - 3,7}{3,5} - \frac{8,05 \times 3,5}{2} = -13,38 \text{ KN}$$

✓ **Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :****Fig.III-6 : Diagramme des moments fléchissant**

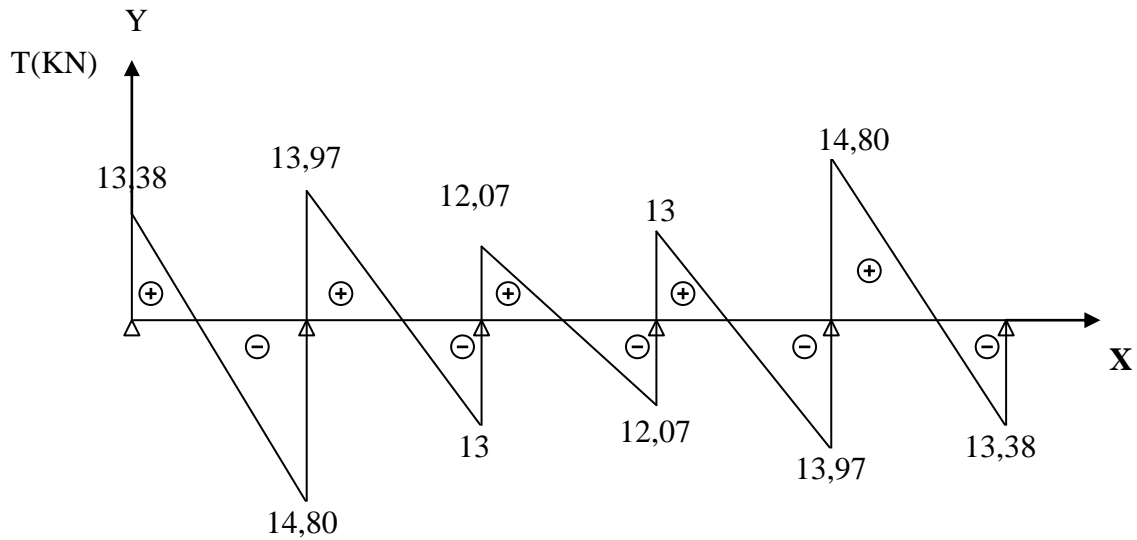


Fig.III-7 : Diagramme des efforts tranchant

➤ **Calcul des armatures :**

Les moments maximaux aux appuis et en travées sont :

$$M_t^{\max} = 8,14 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 6,16 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul à l'ELU :**

1- Calcul des Armatures longitudinales :

a) Armature en travée :

Le moment équilibré par la table de compression

$$M_t = b h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0,040 \times 0,65 \times 14,2 \times \left(0,175 - \frac{0,04}{2} \right) \cdot 10^3 = 57,226 \text{ KN.m}$$

$M_t = 57,226 \text{ KN.m} > M_t = 8,14 \text{ KN.m} \rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcule comme une section rectangulaire (bxh)

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{8,14 \times 10^3}{65 \times 17,5^2 \times 14,2} = 0,028 < 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0,028 \rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{8,14 \times 10^3}{0,986 \times 17,5 \times 348} = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1,35 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$$

b) Armatures aux appuis :

La table est entièrement tendue donc le calcul se fera comme pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

$$M_a^{\max} = 6,16 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{6,16 \times 10^3}{65 \times 17,5^2 \times 14,2} = 0,010 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,010 \rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{6,16 \times 10^3}{0,995 \times 17,5 \times 348} = 1,02 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1,02 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

2-Calcul des armatures transversales :

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

$$\min\left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 12\right) = 0,571 \text{ cm}$$

$$\phi \leq 0,571 \text{ cm} \text{ On prend } \phi = 6 \text{ mm}$$

$$\text{On adopte: } 2\phi 6 \rightarrow A_t = 0,571 \text{ cm}^2$$

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

• Espacement des armatures transversales :

$$St \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) = \min(15,75, 40) = 15,75 \text{ cm}$$

$$St = \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot 0,4} = \frac{0,57 \times 400}{12 \times 0,4} = 47,5 \text{ cm}$$

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

3- Vérification à l'ELU :**a) Vérification de la contrainte tangentielle :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5 \text{ MPa}) \quad \text{«Fissuration peu nuisible»}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{14,80 \times 10^3}{120 \times 175} = 0,70 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,70 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

b) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 17,5 \frac{2,1}{400} = 0,25 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,25 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Aux appuis :

$$A_a = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,25 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art. A.6.13/BAEL91)On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{14,80 \times 10^3}{0,9 \times 175 \times 3 \times \pi \times 10} = 0,99 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} = 0,99 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

d) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art. A5.1.313/BAEL91)On doit vérifier que : $V_u^{\max} \leq 0,267b_0 \times a \times f_{c28}$ avec $a = 0,9d$

$$V_u^{\max} \leq 0,267 \times 0,12 \times 0,9 \times 0,175 \times 10^3 \times 25 = 126,15 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\max} \leq 126,15 \text{ KN}$$

Appuis de rive :

$$V_{\max} = 13,38 \text{ KN} < 126,15 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Appuis intermédiaires :

$$V_{\max} = 14,80 \text{ KN} < 126,15 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

$$\text{On doit vérifier que : } A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d})$$

Appuis de rive :

$$A = 1,57 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times (13,38 + \frac{3,70}{0,9 \times 0,175}) = \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times (13,38 + 22,84)$$

$$A = 1,57 \geq 1,06 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Appuis intermédiaires :

$$A = 2,35 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times (14,80 + \frac{6,16}{0,9 \times 0,175}) = 1,54 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,35 \geq 1,54 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

f) Calcul des scellements droit : (BAEL91/ Art. A6.1.23)

$$l_s = \frac{\phi}{4} \frac{f_e}{\tau_{su}} \quad \text{avec :} \quad \tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

D'où $l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,21 \text{ cm}$

$$L_C = 0,4 \times 35,21 = 14,10 \text{ cm}$$

g) Vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc}^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b_0 a} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ avec $a = 0,9d$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 1,3 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,3 \times \frac{25}{1,5} = 21,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc}^{\max} = \frac{14,80 \times 10^3}{0,9 \times 175 \times 120} = 0,78 < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Calcul à l'ELS :**

a) Calcul des moments isostatiques :

$$q_s = 5,71 \text{ kN/ml}$$

$$M_1 = M_5 = \frac{5,71 \times 3,5^2}{8} = 8,74 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_4 = 8,01 \text{ kN.m}$$

$$M_3 = 6,42 \text{ kN.m}$$

b) diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :

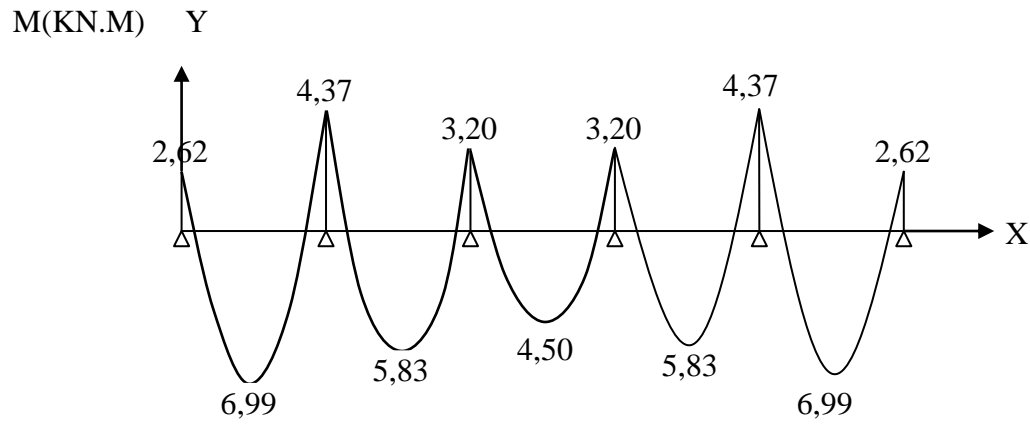


Fig.III-8 : Diagramme des moments fléchissant

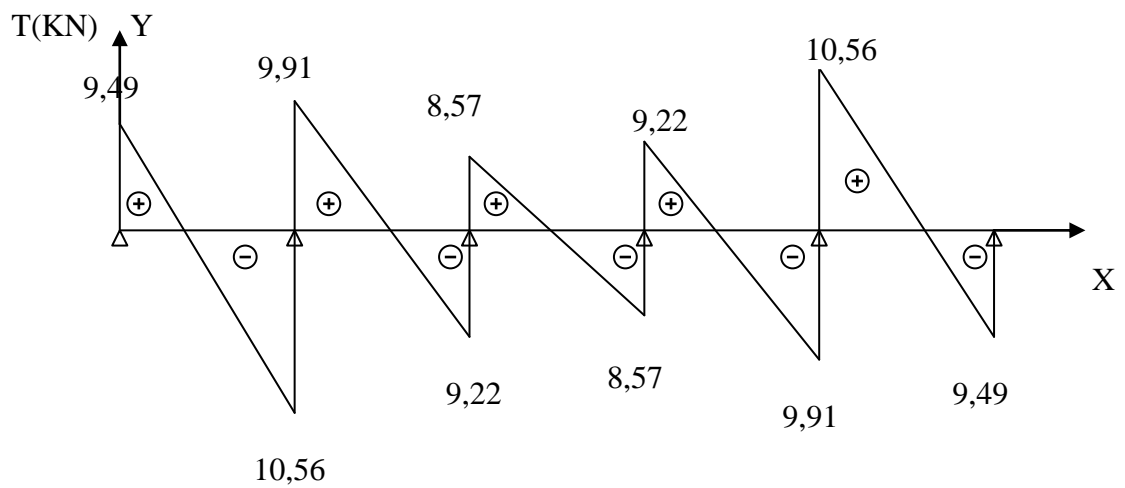


Fig.III-9 : Diagramme des efforts tranchants a L'ELS

c) Etat limite de compression du béton :

1- En travée : $M_t^{\max} = 6,99 \text{ KN.m}$

La contrainte dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 2,35}{17,5 \times 12} = 1,11$$

$$\rho_1 = 1,11 \rightarrow \beta_1 = 0,855 \rightarrow K = 0,05$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_s} = \frac{6,99 \times 10^3}{0,855 \times 17,5 \times 2,35} = 198,79 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

Contrainte de compression dans le béton :

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante :

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

$$\sigma_b = k\sigma_s = 0,05 \times 198,79 = 9,94 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

2- Aux appuis : $M_t^{\max} = 4,37 \text{ KN.m}$

La table étant tendue, la section à calculer est rectangulaire (b_0, h)

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 1,57}{17,5 \times 12} = 0,747$$

$$\rho_1 = 0,747 \rightarrow \beta_1 = 0,875 \rightarrow K = 0,04$$

Contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{4,37 \times 10^3}{0,875 \times 17,5 \times 1,57} = 181,77 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

Contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = k\sigma_s = 0,04 \times 181,77 = 7,27 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

La vérification étant satisfaite donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes.

d) vérification des ouvertures de fissuration à l'ELU :

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

e) Etat limite de déformation : (BAEL91. AB68.4.24)

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées.

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$3) \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{F_e}$$

avec :

h : hauteur totale de la section de nervure (épaisseur de la dalle est comprise)

M_0 : Moment isostatique

L : portée libre

M_t : moment de flexion

b_0 : largeur de nervure

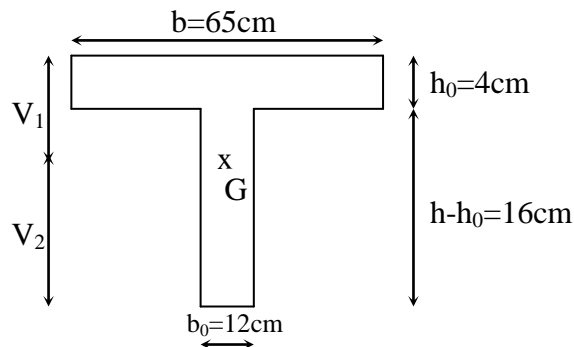
$$1- \frac{h}{L} = \frac{20}{320} = 0,0625 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

La première condition n'est pas vérifiée donc il faut procéder au calcul de la flèche.

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

$$a) f_v = \frac{M_t^{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}}$$

$$b) f_i = \frac{M_s l^2}{10 E_i I_{fi}} < \frac{L}{500}$$



Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \times 2,35 = 487,25 \text{ cm}^2$$

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S /_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2,35 \times 17,5 = 3440,87 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{3440,87}{487,25} = 7,06 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,06 = 12,93 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (7,06^3 + 12,93^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + \left(7,06 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2,35 (12,93 - 2,5)^2$$

$$I_0 = 19599,683 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{2,35}{12 \times 17,5} = 0,011$$

$$\lambda_i = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,011 \times \left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right)} = 1,49$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 0,596$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 168,28 + 2,1} = 0,613$$

$$I_f = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 19599,683}{1 + 1,49 \times 0,613} = 11267,90 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{6,99 \times (3,2)^2 \times 10^7}{10 \times 10818,87 \times 11267,89} = 0,58 < \frac{L}{500} = 0,64 \text{ cm}$$

g) Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression de 4 cm doit être armée de quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

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

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_T = \frac{4L_x}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2$$

Soit : $5 \phi 4 = 0,63 \text{ cm}^2$, avec $S_t = 20 \text{ cm}$

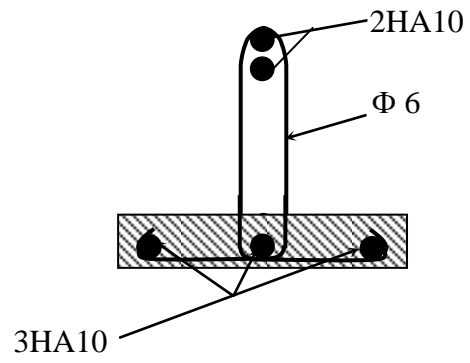
Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_T}{2} = \frac{0,63}{2} = 0,315 \text{ cm}^2,$$

Soit : $5 \phi 4 = 0,63 \text{ cm}^2$, avec $S_t = 20 \text{ cm}$

Conclusion :

Soit un treillis soudé TLE520 (200x200x4x4)

h) Ferrailage de la poutrelle :

III-3) Les escaliers :**A) Escalier étage courant :**

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

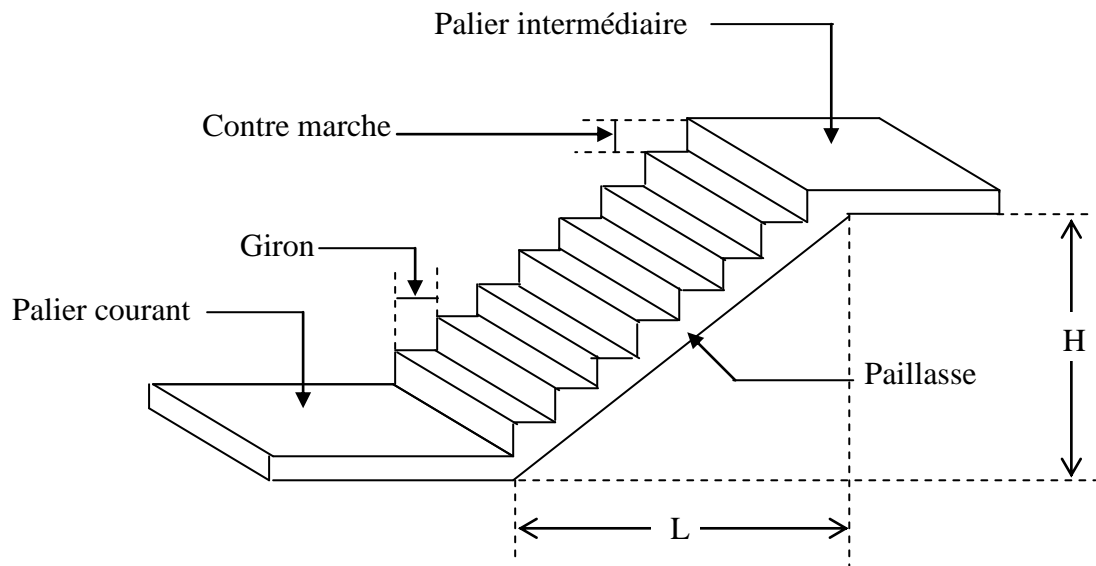
Notre structure est munie de deux cages d'escalier :

- a) La première desservant la totalité des niveaux (du RDC jusqu'au dernier niveau)
- b) La deuxième reliant le RDC au premier niveau (étage de service)

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

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

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

III-3-1) Pré dimensionnement de l'escalier de l'étage courant :**1) Présentation schématique****Notations utilisées**

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

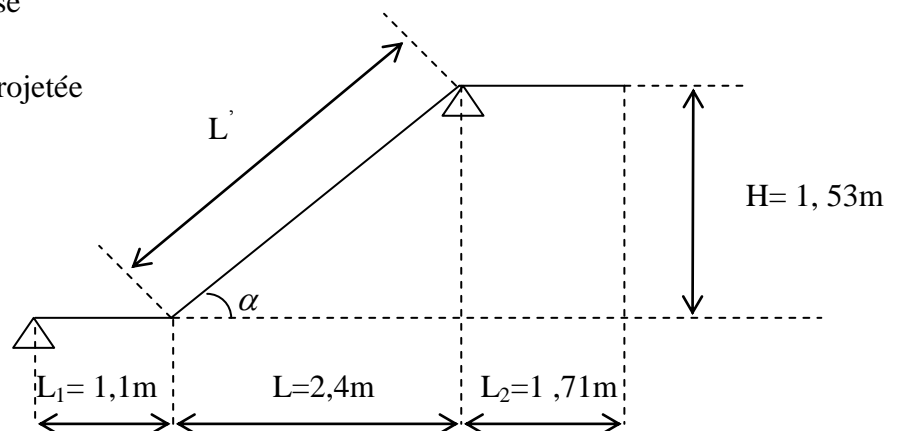


Fig.III-10 : Schéma statique

Pour les dimensions des marches "g" et les contres marches "h" on utilise généralement la formule de **BLONDEL**: $60\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{ cm}$

Il porte deux paliers et une paillasse.

$$h = \frac{H}{n} \quad \text{et} \quad g = \frac{L}{n-1}$$

n: nombre de contres marches.

(n-1): nombre de marches.

$$n=306 / 17,50=17,48 \quad \text{soit} \quad \begin{cases} 17 \text{ contre marche} \\ 18 \text{ contre marche} \end{cases}$$

On opte pour **18** contre marche soit **9** contres marches pour chaque volée

Calcul de la nouvelle hauteur de marche : $h = 153/9 = 17\text{cm}$

Nombre de marches: $n - 1 = 8$

Nombre de contres marches: $n = 9$

Hauteur de la marche: $h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17\text{ cm}$

Le giron: $g = L / n-1 = 240 / 8 = 30\text{ cm}$

2) Vérification de la loi de BLONDEL

$$60 \leq 2h + g \leq 66$$

$$60 \leq 2 \times 17 + 30 \leq 66 \Rightarrow 60 \leq 64 \leq 66 \Rightarrow \text{c'est vérifiée}$$

3) Dimensionnement de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0,6375 \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$$

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

▪ Longueur de la paillasse :

$$L_0 = L_1 + L' + L_2 = 110 + 284,63 + 171 = 565,63\text{cm}$$

- Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20} \Rightarrow \frac{565,63}{30} \leq e_p \leq \frac{565,63}{20} \Rightarrow 18,85 \leq e_p \leq 28,28$$

On opte pour une épaisseur **ep=20cm**

III-3-2) Détermination des sollicitations :

Les dimensions des marches étant très faible par rapport à la portée de la paillasse ; on pourrait admettre que leur poids est uniformément réparti sur la paillasse.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

➤ Charges permanentes et surcharges d'exploitation :

- La volée :

Eléments	Epaisseur (m)	Poids en KN/m ²
Poids propre des marches	0,17	$\frac{25 \times 0,17}{2} = 2,125$
Poids propre de la paillasse	0,20	$\frac{25 \times 0,20}{\cos 32,51} = 5,93$
Revêtement en carrelage	0,02	$22 \times 0,02 = 0,44$
Mortier de pose	0,02	$22 \times 0,02 = 0,44$
Couche de sable	0,02	$18 \times 0,02 = 0,36$
Garde-corps	0,15	$22 \times 0,15 = 0,33$
		G_v=9,825

- Le palier :

Eléments	Poids en KN/m ²
Poids propre de palier	5,00
Mortier de pose	0,44
Carrelage	0,44
Couche de sable	0,36
Enduit ciment	0,33
G_p= 6,57	

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

➤ **Combinaison des charges :**

A P E L U : $q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{m}$

- Volée : $q_u = (1,35 \times 9,825 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 17,01 \text{ KN/m}$
- Palier : $q_u = (1,35 \times 6,57 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 12,62 \text{ KN/m}$

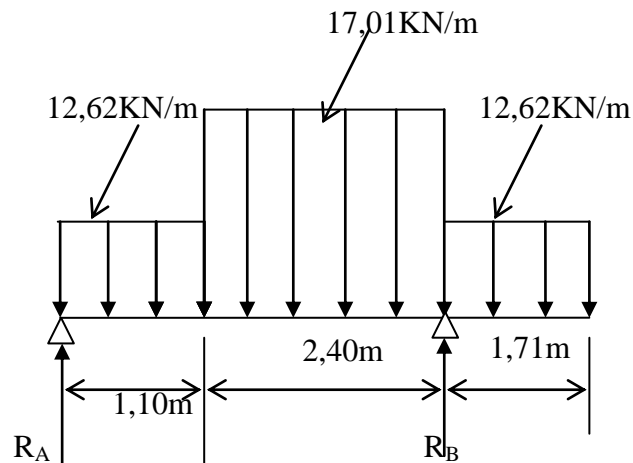
A E L S : $q_s = (G + Q) \times 1\text{m}$

La volée : $q_s = (9,825 + 2,5) \times 1 = 12,33 \text{ KN/ml}$

Le palier : $q_s = (6,57 + 2,5) \times 1 = 9,07 \text{ KN/m}$

III-3-3) Calcul des efforts internes :

a) Réaction d'appuis :



D'après les formules de RDM

$R_A = 20,42 \text{ KN}$

$R_B = 55,86 \text{ KN}$

b) Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :**b-1) Effort tranchant :**

Tronçon	Expression	X (m)	T _y (KN)
$0 \leq x \leq 1,10$	$20,42 - 12,62x$	0	20,42
		1,10	6,54
$1,10 \leq x \leq 3,5$	$20,42 - 17,01x + 4,83$	1,10	6,54
		3,5	-34,28
$3,5 \leq x \leq 5,21$	$-12,62x + 65,744$	3,5	21,57
		5,21	0

b-2) Moments fléchissant :

Tronçon	Expression	X (m)	M _Z (KN.m)
$0 \leq x \leq 1,10$	$20,42x - 12,62 \frac{x^2}{2}$	0	0
		1,10	14,83
$1,10 \leq x \leq 3,5$	$20,42x - 13,88x + 7,63 - 8,50(x - 1,10)^2$	1,10	14,83
		3,5	-18,44
$3,5 \leq x \leq 5,21$	$21,574x - 6,31(x - 3,5)^2 - 93,979$	3,5	-18,44
		5,21	0

Le moment $M_Z(x)$ est maximal pour la valeur de $x = 1,48\text{m}$ d'où $M_Z^{\max} = 16,08 \text{ KN.m}$.

Remarque :

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

Aux appuis : $M = -0,3 \times M_Z^{\max} = -0,3 \times 16,08 = -4,82 \text{ KN.m}$

En travée : $M = 0,85 \times M_Z^{\max} = 0,85 \times 16,08 = 13,66 \text{ KN.m}$

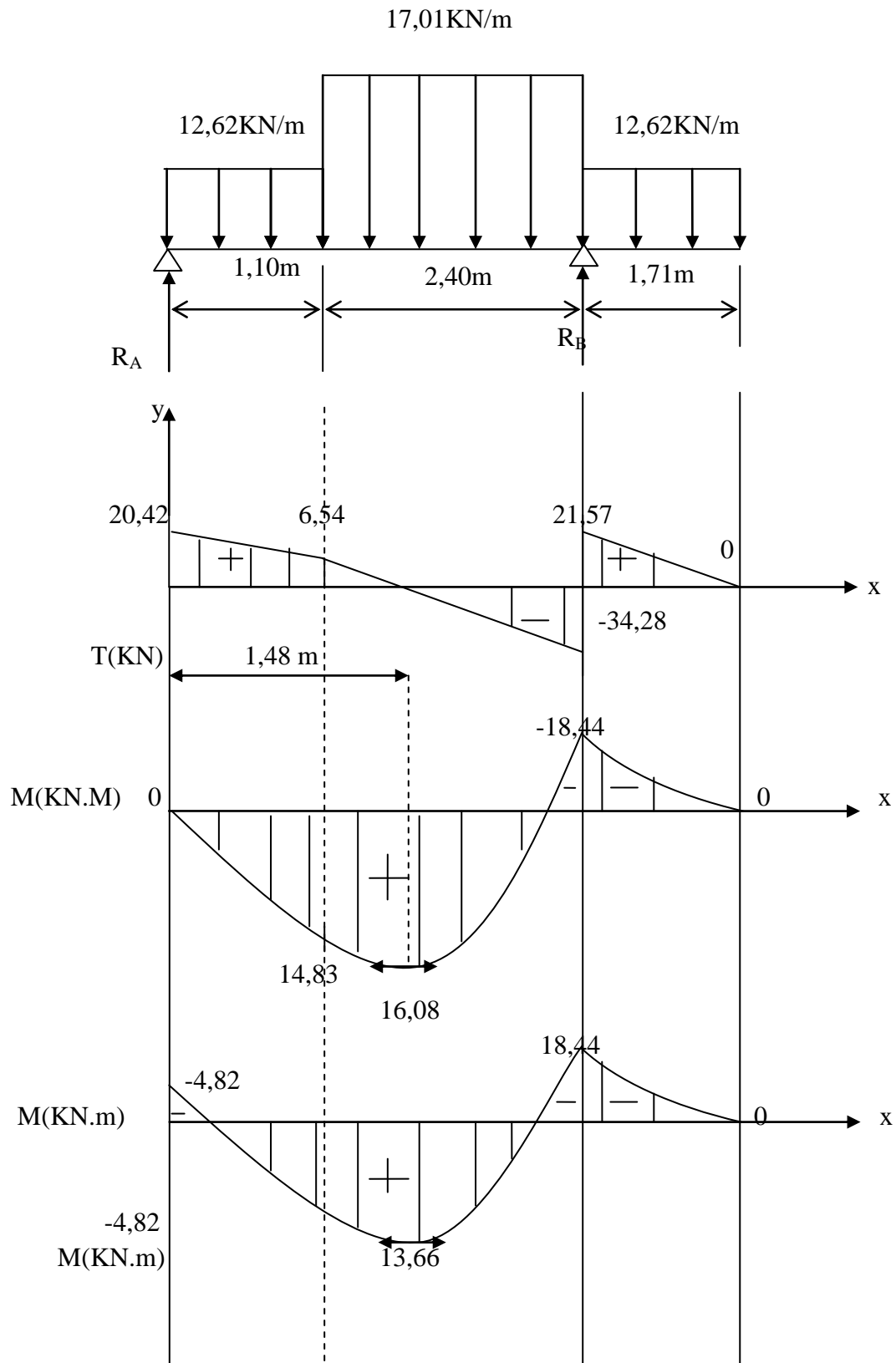
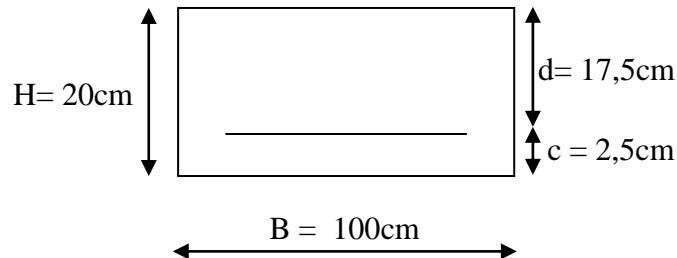


Fig.III-11 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

III-3-4) Calcul des armatures :

Calcul des armatures en flexion simple pour une bande de 1m, d = 18cm

T_y (KN)



❖ **Aux appuis :**

Appuis A :

$M_a = 4,82 \text{ KN.m}$

• **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{4,82 \times 10^3}{100 \times 17,5^2 \times 14,2} = 0,011 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,011 \Rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{4,82 \times 10^3}{0,995 \times 17,5 \times 348} = 0,79 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section 5HA12 = $5,65 \text{ cm}^2$ (St=20cm)

• **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section 4HA8 = $2,01 \text{ cm}^2$ (St = 25 cm.)

Appuis B :

$M_b = 18,44 \text{ KN.m}$

• **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_b}{b d^2 f_{bu}} = \frac{18,44 \times 10^3}{100 \times 17,5^2 \times 14,2} = 0,042 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,042 \Rightarrow \beta = 0,979$$

$$A_b = \frac{M_b}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{18,44 \times 10^3}{0,979 \times 17,5 \times 348} = 3,09 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section 5HA12 = $5,65 \text{ cm}^2$ (St=20cm)

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section 4HA8= 2,01 cm² (St=25cm)

- ❖ **En travée :**

$$M_t = 13,66 \text{ kN.m}$$

- **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{13,66 \times 10^3}{100 \times 17,5^2 \times 14,2} = 0,031 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,031 \Rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{13,66 \times 10^3}{0,985 \times 17,5 \times 348} = 2,27 \text{ cm}^2$$

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

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

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

III-3-5) Vérification à L'ELU :

a) Condition de non fragilité :

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

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 17,5 \times \frac{2,1}{400} = 2,11 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,11 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_t = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,11 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

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

▪ **Armatures principales :**

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

$$St \leq \min(60; 33cm) = 33cm$$

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

▪ **Armatures de répartitions :**

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

$$St \leq \min(100; 45cm) = 45cm$$

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

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

❖ **Influence sur le béton :**

On doit vérifier que :

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

$$Vu^{\max} < \frac{0,4 \times 25 \times 10^3 \times 0,9 \times 0,175}{1,5} = 1050KN$$

$$Vu^{\max} = 34,28KN < 1050KN \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) Vérification de la contrainte d'adhérence :

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

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

$$\sum Ui = n\pi\phi = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4mm$$

$$Vu^{\max} = 34,28KN$$

$$\tau_{se} = \frac{34,28 \cdot 10^3}{0,9 \times 175 \times 188,40} = 1,15MPa$$

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

e) Vérification de l'effort tranchant :

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

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 4MPa \right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min(3,30; 4MPa) = 3,30MPa$$

$$\tau_u = \frac{34,28 \times 10^3}{1000 \times 175} = 0,196MPa$$

$$\tau_u = 0,196MPa < \overline{\tau_u} = 3,30MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III-3-6) Ancrage des barres :

Longueur de scellement doit être :

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

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

$$\tau_s = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835MPa$$

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

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

$$L_s = 35,27 \times 1 = 35,27cm$$

Largeur fixée forfaitairement à $0,4L_s$

$$L = 0,4L_s = 0,4 \times 35,27 = 14,10cm$$

On prend $L_a = 15cm$

III-3-7) Calcul des efforts tranchants et les moments fléchissant à L'ELS :**➤ Combinaison des charges :**

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

- Volée : $q_s = (9,825+2,5)=12,33KN/m$
- Palier : $q_s = (6,57+2,5)=9,07KN/m$

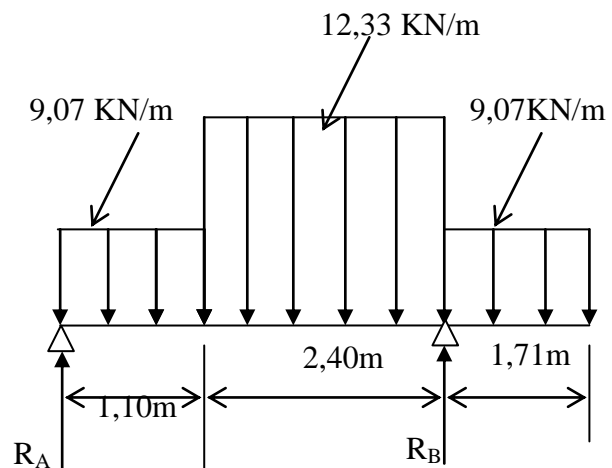
➤ Calcul des efforts internes :

a) Réaction d'appuis :

D'après les formules de RDM

$$R_A = 14,76 \text{ KN}$$

$$R_B = 40,32 \text{ KN}$$



b) Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

b-1) Effort tranchant :

Tronçon	Expression	X (m)	T_y (KN)
$0 \leq x \leq 1,10$	$-9,07x + 14,76$	0	14,76
		1,10	4,78
$1,10 \leq x \leq 3,5$	$-12,33x + 18,34$	1,10	4,78
		3,5	-24,815
$3,5 \leq x \leq 5,21$	$-9,07x + 47,256$	3,5	15,511
		5,21	0

b-2) Moments fléchissant :

Tronçon	Expression	X (m)	M_Z (KN.m)
$0 \leq x \leq 1,10$	$14,76x - 9,07 \frac{x^2}{2}$	0	0
		1,10	10,75
$1,10 \leq x \leq 3,5$	$14,76x - 9,07(x - 0,55)1,1 - 12,33(x - 1,10)(x - 1,10) / 2$	1,10	10,75
		3,5	-13,28
$3,5 \leq x \leq 5,21$	$15,511x - 9,07(x - 3,5)^2 / 2 - 67,57$	3,5	-13,28
		5,21	0

Le moment $M_Z(x)$ est maximal pour la valeur de $x = 1,48\text{m}$ d'où $M_Z^{\max} = 11,67 \text{ KN.m}$.

Remarque :

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

Aux appuis : $M = -0,3 \times M_z^{\max} = -0,3 \times 11,67 = -3,501 \text{ KN.m}$

En travée : $M = 0,85 \times M_z^{\max} = 0,85 \times 11,67 = 9,919 \text{ KN.m}$

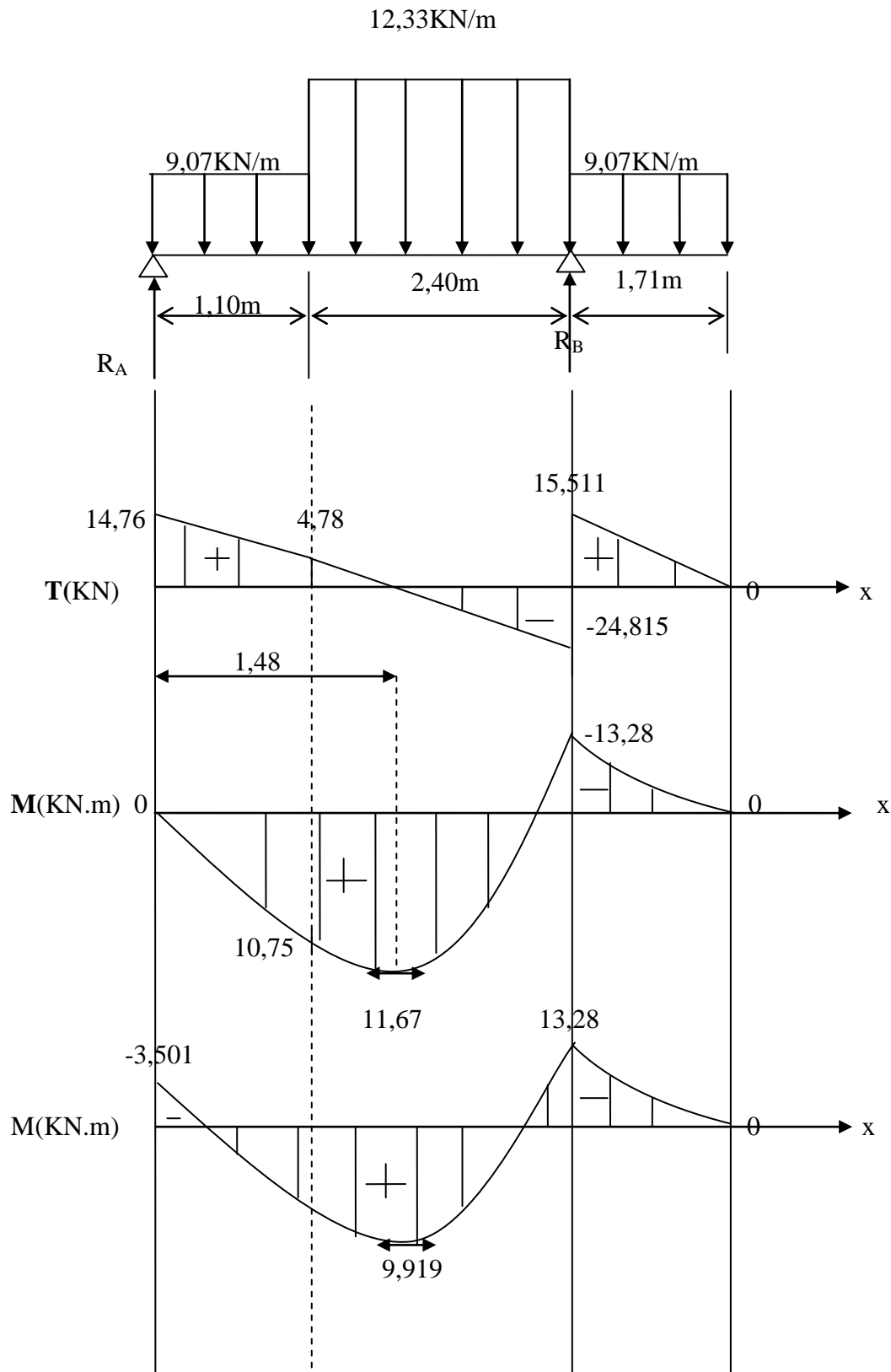


Fig.III-12 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant a L'ELS

III-3-8) Vérification à L'ELS :**1) Contrainte de compression dans le béton :**

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

❖ Aux appuis :

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

$$\rho = \frac{100A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 175} = 0,0322$$

$$\rho = 0,0322 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,969 \\ K = 0,006 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A\beta_1 d} = \frac{3,501 \times 10^3}{5,65 \times 0,969 \times 17,5} = 36,54MPa$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0,006 \times 36,54 = 0,22MPa$$

$$\sigma_{bc} = 0,22MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ En travée :

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

$$\rho = \frac{100A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 17,5} = 0,322$$

$$\rho = 0,322 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,911 \\ K = 0,024 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A\beta_1 d} = \frac{9,919 \times 10^3}{3,14 \times 0,911 \times 17,5} = 198,14MPa$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0,024 \times 198,14 = 4,75MPa$$

$$\sigma_{bc} = 4,75MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2) Vérification de la flèche :

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

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0}$$

$$3) \frac{A}{b d} \leq \frac{4,20}{Fe}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{360} = 0,055 < \frac{1}{16} \longrightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Vu que la première condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche

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

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

avec :

$$q_s = \max(q_s^1; q_s^2; q_s^3) = \max(9,07; 12,33; 9,07) = 12,33 \text{ KN / ml}$$

E_v : Module de déformation différé

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

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

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

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

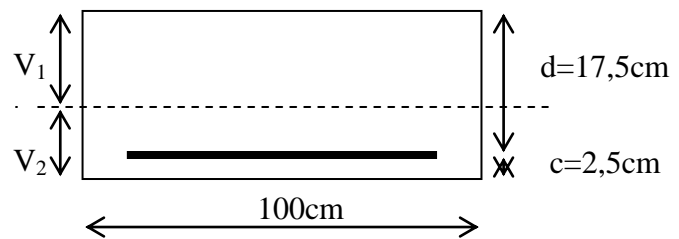
S_{xx} : Moment statique de la section homogène.²

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

$$S_{xx} = \frac{100 \times (20)^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 17,5$$

$$S_{xx} = 20000 + 1483,125 = 21483,12 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène.



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

$$B_0 = (100 \times 20) + (15 \times 5,65)$$

$$B_0 = 2084,75 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{21483,12}{2084,75} = 10,30 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,30 = 9,70 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

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

$$I = \frac{100}{3} ((10,30)^3 + (9,70)^3) + 15 \cdot 5,65 (9,70 - 2)^2$$

$$I = 66846,66 + 5024,82$$

$$I = 71871,50 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{12,33 \cdot 10^3 \times (3,50)^4}{10818,86 \cdot 10^6 \times 71871,50 \cdot 10^{-8}} = 0,003 \text{ m} = 0,30 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{350}{500} = 0,70 \text{ cm}$$

$$f = 0,30 \text{ cm} < \bar{f} = 0,70 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

B) Escaliers du RDC :

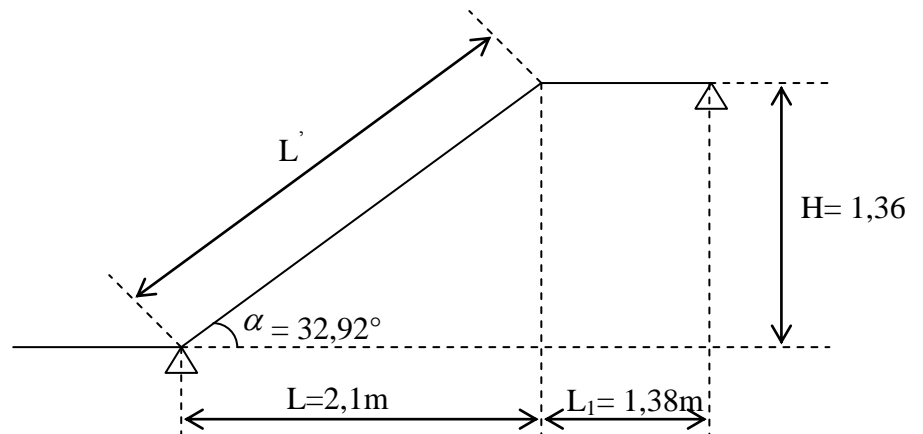


Fig.III-13 : Schéma statique

Nombre de marches: $n - 1 = 7$

Nombre de contres marches: $n = 8$

Hauteur de la marche: $h = \frac{H}{n} = \frac{136}{8} = 17 \text{ cm}$

Le giron: $g = \frac{L}{n - 1} = \frac{210}{7} = 30 \text{ cm}$

1) Vérification de la loi de BLONDEL

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

$$60 \leq 2 \times 17 + 30 \leq 66 \Rightarrow 60 \leq 64 \leq 66 \Rightarrow \text{c'est vérifiée}$$

2) Dimensionnement de la paillasse :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{136}{210} = 0,6476 \Rightarrow \alpha = 32,92^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L}{L'} \Rightarrow L' = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{210}{\cos 32,92} = 250,19 \text{ cm}$$

- Longueur de la paillasse :

$$L_0 = L' + L_1 = 250,19 + 138 = 388,19 \text{ cm}$$

- Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20} \Rightarrow \frac{388,19}{30} \leq e_p \leq \frac{388,19}{20} \Rightarrow 12,93 \leq e_p \leq 19,4 \text{ cm}$$

$$\text{On prend } e_p = 15 \text{ cm}$$

3) Détermination des sollicitations :

Les dimensions des marches étant très faible par rapport à la portée de la paillasse ; on pourrait admettre que leur poids est uniformément réparti sur la paillasse.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

➤ Charges permanentes et surcharges d'exploitation :

- La volée :

Eléments	Epaisseur (cm)	Poids en KN/m ²
Poids propre des marches	17	$\frac{25 \times 0,17}{2} = 2,125$
Poids propre de la paillasse	15	$\frac{25 \times 0,15}{\cos 32,92} = 4,47$
Revêtement en carrelage	2	$22 \times 0,02 = 0,44$
Mortier de pose	2	$22 \times 0,02 = 0,44$
Couche de sable	2	$18 \times 0,02 = 0,36$
Garde-corps	/	0,2
Enduit ciment		$0,015 \times 22 = 0,33$

- **Le palier :**

Eléments	Poids en KN/m ²
Poids propre de palier	3,75
Mortier de pose	0,44
Carrelage	0,44
Couche de sable	0,36
Enduit ciment	0,015x22=0,33

$$G_{t\text{ palier}} = 5,32\text{KN/m}$$

$$G_{t\text{ volé}} = 8,365\text{KN/m}$$

➤ **Combinaison des charges :**

A l'ELU : $q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{m}$

- Volée : $q_u = (1,35 \times 8,365 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 15,04 \text{ KN/m}$
- Palier : $q_u = (1,35 \times 5,32 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 10,932 \text{ KN/m}$

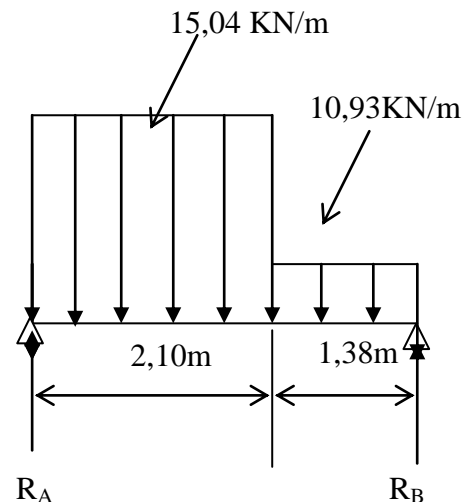
3-1) Calcul des efforts internes :

a) Réaction d'appuis :

D'après les formules de RDM

$$R_A = 25,04\text{KN}$$

$$R_B = 21,62\text{KN}$$



b) Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissants :**b-1) Effort tranchant :**

Tronçon	Expression	X (m)	M _Z (KN.m)
$0 \leq x \leq 2,1$	$25,04 - 15,04x$	0	25,04
		2,1	-6,544
$2,1 \leq x \leq 3,48$	$16,409 - 10,93x$	2,1	-6,544
		3,48	21,62

b-2) Moments fléchissants :

Tronçon	Expression	X (m)	M _Z (KN.m)
$0 \leq x \leq 2,1$	$25,05x - 15,04 \frac{x^2}{2}$	0	0
		2,1	21,93
$2,1 \leq x \leq 3,48$	$-6,655x + 33,16 - 5,465(x - 2,1)^2$	2,1	21,93
		3,48	0

Le moment $M_Z(x)$ est maximal pour la valeur de $x = 1,66\text{m}$ d'où $M_Z^{\max} = 20,84 \text{ KN.m}$.

Remarque :

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

Aux appuis : $M = -0,3 \times M_Z^{\max} = -0,3 \times 20,84 = -6,252 \text{ KN.m}$

En travée : $M = 0,85 \times M_Z^{\max} = 0,85 \times 20,84 = 17,714 \text{ KN.m}$

4) Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant :

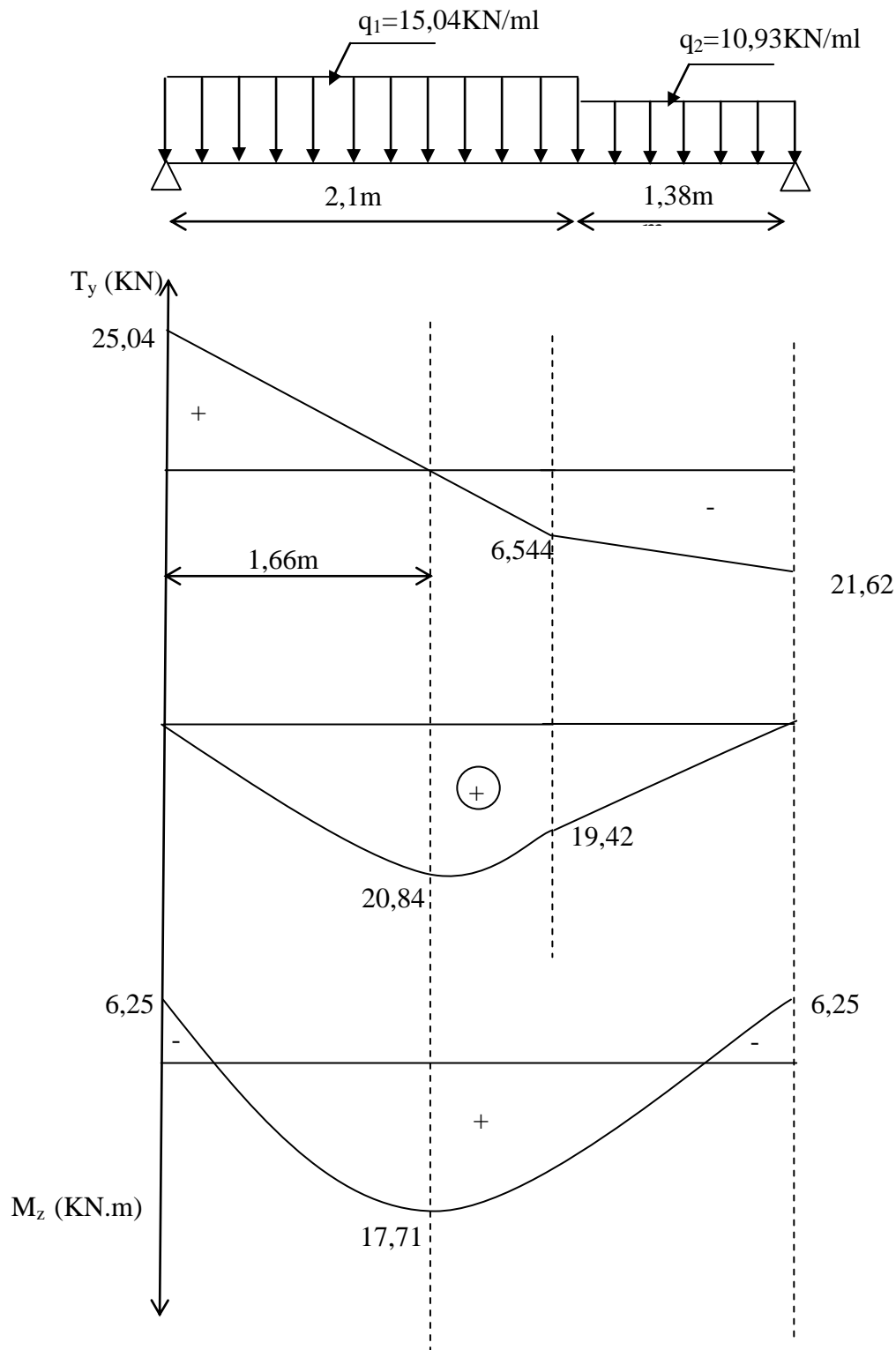
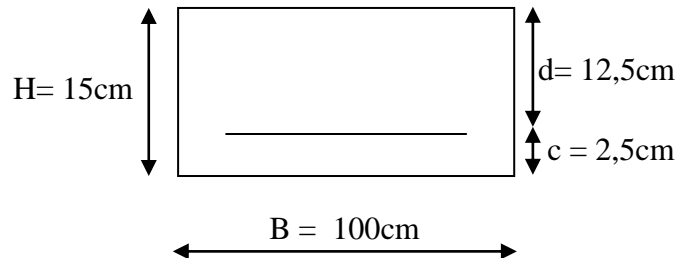


Fig.III-14 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant (poutre isostatique) à l'ELU.

5) Calcul des armatures :

Calcul des armatures en flexion simple pour une bande de 1m.

**❖ Aux appuis :**

$$M_a = 6,252 \text{ KN.m}$$

• Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{6,252 \times 10^3}{100 \times (12,5)^2 \times 14,2} = 0,028 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,028 \Rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6,252 \times 10^3}{0,986 \times 12,5 \times 348} = 1,45 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section 4HA8 = 2,01 cm² (St = 25 cm)

• Armature de répartition :

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

On opte pour une section 4HA8 = 2,01 cm² (St = 25 cm.)

❖ En travée :

$$M_t = 17,714 \text{ KN.m}$$

• Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{17,715 \times 10^3}{100 \times (12,5)^2 \times 14,2} = 0,080 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,080 \Rightarrow \beta = 0,958$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{17,715 \times 10^3}{0,958 \times 12,5 \times 348} = 4,25 \text{ cm}^2$$

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

- **Armature de répartition :**

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

On opte pour une section 4HA8= 2,01 cm² (St =25 cm)

6) Vérification à L'ELU :

a) Condition de non fragilité :

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

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 12,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,50 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,50 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_t = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,50 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

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

- **Armatures principales :**

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

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

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

- **Armatures de répartitions :**

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

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

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

c) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**❖ Influence sur le béton :**

On doit vérifier que :

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

$$Vu^{\max} < \frac{0,4 \times 25 \times 10^3 \times 0,9 \times 0,125 \times 1}{1,5} = 750KN$$

$$Vu^{\max} = 25,04KN < 750KN \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) Vérification de la contrainte d'adhérence :

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

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

$$\sum Ui = n\pi\phi = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10,05cm$$

$$Vu^{\max} = 25,04KN$$

$$\tau_{se} = \frac{25,04 \times 10}{0,9 \times 12,5 \times 10,05} = 2,21MPa$$

$$2,21 < 3,15 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e) Vérification de l'effort tranchant :

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

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

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

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

$$\tau_u = \frac{21,04 \times 10^{-3}}{1 \times 0,125} = 0,168MPa$$

$$\tau_u = 0,168MPa < \overline{\tau_u} = 2,5MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

f) Ancrage des barres :

Longueur de scellement doit être :

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

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

$$\tau_s = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835MPa$$

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

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

$$L_s = 35,27 \times 0,8 = 28,21 \text{ cm}$$

Largeur fixée forfaitairement à $0,4L_s$

$$0,4L_s = 0,4 \times 28,21 = 11,28 \text{ cm}$$

On prend $L_s = 13 \text{ cm}$

7) Calcul des efforts tranchants et les moments fléchissant à L'ELS :

➤ Combinaison des charges :

A L'ELS : $q_s = (G+Q)$

- Volée : $q_s = (8,365 + 2,5) = 10,865 \text{ KN/m}$
- Palier : $q_s = (5,32 + 2,5) = 7,82 \text{ KN/m}$

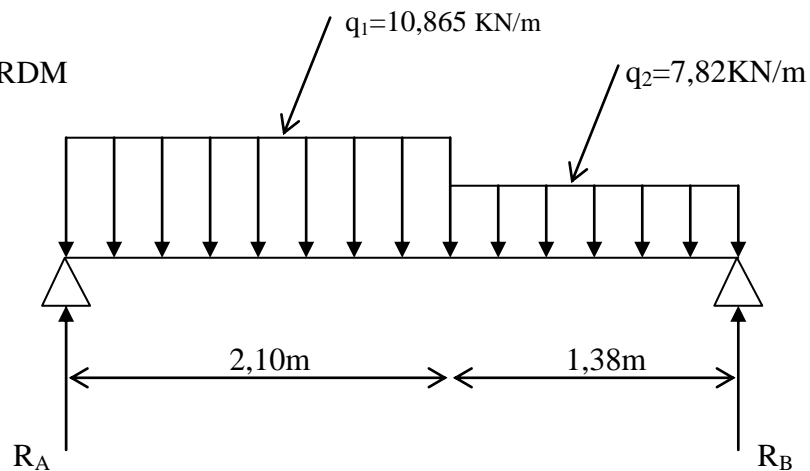
➤ Calcul des efforts internes :

a) Réaction d'appuis :

D'après les formules de RDM

$$R_A = 18,07 \text{ KN}$$

$$R_B = 15,54 \text{ KN}$$



b) Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

b-1) Effort tranchant :

Tronçon	Expression	X (m)	T_y (KN)
$0 \leq x \leq 2,1$	$18,07 - 10,865x$	0	18,07
		2,1	-4,75
$2,1 \leq x \leq 3,48$	$11,67 - 7,82x$	2,1	-4,75
		3,48	-15,54

b-2) Moments fléchissant :

Tronçon	Expression	X (m)	M _Z (KN.m)
$0 \leq x \leq 2,1$	$18,07x - 10,865 \frac{x^2}{2}$	0	0
		2,1	13,99
$2,1 \leq x \leq 3,48$	$-4,75x - 9,91(x - 2,1)^2 + 23,96$	2,1	13,99
		3,48	0

Le moment $M_Z(x)$ est maximal pour la valeur de $x = 1,66\text{m}$ d'où $M_Z^{\max} = 15,02 \text{ KN.m}$.

Remarque :

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

Aux appuis : $M = -0,3 \times M_Z^{\max} = -0,3 \times 15,02 = -4,50 \text{ KN.m}$

En travée : $M = 0,85 \times M_Z^{\max} = 0,85 \times 15,02 = 12,77 \text{ KN.m}$

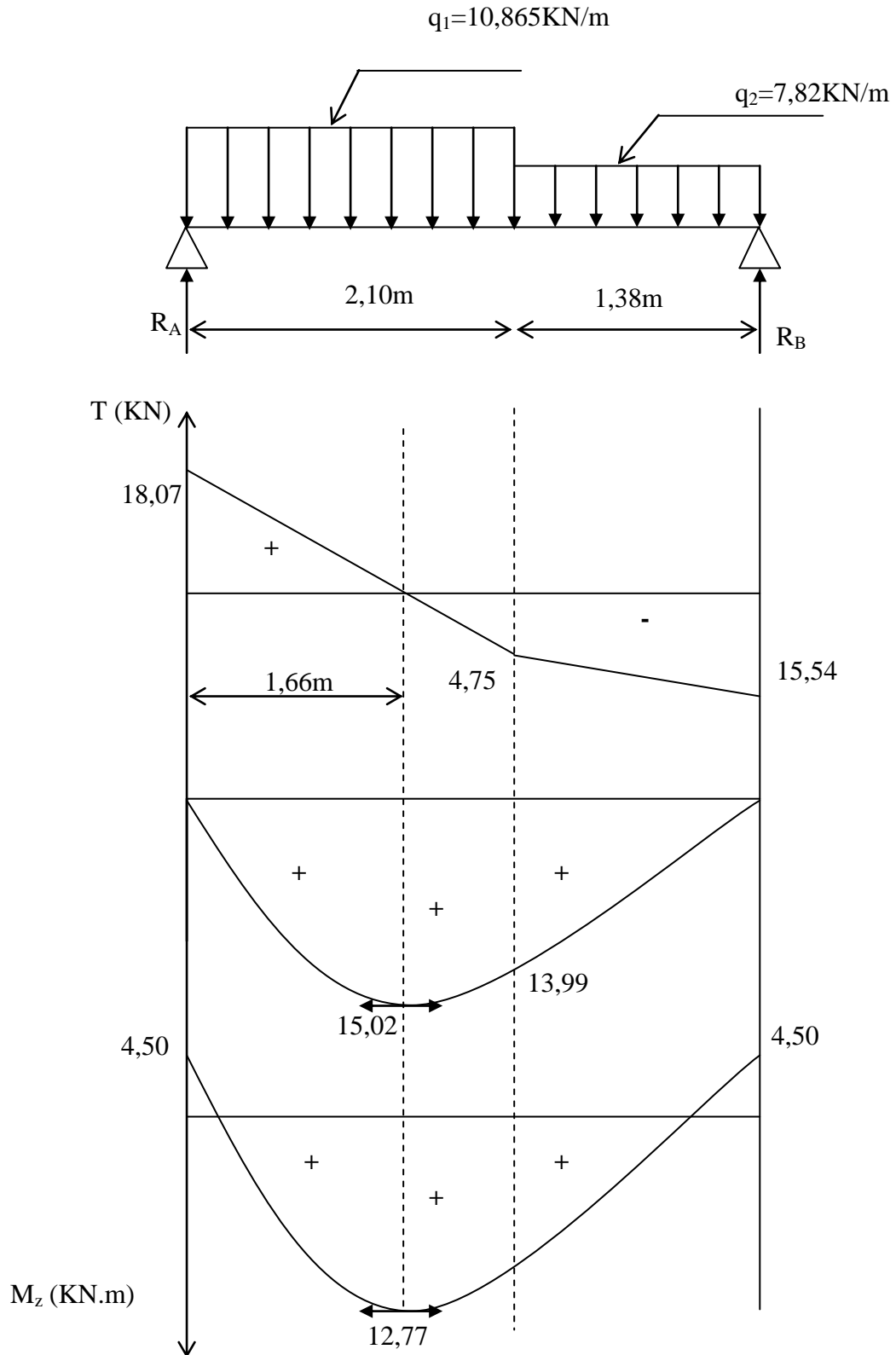


Fig.III-15 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant (poutre isostatique) à l'ELS

8) Vérification à L'ELS :**a) Contrainte de compression dans le béton :**

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

❖ Aux appuis :

$$A_a = 2,01cm^2$$

$$\rho = \frac{100A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 12,5} = 0,161$$

$$\rho = 0,161 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,934 \\ K = 0,016 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{4,50 \times 10^3}{3,14 \times 0,934 \times 12,5} = 122,75MPa$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0,016 \times 122,75 = 1,96MPa$$

$$\sigma_{bc} = 1,96MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ En travée :

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

$$\rho = \frac{100A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 12,5} = 0,452$$

$$\rho = 0,452 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,899 \\ K = 0,029 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{12,77 \times 10^3}{5,65 \times 0,899 \times 12,5} = 201,12MPa$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0,029 \times 201,12 = 5,83MPa$$

$$\sigma_{bc} = 5,83MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la flèche :

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

$$1) \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{L} = \frac{17}{348} = 0,048 < \frac{1}{16} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Conclusion :

La 1^{ème} condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

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

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

avec :

$$q_s = \max(q_s^1; q_s^2) = \max(10,865; 7,82) = 10,865 \text{ KN / ml}$$

E_v : Module de déformation différé

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

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

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

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

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

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

$$S_{xx} = \frac{100 \times (15)^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 12,5$$

$$S_{xx} = 11250 + 1059,37 = 12309,37 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène.

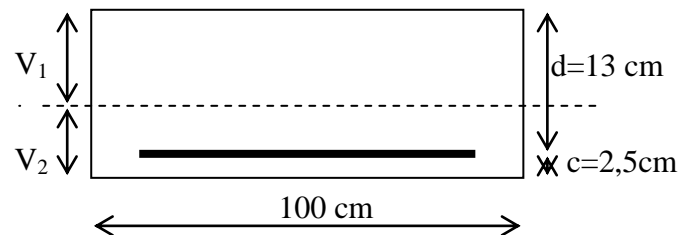
$$B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A_t$$

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

$$B_0 = 1584,75 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{12309,37}{1584,75} = 7,8 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7,8 = 7,2 \text{ cm}$$



Donc le moment d'inertie de la section homogène :

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

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

$$I = 28260 + 1872,12$$

$$I = 30132,12 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{10,865 \times 10^3 \times (3,48)^4}{10818,86 \times 10^6 \times 30132,12 \times 10^{-8}} = 0,636 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{348}{500} = 0,696 \text{ cm}$$

$$f = 0,636 \text{ cm} < \bar{f} = 0,696 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III-4) Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et le poids du mur. Elle est partiellement encastree dans les poteaux. Sa portée est de 2,70 m (entre nus d'appuis).

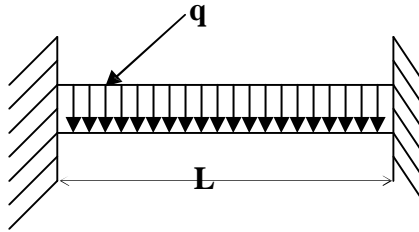
III-4-1) Calcul de la poutre palière(RDC) :**III-4-1-1) Pré dimensionnement :**

Fig.III-16 : Schéma statique de la poutre palière.

- **Hauteur**

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

L_{\max} longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

h_t hauteur de la poutre.

$$L_{\max} = 3 \text{ m} \Rightarrow \frac{270}{15} \leq h_t \leq \frac{270}{10} \quad \text{Donc : } 18 \text{ cm} \leq h_t \leq 27 \text{ cm}$$

On adopte $h_t = 30 \text{ cm}$ (Minimum du RPA est de 30 cm)

- **Largeur**

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t \quad \text{D'où : } 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

D'après : [Art .7.5.1.5 / RPA 99]

$$\left. \begin{array}{l} b=25 \geq 20 \text{ cm.} \\ h=30 \geq 30 \text{ cm.} \\ h/b=30/25=1,2 \leq 4 \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{Conditions vérifiées.}$$

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

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

III-4-1-2) Détermination des charges et surcharges :

Poids propre de la poutre : $G = 0,3 \times 0,25 \times 25 = 1,875 \text{ KN/ml}$

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

Réaction de palier a L'ELU : $R_{Au} = T_u = 25,04 \text{ KN}$

Réaction de palier a L'ELS : $R_{Bs} = T_s = 15,54 \text{ KN}$

III-4-1-3) Combinaison de charges :

ELU $q_u = 1,35 G + T_u = (1,35 \times 1,875) + 25,04 = 27,57 \text{ KN}$
 $q_u = 27,57 \text{ KN/ml}$

ELS $q_s = G + T_s = 1,875 + 15,54 = 17,415 \text{ KN}$
 $q_s = 17,415 \text{ KN/ml}$

- Schema statique :**

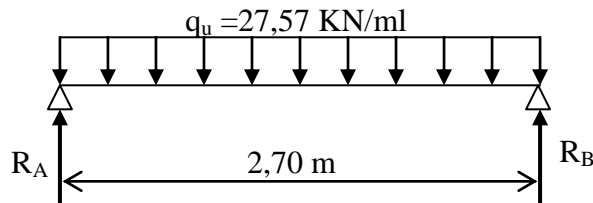


Fig.III-17 : Schéma statique à l'E.L.U.

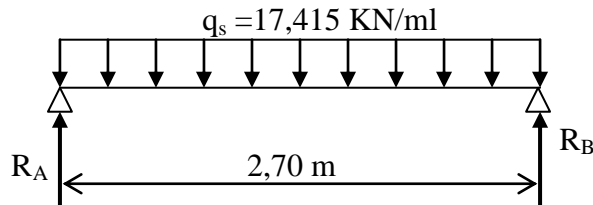


Fig.III-18: Schéma statique à l'E.L.S.

III-4-1-4) Calcul des efforts internes :

A l'E.L.U:

- Moment fléchissant**

$$M_u = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{27,57 \times (2,7)^2}{8} = 25,12 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant**

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{27,57 \times 2,7}{2} = 37,22 \text{ KN}$$

En tenant compte des partiels encastremets, les moments corrigés sont :

- Sur appuis :** $M_a = -0,3 \times M_u^{\max} = -0,3 \times 25,12 = -7,536 \text{ KN.m}$

- En travée :** $M_t = 0,85 \times M_u^{\max} = 0,85 \times 25,12 = 21,352 \text{ KN.m}$

A l'E.L.S:

- **Moment fléchissant**

$$M_{0s} = M_u^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{17,415 \times (2,7)^2}{8} = 15,87 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant**

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{17,415 \times 2,7}{2} = 23,35 \text{ KN}$$

En tenant compte des partiels encastresments, les moments corrigés sont :

- **Sur appuis :** $M_a = -0,3 \times M_s^{\max} = -0,3 \times 15,87 = -4,761 \text{ KN.m}$
- **En travée :** $M_t = 0,85 \times M_s^{\max} = 0,85 \times 15,87 = 13,49 \text{ KN.m}$

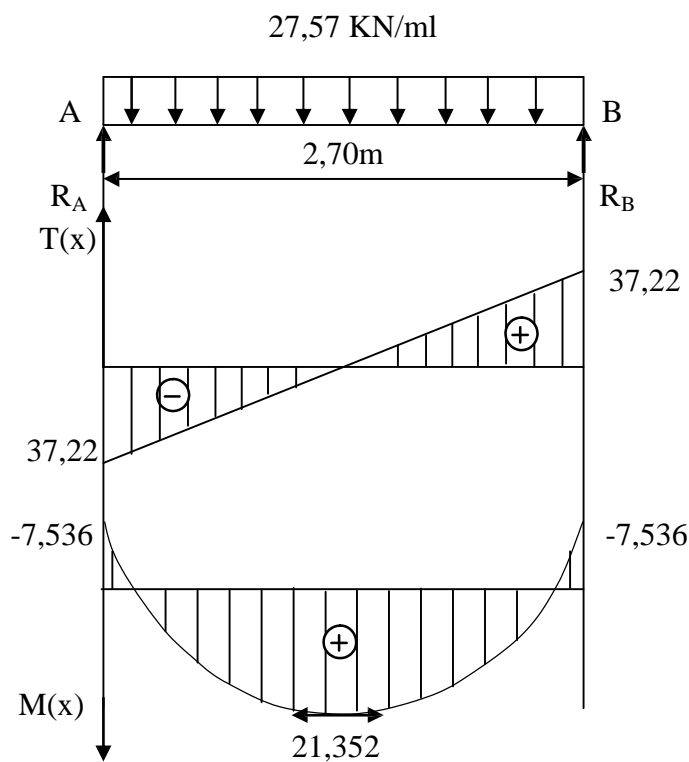


Fig.III-19 : Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant à l'ELU

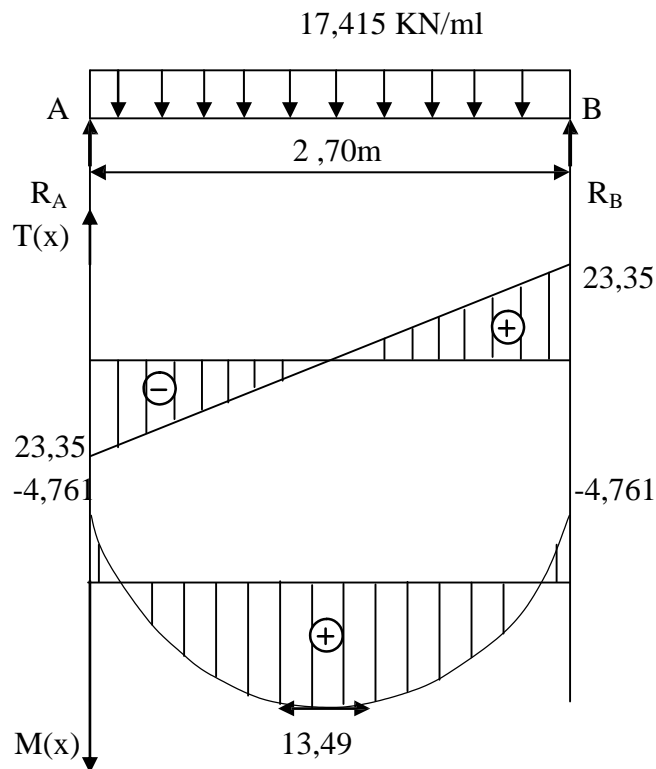


Fig.III-20 : Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant à l'ELS

III-4-1-5) Ferrailage à l'E.L.U :

➤ Calcul des armatures principales :

En travée : $M_t = 21,352 \text{ KN.m}$; $d = h - c = 30 - 2,5 = 27,5 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{21,352 \times 10^3}{25 \times (27,5)^2 \times 14,2} = 0,080$$

$$\mu = 0,080 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,080 \rightarrow \beta = 0,958$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{21,352 \times 10^3}{0,958 \times 27,5 \times 348} = 2,33 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section **3HA12** = $3,39 \text{ cm}^2$

Aux appuis : $M_a = -7,536 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7,536 \times 10^3}{25 \times (27,5)^2 \times 14,2} = 0,028$$

$$\mu = 0,028 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,027 \rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7,536 \times 10^3}{0,986 \times 27,5 \times 348} = 0,798 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section **3HA10** = 2,35 cm²

NB : Le **RPA99** exige que le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0,5 en toute section selon l'article 7.5.2.1 d'où :

$$3,39 + 2,35 = 5,74 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0,5bh}{100} = \frac{0,5 \times 30 \times 25}{100} = 3,75 \text{ cm}^2$$

$$5,74 > 3,75 \implies \text{Exigence vérifiée.}$$

III-4-1-6) Vérification à l'ELU (BAEL 91 modifiées 99) :

a) Condition de non fragilité (Art A.4.2,1) :

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 27,5 \times \frac{2,1}{400} = 0,830 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 3,39 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0,830 \text{ cm}^2 \\ A_a = 2,35 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0,830 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.1,1) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{37,22 \times 10^3}{250 \times 275} = 0,54 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,54 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

c) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (Art A.5.1, 313) :

$$V_u \leq \overline{V_u} = 0,4 f_{c28} 0,9d \frac{b}{\gamma_s} = 0,4 \times 25 \times 0,9 \times 0,275 \times \frac{0,25}{1,15} \times 10^3 = 538,04 \text{ KN}$$

$$V_u = 37,22 \text{ KN} < \overline{V_u} = 538,04 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

d) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91 modifiées 99 Art A.6.1, 3) :

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

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

$$\tau_{se} = \frac{37,22 \times 10^3}{0,9 \times 275 \times 125,6} = 1,19 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} ; \text{ avec : } \psi_s = 1,5 \text{ pour les barres a haute adhérence}$$

$$\tau_{se} = 1,19 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

e) Vérification de l'ancrage des barres aux appuis :(Art A.6.1,21) :

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s}$$

$$\text{Avec : } \tau_s = 0,6 \psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,83} = 35,33 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante.
La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_c = 0,4 \times 35,33 = 14,13 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } L_c = 15 \text{ cm}$$

➤ **Calcul des armatures transversales (BAEL 91 modifiées 99 Art A.7.2,2) :**

Diamètre des armatures transversales est donné par la formule suivante:

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1 \right\}$$

h : Hauteur totale d'élément ($h=30\text{cm}$).

ϕ_1 : Diamètre maximal d'armatures longitudinales= 12mm .

b : Largeur d'élément ($b=25\text{cm}$).

$$\phi_t = \left\{ \frac{300}{35}, \frac{250}{10}, 12 \right\} = \{8,57; 25; 12\}$$

Soit : $\phi_t = 8\text{mm} \leq 8,57\text{mm}$

On prend un cadre et un étrier en HA8. $A_t = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$.

Selon le **BAEL 91 modifiées 99 Art A.5.1,21** l'espacement des cours successifs des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$S_t \leq \min \{0,9d; 40\text{cm}\} = \{24,75\text{cm} ; 40\text{cm}\} = 24,75\text{cm}$$

Soit : $S_t = 24 \text{ cm}$

➤ **Exigence du R.P.A99 version 2003 Art .7.5.2.2 :**

L'espacement est calculé comme suit :

$$\textbf{Zone nodale : } e \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\} = \min \left\{ \frac{30}{4}; 12 \times 1,2 \right\} = 7,5\text{cm}$$

Soit : $e = 7 \text{ cm}$

$$\textbf{Zone courante : } e \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15\text{cm}$$

Soit : $e = 15 \text{ cm}$

Quantité d'armatures transversales minimales : $A_t \geq A_{\min}$

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

$$A_t = 2,01\text{cm}^2 > A_{\min} = 1,125 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

III-4-1-7) Vérifications à l'ELS :**a) Etat limite de compression du béton :(BAEL 91 modifiées 99 Art A.4.5,2)**

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

En travée : $A_t = 3,39 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 27,5} = 0,493$$

$$\rho_1 = 0,493 \rightarrow \alpha_1 = 0,318$$

$$\rightarrow \beta_1 = 0,894$$

$$\rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = 0,03$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 A_t d} = \frac{13,49 \times 10^6}{0,894 \times 275 \times 3,39 \times 10^2} = 161,86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,03 \times 161,86 = 4,86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,86 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis : $A_a = 2,35 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2,35}{25 \times 27,5} = 0,342$$

$$\rho_1 = 0,342 \rightarrow \alpha_1 = 0,273$$

$$\rightarrow \beta_1 = 0,909$$

$$\rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = 0,025$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 A_a d} = \frac{4,761 \times 10^6}{0,909 \times 275 \times 2,35 \times 10^2} = 81,05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,025 \times 81,05 = 2,03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,03 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

b) Etat limite d'ouverture des fissures :(BAEL 91 modifiées 99 Art A.4.5,3)

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, alors il est inutile de vérifier.

c) Vérification de la flèche :(BAEL 91 modifiées 99 Art B.6.5,2)

On peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t^s}{10M_0} \\ \frac{A}{b d} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Avec:

h : hauteur totale (30cm) ;

L : portée entre nus d'appuis ;

M_t : moment max en travée ;

M₀ : moment max de la travée isostatique ;

A : section des armatures ;

b : largeur de la nervure ;

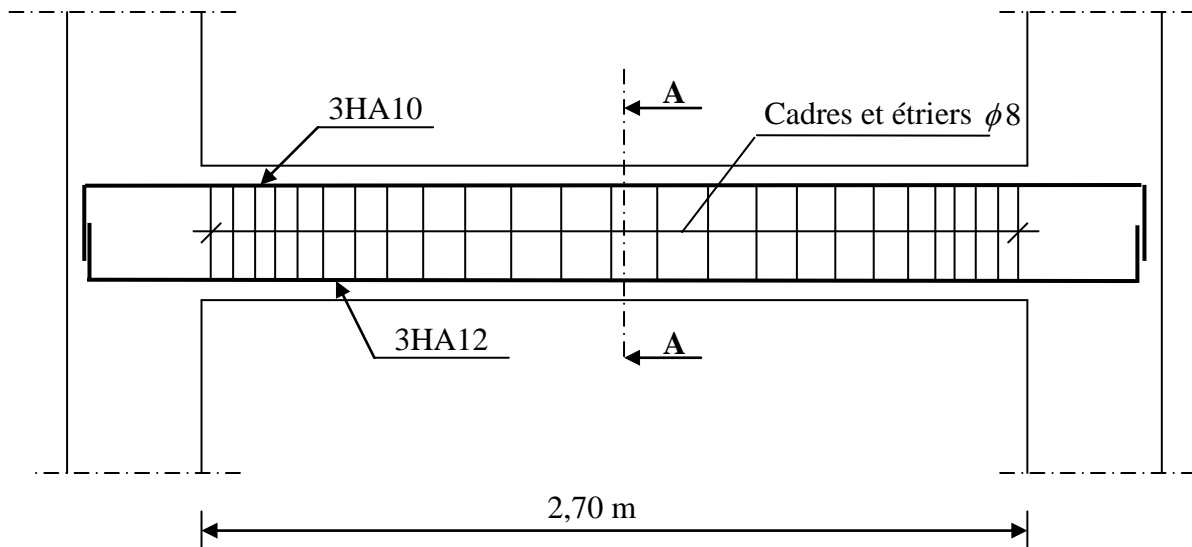
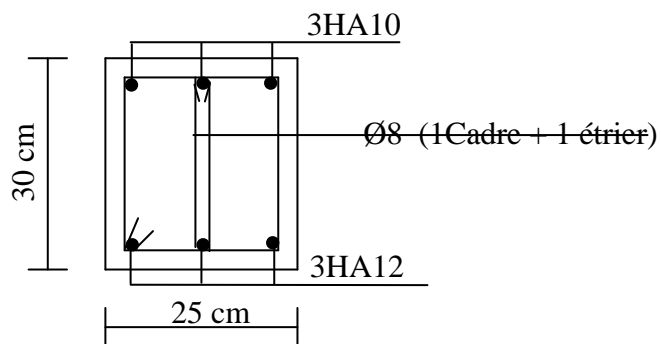
d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{270} = 0,111 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0,111 \geq \frac{M_t^s}{10M_0} = \frac{13,49}{10 \times 15,87} = 0,085 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{bd} = \frac{3,39}{25 \times 27,5} = 0,0049 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

**Plan de ferrailage de la poutre palière****Coupe A-A**

III-4-2) Calcul de la poutre palière (Etage courant) :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et le poids du mur. Elle est partiellement encastree dans les poteaux. Sa portée est de 2,70 m (entre nus d'appuis).

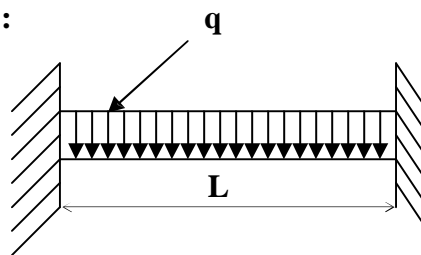
III-4-2-1) Pré dimensionnement :

Fig.III-22 : Schéma statique de la poutre palière.

- **Hauteur**

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

L_{\max} longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

h_t hauteur de la poutre.

$$L_{\max} = 3 \text{ m} \Rightarrow \frac{270}{15} \leq h_t \leq \frac{270}{10} \quad \text{Donc : } 18 \text{ cm} \leq h_t \leq 27 \text{ cm}$$

On adopte $h_t = 30 \text{ cm}$ (Minimum du RPA est de 30 cm)

- **Largeur**

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t \quad \text{D'où : } 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

D'après : [Art .7.5.1.5 / RPA 99]

$$\left. \begin{array}{l} b=25 \geq 20 \text{ cm.} \\ h=30 \geq 30 \text{ cm.} \\ h/b=30/25=1,2 \leq 4 \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{Conditions vérifiées.}$$

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

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

III-4-2-2) Détermination des charges et surcharges :

Poids propre de la poutre : $G = 0,3 \times 0,25 \times 25 = 1,875 \text{ KN /m}$

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

Réaction de palier a L'ELU : $R_{Bu} = T_u = 55,86 \text{ KN}$

Réaction de palier a L'ELS : $R_{Bs} = T_s = 40,32 \text{ KN}$

III-4-2-3) Combinaison de charges:

ELU $q_u = 1,35 G + T_u = (1,35 \times 1,875) + 55,86 = 58,39 \text{ KN}$
 $q_u = 58,39 \text{ KN/ml}$

ELS $q_s = G + T_s = 1,875 + 40,32 = 42,195 \text{ KN}$
 $q_s = 42,507 \text{ KN/ml}$

- **Schema statique :**

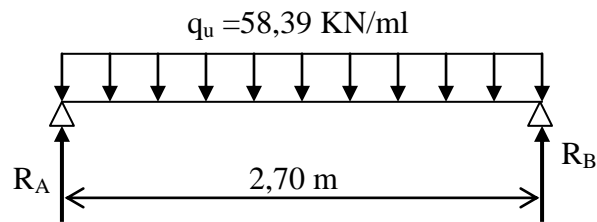


Fig.III-23 : Schéma statique à l'E.L.U.

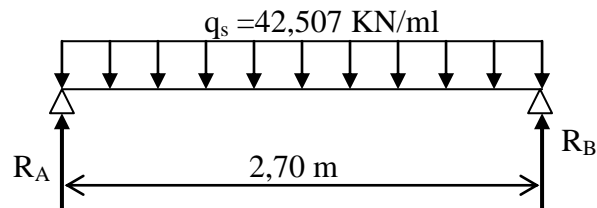


Fig.III-24 : Schéma statique à l'E.L.S.

III-4-2-4) Calcul des efforts internes :

A l'E.L.U:

- **Moment fléchissant**

$$M_{0u} = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{58,39 \times (2,7)^2}{8} = 53,21 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant**

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{58,39 \times 2,7}{2} = 78,83 \text{ KN}$$

En tenant compte des partiels encastresments, les moments corrigés sont :

- **Sur appuis :** $M_a = -0,3 \times M_u^{\max} = -0,3 \times 53,21 = -15,96 \text{ KN.m}$

- **En travée :** $M_t = 0,85 \times M_u^{\max} = 0,85 \times 53,21 = 45,23 \text{ KN.m}$

A l'E.L.S:

- **Moment fléchissant**

$$M_{0s} = M_u^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{42,507 \times (2,7)^2}{8} = 38,73 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant**

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{42,507 \times 2,7}{2} = 57,38 \text{ KN}$$

En tenant compte des partiels encastresments, les moments corrigés sont :

- **Sur appuis :** $M_a = -0,3 \times M_s^{\max} = -0,3 \times 38,73 = -11,619 \text{ KN.m}$
- **En travée :** $M_t = 0,85 \times M_s^{\max} = 0,85 \times 38,73 = 32,92 \text{ KN.m}$

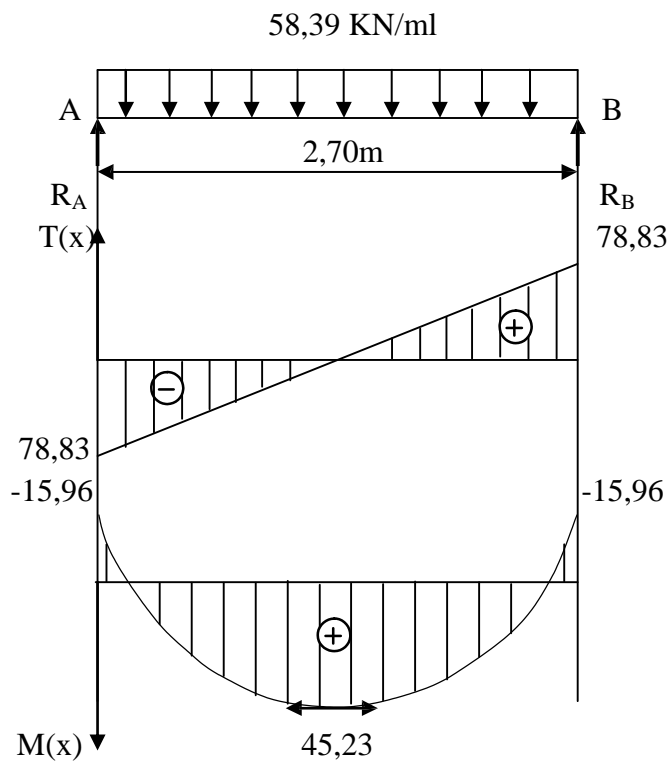


Fig.III-25 : Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant à l'ELU

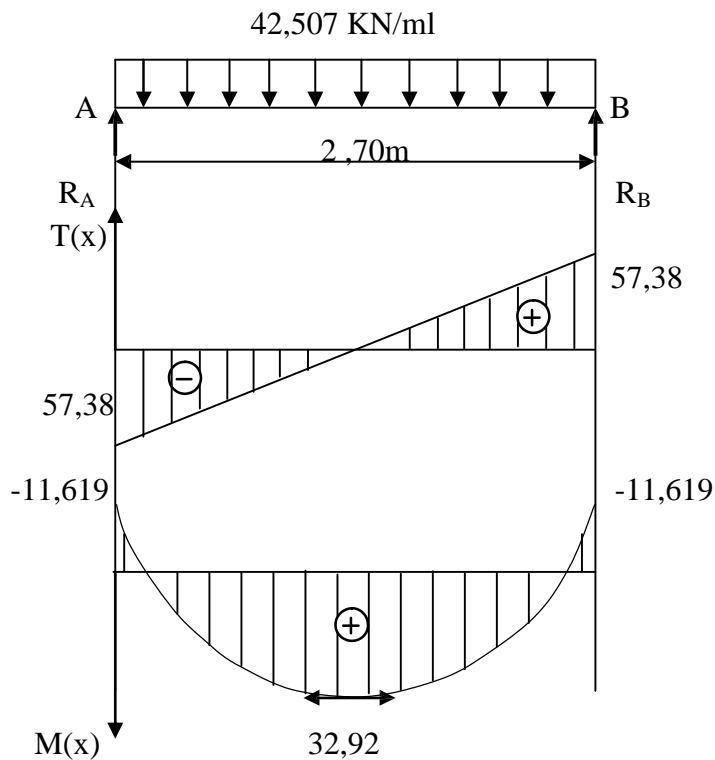


Fig.III-26 : Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant à l'ELS

III-4-2-5) Ferrailage à l'E.L.U :

➤ Calcul des armatures principales :

En travée : $M_t = 45,23 \text{ kN.m}$; $d = h - c = 30 - 2 = 27,5 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{45,23 \times 10^3}{25 \times (27,5)^2 \times 14,2} = 0,168$$

$$\mu = 0,168 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,168 \rightarrow \beta = 0,907$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{45,23 \times 10^3}{0,907 \times 27,5 \times 348} = 5,21 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section **3HA16** = $6,03 \text{ cm}^2$

Aux appuis : $M_a = -15,96 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{15,96 \times 10^3}{25 \times (27,5)^2 \times 14,2} = 0,059$$

$$\mu = 0,059 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,059 \rightarrow \beta = 0,9695$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{15,96 \times 10^3}{0,9695 \times 27,5 \times 348} = 1,72 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section **3HA14** = 4,62 cm²

NB : Le **RPA99** exige que le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0,5 en toute section selon l'article 7.5.2.1 d'où :

$$6,03 + 4,62 = 10,65 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0,5bh}{100} = \frac{0,5 \times 30 \times 25}{100} = 3,75 \text{ cm}^2$$

$$10,65 > 3,75 \implies \text{Exigence vérifiée.}$$

III-4-2-6) Vérification à l'ELU (BAEL 91 modifiées 99) :

a) Condition de non fragilité (Art A.4.2,1) :

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 27,5 \times \frac{2,1}{400} = 0,830 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 6,03 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0,830 \text{ cm}^2 \\ A_a = 4,62 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0,830 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.1,1) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{78,83 \times 10^3}{250 \times 275} = 1,15 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 1,15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

c) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (Art A.5.1, 313) :

$$V_u \leq \overline{V}_u = 0,4 f_{c28} 0,9d \frac{b}{\gamma_s} = 0,4 \times 25 \times 0,9 \times 0,275 \times \frac{0,25}{1,15} \times 10^3 = 538,04 \text{ KN}$$

$$V_u = 78,83 \text{ KN} < \overline{V}_u = 538,04 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

d) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91 modifiées 99 Art A.6.1, 3) :

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

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

$$\tau_{se} = \frac{78,83 \times 10^3}{0,9 \times 275 \times 125,6} = 2,54 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa ; avec : } \psi_s = 1,5 \text{ pour les barres a haute adhérence}$$

$$\tau_{se} = 2,54 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

e) Vérification de l'ancrage des barres aux appuis :(Art A.6.1,21) :

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s}$$

$$\text{Avec : } \tau_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,83} = 35,33 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante.
La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_c = 0,4 \times 35,33 = 14,13 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } L_c = 15 \text{ cm}$$

➤ **Calcul des armatures transversales (BAEL 91 modifiées 99 Art A.7.2,2) :**

Diamètre des armatures transversales est donné par la formule suivante:

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_l \right\}$$

h : Hauteur totale d'élément ($h=30\text{cm}$).

ϕ_l : Diamètre maximal d'armatures longitudinales= 12mm .

b : Largeur d'élément ($b=25\text{cm}$).

$$\phi_t = \left\{ \frac{300}{35}, \frac{250}{10}, 12 \right\} = \{8,57 ; 25 ; 12\}$$

Soit : $\phi_t = 8\text{mm} \leq 8,57\text{mm}$

On prend un cadre et un étrier en HA8. $A_t = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$.

Selon le **BAEL 91 modifiées 99 Art A.5.1,21** l'espacement des cours successifs des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$S_t \leq \min \{0,9d; 40\text{cm}\} = \{24,75\text{cm} ; 40\text{cm}\} = 24,75\text{cm}$$

Soit : $S_t = 24 \text{ cm}$

➤ **Exigence du R.P.A99 version 2003 Art .7.5.2.2 :**

L'espacement est calculé comme suit :

$$\textbf{Zone nodale : } e \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\} = \min \left\{ \frac{30}{4}; 12 \times 1,2 \right\} = 7,5\text{cm}$$

Soit : $e = 7 \text{ cm}$

$$\textbf{Zone courante : } e \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15\text{cm}$$

Soit : $e = 15 \text{ cm}$

- Quantité d'armatures transversales minimales : $A_t \geq A_{\min}$

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

$$A_t = 2,01\text{cm}^2 > A_{\min} = 1,125 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

III-4-2-7) Vérifications à l'ELS :**a) Etat limite de compression du béton :(BAEL 91 modifiées 99 Art A.4.5,2)**

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

En travée : $A_t = 6,03 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 6,03}{25 \times 27,5} = 0,877$$

$$\rho_1 = 0,877 \rightarrow \alpha_1 = 0,3975$$

$$\rightarrow \beta_1 = 0,8675$$

$$\rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = 0,04$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 A_t d} = \frac{32,92 \times 10^6}{0,8675 \times 275 \times 6,03 \times 10^2} = 228,84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,04 \times 228,84 = 9,15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9,15 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis : $A_a = 4,62 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 4,62}{25 \times 27,5} = 0,672$$

$$\rho_1 = 0,672 \rightarrow \alpha_1 = 0,3585$$

$$\rightarrow \beta_1 = 0,8805$$

$$\rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = 0,04$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 A_a d} = \frac{11,619 \times 10^6}{0,8805 \times 275 \times 4,62 \times 10^2} = 103,86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,04 \times 103,86 = 4,15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,15 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

b) Etat limite d'ouverture des fissures :(BAEL 91 modifiées 99 Art A.4.5,3)

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, alors il est inutile de vérifier.

c) Vérification de la flèche :(BAEL 91 modifiées 99 Art B.6.5,2)

On peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t^s}{10M_0} \\ \frac{A}{b d} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Avec:

h : hauteur totale (30cm) ;

L : portée entre nus d'appuis ;

 M_t : moment max en travée ; M_0 : moment max de la travée isostatique ;

A : section des armatures ;

b : largeur de la nervure ;

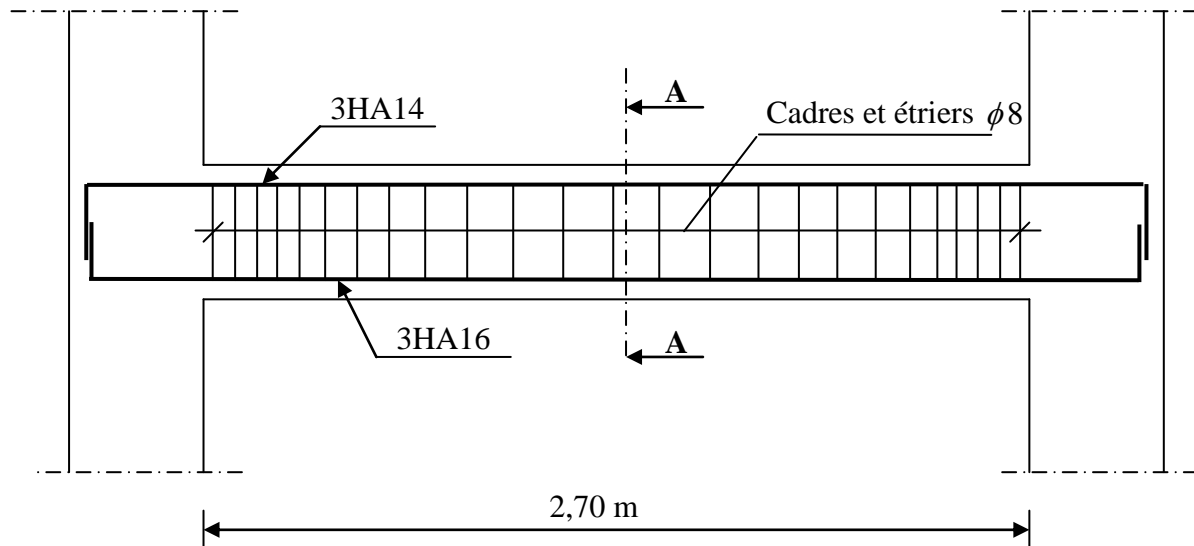
d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{270} = 0,111 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

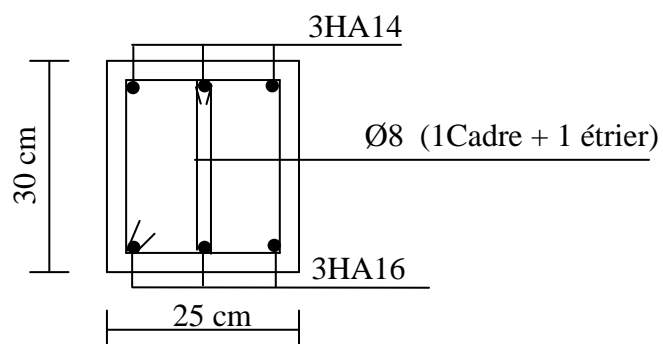
$$\frac{h}{L} = 0,111 \geq \frac{M_t^s}{10M_0} = \frac{32,92}{10 \times 38,73} = 0,0849 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{bd} = \frac{5,65}{25 \times 27,5} = 0,0082 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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



Plan de ferrailage de la poutre palière



Coupe A-A

III-5) Les balcons :

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

Largeur : 1,20 m

Longueur : 3,50 m

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

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par :

$$e_p > \frac{L}{10} = \frac{120}{10} = 12 \text{ cm}$$

Soit $e_p = 15\text{cm}$

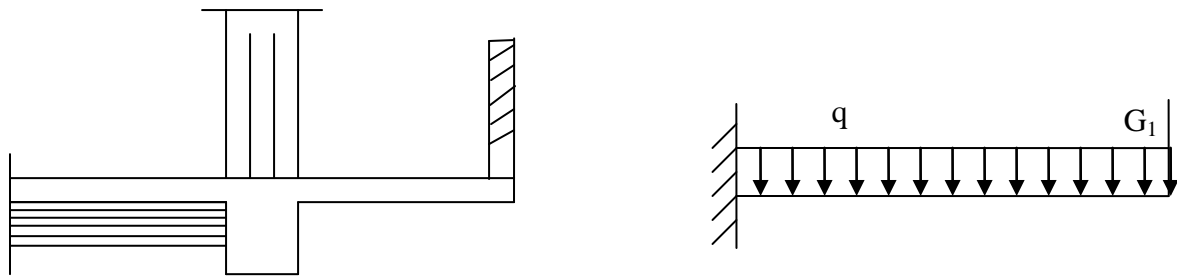


Fig.III-28: Schéma statique du balcon

III-5-1) Détermination des charges et surcharges :

Nous considérons une bande de 1m de balcon.

a- Charges permanentes:

- poids de revêtement carrelage (2cm).....0,44KN/ml
- Mortier de pose (2cm).....0,40 KN/ml
- couche de sable (3cm).....0,54 KN/ml
- poids propre de la dalle..... $25 \times 0,15 \times 1 = 3,75 \text{ KN/ml}$
- Enduit ciment (2cm)..... 0.44KN/ml

$$G = 5,57\text{KN/ml}$$

b- charge concentrée :

Poids propre du garde-corps..... $G = 1 \text{ KN/ml}$

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

III-5-2) Calcul à l'état limite ultime :

Le balcon travaille en flexion simple.

1) Combinaison de charges :

- Dalle: $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,57 + 1,5 \times 3,5 = 12,77 \text{ KN/ml}$
- Garde-corps: $g_{u1} = 1,35G_1 = 1,35 \times 1 = 1,35 \text{ KN/ml}$

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

$$M_{qu} = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{12,77 \times (1,2)^2}{2} = 9,19 \text{ KN.m}$$

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

$$M_{gu1} = g_{u1} \times L = 1,35 \times 1,20 = 1,62 \text{ KN.m}$$

Le moment total est: $M_u = M_{qu} + M_{gu1} = 10,81 \text{ KN.m}$

2) Ferrailage :

➤ **Armatures principales :**

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10,81 \cdot 10^3}{100 \times (12,5)^2 \times 14,2} = 0,048 < 0,392$$

⇒ Section simplement armée

$$\mu_u = 0,048 \Rightarrow \beta = 0,975$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10,81 \cdot 10^3}{0,975 \times 12,5 \times 348} = 2,54 \text{ cm}^2$$

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

➤ **Armature de répartition :**

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

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

3) Vérification à l'ELU :**a) Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A > A_{\min}$$

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 12,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,51 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,51 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification au cisaillement :

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

$$V_u = q_u \times l + g_{u1} = 12,77 \times 1,20 + 1,35 = 16,67 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{16,67 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,138 \text{ MPa}$$

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

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

c) Vérification de l'adhérence des barres :

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

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{16,67 \times 10^3}{0,9 \times 125 \times 125,6} = 1,18 \text{ MPa}$$

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

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

d) Longueur de scellement :

La longueur de scellement droit est donnée par la loi:

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

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

$$L_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2,835} = 352,7 \text{ mm} \implies \text{soit: } L_s = 35,2 \text{ cm} = 36 \text{ cm}$$

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

e) Ecartement des barres :

♦ **Armatures principales:**

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

♦ **Armature de répartition:**

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

III-5-3) Calcul à l'ELS :

1) Combinaison de charge:

- Dalle: $q_s = G + Q = 5,57 + 3,5 = 9,07 \text{ KN/m}$
- Garde-corps : $g_{s1} = 1 \text{ KN/m}$

2) Calcul des moments :

$$M_s = M_{qs} + M_{gs1} = \frac{q_s l^2}{2} + g_{s1} L = \frac{9,07 \cdot (1,2)^2}{2} + (1 \times 1,2) = 7,73 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 7,73 \text{ KN.m}$$

3) Vérification à l'ELS:

3-1) Dans le béton :

Il est inutile de vérifier la contrainte dans le béton si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10,81 \times 10^3}{100 \times (12,5)^2 \times 14,2} = 0,048$$

$$\alpha = 0,0615$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{10,81}{7,73} = 1,40$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,40 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45$$

$$\alpha = 0,0681 < 0,45 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

3-2) Vérification de la flèche :

Pour dispenser du calcul de la flèche on vérifie :

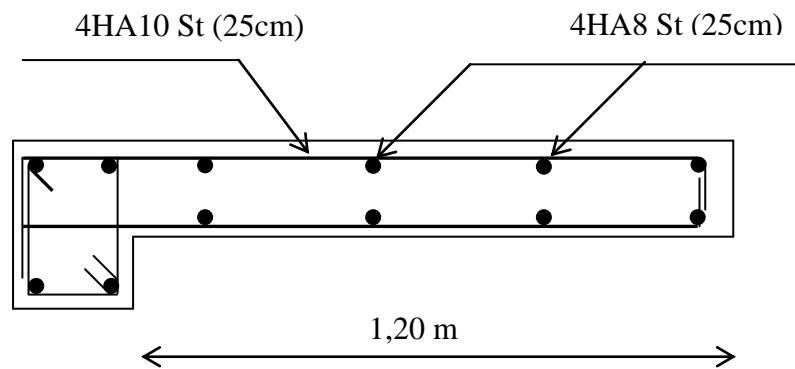
$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} = \frac{15}{120} = 0,125 \\ \frac{1}{16} = 0,0625 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{h}{L} = \frac{15}{120} = 0,125 \\ \frac{M_t}{10M_0} = \frac{10,81}{10 \times 10,81} = 0,1 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{A_t}{bd} = \frac{3,14}{100 \times 12,5} = 0,0025 \\ \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

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

**Fig.III-29: Plan de ferrailage du balcon**

III-6) Les balcons sous les murs :

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

Largeur : 1,20 m

Longueur : 3,00 m

Le porte à faux est constitué d'une dalle pleine reposant sur la poutre de rive avec un mur extérieur de hauteur $h = 2,91$ m en brique creuse de 30 cm d'épaisseur

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par :

$$e_p > \frac{L}{10} = \frac{120}{10} = 12 \text{ cm}$$

Soit $e_p = 15$ cm

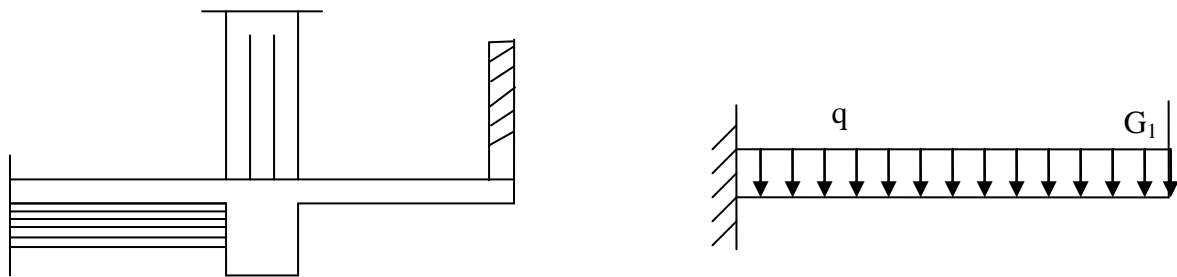


Fig.III-30: Schéma statique du balcon

III-6-1) Détermination des charges et surcharges :

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

a- Charges permanentes:

- poids de revêtement carrelage (2cm).....0,44KN/ml
- Mortier de pose (2cm).....0,40 KN/ml
- couche de sable (3cm).....0,54 KN/ml
- poids propre de la dalle..... $25 \times 0,15 \times 1 = 3,75$ KN/ml
- Enduit ciment (2cm)..... 0.44KN/ml

$$G = 5,57 \text{ KN/ml}$$

b- charge concentrée :

Poids propre du mur extérieur..... $G = 7,22$ KN/ml

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

III-6-2) Calcul à l'état limite ultime :

Le balcon travaille en flexion simple.

1) Combinaison de charges :

- Dalle: $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,57 + 1,5 \times 3,5 = 12,77 \text{ KN/ml}$
- Garde-corps: $g_{u1} = 1,35G_1 = 1,35 \times 7,22 = 9,75 \text{ KN/ml}$

❖ Le moment provoqué par la charge q_u est :

$$M_{qu} = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{12,77 \times (1,2)^2}{2} = 9,19 \text{ KN.m}$$

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

$$M_{gu1} = g_{u1} \times L = 9,75 \times 1,20 = 11,7 \text{ KN.m}$$

Le moment total est: $M_u = M_{qu} + M_{gu1} = 20,89 \text{ KN.m}$

2) Ferrailage :**➤ Armatures principales :**

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{20,89 \times 10^3}{100 \times (12,5)^2 \times 14,2} = 0,094 < 0,392$$

⇒ Section simplement armée

$$\mu_u = 0,094 \Rightarrow \beta = 0,951$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{20,89 \times 10^3}{0,951 \times 12,5 \times 348} = 5,05 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA14 = 6,16 cm avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

➤ Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6,16}{4} = 1,54 \text{ cm}^2$$

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

3) Vérification à l'ELU :**a) Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A > A_{\min}$$

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 12,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,51 \text{ cm}^2$$

$$A = 6,16 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,51 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification au cisaillement :

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

$$V_u = q_u \times l + g_{u1} = 12,77 \times 1,20 + 9,75 = 25,07 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{25,07 \cdot 10^3}{1000 \cdot 120} = 0,21 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de l'adhérence des barres :

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

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times 3,14 \times 14 = 175,84 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{25,07 \times 10^3}{0,9 \times 125 \times 175,84} = 1,27 \text{ MPa}$$

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

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

d) Longueur de scellement :

La longueur de scellement droit est donnée par la loi:

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

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

$$L_s = \frac{14 \times 400}{4 \times 2,835} = 493,83 \text{ mm} \quad \Rightarrow \text{soit: } L_s = 49,38 \text{ cm} = 50 \text{ cm}$$

⇒ Soit des crochets de longueur $L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm}$

Donc : $L_a = 20 \text{ cm}$.

e) Ecartement des barres :

♦ **Armatures principales:**

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

♦ **Armature de répartition:**

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

III-6-3) Calcul à l'ELS :

1) Combinaison de charge:

- Dalle: $q_s = G + Q = 5,57 + 3,5 = 9,07 \text{ KN/m}$
- Garde-corps : $g_{s1} = 7,22 \text{ KN/m}$

2) Calcul des moments :

$$M_s = M_{qs} + M_{gs1} = \frac{q_s l^2}{2} + g_{s1} L = \frac{9,07 \cdot (1,2)^2}{2} + (7,22 \times 1,2) = 13,63 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 13,63 \text{ KN.m}$$

3) Vérification à l'ELS:

3-1) Dans le béton :

Il est inutile de vérifier la contrainte dans le béton si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{20,89 \times 10^3}{100 \times (12,5)^2 \times 14,2} = 0,094$$

$$\alpha = 0,1236$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{20,89}{13,63} = 1,53$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,53 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,515$$

$$\alpha = 0,1236 < 0,515 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3-2) Vérification de la flèche :

Pour dispenser du calcul de la flèche on vérifie :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} = \frac{15}{120} = 0,125 \\ \frac{1}{16} = 0,0625 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{h}{L} = \frac{15}{120} = 0,125 \\ \frac{M_t}{10M_0} = \frac{20,89}{10 \times 20,89} = 0,1 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{A_t}{bd} = \frac{6,16}{100 \times 12,5} = 0,0049 \\ \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

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

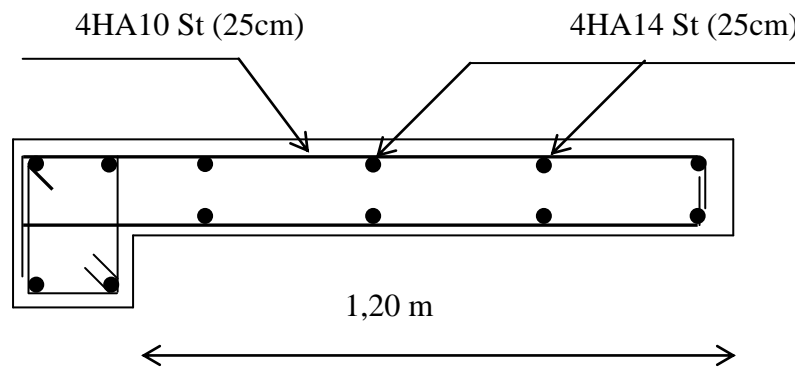


Fig.III-31: Plan de ferrailage du balcon sous mur

III-7) Etude de la poutre de chaînage :

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures et pour le ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans les deux sens (transversale, longitudinal).

III-7-1) Prédimensionnement :

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

- La hauteur h_t :

$$L / 15 \leq h_t \leq L / 10$$

Avec :

L : la portée libre maximal entre nus d'appuis dans le sens considéré.

- La largeur b :

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

Sachant que $L = 380 - 30 = 350 \text{ cm}$

$$\frac{L}{15} = \frac{350}{15} = 23,33 \text{ cm} \quad \text{et} \quad \frac{L}{10} = \frac{350}{10} = 35 \text{ cm}$$

Ce qui donne $23,33 \leq h_t \leq 35$

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

Par conséquent la largeur b sera :

$$0,4 h_t = 12 \text{ cm}$$

$$0,7 h_t = 21 \text{ cm}$$

On prend $b = 25 \text{ cm}$.

III-7-2) Vérification aux exigences du RPA (Art 7.4.1) :

$$\left. \begin{array}{l} b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h_t = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} = \frac{30}{25} = 1,2 \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

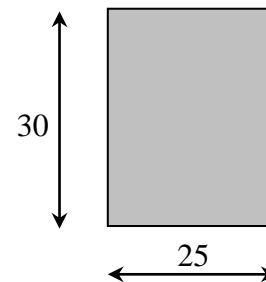


Fig.III-32: Dimensions de la poutre chaînage

REMARQUE :

On remarque bien que les conditions imposées par le RPA99 (modifié 2003) sont toutes vérifiées, donc la section adoptée est $(25 \times 30) \text{ cm}^2$

III-7-3) Evaluation des charges et surcharges :**❖ Les charges permanentes :**

- Poids propre de la poutre : $0,25 \times 0,3 \times 25 = 1,875 \text{ KN/ml}$
- Poids du garde-corps : 1 KN/ml
- Poids du plancher: $(5,25 \times 0,65/2) = 1,706 \text{ KN/ml}$
- Poids du mur : $1,30 \times 25 \times 0,1 = 3,25 \text{ KN/ml}$

$$G_T = 7,831 \text{ KN/ml.}$$

❖ La surcharge d'exploitation :

$$Q = 1,5 \times (0,65/2) = 0,487 \text{ KN/ml.}$$

III-7-4) Combinaisons de charges :

- ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 7,831 + 1,5 \times 0,487 = 11,30 \text{ KN/ml.}$
- ELS : $q_s = G + Q = 7,831 + 0,487 = 8,32 \text{ KN/ml.}$

III-7-5) Etude de la poutre a l'ELU :

On considère la poutre comme étant simplement appuyée.

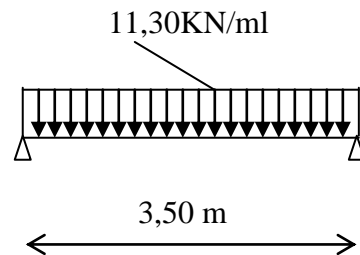


Fig.III-33 : Schéma statique de calcul à l'ELU.

a) Calcul des efforts :

- **Calcul des moments :**

$$M_{\max} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{11,30 \times (3,5)^2}{8} = 17,30 \text{ KN.m}$$

Afin de tenir compte des semi-encastres aux appuis, on affectera les moments par des coefficients tel que :

En travée :

$$M_t = 0,85 \times 17,30 = 14,71 \text{ KN.m}$$

Aux appuis :

$$M_a = -0,30 \times 17,30 = -5,19 \text{ KN.m}$$

- Calcul des réactions d'appuis:

$$R_A = R_B = q_u \times \frac{L}{2} = 11,30 \times \frac{3,50}{2} = 19,775 \text{ KN}$$

$$T_y = 19,775 \text{ KN}$$

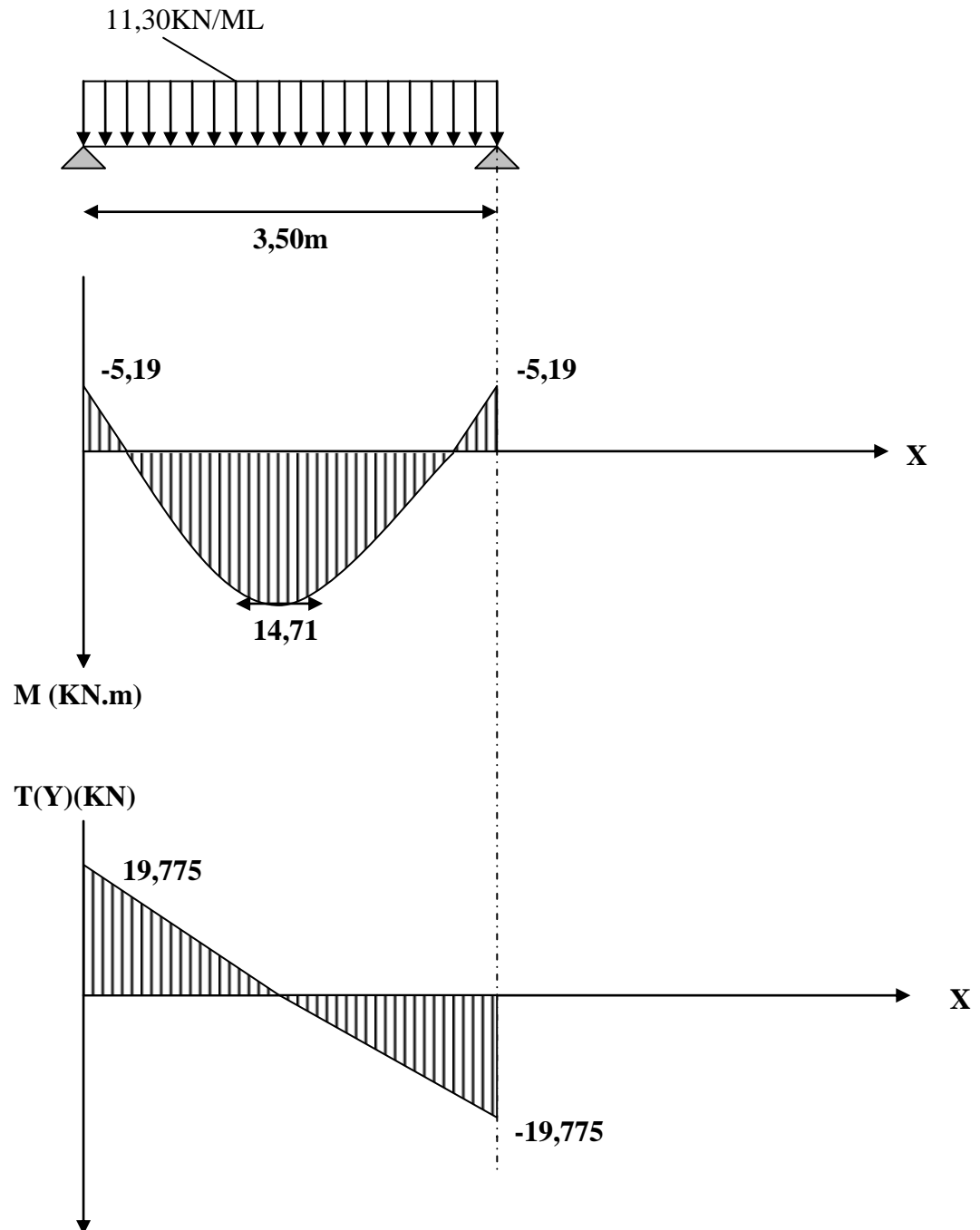


Fig.III-34 : Diagramme des efforts internes à L'ELU.

b) Calcul des armatures longitudinales :• **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{14,71 \times 10^3}{25 \times (27,5)^2 \times 14,2} = 0,054$$

$$\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante

$$\mu = 0,054 \Rightarrow \beta = 0,972$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{14,71 \times 10^3}{0,972 \times 27,5 \times 348} = 1,58 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra **3HA12 = 3,39 cm²**

• **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{5,19 \times 10^3}{25 \times (27,5)^2 \times 14,2} = 0,0193$$

$$\mu < 0,392 \Rightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

$$\mu = 0,0193 \Rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{5,19 \times 10^3}{0,990 \times 27,5 \times 348} = 0,54 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra **3HA10 = 2,36 cm²**

III-7-6) Vérification à l'ELU: (BAEL 91 modifiées 99)❖ **Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1, BAEL91)**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 0,23 \times 25 \times 27,5 \times \frac{2,1}{400} = 0,83 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,83 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,83 \text{ cm}^2 < (A_t = 3,39 \text{ cm}^2; A_a = 2,36 \text{ cm}^2) \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification aux cisaillements (Art A.5.1, 1) :**

Il faut vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{19,77}{0,25 \times 0,275} = 287,56 \text{ KN} / \text{m}^2 = 0,287 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} f_{t28}, 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2,5; 4 \text{ MPa} \} = 2,5 \text{ MPa} \quad (\text{Pour la fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = 0,287 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \implies \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (Art A.5.1, 313):**

1) dans le béton (BAEL modifié 99 Art A.5.1.313) :

$$V_u \leq 0,4 \times b \times 0,9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = 19,77 \text{ KN} \leq 0,4 \times 25 \times 0,9 \times 27,5 \frac{2,5}{1,5} = 515,62 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2) Sur les aciers :(BAEL91 modifié 99 Art A.5.1, 321)

$$A_a = 2,36 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(19,77 + \frac{-5,19}{0,9 \times 0,275} \right) = -0,0034 \text{ cm}^2 \leq 0$$

\longrightarrow Condition vérifiée

On constate que l'effort tranchant V_u n'a pas d'influence sur les armatures inférieures.

❖ **Vérification à l'entrainement des barres (BAEL modifié 99 Art A.6.1, 3) :**

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \sum U_i} = \frac{19,77 \times 10^3}{0,9 \times 275 \times 94,20} = 0,84 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} = 0,84 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Calcul des ancrages des barres (BAEL 91 modifié 99 Art A.6.1, 21)**

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4\tau_s} \phi = 35,27 \times 1 = 35,27 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante, la longueur d'ancrage mesurée hors crochets :

$$L_c = 0,4 \times 35,27 = 14,11 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } L_c = 15 \text{ cm}$$

❖ **Calcul des armatures transversales (BAEL 91 modifié 99 Art A.7.2, 2) :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_l \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35} = 0,857 ; \frac{25}{10} = 2,5 ; 1,2 \right\} = 0,857 \text{ cm}$$

Soit :

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \leq 8,57 \text{ mm.}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8 ; **4HA8=2,01 cm²**

Selon le **(BAEL91 modifié 99 Art A.5.1, 21)** L'espacement des plans successifs des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 27,5 ; 40 \text{ cm}) = \min(24,75 ; 40) = 24,75 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

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

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} > 0,40 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{2,01 \times 400}{25 \times 20} = 1,60 \text{ MPa} > 0,40 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Exigence du RPA version 2003 (Art 7.5.2.2) :**

• **En zone nodale (appuis) :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_t\right) = \min(7,5 ; 12)$$

$$\text{Soit } S_t = 7 \text{ cm}$$

• **En zone courante (travée) :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}$$

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

❖ **Quantité d'armatures transversales minimales (Art-7.5.2.2) :**

$$A_t \geq A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b$$

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

$$A_t = 2,01 \geq A_{\min} = 1,125 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III-7-7) Vérification à l'ELS :**Calcul à l'ELS :**

$$q_s = 8,32 \text{ KN/m}$$

1) Calcul des efforts :**a) Réaction aux appuis :**

$$R_A = R_B = q_s \times \frac{l}{2} = 8,32 \times \frac{3,50}{2} = 14,56 \text{ KN}$$

b) Les moments :

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 8,32 \times \frac{3,50^2}{8} = 12,74 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de semi encastrement :

- Aux appuis :**

$$M_a = -0,3 \times 12,74 = -3,82 \text{ KN.m}$$

- En travée :**

$$M_t = 0,85 \times 12,74 = 10,83 \text{ KN.m}$$

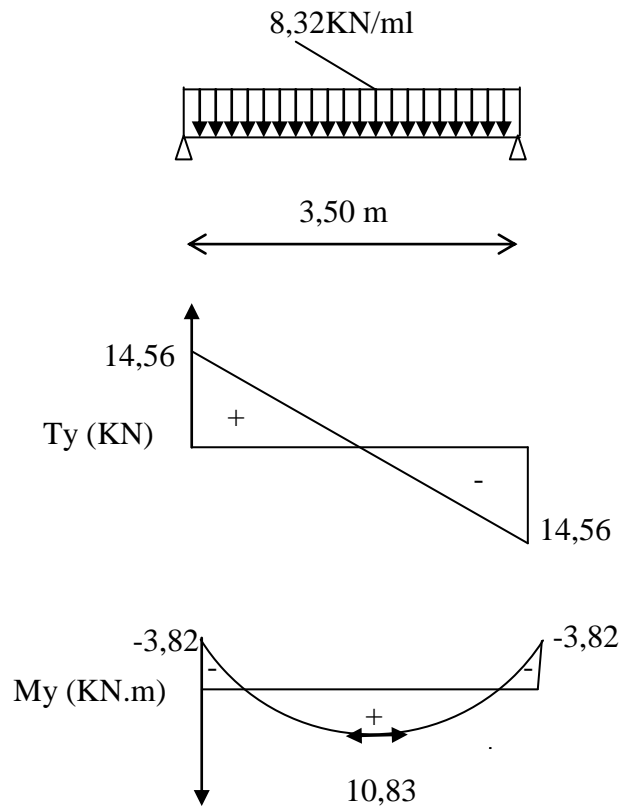


Fig.III-35: Diagramme des efforts interne à l'ELS.

2) Vérification de la résistance du béton à la compression :

(BAEL 91 modifiées 99 Art A.4.5 ,2)

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

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s ; \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

- Aux appuis :**

$$M_a = -3,82 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad A_a = 2,36 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{b d} = \frac{100 \times 2,36}{25 \times 27,5} = 0,343$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,909 \Rightarrow K = \frac{1}{K_1} = 0,025$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{3,82 \times 10^6}{0,909 \times 27,5 \times 236} = 64,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0,025 \times 64,75 = 1,61 < 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$M_s = 10,83 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{b d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 27,5} = 0,493$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,894 \Rightarrow K = \frac{1}{K_1} = 0,031$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{10,83 \times 10^6}{0,894 \times 27,5 \times 339} = 129,94 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0,031 \times 129,94 = 4,02 < 15 \text{ MPa.} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

3) Etat limite d'ouverture des fissurations [BAEL91 modifiée 99/Art A.4.5, 3] :

La fissuration est préjudiciable

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

Avec : η c'est le coefficient de fissuration qui vaut 1,6 pour les aciers en HA

$$\sigma_{st} = 129,94 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4) Vérification de la flèche : [BAEL.99/Art B.6.5,2] :

On peut dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \\ \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{30}{350} = 0,085 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h}{l} = 0,085 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{10,83}{10 \times 12,74} = 0,085 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{A}{b \times d} = \frac{3,39}{25 \times 27,5} = 0,0049 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées, Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III-8) Calcul de la salle machine :

Introduction :

Notre immeuble est constitué d'une seule cage d'ascenseur de caractéristique identique, de surface $(2,60 \times 3,30) \text{ m}^2$, de vitesse d'entraînement $V = (1 \text{ m/s})$, pouvant charger 8 personnes de 6,3 KN, la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 10 tonnes.

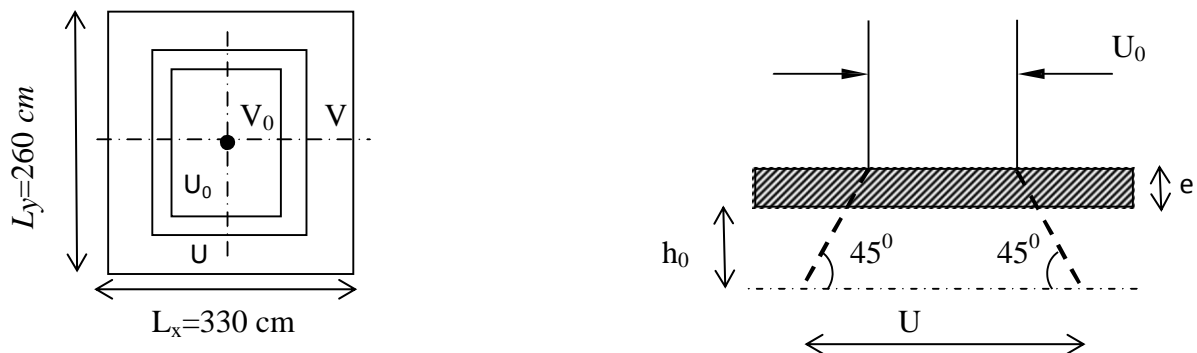


Fig.III-36 : Diffusion de la charge dans le feuillet

III-8-1) Dimensionnement :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{30}$$

$$h_t \geq \frac{330}{30} = 11 \text{ cm}$$

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

La dalle repose sur quatre 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.

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{260}{330} = 0,79 > 0,4 \quad \longrightarrow \text{La dalle travail dans les deux sens}$$

On a :

$$\begin{cases} U = U_0 + 2 \xi e + h_0 \\ V = V_0 + 2 \xi e + h_0 \end{cases}$$

Avec :

$(U_0 \times V_0)$: Surface de contact ($U_0 = V_0 = 100 \text{ cm}$)

$(U \times V)$: Surface d'impact au niveau du feuillet moyen

h_0 : Hauteur de la dalle ($h_0 = 15 \text{ cm}$)

e : Epaisseur de revêtement ($e = 5$)

ξ : Revêtement en béton ($\xi = 1$)

Donc :

$$\begin{cases} U = 100 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 125 \text{ cm} \\ V = 100 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 125 \text{ cm} \end{cases}$$

III-8-2) Détermination des sollicitations :

❖ **A L'ELU :**

$$\begin{cases} P_u = 1,35 P = 1,35 \times 100 = 135 \text{ KN/ml (charge concentrée du système de levage)} \\ q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35(25 \times 0,15 + 22 \times 0,05) + 1,5 \times 1 = 8,04 \text{ KN/ml (charge uniformément répartie)} \end{cases}$$

❖ **A L'ELS :**

$$\begin{cases} P_s = P = 100 \text{ KN/ml} \\ q_s = G + Q = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

III-8-3) Calcul des moments :

▪ **Evaluation des moments M_x et M_y dus au système de levage :**

$$\begin{cases} M_x = P(M_1 + \nu M_2) \\ M_y = P(\nu M_1 + M_2) \end{cases}$$

Avec :

$$\nu : \text{Coefficient de poisson} \quad \begin{cases} \nu = 0 \text{ à ELU} \\ \nu = 0,2 \text{ à ELS} \end{cases}$$

M_1 et M_2 : Coefficient donnée par les abaques en fonction de ρ_x et des rapports $\frac{U}{L_x}$ et $\frac{V}{L_y}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_x = \frac{L_x}{L_y} = \frac{260}{330} = 0,79 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{125}{260} = 0,48 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{125}{330} = 0,37 \end{array} \right. \longrightarrow \text{à partir des abaques de PIGEAUD et après une interpolation on aura :}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0,1281 \\ M_2 = 0,0966 \end{array} \right.$$

❖ **A L'ELU : $\nu = 0$**

$$M_{x1} = P_u(M_1 + \nu M_2) = P_u M_1 = 135 \times 0,1281 = 17,29 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P_u(\nu M_1 + M_2) = P_u M_2 = 135 \times 0,0966 = 13,04 \text{ KN.m}$$

▪ **Evaluation des moments M_x et M_y dus au poids propre de la dalle pleine**

-Cas de charge uniformément répartie :

On a :

$$\rho = 0,79 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0576 \\ \mu_y = 0,577 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_x^2 \end{array} \right.$$

$$\text{On a : } q_u = 8,04 \text{ KN/ml}$$

Donc :

$$M_{x2} = 0,0576 \times 8,04 \times (2,60)^2 = 3,13 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,577 \times 3,13 = 1,81 \text{ KN.m}$$

III-8-4) Superposition des moments agissant au centre du panneau :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 17,29 + 3,13 = 20,42 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 13,04 + 1,81 = 14,85 \text{ KN.m}$$

III-8-5) Ferrailage :

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m.

Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle, au niveau des appuis, on affecte les moments calculés du coefficient «0,3» au niveau des appuis et de «0,85» en travées

On a :

$$\text{Sens X-X} \begin{cases} M_a = 0,3M_x \\ M_t = 0,85M_x \end{cases} \quad \text{Sens Y-Y} \begin{cases} M_a = 0,3M_y \\ M_t = 0,85M_y \end{cases}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b.d^2.f_{bu}} \quad ; \quad A_s = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_s}$$

Tableau : Calcul du ferrailage de la salle machine

Zone	Sens	M _u (KN.m)	μ _b	β	A _s (cm ²)	A adoptée (cm ²)		S _t (cm)
Sur appuis	X-X	6,13	0,028	0,986	1,43	2,01	4HA8	25
	Y-Y	4,45	0,020	0,990	1,03	2,01	4HA8	25
En travée	X-X	17,36	0,078	0,959	4,16	4,71	6HA10	16
	Y-Y	12,62	0,057	0,9705	2,99	3,01	6HA8	16

III-8-6) Vérifications :**1) vérification à l'ELU :**

a) Condition de non fragilité : (Art B.7, 4 / BAEL91 modifié en 99) :

$$A_x \geq \frac{\rho_0}{2} \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \times b \times h$$

$$A_y \geq \rho_0 \times b \times h$$

A_x, A_y : Taux minimaux d'acier en travée dans le sens « x » et dans le sens « y »

ρ₀ : Taux d'armatures (acier HA FeE400 : ρ₀ = 0,0008)

L_x, L_y : Dimension de la dalle avec L_x ≤ L_y

▪ Aux appuis :

$$A_x \geq \frac{\rho_0}{2} \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \times b \times h = \frac{0,0008}{2} \left[3 - \frac{2,60}{3,30} \right] \times 100 \times 15 = 1,33 \text{ cm}^2$$

$$A_x \geq 1,33 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ En travée :

$$A_y \geq \rho_0 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_y \geq 1,2 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Diamètre minimal des barres : (Art A.7.21 /BAEL91modifié 99)

On doit vérifier que :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$$\phi_{\max} = 10 \text{ mm} < \phi = 15 \text{ mm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Ecartement des barres : (Art A.5.2, 42 /BAEL91 modifié 99)

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à un chargement concentrique ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

▪ Armatures A_x parallèles à L_x :

$$S_t < \min (3 h; 33 \text{ cm})$$

$$\min (3 h; 33 \text{ cm}) = \min (45 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm en appuis et } S_t = 16 \text{ cm en travée.}$$

$$S_t < 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ Armatures A_y parallèles à L_y :

$$S_t < \min (4 h; 45 \text{ cm})$$

$$\min (4 h; 45 \text{ cm}) = \min (60 \text{ cm}; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.}$$

$$S_t = 25 \text{ cm en appuis et } S_t = 16 \text{ cm en travée}$$

$$S_t < 45 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) Condition de non poinçonnement : (Art A.5.2, 42 BAEL91 modifié 99)

$$P_u \leq \frac{0,045 \times U_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$U_c = 2 (U + V) = 2 (125 + 125) = 500 \text{ cm} = 5 \text{ m}$$

$$P_u = 135 \text{ KN/ml} \leq \frac{0,045 \times 5 \times 0,15 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 562,5 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e) Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\bar{\tau}_n = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa}$$

Au milieu de U, On a :

$$V_u = \frac{P_u}{2U + V} = \frac{135}{(2 \times 1,25) + 1,25} = 36 \text{ KN}$$

Au milieu de V, On a :

$$V_v = \frac{P}{3U} = \frac{135}{3 \times 1,25} = 36 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{36 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,28 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2) vérification à l'ELS :**a) Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} :**

$$M_{x1} = P_s \times (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = P_s \times (M_2 + \nu M_1)$$

$$\text{On a : } P_s = P = 100 \text{ KN} ; \nu = 0,2$$

$$M_{x1} = 100(0,1281 + 0,2 \times 0,0966) = 14,742 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 100(0,0966 + 0,2 \times 0,1281) = 12,22 \text{ KN.m}$$

b) Les moments engendrés par le poids propre de la dalle :

$$q_s = 5,85 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0,79 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0576 \\ \mu_y = 0,577 \end{array} \right.$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0,0576 \times 5,85 \times (2,60)^2 = 2,28 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,577 \times 2,28 = 1,32 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 14,742 + 2,28 = 17,02 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 12,22 + 1,32 = 13,54 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0.85) et en appuis par (0.3) pour tenir compte de la continuité des voiles.

▪ Aux appuis :

$$M_x = 0,3 M_x = 5,106 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,3 M_y = 4,062 \text{ KN.m}$$

▪ En travées:

$$M_x = 0,85 M_x = 14,467 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,85 M_y = 11,509 \text{ KN.m}$$

d) État limite d'ouvertures des fissures :

La fissuration est peu nuisible, donc pas de vérification à faire.

e) Vérification des contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A} \leq \bar{\sigma}_{st} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

▪ Aux appuis : $M_x = 5,106 \text{ KN.m}$; $M_y = 4,062 \text{ KN.m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow \rho_1 = \frac{100A_x}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 12,5} = 0,161 \rightarrow \beta_1 = 0,934 \rightarrow k_1 = 60,76 \\ A_y = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow \rho_1 = \frac{100A_y}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 12,5} = 0,161 \rightarrow \beta_1 = 0,934 \rightarrow k_1 = 60,76 \end{array} \right.$$

Sens x-x :

$$\sigma_s = \frac{M_x}{\beta_1 \times d \times A_x} = \frac{5,106 \times 10^3}{0,934 \times 12,5 \times 2,01} = 217,58 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Sens y-y :

$$\sigma_s = \frac{M_y}{\beta_1 \times d \times A_x} = \frac{4,062 \times 10^3}{0,934 \times 12,5 \times 2,01} = 173,09 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

▪ **En travées :** $M_x = 14,467 \text{ KN.m}$; $M_y = 11,509 \text{ KN.m}$

$$A_x = 4,71 \text{ cm}^2 \rightarrow \rho_1 = \frac{100A_x}{b \times d} = \frac{100 \times 4,71}{100 \times 12,5} = 0,377 \rightarrow \beta_1 = 0,905 \rightarrow k_1 = 37,63$$

$$A_y = 3,01 \text{ cm}^2 \rightarrow \rho_1 = \frac{100A_y}{b \times d} = \frac{100 \times 3,01}{100 \times 12,5} = 0,241 \rightarrow \beta_1 = 0,921 \rightarrow k_1 = 48,29$$

Sens x-x :

$$\sigma_s = \frac{M_x}{\beta_1 \times d \times A_x} = \frac{14,467 \times 10^3}{0,905 \times 12,5 \times 4,71} = 271,52 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Sens y-y :

$$\sigma_s = \frac{M_y}{\beta_1 \times d \times A_x} = \frac{11,509 \times 10^3}{0,921 \times 12,5 \times 3,01} = 332,12 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

f) Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

▪ **Aux appuis :**

Sens x-x : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{217,58}{60,76} = 3,58 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

Sens y-y : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{173,09}{60,76} = 2,85 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

▪ En travées

Sens x-x : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{271,52}{37,63} = 7,22 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 15 \text{ MPa}$

Sens y-y : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{332,12}{48,29} = 6,88 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

Toutes les conditions sont vérifiées.

IV-1) Introduction :

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (MEF), permettant le calcul automatique de diverses structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la MEF, et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la MEF et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul. Cette étude se fixe comme objectif la présentation des notions fondamentales de calcul automatique d'un point de vue essentiellement physique tout en considérant le code de calcul dans son efficacité opératoire, c'est-à-dire en tant qu'outil destiné à l'utilisateur professionnel.

Ce dernier pourra alors en tenant compte des considérations précédentes, formuler son problème de calcul des structures et contrôler presque sans efforts les résultats fournis par l'ordinateur.

IV-2) Concept de base de la MEF :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments. La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans « la théorie des poutres ». Pour chaque type d'élément, une fonction de déformation de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équations algébriques linéaires peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnus les déformations au niveau des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidités de chaque élément.

IV-3) Description de l'ETABS :

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, particulièrement. Il permet en même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statique et dynamique avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le poste processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les Champs de contraintes, les modes propres de vibration etc.

Rappel : (terminologie)

Grid line : ligne de grille. Joints : nœuds.

Frame : portique (cadre).

Shell : voile. Elément : élément.

Restraints : degrés de liberté (DDL). Loads : charge.

Uniformed loads : point d'application de la charge. Define : définir.

Material : matériaux. Concrete : béton.

Steel : acier.

Frame section : coffrage. Column : poteau.

Beam : poutre.

IV-4) Manuel d'utilisation du l'ETABS

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS V.9.6.0. Pour choisir l'application



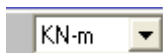
ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS.

Etapes de modélisation :**❖ Première étape :**

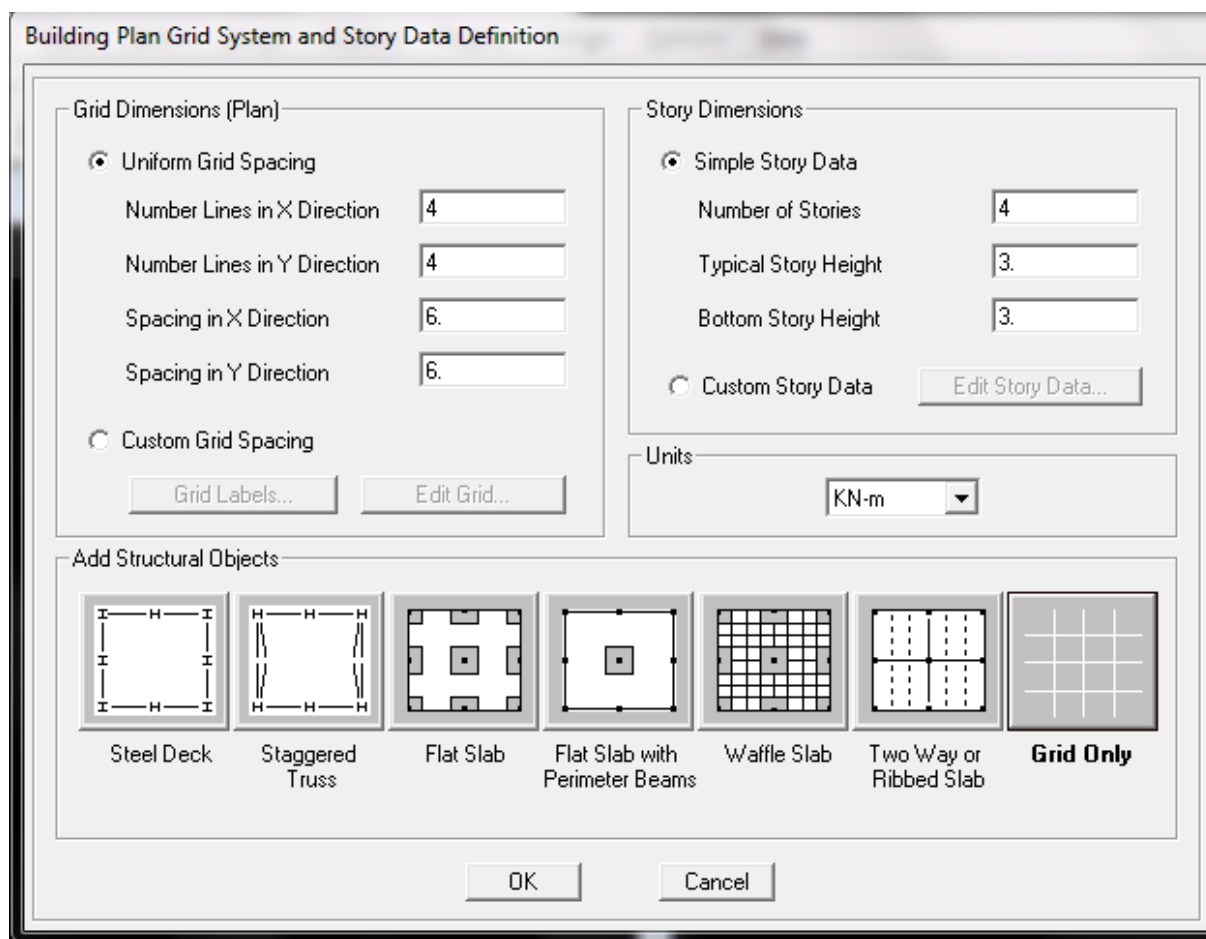
La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

a) Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans L'ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et les déplacements.

**b) Géométrie de base :**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **file** puis **New model** ou bien (**ctrl+n**). Cette option permet de créer rapidement un modèle régulier, en utilisant des exemples de structures prédéfinis dans la base de données.

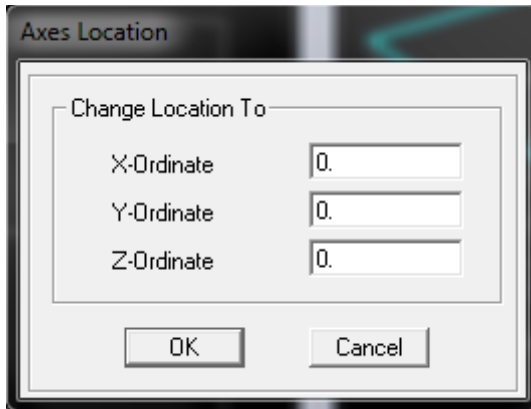


Pour une construction en Auto-Stable .on choisit la première icône, dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

- 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 de travées dans le sens de Y (**Number of bays along Y**)
- Hauteur d'étage (**story High**)
- Longueur de travée dans le sens de X (**Spacing in X direction**) (Entre axes)
- Longueur de travée dans le sens de Y (**Spacing in Y direction**) (Entre axes)
- Le nombre d'étage (**Number of stories**)
- la hauteur d'étage courant (**typical story High**)
- La hauteur d'étage en bas (RDC) (**bottom story height**)

c) Modification de la géométrie de base :

L'ETABS place automatiquement le repère à l'origine de la structure mais nous pouvons le déplacer et en le met au centre de la structure et ce à partir de menu (**View-change axes location**) une boîte de dialogue sera apparaître, dans cette dernière en peut déplacer notre repère dans n'importe quelle position en injectant des valeurs des coordonnées x, y et z.



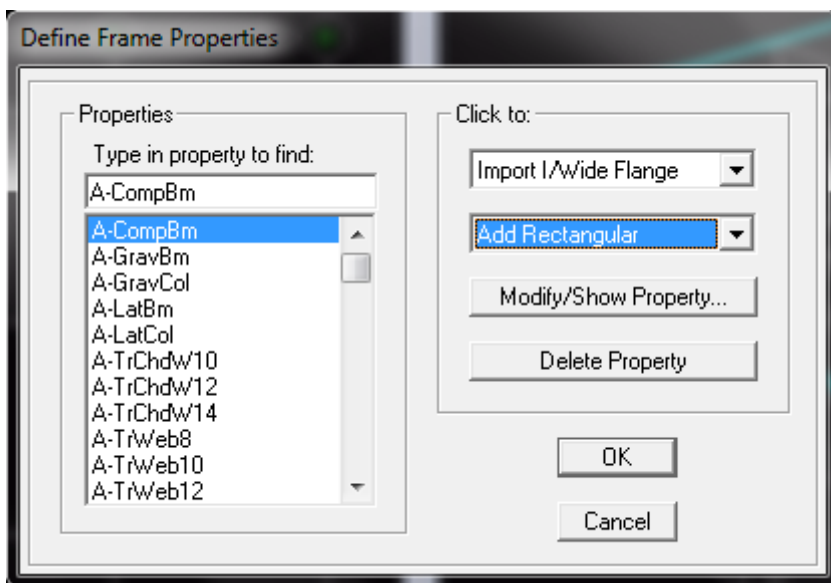
Pour modifier les hauteurs et les longueurs il faut que pour chaque élément corresponde une ligne de grille, pour cela nous traçons une nouvelle grille ; en double cliquant sur n'importe qu'elle grille ; on aura une boîte de dialogue-on coche la case spacing, et introduire les longueurs de chaque travée dans les deux directions, enfin on valide avec OK.

❖ Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à spécifier les propriétés des membrures pour la structure à modéliser

a) Choix des sections :

Il existe une multitude de sections prédéfinies dans ETABS. Il est possible par exemple, de choisir parmi une longue liste de profils en acier qui contient toutes les informations pour une section donnée. Pour les constructions en béton armé comme les sections ne sont pas "standard", Il faut d'abord définir des nouvelles propriétés de section pour les poutres et poteaux. Il faut ensuite les assigner aux éléments correspondants.

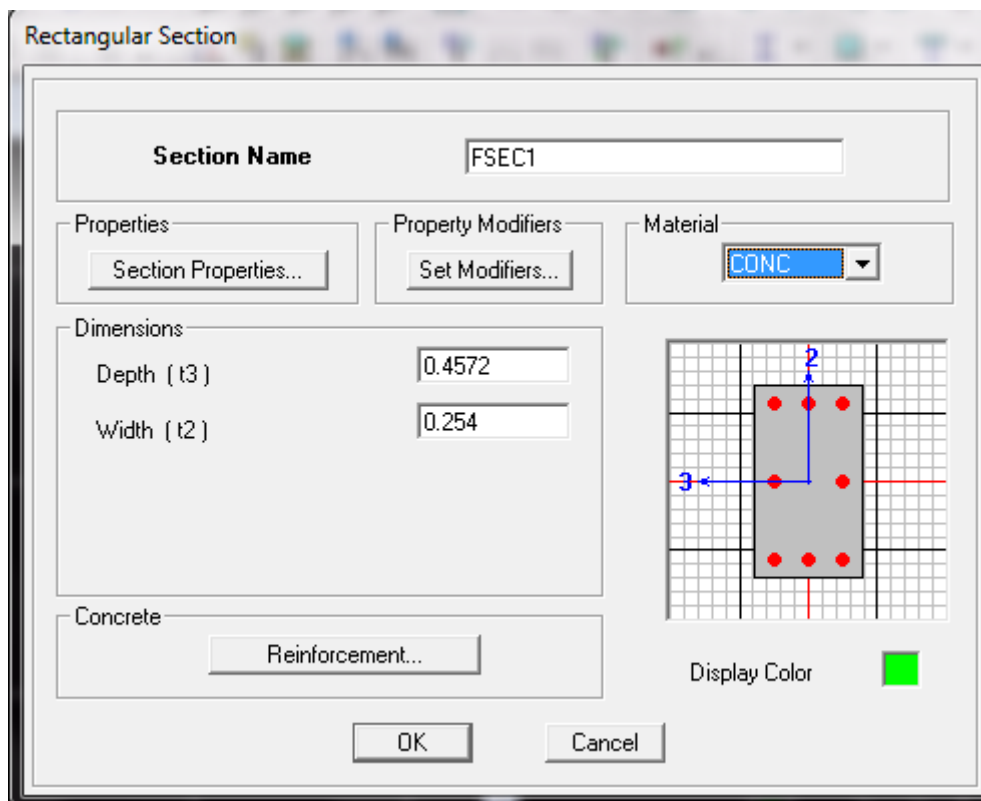


b) Définition des sections :

Dans le menu déroulant choisir : **Define** puis **Frame sections** comme nos sections sont rectangulaires on choisit dans la liste d'ajout de section : **Add rectangular** (dans la deuxième liste à droite de la boîte).

La boîte de dialogue suivante permet de définir la géométrie de la section :a



- Nom de la section **Section Name**
- Choisir dans la liste des matériaux **Concrete** qui veut dire béton : **Material-CONC**
- Hauteur : **Depth**
- Largeur : **width**




Nous validons avec **OK**, et on refait la même opération jusqu'à définir toutes les sections.


c) Affectation des sections aux éléments des portiques :


Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments :

- Sélectionner les éléments de même section en cliquant dessus avec la souris ou en utilisant l'outil de sélection rapide dans la barre d'outil flottante  qui permet de sélectionner plusieurs éléments à la fois en traçant une droite avec la souris.
- Dans la barre d'outil nous cliquons sur  où **Assign-Frame-sections**
- On aura une boîte de dialogue qui est celle de **Define Frame sections** et dans la liste on choisit **Frame section –Name** : on choisit la section appropriée aux éléments

Sélectionnés et on valide avec **OK**. On refait le même travail jusqu'à dimensionner tous les éléments de l'ossature. On peut ajouter un ou plusieurs éléments pour la structure en les traçant.

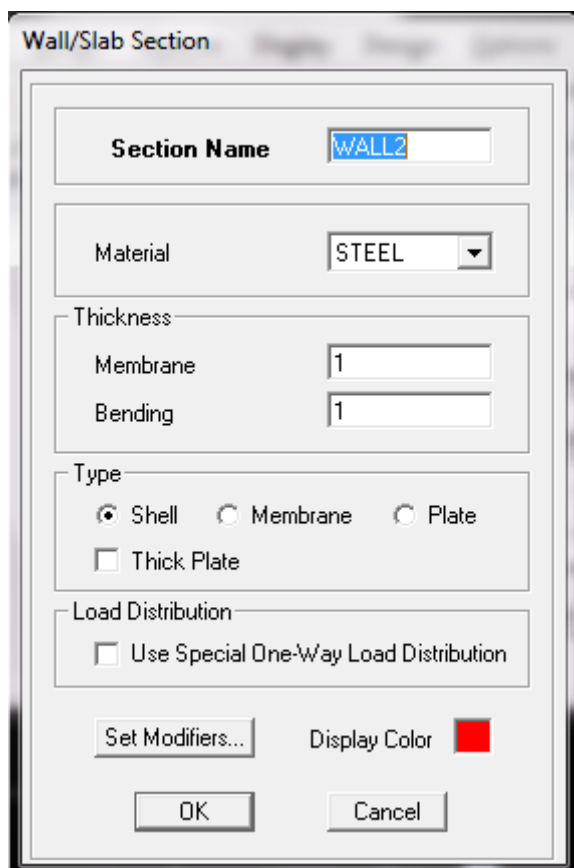
- Cliquer sur  ensuite sur une ligne de grille et un nouveau élément sera tracé entre deux croisements de lignes successifs horizontalement ou verticalement ça dépend de la ligne visée (un seul clique suffira pour le tracer).

-Pour tracer librement l'élément on choisit  et en clique sur le point de départ ensuite sur le point final il faut seulement que ces points soient des croisements de lignes.


NB : pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise les flèches qui se trouvent dans la barre d'outils .


d) Définition des voiles :

Define –Wall/slab/deck section. Cliquez sur **Add New wall**, une nouvelle fenêtre va apparaître; là où il faut introduire un nom pour la section du voile et son épaisseur.



-Pour rajouter des voiles :

-Cliquer sur  et cliquer entre les lignes de la grille et le voile aura comme limite deux lignes successives verticales et deux horizontales dans la fenêtre de travail.

-Pour tracer le voile librement on choisit 

-Pour affecter **Shell sections** au voile : sélectionner le voile et cliquer sur  et choisit la section correspondante dans la liste de **Define Shell Sections**.

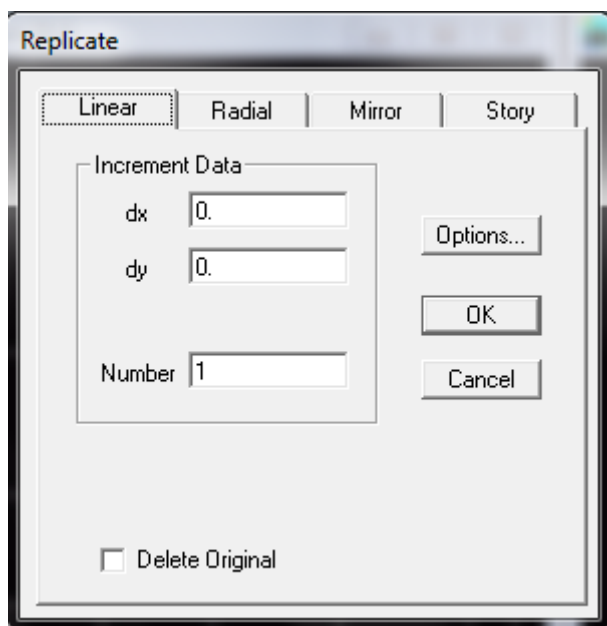
Remarque :

Quand la structure n'est régulière en plan et qu'elle dispose de beaucoup de décrochement il vaut mieux créer un modèle à un seul plancher et lui faire les modifications nécessaire ensuite le copier pour cela ETABS nous offre des outils de travail très performants tel que : linear,radial, mirror et story, copier...

Après sélection : **Edit-Replicate (Ctrl+R)**. Comme indiqué sur la figure suivante, dans le cas où on veut faire des copies linéaires, on a qu'à introduire les distances entre les éléments sélectionnés et ceux à créer (dx,dy, number) et le nombre de copies à faire ,pour une structure à 14 niveaux :

-Après avoir créé et modifier le premier niveau, on sélectionne tout **Edit-Replicate (Ctrl+R)**

-Pour x et y c'est zéro et pour z c'est la hauteur d'étage et mettre 6 pour **Number** OK




❖ **Troisième étape :**

La troisième étape consiste à spécifier les conditions limites (appuis, etc..) pour la structure à modéliser.

a)Appuis : (restraints)

- Sélectionner les nœuds de la base dans la fenêtre X-Y, en dessinant une fenêtre à l'aide de la souris.

- On attribue des appuis (**restraints**) avec le menu **Assign/point**, puis **Restraints (support)**,ou en cliquant sur .

- cliquer sur l'icône qui représente un encastrement dans la fenêtre qui apparaît (encastrement à la base des portiques pour les structures en B.A)

- ce menu peut être utilisé pour attribuer n'importe quelle combinaison de degrés de liberté à un nœud quelconque

- pour les autres nœuds :

Translation dans le sens de X (libérer translation 1).

Translation dans le sens de Y (libérer translation 2).

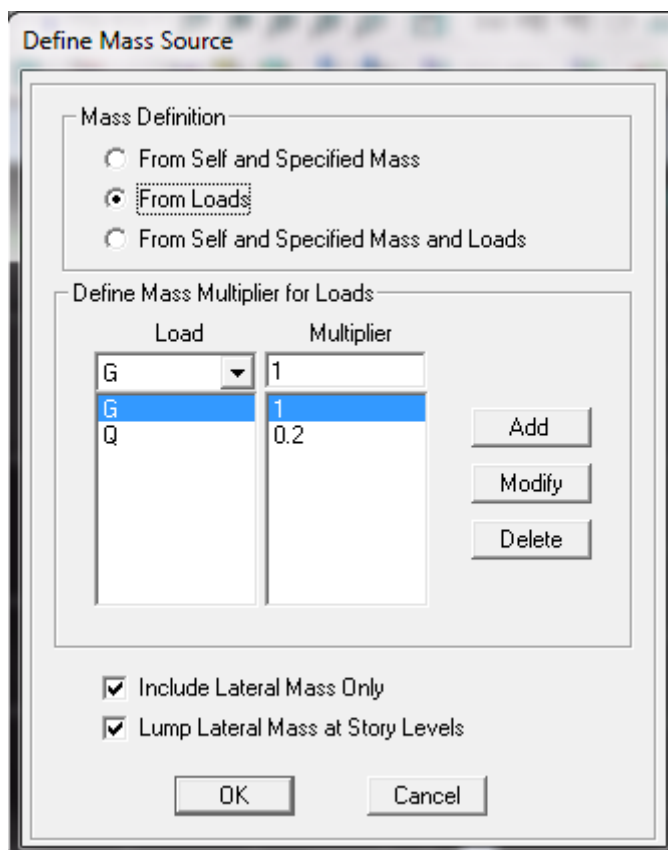
Rotation autour de Z (libérer rotation about 3).

Pas de translation dans le sens de Z ; pas de rotation autour Y et X (Bloquer translation 3 rotation about 1 et rotation about 2).

b) Masse-Source (masse revenant à chaque plancher) :

La masse des planchers est supposée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notion de **Masse Source**

- pour créer ces masses on passe par **define** puis **masse source** une fenêtre sera apparaître
- on donne la valeur 1 pour la charge permanente.



Remarque :

Le modèle va prendre les charges permanentes et d'exploitations comme des charges réparties en cochant la case **from load**

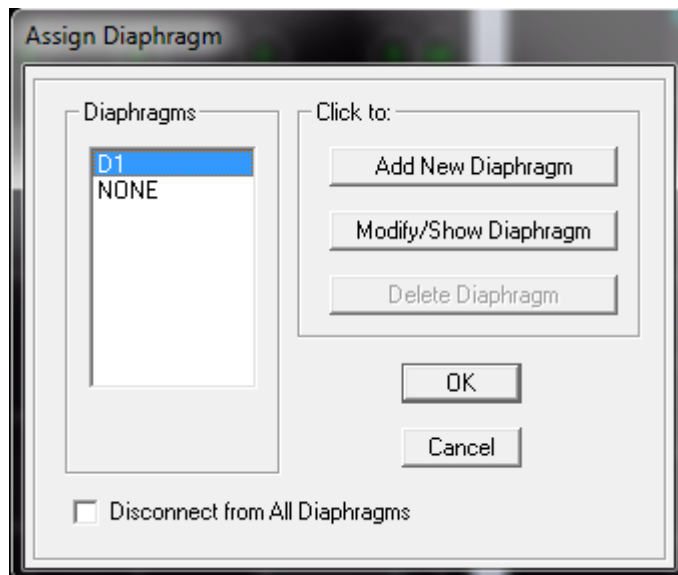
d) Diaphragmes (constraints) :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigide ; on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à son nœud maître de sorte qu'ils forment un Diaphragme, pour cela :

- Sélectionner le premier plancher dans la fenêtre X-Y. dans le menu déroulant :


Assigne/pointnt – rigide diaphragm

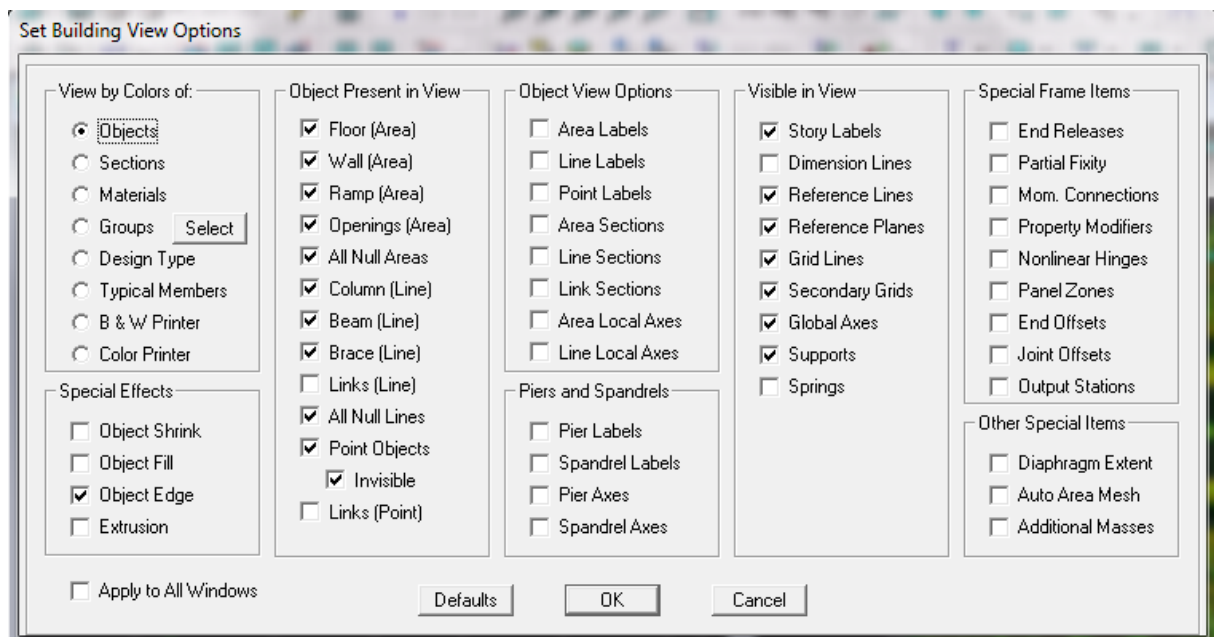
- On choisit **Add diaphragm** →



- On va appeler cette **D1** : ETAGE 1.

- On refait l'opération pour le deuxième plancher qu'on va appeler D2 et ainsi de suite pour tous les autres plancher.

Il est possible d'afficher différentes informations (numéros de nœuds d'éléments. etc) alors sélectionné la fenêtre 3D du modèle puis cliqué sur l'icône **Set elements** .



Nous pouvons choisir les options d'affichages suivantes :

- Nom des poutres et poteaux et les numéros des nœuds (labels)
- Restraints : d d 1
- Contraints : diaphragme...etc.
- Masses
- Axes locaux
- Section des éléments
- Hide pour faire cacher l'élément
- ...etc.

❖ Quatrième étape :

La quatrième étape consiste à définir les charges appliquées sur la structure à modéliser.

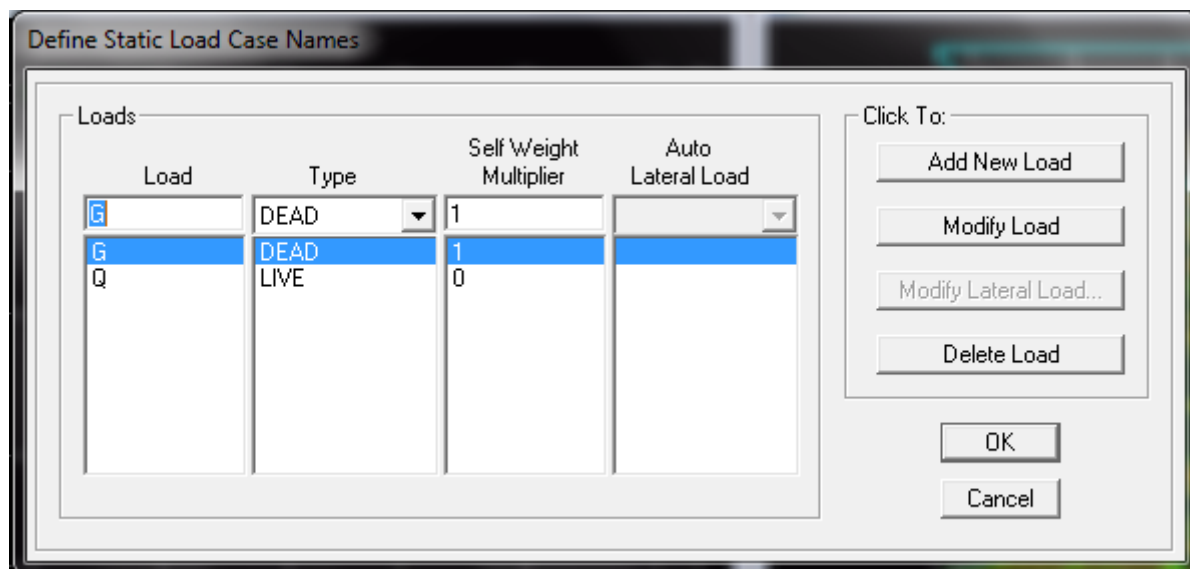
A) Charge statique :

A-1) Définition des charges statiques :

Choisir dans le menu déroulant : **Define** → **Static load cases**

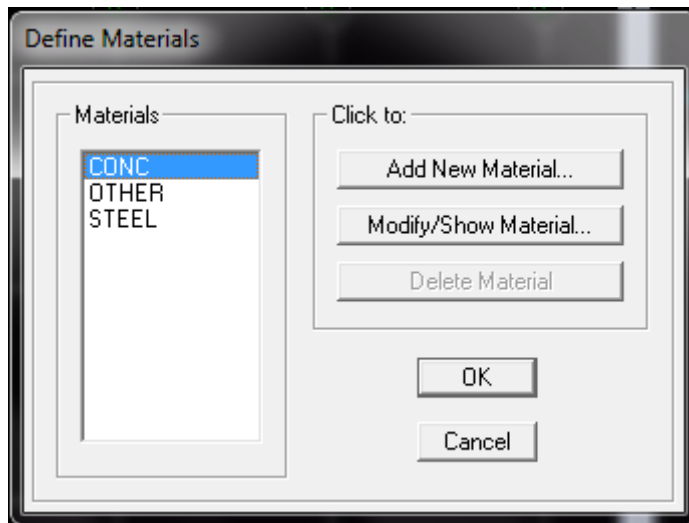
- pour les charges permanentes : entrer **G** comme nom (**Load**) et **DEAD** comme type et 1 comme multiplication interne (Self weight multiplier) et cliquer sur **add new Load**.

- Pour les surcharges : **Q** comme nom et **live** pour type et **0** comme coefficient interne (**Add new load**) – **OK**.



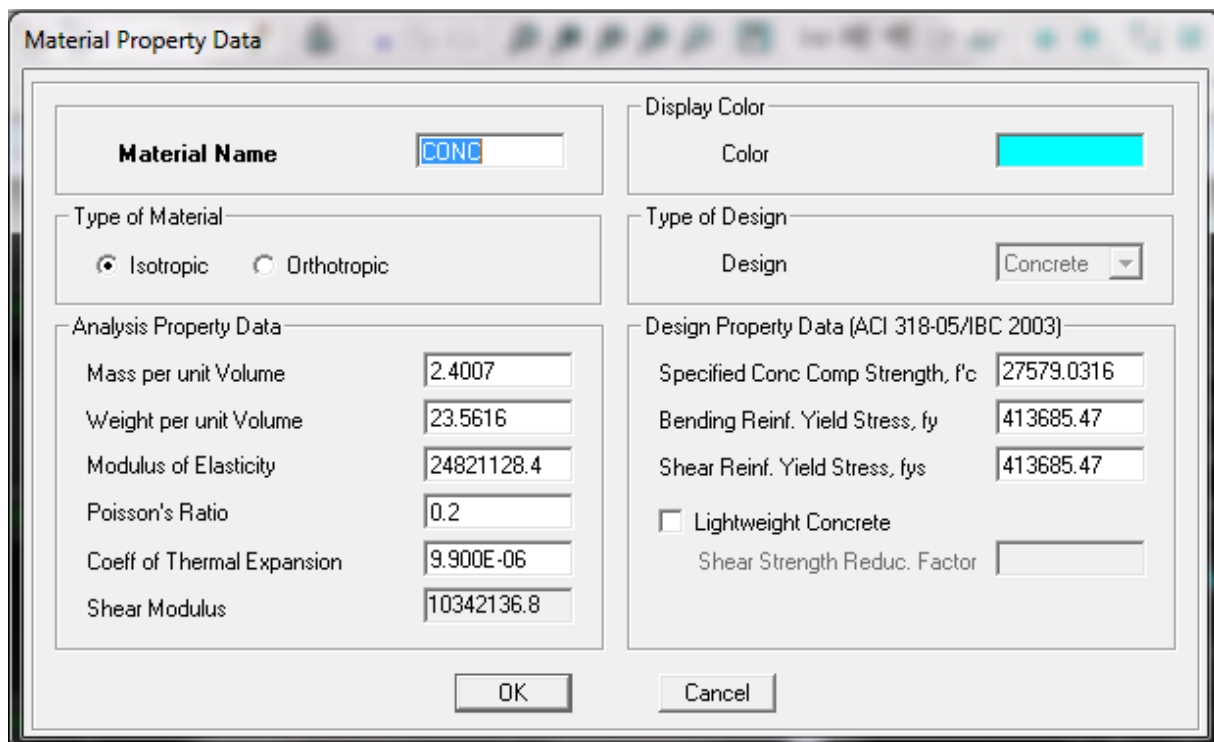
Define – Materials


- Pour l'ajout d'un nouveau matériau : cliquer sur **Add new material** →



Pour modifier les caractéristiques du béton :

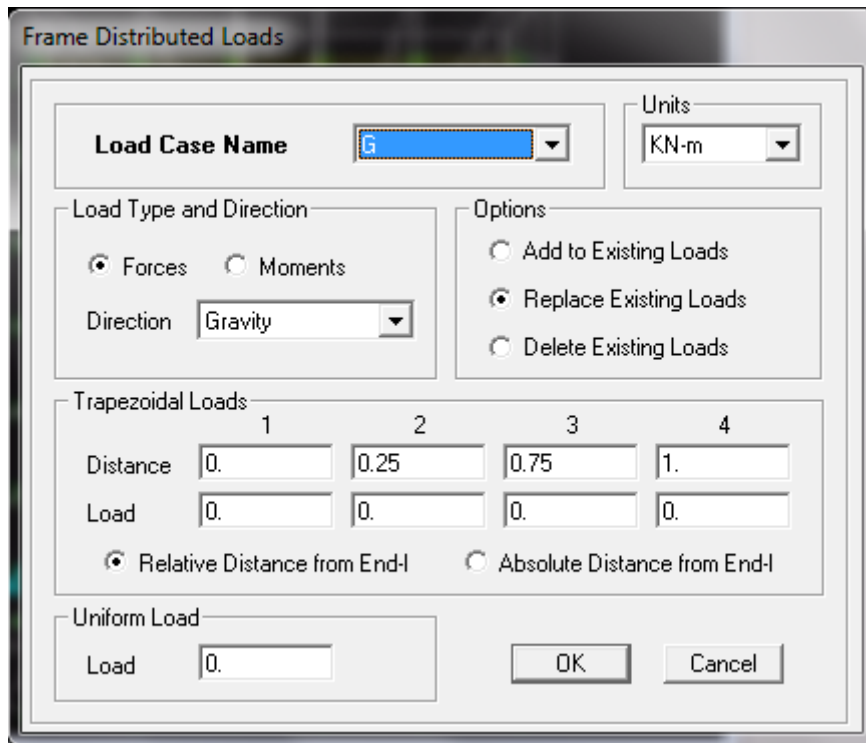
Sélectionner **CONC** et cliquer sur **Modify/ ShowMaterial**.

**A-2) Chargement :**

Après la sélection de l'élément à charger, on clique sur  qui se trouve dans la barre d'outil dans la boîte de dialogue qui apparaît. On aura à spécifier :

- Le nom de la charge
- Son type (force ou moment)
- Sa direction

-La valeur et le point d'application, enfin on valide avec OK (pour annuler on clique sur cancel).



The dialog box is titled "Frame Distributed Loads". It contains the following fields and options:

- Load Case Name:** A dropdown menu with "G" selected.
- Units:** A dropdown menu with "KN-m" selected.
- Load Type and Direction:**
 - ☒ Forces ☐ Moments
 - Direction:** A dropdown menu with "Gravity" selected.
- Options:**
 - ☐ Add to Existing Loads
 - ☒ Replace Existing Loads
 - ☐ Delete Existing Loads
- Trapezoidal Loads:**

	1	2	3	4
Distance	0.	0.25	0.75	1.
Load	0.	0.	0.	0.

☒ Relative Distance from End-I ☐ Absolute Distance from End-I
- Uniform Load:**

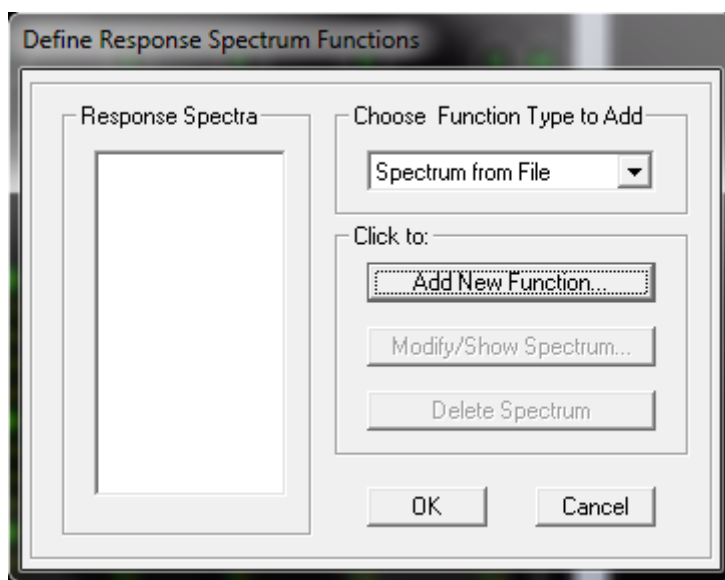
Load: 0.
- Buttons:** OK, Cancel

Pour charger un voile on clique sur 

B) Charge sismique :

B-1) Spectre de réponse :

Define → **Réponse spectrum function** → on clique sur **Add spectrum from file** puis on introduit le nom de la fonction →



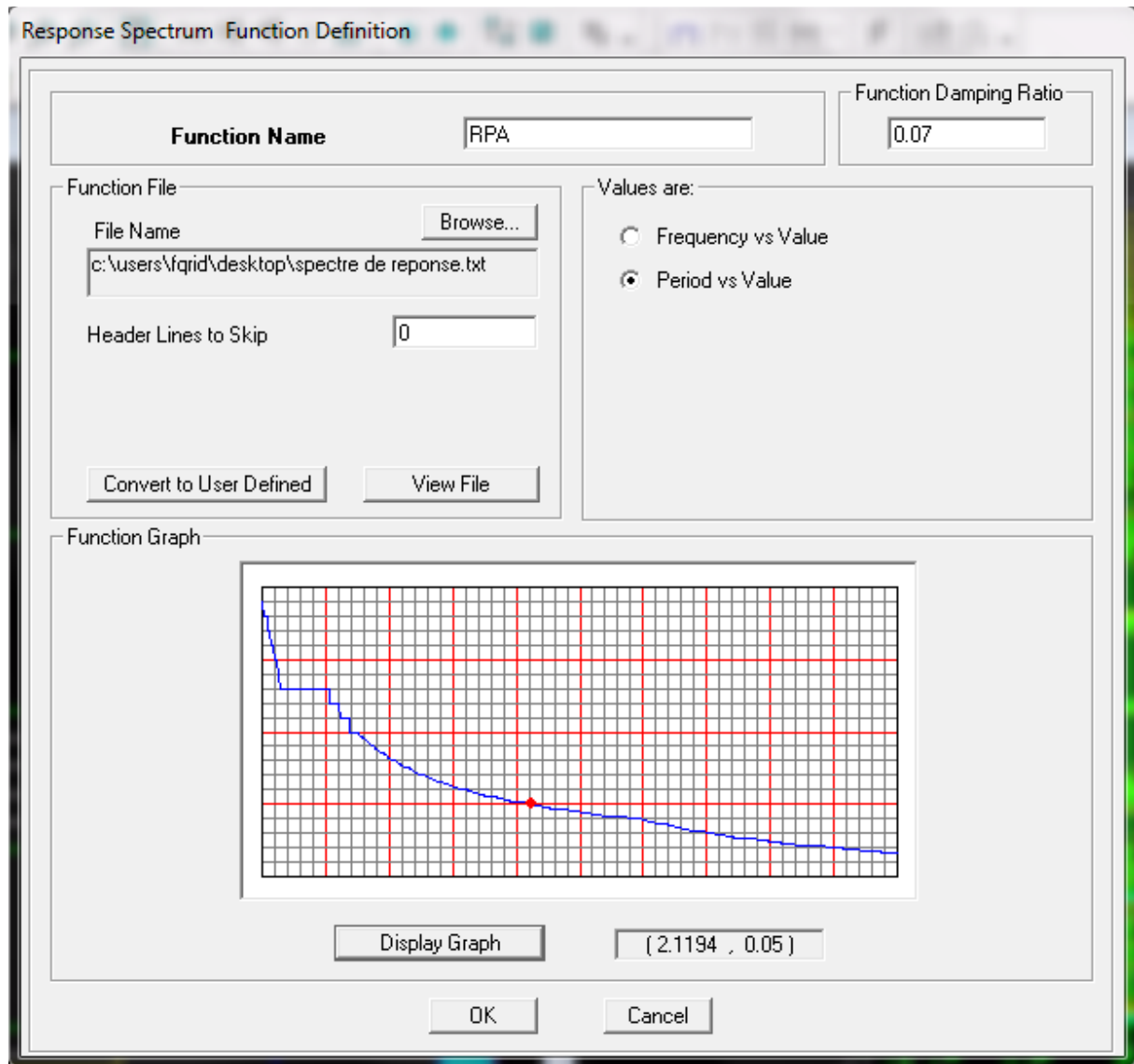
The dialog box is titled "Define Response Spectrum Functions". It contains the following fields and options:

- Response Spectra:** A large empty rectangular box.
- Choose Function Type to Add:** A dropdown menu with "Spectrum from File" selected.
- Click to:**
 - Add New Function...** (highlighted with a dashed border)
 - Modify/Show Spectrum...
 - Delete Spectrum
- Buttons:** OK, Cancel

Remarque :

On peut introduire le spectre sous forme de fichier texte c'est-à-dire avec une extension .txt :

- Cliquer sur **Add spectrum from file**
- Cliquer sur **browns** et chercher le fichier texte qui contient le spectre qu'on a préparé bien avant avec les programmes appropriés comme celui conçu par le CGS, donnant le spectre de réponse du RPA99 , ce fichier doit seulement comporter les valeurs de T et de l'accélération (deux colonnes). Cocher **period and values** puis sur **OK**.

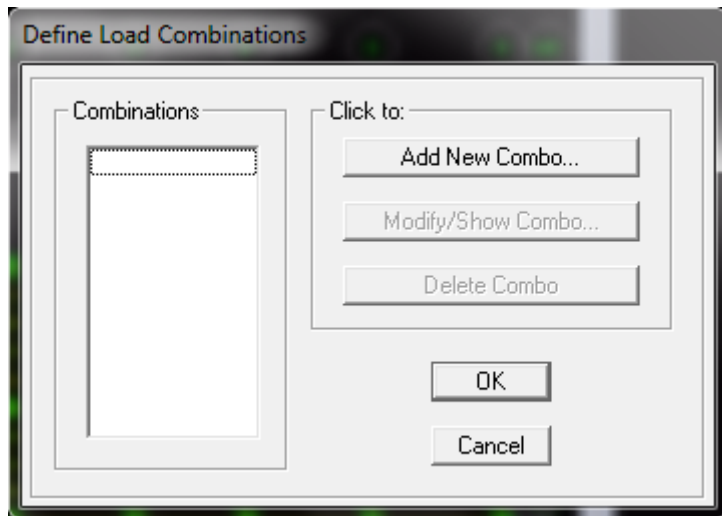


ETABS a des spectres de réponse prédéfinis qui sont ceux caractérisant le sol américain (UBC94S1, UBC94S2, UBC94S3, UNIT).

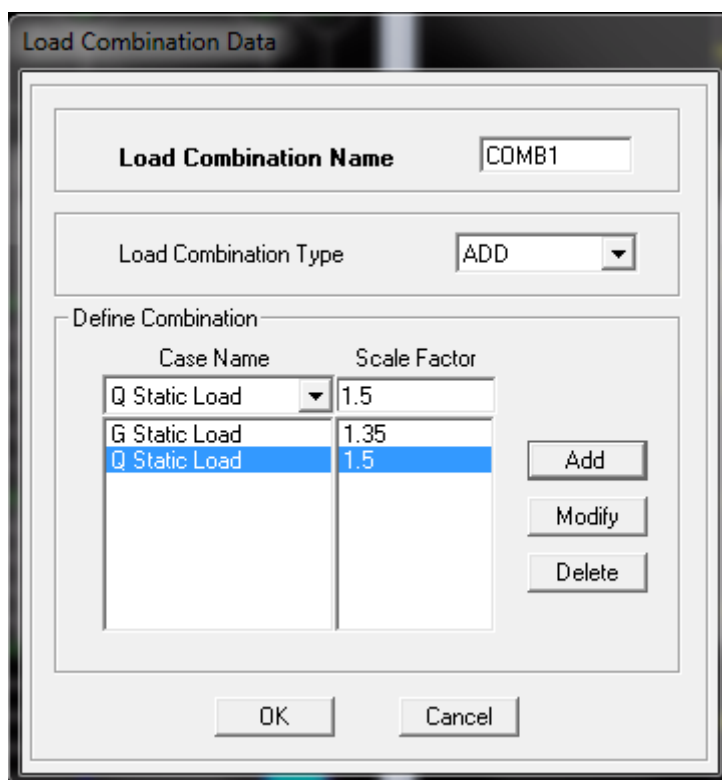
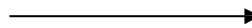
❖ Cinquième étape :

La cinquième étape consiste à spécifier les combinaisons de charges

Define → Load combination



Puis on clique sur **Add new Combo**



Dans la boîte de dialogue qui apparaît après avoir Cliquer sur **Add new Combo**, on aura à introduire : Le nom de la combinaison et les charges avec leur coefficients par exemple l'ULU (**1.35G + 1.5Q**).

- Choisir **G** dans Case Name et introduire **1.35** dans Scale Factor et cliquer sur Add.
- Choisir **Q** dans Case Name et introduire **1.5** dans Scale Factor et cliquer sur Add

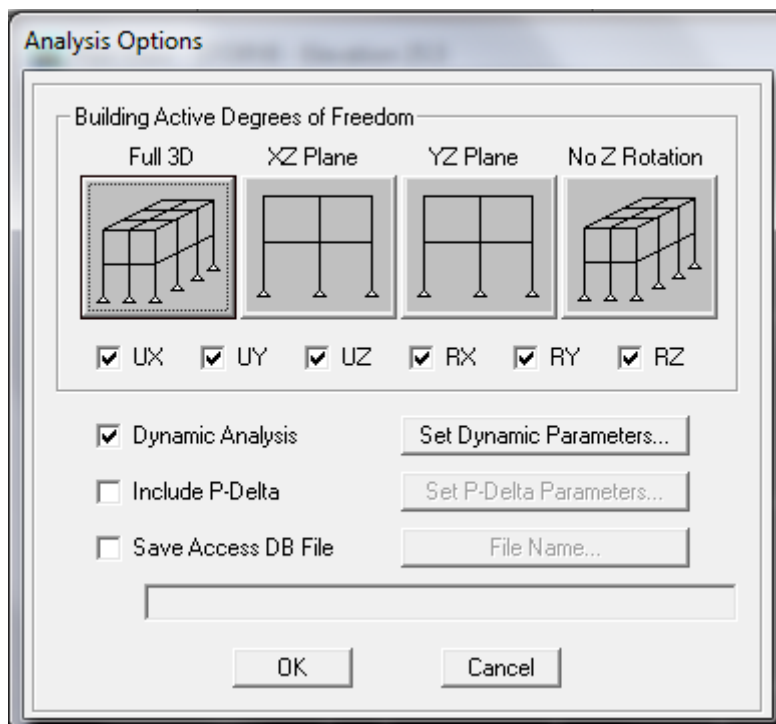
Valider avec **OK** et on revient à la fenêtre de **Define** → **Load combination**.

- Pour définir le coefficient d'une autre combinaison on refait le même travail.
- Pour modifier le coefficient d'une charge on clique sur **modify**.
- Pour modifier une combinaison : sélectionner la combinaison et cliquer sur **Modify**.

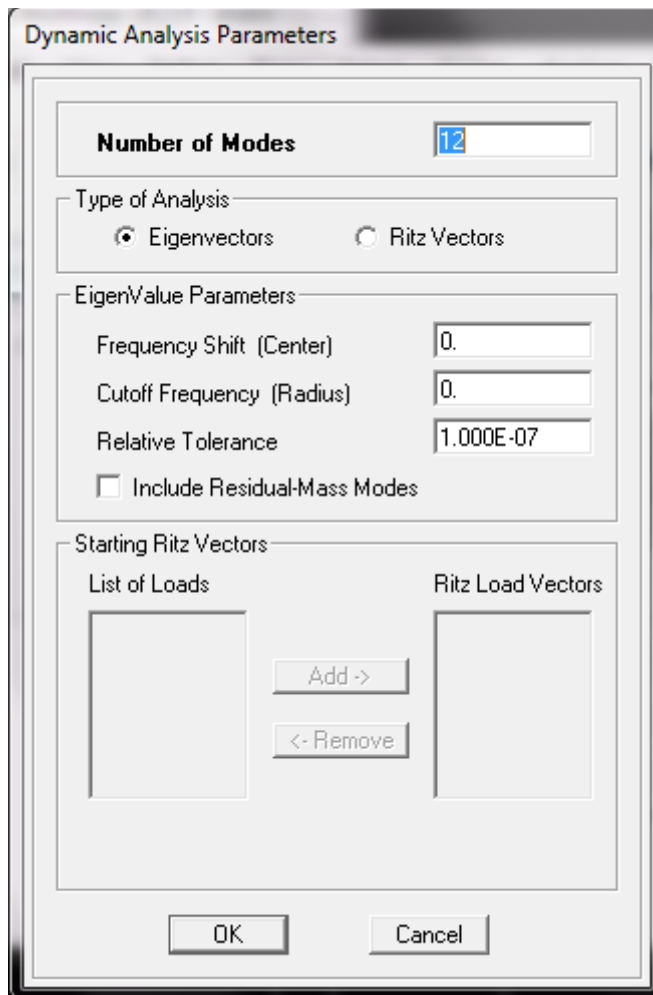
❖ **Sixième étape :**

La sixième étape consiste à démarrer l'exécution du problème mais avant l'exécution il y a lieu de spécifier les modes propres en conciliation et la création d'un fichier et l'indication de son contenu.

Modes de vibration : Analyze → **Set analysis Options**




Cocher **Dynamie Analysis** et cliquer sur **Set Dynamie parameters** →



On spécifie le nombre de modes à prendre en considération la ou s'est écrit **Nombre of modes** et on valide avec **OK**. Valider une autre fois dans la fenêtre de **Analysis option**.

Exécution :

Analyze→**Run** (F5), ou cliquer sur  L'ETABS va demander un nom pour le Fichier c'est-à-dire qu'il va lancer la procédure d'enregistrement chose qui peut être bien avant avec : **File**→**Save as**.

❖ **Septième étape :**

La septième étape consiste à visualiser les résultats de l'analyse.

a) Résultat sur fichier :

S'il n'y a pas eu d'erreur lors de l'exécution du problème les résultats choisis avec **Set Options** dans le menu **analyze** se retrouvent dans un fichier **.Out**, généré par l'analyse.

Ce fichier peut être édité et imprimé et qu'on peut ouvrir dans un environnement texte tel que **Win Word**, **Word pad** ou le **bloc not** de Windows ; pour le faire :

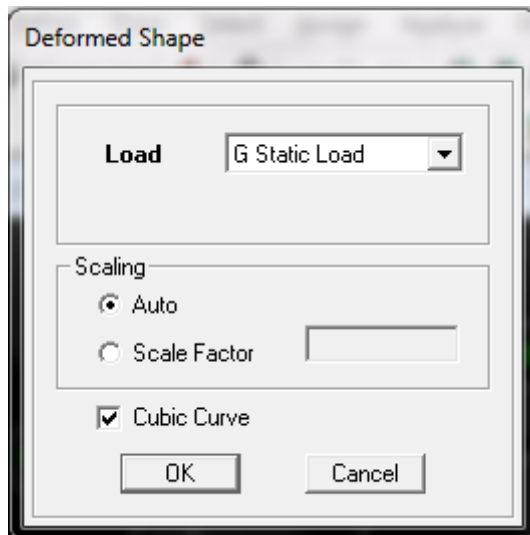
- fermer l'ETABS sans arrêter l'analyse.
- chercher le fichier **.Out** avec la recherche de Windows.


b) Visualisation des résultats à l'écran :

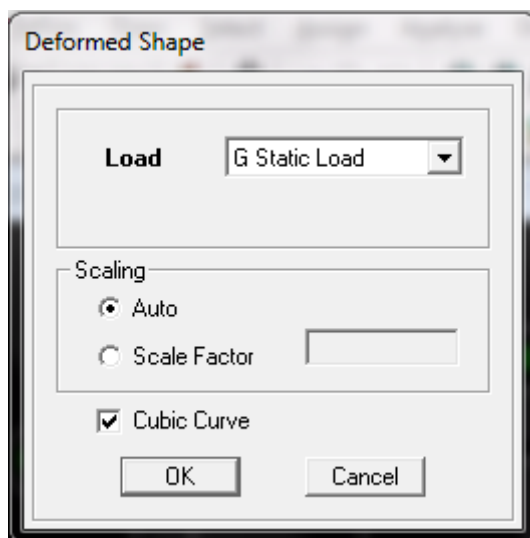
L'interface graphique de l'ETABS permet de visualiser les résultats sous différentes formes.

Déplacements :

Avec le menu Display il est possible de choisir **Show Deformed shape** Pour visualiser les déplacements. Le menu **Show Deformed** conduit à la fenêtre suivante



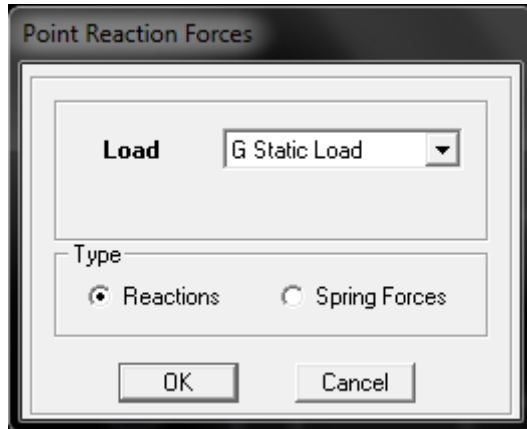
Il faut spécifier le cas de chargement, **G** Dans cet exemple. L'option **LOAD** permet de spécifier un facteur de multiplication pour le déplacement ou laisser ETABS on choisit un (**Auto**) L'option **Cubic Curve** permet d'illustrer la déformée avec une interpolation cubique tenant compte non seulement des translations mais également des rotations et donc représentation de la flexion dans les membrures. Il est possible d'animer les déplacements en cliquant sur **Start animation**  au bas de l'écran. («et» c'est pour aller d'un mode a un autre) .De plus ;il est même Possible de créer un fichier vidéo **avi** de l'animation avec menu **View** et **Creat Open View** on peut également imprimer la structure déformée avec le menu **File** et **Print Graphies**.



Réactions :

Le menu Display permet d'afficher les réactions avec **Show Member Forces/ Stresses Diagram-Support/Spring reaction**. On aura la boîte de dialogue suivante :

- Sélectionner le cas de chargement
- Cocher **Reactions**
- Valider pour voir les réactions affichées sur les appuis.

**Les efforts internes :**

Le menu Display permet d'afficher les efforts internes avec **Show Member Forces/ Stresses Diagram/ support/spring reaction**, et on aura la fenêtre suivante :

- Sélectionner le cas de chargement.
- L'option **Axial force** permet d'afficher le diagramme d'efforts normaux (DEN).
- L'option **Shear 2-2** permet d'afficher le diagramme d'efforts tranchants (DET).
- L'option **Shear 3-3** permet d'afficher les efforts tranchants hors plan.
- L'option **Moment 3-3** permet d'afficher le diagramme des moments fléchissant (DMF).
- L'option **Torsion et Moment 2-2** permet d'afficher les moments autour d'axes.
- L'option **Seal factor** permet d'ajuster la taille des diagrammes.
- Pour voir les valeurs dans les diagrammes on décoche **Fill Diagram** et on coche **Show Values on Diagram**.



**Remarque :**

2-2, 3-3 et 1-1 sont les axes locaux des sections. Ils sont comme indiqués sur la figure suivante avec 1-1 sortant :

1-1 est sortant (z dans les notations habituelles)

2-2 (y dans les notations habituelles)

3-3 (x dans les notations habituelles)

- Tous les graphes peuvent être imprimés : **Fill-print Graphics** (c'est la fenêtre active qui va être imprimé et pour activer une fenêtre d'affichage on a qu'à cliquer dessus) .
- Lorsque l'analyse est effectuée. ETABS « verrouille » le modèle .ainsi. pendant toute l'étape de visualisation des résultats. Il est impossible de modifier (géométrie. Connectivité, matériaux, appuis, charges, etc.). L'icône de verrouillage dans la barre d'outils en haut de l'écran, est enfoncé :  pour faire des modifications il faut d'abord déverrouiller le fichier en cliquant sur l'icône de verrouillage alors elle viendra comme suit 

- Lors de l'exécution, ETABS crée une multitude de fichiers avec différentes extensions.
- Une fois qu'on a fermé le fichier, pour l'ouvrir une autre fois on passe par : **File** puis **Import** ensuite on va chercher le fichier qui a l'extension **EDB** Américains.
- On peut même ferrailer avec ETABS, mais suivant les règlements Anglais, Australiens ou l'UEROCOD et non pas suivant le BAEL.

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 (**RPA**) prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer un degré de protection acceptable.

V-1) Choix de la méthode de calcul :

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le **RPA99/version 2003** prévoit d'utiliser soit :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

V-2) Méthode statique équivalente :**V-2-1) Principe de la méthode :**

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

V-2-2) Conditions d'application de la MSE :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec :
 $H \leq 65\text{m}$ en zones I, IIa, IIb.
 $H \leq 30\text{m}$ en zone III.
- b) Le bâtiment ou le bloc étudié, présente une configuration irrégulière, toute en respectant les conditions complémentaires exigées par le RPA (**Art 4.1.2**) en plus de la hauteur énoncée en (a).

V-3) Méthode dynamique modale spectrale :**V-3-1) Principe de la méthode :**

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

V-3-2) Les hypothèses :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres).
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse totale.

V-4) Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calculs et les lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

V-5) Vérification des conditions de la MSE :**a) Condition sur la hauteur :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Tizi-Ouzou (Zone IIa)} \\ 28,56 \text{ m} < 65 \text{ m} \end{array} \right\} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) 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

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{19,10}{12,45} = 1,53 < 4$$

➤ Les excentricités : il faut que :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_x \leq 5\% L_x \\ e_y \leq 5\% L_y \end{array} \right.$$

$$e_x = |X_{CR} - X_{CM}| < 5\% L_x = 0,955$$

$$e_y = |Y_{CR} - Y_{CM}| < 5\% L_y = 0,623$$

Avec :

CM : centre de masse et **CR** : centre de torsion.

Tableau.V-1 : Résultats des vérifications.

Story	XCM	YCM	XCR	YCR	Ex	Ey	5%Lx	5%Ly	Vérification
STORY1	8,350	4,339	8,354	5,248	0,004	0,909	0,955	0,623	C.N.vérifiée
STORY2	8,495	4,899	8,360	5,273	0,135	0,374	0,955	0,623	C. vérifiée
STORY3	8,497	4,914	8,367	5,297	0,130	0,383	0,955	0,623	C. vérifiée
STORY4	8,499	4,910	8,374	5,313	0,125	0,403	0,955	0,623	C. vérifiée
STORY5	8,499	4,919	8,380	5,325	0,119	0,406	0,955	0,623	C. vérifiée
STORY6	8,501	4,923	8,386	5,334	0,115	0,411	0,955	0,623	C. vérifiée
STORY7	8,502	4,919	8,391	5,340	0,111	0,421	0,955	0,623	C. vérifiée
STORY8	8,502	4,919	8,395	5,344	0,107	0,425	0,955	0,623	C. vérifiée
STORY9	8,509	4,875	8,399	5,346	0,110	0,471	0,955	0,623	C. vérifiée

➤ **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.

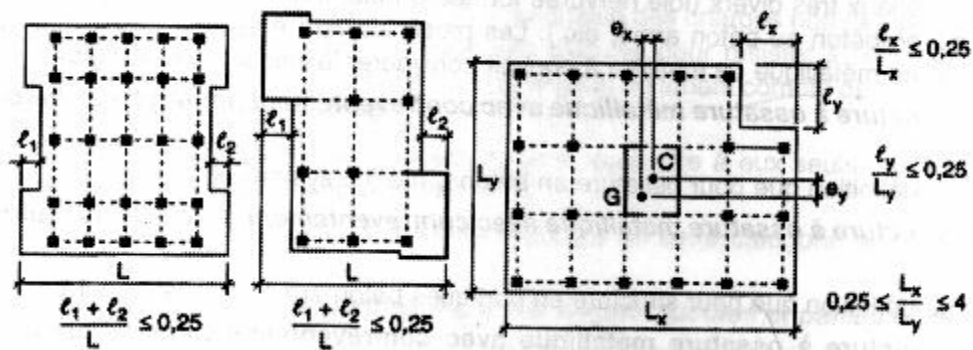


Fig.V-1 : Limite des décrochements en plan selon l'article 3.5 du RPA 99/ version 2003

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l_x}{L_x} = \frac{1,20}{19,10} = 0,0062 \leq 0,25 \\ \frac{l_y}{L_y} = \frac{1,20 + 1,85}{12,45} = 0,24 \leq 0,25 \end{array} \right.$$

Donc la structure ne contient pas de décrochement.

➤ **Ouvertures dans les planchers :**

La surface totale des ouvertures doit être inférieure à 15 % de celle du plancher considéré

$$S_0 < 15\% S_T$$

Avec :

S_0 : Surface totale des ouvertures.

S_T : Surface totale du plancher.

• **Étage courant :**

$$S_T = 270,63 \text{ m}^2.$$

$$S_0 = 10,26 \text{ m}^2.$$

$$15\% S_T = 40,59 \text{ m}^2.$$

$$S_0 < 15\% S_T \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Étage bureau :**

$$S_T = 247,35 \text{ m}^2.$$

$$S_0 = 20,52 \text{ m}^2.$$

$$15\% S_T = 37,10 \text{ m}^2.$$

$$S_0 < 15\% S_T \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion 1:

On a une condition non vérifiée, donc le bâtiment est classé irrégulier en plan.

c) Régularité en élévation :

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmettra pas directement à la fondation.

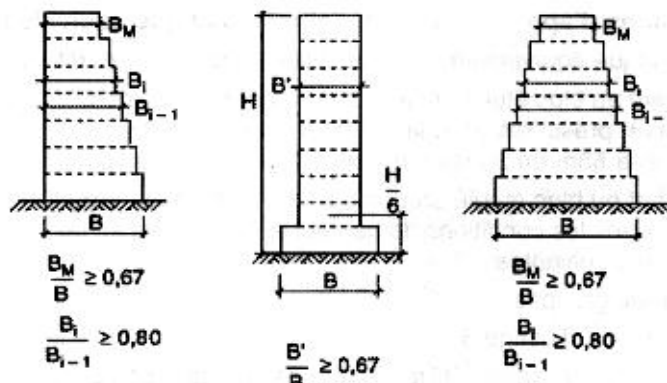


Fig.V-2 : Limite des décrochements en élévation selon l'article 3.5 du RPA 99/ version 2003

Notre système de contreventement comporte d'élément porteur discontinu.

Les masses et les rigidités des différents niveaux diminuent progressivement de la base vers le sommet du bâtiment.

Décrochement en élévation : les étages ne sont pas identiques, il y a de décrochements

⇒ La condition de décrochement en élévation n'est pas respectée.

Conclusion 2 :

On a deux conditions non vérifiées, donc le bâtiment est classé irrégulier en élévation.

Conclusion 3 :

Dans notre cas les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes réunies, donc la MSE n'est pas applicable. Donc on applique la méthode d'analyse modale spectrale où on a utilisé le logiciel **ETABS 9.2**.

V-6) Calcul de la force sismique totale :(RPA 99. Art 4.2.3)

La force sismique totale « V » appliquée à la base de la structure est calculée dans les deux sens avec la formule suivante :

$$V = \frac{D.A.Q}{R} W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

D : facteur d'amplification dynamique de la structure.

Q : facteur de qualité.

R : coefficient de comportement de la structure.

W : poids total de la structure.

1) Coefficient d'accélération de zone « A » :

Le coefficient « A » est donné par le tableau **4.1.Art 4.2.3 RPA 99/ version 2003** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Zone IIa }
Groupe 2 } ⇒ **A = 0,15**

2) Coefficient de comportement global de la structure « R » :

Le coefficient « R » est donné par le **tableau 4.3.Art 4.2.3 RPA 99/ version 2003** en fonction du système de contreventement.

Portiques contreventés par des voiles porteurs ⇒ **R = 4**

3) Facteur de qualité « Q » :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

Avec :

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non, sa valeur est donnée par le **tableau 4.4.Art 4.2.3 RPA 99/ version 2003**.

❖ Sens longitudinal :

Tableau.V-2 : Valeurs des pénalités à retenir dans le sens longitudinal.

Critères	Observé (Oui ou Non)	Pq
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0,00
2- Redondance en plan	Oui	0,00
3- Régularité en plan	Non	0,05
4- Régularité en élévation	Non	0,05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0,00
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0,00

❖ Sens transversal

Tableau.V-3 : Valeurs des pénalités à retenir dans le sens transversal.

Critère	Observé (Oui ou Non)	Pq
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0,00
2- Redondance en plan	Oui	0,00
3- Régularité en plan	Non	0,05
4- Régularité en élévation	Non	0,05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0,00
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0,00

On aura donc dans les deux sens :

$$Q_y = 1 + (0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,05 + 0,00 + 0,00) \Rightarrow Q_y = 1,10$$

$$Q_x = 1 + (0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,05 + 0,00 + 0,00) \Rightarrow Q_x = 1,10$$

4) Facteur d'amplification dynamique de la structure « D » :

Il est en fonction :

- De la catégorie du site.
- Du facteur de correction d'amortissement (η).
- De la période fondamentale de la structure T.

5) Estimation de la période fondamentale :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Tableau.V-4 : la période fondamentale et le taux de participation massique.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,763518	67,22258	1,399061	0	67,22258	1,3990661	0
2	0,5766677	1,420994	67,50166	0	68,643558	68,90073	0
3	0,5345311	0,1884648	0,1570318	0	68,83204	69,05776	0
4	0,1730311	19,60214	0,4913477	0	88,43418	69,54911	0
5	0,132298	0,6449088	19,77994	0	89,07909	89,32905	0
6	0,1226901	0,03074058	0,08731303	0	89,10983	89,41636	0
7	0,07558734	6,412667	0,1446789	0	95,5225	89,56104	0
8	0,0590526	0,1193505	6,369941	0	95,64185	95,93098	0
9	0,05415569	0,00201781	0,02480747	0	95,64387	95,95579	0
10	0,04589389	2,639191	0,04593147	0	98,28306	96,00172	0
11	0,03664364	0,01858026	2,493128	0	98,30164	98,49484	0
12	0,03328666	0,08782818	0,00273754	0	98,38947	98,49758	0

Selon l'article (4.2.4.RPA 99/ version 2003) la période empirique peut être calculée avec la formule suivante :

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$$

Avec :

h_N : hauteur totale du bâtiment mesurée à partir de la base jusqu'au dernier niveau (N) :

$h_N = 28,56 \text{ m}$.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage, est donné par le tableau 4.6. Art 4.2.4 RPA 99/ version 2003 :

$C_T = 0,05$

D'où : $T = 0,05 \times (28,56)^{\frac{3}{4}} = 0,62 \text{ s}$

La valeur de T doit être majorée de 30 %

$T = 1,3 \times 0,62 = 0,806 \text{ s}$ $T = 0,806 \text{ s} > T_{\text{etabs}} = 0,76 \text{ s} \implies$ Condition vérifiée

Le facteur d'amplification dynamique est défini comme suit :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left[\frac{T_2}{T} \right]^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta \left[\frac{T_2}{T} \right]^{2/3} \left[\frac{3,0}{T} \right]^{5/3} & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

T : Période fondamentale de la structure.

T₂ : Période caractéristique, associée à la catégorie du site est donnée par **le tableau 4.7. Art 4.3.3 RPA 99/ version 2003.**

La nature du sol : meuble (site S₃) \Longrightarrow **T₂ = 0,40s**

η : Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

Avec :

$\xi(\%)$: Pourcentage de l'amortissement critique, il est en fonction du matériau constructif, du type de la structure et de l'importation des remplissages, il est donne par **le tableau 4.2.RPA 99/version 2003**

$$\xi = 10\% \Longrightarrow \eta = 0,76$$

$$T_2 = 0,40 \text{ s} < T = 0,806 \leq 3 \text{ s}$$

$$D = 2,5\eta \left(\frac{0,4}{0,806} \right)^{2/3} \Longrightarrow D = 1,19$$

Application numérique : $W = 26563,50 \text{ KN}$

$$V_{sx} = \frac{0,15 \times 1,10 \times 1,19}{4} \times 26563,50 = 1303,93 \text{ KN}$$

$$V_{sy} = \frac{0,15 \times 1,10 \times 1,19}{4} \times 26563,50 = 1303,93 \text{ KN}$$

V-7) Vérification de la résultante des forces sismiques à la base : (Art 4.3.6. RPA99/ Version 2003)

La résultante des forces sismiques à la base V_D 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_s pour une valeur de la période donnée par la formule empirique suivante :

$$V_D = 0,8 V_s$$

$$V_{DX} = 1666,82 \text{ KN}$$

$$V_{DY} = 1931,01 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{DX}}{V_{SX}} = \frac{1666,82}{1303,93} = 1,28 > 0,8 \Longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{V_{DY}}{V_{SY}} = \frac{1931,01}{1303,93} = 1,48 > 0,8 \implies \text{Condition vérifiée}$$

V-8) Calcul des déplacements relatifs : (Art 4.4.3. RPA 99/ version 2003)

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R\delta_{ek}$$

Avec :

R : Coefficient de comportement (**R = 4**).

δ_{ek} : Déplacements dus aux forces sismiques.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après le **RPA 99 (Art.5.10/ Version 2003)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta_k \leq \bar{\Delta}_k = 1\% h_e$$

❖ Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

➤ Sens longitudinal :

Tableau.V-5 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens longitudinal

Niveau	R	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	h(cm)	Condition
9	4	1,83	7,32	0,96	3,06	Vérifiée
8	4	1,59	6,36	1	3,06	Vérifiée
7	4	1,34	5,36	1	3,06	Vérifiée
6	4	1,09	4,36	1	3,06	Vérifiée
5	4	0,84	3,36	0,92	3,06	Vérifiée
4	4	0,61	2,44	0,84	3,06	Vérifiée
3	4	0,40	1,60	0,72	3,06	Vérifiée
2	4	0,22	0,88	0,56	3,06	Vérifiée
1	4	0,08	0,32	0,32	3,06	Vérifiée
RDC	4	0,00	0,000	0,000	4,08	Vérifiée

➤ Sens transversal :

Tableau.V-6 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens transversal.

Niveau	R	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	(cm)	Condition
9	4	1,23	4,92	0,68	3,06	vérifiée
8	4	1,06	4,24	0,64	3,06	vérifiée
7	4	0,90	3,60	0,68	3,06	vérifiée
6	4	0,73	2,92	0,64	3,06	vérifiée
5	4	0,57	2,28	0,64	3,06	vérifiée
4	4	0,41	1,64	0,56	3,06	vérifiée
3	4	0,27	1,08	0,48	3,06	vérifiée
2	4	0,15	0,60	0,36	3,06	vérifiée
1	4	0,06	0,24	0,24	3,06	vérifiée
RDC	4	0	0	0	4,08	vérifiée

Conclusion :

Nous constatons que dans les deux sens, les déplacements relatifs dus aux efforts latéraux sont inférieurs aux déplacements relatifs recommandés par le RPA 99 qui égale à 1% de la hauteur d'étage.

V-9) Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : (Art 5.9. RPA 99/ version 2003)

Les effets du 2^o ordre (ou effet **P- Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,10$$

Avec :

P_K : poids total de la structure et des charges exploitation associées au-dessus du niveau k

V_K : effort tranchant d'étage au niveau k

h_K : la hauteur de l'étage k

Δ_K : déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1)

Niveau	P(KN)	Sens x-x			Sens y-y		
		$\Delta_K(m)$	$V_K \times H_K$	θ_X	$\Delta_K(m)$	$V_K \times H_K$	θ_Y
9	2680,57	0,0096	1133,73	0,02269806	0,0068	1286,45	0,01416912
8	5535,04	0,01	2083,09	0,02657129	0,0064	2400,78	0,01475531
7	8389,51	0,01	2798,71	0,02997634	0,0068	3251,09	0,01754755
6	11303,66	0,01	3392,59	0,03331867	0,0064	3953,83	0,01829704
5	14225,61	0,0092	3888,18	0,03365986	0,0064	4537,55	0,02006455
4	17147,57	0,0084	4300,70	0,03349212	0,0056	5015,90	0,01914439
3	20138,37	0,0072	4632,41	0,03130039	0,0048	5394,41	0,01791932
2	23148,40	0,0056	4900,00	0,02645531	0,0036	5691,78	0,01464115
1	26563,50	0,0032	6800,63	0,01249931	0,0024	7878,52	0,00809193

Tableau.V-7 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ M**V-10) Justification de l'interaction portiques-voiles :**

- ❖ Les efforts sismiques revenants aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel à l'aide de l'option « **Section Cut** »

➤ **Charges sismiques reprise par les portiques :**

Sens xx : (26,17%)

Sens yy : (7,18%)

➤ **Charges sismiques reprise par les voiles :**

Sens xx : (73,29%)

Sens yy : (92,82%)

Conclusion :

D'après le (**RPA 99 art 3.4.4.a**) les voiles de contreventement doivent reprendre au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins **25%** de l'effort tranchant d'étage.

Donc notre structure est contreventée par voiles.

Conclusion générale :

Les exigences du **RPA** ont été observées, nous allons passer au ferrailage de la structure.

VI) Ferraillage des poutres :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- ELU.....1,35G+1,5Q
- ELS.....G + Q
- RPA99 révisé 2003.....G+Q ± E
0,8G ± E

VI-1) Recommandation de RPA99 :**VI-1-1) Armatures longitudinales (Art-7.5.2.1):**

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

$$A_{\min}=0,5\% \text{ b.h}$$

- Poutres principales de (30x35) : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = \mathbf{5,25 \text{ cm}^2}$.
- Poutres secondaires de (25x30) : $A_{\min} = 0,005 \times 25 \times 30 = \mathbf{3,75 \text{ cm}^2}$.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
- **4%** en zone courante.
- **6%** en zone de recouvrement.

✓ **en zone courante :**

Poutres principales de (30x35) : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = \mathbf{42 \text{ cm}^2}$.

Poutres secondaires de (25x30) : $A_{\max} = 0,04 \times 25 \times 30 = \mathbf{30 \text{ cm}^2}$.

✓ **en zone de recouvrement :**

Poutres principales de (30x35) : $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = \mathbf{63 \text{ cm}^2}$.

Poutres secondaires de (25x30) : $A_{\max} = 0,06 \times 25 \times 30 = \mathbf{45 \text{ cm}^2}$.

- La longueur de recouvrement est de 40Φ (zone IIa).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et l'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

VI-1-2) Armatures transversales (Art-7.5.2.2) :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot St \cdot b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit:

- $S_t^{\max} = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_1 \right)$ en zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
- $S_t \leq \frac{h}{2}$ en dehors de la zone nodale (zone de recouvrement).

Φ_1 : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI-1-3) Disposition constructive :

Conformément au CBA 93 annexes E₃, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivant 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'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 prolongées 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.

VII-2) Calcul de ferrailage :

Elles seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, résultant des combinaisons de charges les plus défavorables.

- **Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Avec : $f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,20 \text{ MPa}$; $\theta = 1$; $\gamma_b = 1,5$ (Situation durable).

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,15} = 18,50 \quad ; \quad \theta = 1 ; \quad \gamma_b = 1,15 \text{ (Situation accidentelle).}$$

Si: $\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ La section est simplement armée (SSA).

$$A_s = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Si : $\mu \geq \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ La section est doublement armée (SDA).

On calcule : $M_r = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bc}$

$$\Delta M = M - M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M : moment maximum dans les poutres.

Armatures tendus $A_s = \frac{M_r}{\beta_r \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$

Armatures comprimées $A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} ; \quad \gamma_s = 1,15 \text{ (Situation durable).}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa} ; \quad \gamma_s = 1 \text{ (Situation accidentelle).}$$

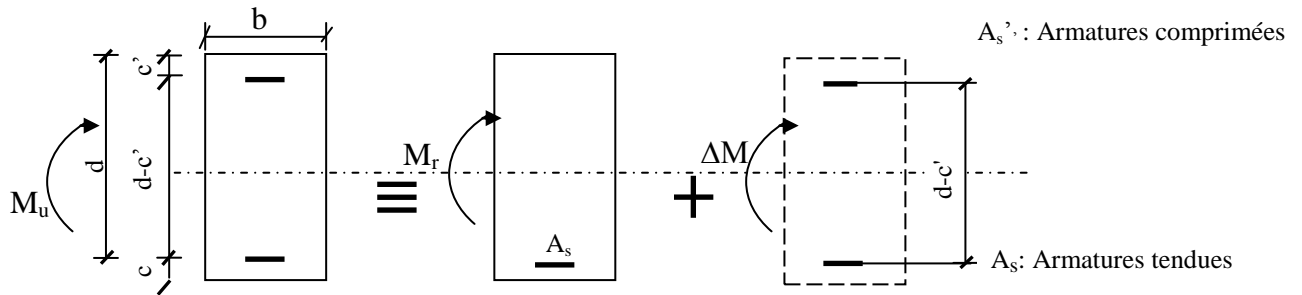


Fig.VI-1 : section rectangulaire doublement armée.

Remarque :

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à

40% du moment total c.-à-d. $\Delta M \leq 0,4M_u$ (Art BAEL B.6.6.1).

VI-2-1) Ferrailage des poutres principales (poutres longitudinales) :

a) Armatures en travées :

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants.

niveau	M_{tu} (KN.m)	μ	Obs	β	A_{min} (cm ²)	$A_{scalculée}$ (cm ²)	$A_{sadoptée}$ (cm ²)	Ferrailage
9	40,753	0,093	SSA	0,951	5,25	3,84	6,03	3HA16
8	44,406	0,101	SSA	0,946	5,25	4,21	6,03	3HA16
7	45,074	0,103	SSA	0,945	5,25	4,28	6,03	3HA16
6	44,586	0,102	SSA	0,946	5,25	4,23	6,03	3HA16
5	43,360	0,099	SSA	0,947	5,25	4,11	6,03	3HA16
4	40,099	0,092	SSA	0,952	5,25	3,78	6,03	3HA16
3	34,908	0,080	SSA	0,958	5,25	3,27	6,03	3HA16
2	31,917	0,073	SSA	0,962	5,25	2,98	6,03	3HA16
1	30,536	0,070	SSA	0,964	5,25	2,84	6,03	3HA16

b) Armatures aux appuis :

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants.

Appuis supérieur								
niveau	$M_{a_{max}}$ (KN.m)	μ	Obs	β	A_{min} (cm ²)	$A_{scalculée}$ (cm ²)	$A_{sadoptée}$ (cm ²)	Ferrailage
9	60,279	0,138	SSA	0,925	5,25	5,85	6,03	3HA16
8	67,588	0,154	SSA	0,916	5,25	6,62	8,38	3HA10+3HA16
7	64,964	0,148	SSA	0,919	5,25	6,35	8,38	3HA10+3HA16
6	63,648	0,146	SSA	0,921	5,25	6,20	8,38	3HA10+3HA16
5	62,564	0,143	SSA	0,922	5,25	6,09	8,38	3HA10+3HA16
4	57,542	0,132	SSA	0,929	5,25	5,56	6,03	3HA16
3	51,380	0,117	SSA	0,937	5,25	4,92	6,03	3HA16
2	45,149	0,103	SSA	0,945	5,25	4,29	6,03	3HA16
1	45,786	0,104	SSA	0,945	5,25	4,35	6,03	3HA16

Appuis inférieur								
niveau	$M_{a_{max}}$ (KN.m)	μ	Obs	β	A_{min} (cm ²)	$A_{scalculée}$ (cm ²)	$A_{sadoptée}$ (cm ²)	Ferrailage
9	40,753	0,093	SSA	0,952	5,25	3,84	6,03	3HA16
8	44,406	0,101	SSA	0,946	5,25	4,21	6,03	3HA16
7	45,074	0,103	SSA	0,945	5,25	4,28	6,03	3HA16
6	44,586	0,102	SSA	0,946	5,25	4,23	6,03	3HA16
5	43,360	0,099	SSA	0,947	5,25	4,11	6,03	3HA16
4	40,099	0,092	SSA	0,952	5,25	3,78	6,03	3HA16
3	34,508	0,079	SSA	0,959	5,25	3,23	6,03	3HA16
2	31,917	0,073	SSA	0,962	5,25	2,98	6,03	3HA16
1	23,574	0,054	SSA	0,972	5,25	2,18	6,03	3HA16

VI-2-2) Ferrailage des poutres secondaires (poutres transversales) :**a) Armatures en travées :**

niveau	M_{tu} (KN.m)	μ	Obs	β	A_{min} (cm ²)	$A_{s\text{calculée}}$ (cm ²)	$A_{s\text{adoptée}}$ (cm ²)	Ferrailage
9	30,600	0,118	SSA	0,937	3,75	3,47	4,62	3HA14
8	38,796	0,149	SSA	0,918	3,75	4,49	4,62	3HA14
7	36,967	0,142	SSA	0,923	3,75	4,26	4,62	3HA14
6	37,643	0,145	SSA	0,921	3,75	4,34	4,62	3HA14
5	42,758	0,165	SSA	0,909	3,75	5,00	6,03	3HA16
4	40,691	0,157	SSA	0,914	3,75	4,73	6,03	3HA16
3	42,406	0,163	SSA	0,910	3,75	4,95	6,03	3HA16
2	38,456	0,148	SSA	0,919	3,75	4,45	4,62	3HA14
1	30,459	0,117	SSA	0,937	3,75	3,45	4,62	3HA14

b) Armatures aux appuis :

niveau	$M_{a_{max}}$ (KN.m)	μ	Obs	β	A_{min} (cm ²)	$A_{s\text{calculée}}$ (cm ²)	$A_{s\text{adoptée}}$ (cm ²)	Ferrailage
9	58,518	0,226	SSA	0,870	3,75	7,158	8,01	3HA12+3HA14
8	74,759	0,288	SSA	0,826	3,75	9,63	10,65	3HA16+3HA14
7	76,456	0,295	SSA	0,820	3,75	9,92	10,65	3HA16+3HA14
6	80,436	0,310	SSA	0,808	3,75	10,59	10,65	3HA16+3HA14
5	82,651	0,319	SSA	0,801	3,75	10,98	12,06	3HA16+3HA16
4	79,733	0,308	SSA	0,810	3,75	10,47	10,65	3HA14+3HA16
3	75,323	0,291	SSA	0,822	3,75	9,75	10,65	3HA14+3HA16
2	65,760	0,254	SSA	0,851	3,75	8,22	9,24	3HA14+3HA14
1	48,628	0,187	SSA	0,895	3,75	5,78	6,97	3HA10+3HA14

VI-3) Vérification à l'ELU :**a) Vérification de la condition de non fragilité : (Art A.4.2.1, BAEL91) :**

$$A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd$$

✓ Pour les poutres longitudinales (30x35) : $A_{min} = 1,18 \text{ cm}^2$.

✓ Pour les poutres transversales (25x30) : $A_{min} = 0,83 \text{ cm}^2$.

$A_{min} < A_s \longrightarrow$ Condition vérifiée.

b) Vérification de l'effort tranchant :(Art A.5.1,21/BAEL91) :

Il faut vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_{uj} = \frac{T_u^{\max}}{b \times d}$$

"Pour les poutres longitudinales $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{65,87 \times 10^3}{300 \times 325} = 0,68 \text{ MPa}$

"Pour les poutres transversales $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{154,6 \times 10^3}{250 \times 275} = 2,25 \text{ MPa}$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow$ Condition vérifiée.

c) Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis:

$$T_u \leq 0,4 \times b \times 0,9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

➤ Pour les poutres longitudinales :

$T_u = 65,87 \text{ KN} \leq \bar{T}_u = 585 \text{ KN} \longrightarrow$ Condition vérifiée.

➤ Pour les poutres transversales :

$T_u = 154,6 \text{ KN} \leq \bar{T}_u = 412,5 \text{ KN} \longrightarrow$ Condition vérifiée.

d) Influence de l'effort T_u sur les armatures longitudinales (Art A.5.1,32/BAEL91) :

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$; on doit prolonger au-delà de l'appareil de

l'appui une section d'armatures pour équilibrer un effort égal à :

$$T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} > 0$$

$$D'où A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right).$$

➤ Pour les poutres longitudinales :

$$65,87 - \frac{67,588}{0,9 \times 0,325} = -165,20 < 0$$

- Pour les poutres transversales :

$$154,6 - \frac{48,628}{0,9 \times 0,275} = -41,88 < 0$$

⇒ Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

e) Vérification de l'adhérence aux appuis : (Art6.1 ,3/BAEL91) :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} \quad \text{avec : } \psi_s = 1,5$$

- Pour les poutres longitudinales :

$$\tau_{se} = \frac{76,03 \times 10^3}{0,9 \times 325 \times 244,92} = 1,06 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Pour les poutres transversales :

$$\tau_{se} = \frac{154,6 \times 10^3}{0,9 \times 275 \times 282,6} = 2,21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

f) Calcul de la longueur de scellement des barres :

(BAEL 91 modifiées 99 Art A.6.1,23)

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demande à la barre puisse être mobilisé

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

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

$$\text{Pour } \phi = 1,6 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35,27 \times 1,6 = 56,44 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour } \phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35,27 \times 1,4 = 49,38 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour } \phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35,27 \times 1,2 = 42,33 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour } \phi = 1,0 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35,27 \times 1,0 = 35,27 \text{ cm.}$$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « **0,4L_s** » pour les barres à haute adhérence selon le **BAEL91 modifiée 99 Art A.6.1 ,21**.

$$\text{Pour } \phi = 1,6 \text{ cm} \Rightarrow L_c = 0,4 \times L_a = 0,4 \times 56,44 = 22,576 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour } \phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow L_c = 0,4 \times L_a = 0,4 \times 49,38 = 19,752 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour } \phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow L_c = 0,4 \times L_a = 0,4 \times 42,33 = 16,932 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour } \phi = 1,0 \text{ cm} \Rightarrow L_c = 0,4 \times L_a = 0,4 \times 35,27 = 14,108 \text{ cm.}$$

g) Calcul les armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_l \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{350}{35}, \frac{300}{10}, 16 \right\} = 10 \text{ mm}$$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

h) Détermination de la zone nodale :

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\}$$

h : hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

On aura : $h' = \max(47,66 ; 30 ; 40 ; 60) = 60 \text{ cm}$.

$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$: poutre principales de $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.

$L' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$: poutre secondaires de $(25 \times 30) \text{ cm}^2$.

Remarque :

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

i) Calcul des espacements selon le RPA version 2003 (Art7.5-2.2) :

- En zone nodale (appuis) :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi_t, 30 \right)$$

– Pour les poutres longitudinales : $S_t = 8 \text{ cm}$.

– Pour les poutres transversales : $S_t = 7 \text{ cm}$.

- En zone courante (travée) :**

$$s_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$$

– Pour les poutres longitudinales : $S_t = 17 \text{ cm}$.

– Pour les poutres transversales : $S_t = 15 \text{ cm}$.

j) Armatures transversales minimales:

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

✓ Zone nodale :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times 8 \times 30 = 0,72 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 0,72 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Zone courante:

$$A_t^{\min} = 0,003 \times 17 \times 30 = 1,53 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1,53 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VI-4) Vérification à l'ELS :**❖ Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

❖ Etat limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible σ_{bc} .

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

$$\text{Avec : } \rho_1 = \frac{100 A_s}{bd}$$

On déduit les valeurs de β_1 et K à partir des tableaux.

$$\text{La contrainte dans l'acier est : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} \quad \text{et} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

A_s : armatures adoptées à l'ELU.

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

VI-4-1) Vérification du ferrailage des poutres principales :**a) Aux appuis :**

niveau	$M_{s_{\max}}$ (KN.m)	$A_{s_{\text{adoptée}}}$	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
9	43,929	6,03	0,628	0,8835	27,915	257,68	9,23	15	vérifiée
8	48,951	8,38	0,873	0,8675	22,735	210,43	9,25	15	vérifiée
7	46,456	8,38	0,873	0,8675	22,735	199,70	8,78	15	vérifiée
6	44,121	8,38	0,873	0,8675	22,735	189,66	8,34	15	vérifiée
5	42,704	8,38	0,873	0,8675	22,735	183,57	8,07	15	vérifiée
4	39,177	6,03	0,628	0,8835	27,915	229,80	8,23	15	vérifiée
3	34,898	6,03	0,628	0,8835	27,915	204,70	7,33	15	vérifiée
2	31,487	6,03	0,628	0,8835	27,915	184,69	6,62	15	vérifiée
1	32,920	6,03	0,628	0,8835	27,915	193,10	6,92	15	vérifiée

b) En travée :

niveau	$M_{s_{\max}}$ (KN.m)	$A_{s_{\text{adoptée}}}$	ρ_1	β_1	K	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
9	23,859	6,03	0,628	0,8835	27,915	139,95	5,01	15	vérifiée
8	21,382	6,03	0,628	0,8835	27,915	125,42	4,49	15	vérifiée
7	21,474	6,03	0,628	0,8835	27,915	125,96	4,51	15	vérifiée
6	20,375	6,03	0,628	0,8835	27,915	119,15	4,26	15	vérifiée
5	19,806	6,03	0,628	0,8835	27,915	116,17	4,16	15	vérifiée
4	19,800	6,03	0,628	0,8835	27,915	116,14	4,16	15	vérifiée
3	19,001	6,03	0,628	0,8835	27,915	111,45	3,99	15	vérifiée
2	18,567	6,03	0,628	0,8835	27,915	108,91	3,90	15	vérifiée
1	21,915	6,03	0,628	0,8835	27,915	128,54	4,60	15	vérifiée

VI-4-1) Vérification du ferrailage des poutres transversales :**a) Aux appuis :**

niveau	$M_{s_{\max}}$ (KN.m)	$A_{s_{\text{adoptée}}}$	ρ_1	β_1	K	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
9	32,141	8,01	1,186	0,8515	18,67	174,53	9,34	15	vérifiée
8	38,422	10,65	1,577	0,8365	15,49	159,73	10,31	15	vérifiée
7	35,269	10,65	1,577	0,8365	15,49	146,62	9,46	15	vérifiée
6	32,222	10,65	1,577	0,8365	15,49	133,95	8,64	15	vérifiée
5	30,083	12,06	1,786	0,8295	14,325	111,37	7,77	15	vérifiée
4	25,726	10,65	1,577	0,8365	15,49	106,95	6,90	15	vérifiée
3	20,483	10,65	1,577	0,8365	15,49	85,155	5,49	15	vérifiée
2	16,978	9,24	1,368	0,8435	16,95	80,679	4,75	15	vérifiée
1	11,972	6,97	1,032	0,8595	20,585	74,015	3,59	15	vérifiée

b) En travée :

niveau	$M_{s_{\max}}$ (KN.m)	$A_{s_{adoptée}}$	ρ_1	β_1	K	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
9	11,117	4,62	0,684	0,8795	26,495	101,33	3,82	15	vérifiée
8	18,031	4,62	0,684	0,8795	26,495	164,35	6,20	15	vérifiée
7	15,807	4,62	0,684	0,8795	26,495	144,08	5,43	15	vérifiée
6	15,276	4,62	0,684	0,8795	26,495	139,24	5,25	15	vérifiée
5	15,771	6,03	0,893	0,8665	22,450	111,79	4,97	15	vérifiée
4	13,034	6,03	0,893	0,8665	22,450	92,39	4,11	15	vérifiée
3	10,391	6,03	0,893	0,8665	22,450	73,65	3,28	15	vérifiée
2	9,158	4,62	0,684	0,8795	26,495	83,47	3,15	15	vérifiée
1	7,546	4,62	0,684	0,8795	26,495	68,78	2,59	15	vérifiée

❖ 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 utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

• Calcul de la flèche :

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS

Selon le Sens (xx) : $f_{\max} = 0,097$ cm

Selon le Sens (yy) : $f_{\max} = 0,112$ cm

Valeurs limites de la flèche :

$$\text{Pour } L \leq 5\text{m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{L}{500}$$

L : La portée mesurée entre nus d'appuis.

$$f = 0,097 \leq \bar{f} = \frac{L_x}{500} = \frac{350}{500} = 0,70 > f_{\max} = 0,097 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$f = 0,112 \leq \bar{f} = \frac{L_y}{500} = \frac{380}{500} = 0,76 > f_{\max} = 0,112 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• Evaluation de la flèche : [BAEL91/B.6.5,3]

$$f = \frac{M_s L^2}{10 E_v I_{fv}} \quad \text{avec : } I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

$$\mu = \text{Max} \left\{ 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}, 0 \right\} \quad \text{et } \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{5 \rho}$$

L : Portée libre de la poutre.

M_s : moments de service maximal.

I_{fv} : Moment d'inertie fictif.

E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa.}$$

I₀ : Moment d'inertie de la section total rendue homogène, calculé avec n = 15

$$I_0 = \frac{b h^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 \right]$$

ρ : Rapport des aciers tendus à celui de la section utile.

$$\rho = \frac{A_s}{b d}$$

σ_s : Contraintes dans les aciers tendus.

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} \quad (\text{Calculée dans l'état limite de compression du béton}).$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Conclusion :

La condition de la flèche est vérifiée

Chapitre VI
Ferraillage des poutres

Vérification de la flèche dans les poutres longitudinales														
Niveau	M_s [KN.m]	L [m]	E_v [Mpa]	h [cm]	A_s	σ_s	ρ	λ_v	μ	I_o [cm^4]	I_{fv}	f [cm]	\bar{f} [cm]	Obs
9	23,859	3,50	10819	35	6,03	139,95	0,628	0.013	0,989	126204,61	137062,8539	0,144	0,76	Vérifiée
8	21,382	3,50	10819	35	6,03	125,42	0,628	0.013	0,988	126204,61	137064,6131	0,176	0,76	Vérifiée
7	21,474	3,50	10819	35	6,03	125,96	0,628	0.013	0,988	126204,61	137064,6161	0,177	0,76	Vérifiée
6	20,375	3,45	10819	35	6,03	119,15	0,628	0.013	0,987	126204,61	137066,3724	0,163	0,76	Vérifiée
5	19,806	3,45	10819	35	6,03	116,17	0,628	0.013	0,987	126204,61	137066,3724	0,158	0,76	Vérifiée
4	19,800	3,45	10819	35	6,03	116,14	0,628	0.013	0,987	126204,61	137066,3724	0,158	0,76	Vérifiée
3	19,001	3,40	10819	35	6,03	111,45	0,628	0.013	0,986	126204,61	137068,1317	0,148	0,76	Vérifiée
2	18,567	3,40	10819	35	6,03	108,91	0,628	0.013	0,986	126204,61	137068,1317	0,144	0,76	Vérifiée
1	21,915	3,40	10819	35	6,03	128,54	0,628	0.013	0,988	126204,61	137064,6131	0,170	0,76	Vérifiée

Vérification de la flèche dans les poutres transversales														
Niveau	M_s [KN.m]	L [cm]	E_v [Mpa]	h [cm]	A_s	σ_s	ρ	λ_v	μ	I_o [cm^4]	I_{fv}	f [cm]	\bar{f} [cm]	Obs
9	11,117	3,20	10819	30	4,62	101,33	0,684	0,012	0,986	56915,28	61874,70647	0,170	0,70	Vérifiée
8	18,031	3,20	10819	30	4,62	164,35	0,684	0,012	0,991	56915,28	61872,12469	0,275	0,70	Vérifiée
7	15,807	3,20	10819	30	4,62	144,08	0,684	0,012	0,990	56915,28	61871,77136	0,241	0,70	Vérifiée
6	15,276	3,15	10819	30	4,62	139,24	0,684	0,012	0,990	56915,28	61871,77136	0,226	0,70	Vérifiée
5	15,771	3,15	10819	30	6,03	111,79	0,893	0,009	0,990	57118,32	66275,27926	0,218	0,70	Vérifiée
4	13,034	3,15	10819	30	6,03	92,39	0,893	0,009	0,988	57118,32	62276,39034	0,191	0,70	Vérifiée
3	10,391	3,10	10819	30	6,03	73,65	0,893	0,009	0,986	57118,32	62279,6821	0,148	0,70	Vérifiée
2	9,158	3,10	10819	30	4,62	83,47	0,684	0,012	0,984	56915,28	61876,17414	0,131	0,70	Vérifiée
1	7,546	3,10	10819	30	4,62	68,78	0,684	0,012	0,980	56915,28	61879,10967	0,108	0,70	Vérifiée

Conclusion :

La condition de la flèche est vérifiée.

VII-1) Ferrailage des poteaux carrés :**Introduction :**

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans le sens le plus défavorable selon les deux directions à l'ELU. En précédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- $1,35G+1,5Q \Rightarrow$ à l'ELU.
- $G+Q \Rightarrow$ à l'ELS
- $G+Q \mp E \Rightarrow$ RPA99 révisé 2003.
- $0,8G \mp E \Rightarrow$ RPA99 révisé 2003.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

VII -1-1) Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 en zone IIa :**VII-1-1-1) Armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être à **haute adhérence**, droites et sans crochets.

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur du poteau est de **0,8%** en toute section.

$$A_{\min}=0,8\% \text{ b.h}$$

- Poteau (40×40) : $A_{\min}=0,008 \times 40 \times 40 = 12,80\text{cm}^2$.
- Poteau (35×35) : $A_{\min}=0,008 \times 35 \times 35 = 9,80\text{cm}^2$.
- Poteau (30×30) : $A_{\min}=0,008 \times 30 \times 30 = 7,20\text{cm}^2$.

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

- **4%** en zone courante.
- **6%** en zone de recouvrement.

✓ **en zone courante :**

- Poteau (40×40) : $A_{\max}=0,06 \times 40 \times 40 = 96\text{cm}^2$.
- Poteau (35×35) : $A_{\max}=0,06 \times 35 \times 35 = 73,50\text{cm}^2$.
- Poteau (30×30) : $A_{\max}=0,06 \times 30 \times 30 = 54\text{cm}^2$.

✓ **en zone de recouvrement :**

- Poteau (40×40) : $A_{\max}=0,04 \times 40 \times 40 = 64\text{cm}^2$.
- Poteau (35×35) : $A_{\max}=0,04 \times 35 \times 35 = 49\text{cm}^2$.
- Poteau (30×30) : $A_{\max}=0,04 \times 30 \times 30 = 36\text{cm}^2$.

- Le diamètre minimal est de **12[mm]**.

- La longueur minimale des recouvrements $L_r = 40 \phi_L^{\min}$.

- La distance entre les barres verticales dans une face ne doit pas dépasser **25cm** en zone IIa.

- Les jonctions par recouvrement doivent être si possibles, à l'extérieur des zones nodales (zone critique).

VII-1-1-2) Armatures transversales : (Art7.4.2.2/ RPA99 révisée 2003)

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e}$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec : λ_g élancement géométrique.

A_t : armatures transversales.

S_t : espacement des armatures transversales.

La valeur **maximum** d'espacement en zone IIa est fixée comme suit :

- **Dans la zone nodale :**

$$S_t \leq \text{Min} (10\phi, 15\text{cm})$$

- **Dans la zone courante :**

$$S_t \leq 15\phi_l^{\min}$$

Avec : ϕ est le diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau

▪ **Calcul d'élancement :** (élancement géométrique)

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b} \right\}$$

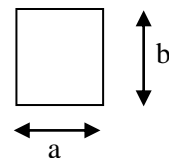
Avec :

a et b : dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

L_f : longueur de flambement.

▪ **Quantité d'armatures transversales minimale : (Art7.4.2 ,2/ RPA99 révisée 2003).**

$\frac{A_t}{bS_t}$ en % est donné comme suite :



Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\%$.

Si $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\%$.

Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs précédentes

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum

VII-1-2) Calcul de ferrailage :

VII-1-2-1) Calcul à l'ELU :

Etapas de calcul en flexion composée :

✓ Si $e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C\right)$ Alors la section est partiellement comprimée.

✓ Si $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - C\right)$ Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante.

$$(d - c) N_u - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \rightarrow (*)$$

Avec : $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$; M_f : Moment fictif.

➤ Si l'inégalité (*) est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait comme suit :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} \quad \text{Si } \mu < \mu_l \text{ la section est simplement armée (SSA)}$$

Si $\mu > \mu_l$ la section est doublement armée (SDA)

donc il faut calculer A_s et A'_s ,

$$\text{si : } \mu \leq \mu_l = 0,392 \text{ (SSA)}$$

$$A_l = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle est donnée par : $A_s = A_l - \frac{N}{\sigma_s}$.

$$\text{si : } \mu \geq \mu_l = 0,392 \text{ (SDA)}$$

$$A_l = \frac{M_r}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A'_l = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

Avec : $\Delta M = M_f - M_r$

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

Finalement la section réelle d'armature est $A'_s = A'_l$, $A_s = A_l - \frac{N}{\sigma_s}$

- Si l'inégalité (*) n'est pas vérifiée, donc la section est entièrement comprimée; il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$Nu(d-c) - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bu} \rightarrow (**)$$

- Si l'inégalité (**) est vérifiée, donc la section a besoin d'armatures inférieures comprimées.

$$A'_s = \frac{M_f - (d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}.$$

$$A_s = \frac{Nu - b \cdot h \cdot f_{bu}}{\sigma_s} - A'_s.$$

- Si l'inégalité (**) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures.

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} \quad A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,357 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0,857 - \frac{c'}{h}}.$$

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants.

● **Ferrailage des poteaux carrés :**

❖ **Calcul des armatures dans le sens longitudinal (M3):**

Niveaux	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	Section (b × h) (cm) ²	obs	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Ferrailage
RDC, 1^{er}, 2^{ème}	N _{max} = -1411,27	M _{cor} = -19,018	40 × 40	SEC	0,00	0,00	12,80	16,08	8HA16
	N _{min} = 800,03	M _{cor} = 3,194		SET	10,23	9,77			
	N _{cor} = 38,47	M _{max} = 48,784		SPC	3,83	0,00			
3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème}	N _{max} = -917,25	M _{cor} = 6,91	35 × 35	SEC	0,00	0,00	9,80	12,32	8HA14
	N _{min} = 263,25	M _{cor} = 2,066		SET	3,46	3,12			
	N _{cor} = -22,76	M _{max} = 52,012		SPC	3,86	0,00			
6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème}	N _{max} = -432,69	M _{cor} = 9,229	30 × 30	SEC	0,00	0,00	7,20	9,05	8HA12
	N _{min} = 54,13	M _{cor} = 1,698		SET	0,85	0,51			
	N _{cor} = -32,07	M _{max} = 40,532		SPC	3,50	0,00			

❖ Calcul des armatures dans le sens transversal (M2) :

Niveaux	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	Section (b × h) (cm) ²	obs	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{dopté} (cm ²)	Ferrailage
RDC, 1^{er}, 2^{ème}	N _{max} = -1411,27	M _{cor} = -3,34	40 × 40	SEC	0,00	0,00	12,80	16,08	8HA16
	N _{min} = 800,03	M _{cor} = -0,61		SET	9,96	10,04			
	N _{cor} = 448,84	M _{max} = -30,713		SET	3,42	7,80			
3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème}	N _{max} = -917,25	M _{cor} = -6,622	35 × 35	SEC	0,00	0,00	9,80	12,32	8HA14
	N _{min} = 263,25	M _{cor} = 0,229		SET	3,27	3,31			
	N _{cor} = -218,11	M _{max} = -36,43		SPC	0,00	0,18			
6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème}	N _{max} = -432,69	M _{cor} = -8,607	30 × 30	SEC	0,00	0,00	7,20	9,05	8HA12
	N _{min} = 54,13	M _{cor} = 0,246		SET	0,70	0,65			
	N _{cor} = -54,79	M _{max} = -30,636		SPC	0,00	2,21			

VII-1-2-2) Vérification à L'ELU :**a) Vérification de l'effort tranchant (Art7.4.3,2/RPA99) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_b = \rho_b f_{c28} \quad \text{avec} \quad f_{c28} = 25 \text{MPa.}$$

$$\text{et} \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0,075 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0,04 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \lambda_g = \left(\frac{I_f}{a} ; \frac{I_f}{b} \right)$$

$I_f = 0,70.L_0$: Longueur de flambement du poteau.

L_0 : Longueur libre du poteau.

- Poteau de (40×40) (RDC) : $\lambda_g = \frac{0,70 \times 373}{40} = 6,52 \rightarrow \rho_b = 0,075$
- Poteau de (40×40) (1^{er} et 2^{ème} étage) : $\lambda_g = \frac{0,70 \times 271}{40} = 4,74 \rightarrow \rho_b = 0,04$
- Poteau de (35×35) (3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étage) : $\lambda_g = \frac{0,70 \times 271}{35} = 5,42 \rightarrow \rho_b = 0,075$
- Poteau de (30×30) (6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} étage) : $\lambda_g = \frac{0,70 \times 271}{30} = 6,32 \rightarrow \rho_b = 0,075$

si : $\lambda_g \geq 5 \longrightarrow \bar{\tau}_b = \rho_b \times f_{c28} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa}$

si : $\lambda_g < 5 \longrightarrow \bar{\tau}_b = \rho_b \times f_{c28} = 0,04 \times 25 = 1 \text{ MPa}$

T^{\max} : l'effort tranchant maximal appliqué au poteau sous les charges sismique (G+Q+E)

- **Poteaux 40x40 :(RDC)**

T=34,60 (l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 40x40 sous charges (G+Q+E)

$$\tau_b = \frac{T^{\max}}{bd} = \frac{34,60 \times 10^3}{400 \times 375} = 0,231 < 1,875$$

- **Poteaux 40x40 :(1,2^{ème} étage)**

T= 37,01 (l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 40x40 sous charges (G+Q+E)

$$\tau_b = \frac{T^{\max}}{bd} = \frac{37,01 \times 10^3}{400 \times 375} = 0,246 < 1$$

- **Poteaux 35x35 :**

T= 34,85 (l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 35x35 sous charges (G+Q+E)

$$\tau_b = \frac{T^{\max}}{bd} = \frac{34,85 \times 10^3}{350 \times 325} = 0,306 < 1,875$$

- **Poteaux 30x30 :**

T=27,79 (l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 30x30 sous charges (G+Q+E)

$$\tau_b = \frac{T^{\max}}{bd} = \frac{27,79 \times 10^3}{350 \times 325} = 0,244 < 1,875$$

b) Longueur d'ancrage : (Art A.6.1,23/BAEL91) :

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

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

Pour $\phi = 1,6 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35,27 \times 1,6 = 56,44 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35,27 \times 1,4 = 49,38 \text{ cm}$

Pour $\phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35,27 \times 1,2 = 42,33 \text{ cm}$.

c) 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 tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

D'après le [BAEL 91] Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

Le diamètre ϕ_t des armatures transversales doit être égal au moins à :

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_L^{\max} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ cm} \text{ Soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_t : le plus grande diamètre des armatures longitudinales.

On adopte deux cadre : **4HA8=2,01cm²**

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de $10\phi_t \text{ min} = 8 \text{ cm}$.

d) Espacement des armatures transversales :

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement « S_t » des armatures transversales est fixée comme suite :

• **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min (10 \phi_t^{\min}, 15 \text{ cm}) = (10 \times 1,2; 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}$$

$$S_t = 10 \text{ cm}.$$

• **En zone courante :**

$$S_t \leq \min 15 \phi_t^{\min} = 18 \text{ cm}$$

$$1^{\text{er}}, 2^{\text{eme}} \text{ etage} \Longrightarrow S_t = 12 \text{ cm}.$$

$$\text{RDC, autres etages} \Longrightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

Avec : $\phi_{l \min}$: diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

e) Les recommandations du (Art .7.4.2, 2/ RPA 99) :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_t \times f_e}$$

Avec : T_u : effort tranchant de calcul.
 h_1 : hauteur totale de la section brute.
 f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales
 ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte de mode fragile de la rupture par effort tranchant.

Il est pris égal :

$\rho_a = 2,5$ Si l'élancement géométrique dans la direction considérée $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$ dans le cas contraire.

• **Poteaux 40x40 : RDC**

T=34,60 (l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 40x40 sous charges (G+Q+E))

$$A_t = \frac{\rho_a \times T_u \times S_t}{h_t \times f_e} = \frac{2,5 \times 34,60 \times 10 \times 0,15}{0,40 \times 400} = 0,81 \text{ cm}^2$$

• **Poteaux 40x40 :(1,2^{ème} étage)**

T=37,01 (l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 40x40 sous charges (G+Q+E))

$$A_t = \frac{\rho_a \times T_u \times S_t}{h_t \times f_e} = \frac{3,75 \times 37,01 \times 10 \times 0,12}{0,40 \times 400} = 1,04 \text{ cm}^2$$

• **Poteaux 35x35 :**

T=34,85 (l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 30x35 sous charges (G+Q+E))

$$A_t = \frac{\rho_a \times T_u \times S_t}{h_t \times f_e} = \frac{2,5 \times 34,85 \times 10 \times 0,15}{0,35 \times 400} = 0,93 \text{ cm}^2$$

• **Poteaux 30x30 :**

T=27,79 (l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 30x30 sous charges (G+Q+E))

$$A_t = \frac{\rho_a \times T_u \times S_t}{h_t \times f_e} = \frac{2,5 \times 27,79 \times 10 \times 0,15}{0,30 \times 400} = 0,86 \text{ cm}^2$$

On adopte deux cadres : **4HA8=2,01cm²**.

f) Vérification de la quantité d'armature (Art 7.4.2, 2 / RPA99).

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée comme suit:

- Si $\lambda_g \geq 5$: $A^{\min} = 0,3\% \times S_t \times b$.
- Si $\lambda_g \leq 3$: $A^{\min} = 0,8\% \times S_t \times b$.
- Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

✓ **En zone nodale ($S_t = 10\text{cm}$) :**

Poteaux RDC (40X40)

$$A^{\min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2.$$

Poteaux (40X40)(1,2^{ème} étage)

$$A^{\min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,0036 \times 10 \times 40 = 1,44 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2.$$

Poteaux (35X35)

$$A^{\min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2.$$

Poteaux (30X30)

$$A^{\min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,90 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2.$$

✓ **En zone courante ($S_t = 15\text{cm}$) :**

Poteaux RDC (40X40)

$$A^{\min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,80 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2.$$

Poteaux (1,2^{ème} étage (40X40) ($S_t = 12\text{cm}$))

$$A^{\min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,0036 \times 12 \times 40 = 1,72 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2.$$

Poteaux (35X35)

$$A^{\min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,57 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2.$$

Poteaux (30X30)

$$A^{\min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2.$$

VII-1-2-3) Vérifications à l'ELS :**a) Vérification des contraintes :**

Pour le cas des poteaux, il y a lieu de vérifier :

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

- **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{Art.4.5,2/BAEL 91}).$$

Deux cas peuvent se présenter :

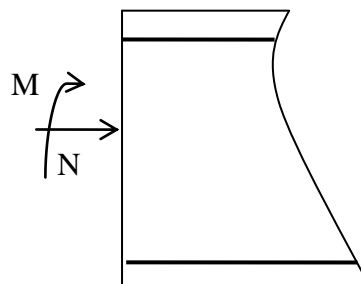
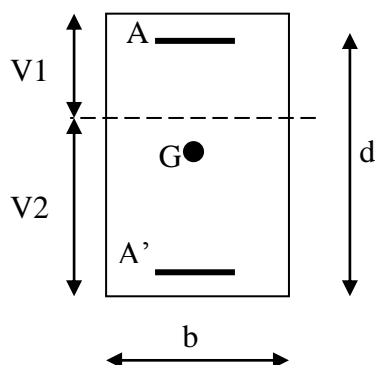
Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section entièrement comprimée.

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section partiellement comprimée.

❖ **1^{er} cas :**

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section entièrement comprimée.}$$

▪ La section homogène est :



$$B_0 = b \times h + n (A_s + A'_s).$$

$$V_1 = I = \frac{1}{B_0} \left(\frac{bh^2}{2} + 15(A_s \cdot c + A'_s \cdot d) \right) \rightarrow V_2 = h - V_1$$

- Le moment d'inerties de la section totale homogène :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 [A_s (V_2 - C)^2 - A'_s (V_1 - C)^2]$$

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I} V_1 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{b2} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I} V_2 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{s1} = 15 \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M \times (V_1 - c')}{I} \right) \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_{s2} = 15 \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M \times (V_2 - c)}{I} \right) \leq \bar{\sigma}_s$$

Ns : Effort de compression à l'ELS.

Ms : moment fléchissant à l'ELS.

B₀ : section homogénéisée.

$$B_0 = b \times h + 15 A'_s.$$

Remarque :

Si les contraintes sont négatives, on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

❖ 2^{ème} cas :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section est partiellement comprimée.}$$

Avec :

y_{ser} : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé.

y_c : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.

C_1 : la distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

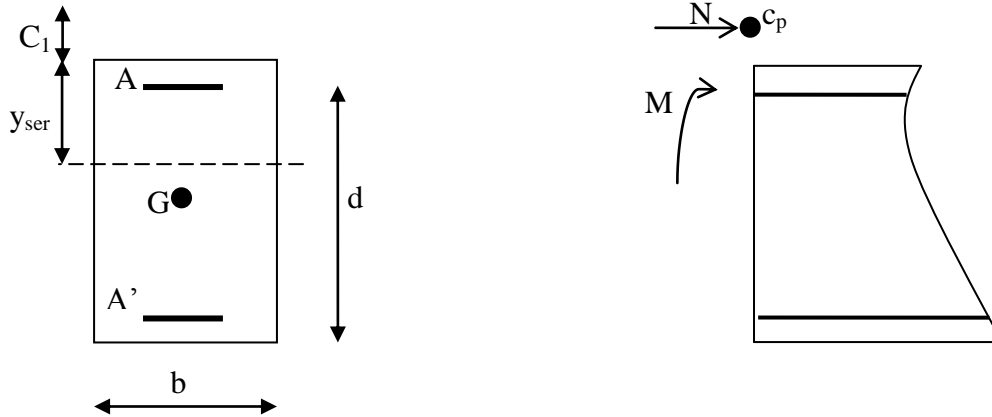
Il faut vérifier que :

$$\sigma_b = k \times y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{ou}' \quad k = \frac{N_{ser} \times y_c}{I_{xx'}}$$

$$\sigma_s = 15k(d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$I_{xx'} = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15 [A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2]$$

$$y_{ser} = y_c + c_1 \text{ et } c_1 = d - e_a \text{ avec : } e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right)$$



$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \dots (*)$$

$$p = -3c_1^2 - \frac{90A'(c_1 - c')}{b} + 90\frac{A}{b}(d - c')$$

$$q = -2c_1^3 - \frac{90A'(c_1 - c')^2}{b} - 90\frac{A}{b}(d - c')^2$$

$$\text{On calcule : } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

$$\text{si : } \Delta \geq 0 \quad t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q) ; \quad \mu = \sqrt[3]{t} ; \quad y_c = \mu - \frac{p}{3\mu}$$

$$\text{si : } \Delta \leq 0 \quad \varphi = \arccos\left(\frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}}\right); \quad a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

$$y_{c1} = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right); y_{c2} = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{2\pi}{3}\right); y_{c3} = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

On tiendra pour y_c la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_{ser} = y_c + c_1 < h$$

Niveaux	N(KN)	M (KN.m)	e(m)	obs	σ_{b1}	σ_{b2}	σ_{bc}	obs	σ_{s1}	σ_{s2}	σ_s	obs
RDC , 1^{er}, 2^{ème}	$N_{\max} = -1020,55$	$M_{\text{cor}} = 6,103$	0,0059	SEC	5,30	6,20	15	vérifiée	80,00	91,90	348	vérifiée
	$N_{\min} = -211,57$	$M_{\text{cor}} = -0,687$	0,0032	SEC	1,20	1,10	15	vérifiée	18,50	17,10	348	vérifiée
	$N_{\text{cor}} = -699,29$	$M_{\max} = -15,442$	0,0220	SEC	5,10	2,80	15	vérifiée	74,00	43,80	348	vérifiée
3^{ème}, 4^{ème} 5^{ème}	$N_{\max} = -665,91$	$M_{\text{cor}} = 5,02$	0,0075	SEC	4,30	5,40	15	vérifiée	66,00	80,50	348	vérifiée
	$N_{\min} = -91,20$	$M_{\text{cor}} = 0,206$	0,0022	SEC	0,60	0,70	15	vérifiée	9,70	10,30	348	vérifiée
	$N_{\text{cor}} = -189,09$	$M_{\max} = 17,829$	0,0942	SPC	0,00	3,50	15	vérifiée	-8,40	47,60	348	vérifiée
6,7,8^{ème}	$N_{\max} = -314,04$	$M_{\text{cor}} = 6,713$	0,0213	SEC	1,90	4,40	15	vérifiée	32,00	62,30	348	vérifiée
	$N_{\min} = -0,44$	$M_{\text{cor}} = 2,279$	5,179	SPC	0,00	0,70	15	vérifiée	-26,80	6,40	348	vérifiée
	$N_{\text{cor}} = -51,34$	$M_{\max} = 18,41$	0,358	SPC	0,00	5,60	15	vérifiée	-151,8	61,90	348	vérifiée

b) Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,455.d}{e_s - 0,185.d} . b.d$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Niveaux	N(KN)	M (KN.m)	e(m)	d(cm)	b(cm)	A_{\min} (cm ²)	A_s (cm ²)	obs
RDC , 1^{ème}, 2^{ème}	$N_{\max} = -1020,55$	$M_{\text{cor}} = 6,103$	0,0059	37,5	40	4,700	16,08	vérifiée
	$N_{\min} = -211,57$	$M_{\text{cor}} = -0,687$	0,0032	37,5	40	4,670	16,08	vérifiée
	$N_{\text{cor}} = -699,29$	$M_{\max} = -15,442$	0,0220	37,5	40	6,523	16,08	vérifiée
3^{ème}, 4^{ème} 5^{ème}	$N_{\max} = -665,91$	$M_{\text{cor}} = 5,020$	0,0075	32,5	35	3,506	12,32	vérifiée
	$N_{\min} = -91,20$	$M_{\text{cor}} = 0,206$	0,0022	32,5	35	3,409	12,32	vérifiée
	$N_{\text{cor}} = -189,09$	$M_{\max} = 17,829$	0,0942	32,5	35	2,164	12,32	vérifiée
6,7 ,8 et 9^{ème}	$N_{\max} = -314,04$	$M_{\text{cor}} = 6,713$	0,0213	27,5	30	3,497	9,05	vérifiée
	$N_{\min} = -0,44$	$M_{\text{cor}} = 2,279$	5,179	27,5	30	0,982	9,05	vérifiée
	$N_{\text{cor}} = -51,34$	$M_{\max} = 18,41$	0,358	27,5	30	0,755	9,05	vérifiée

VII-2) ferrailage des poteaux circulaires :**Introduction :**

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans le sens le plus défavorable selon les deux directions à l'ELU. En précédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- $1,35G+1,5Q \Rightarrow$ à l'ELU.
- $G+Q \Rightarrow$ à l'ELS
- $G+Q \mp E \Rightarrow$ RPA99 révisé 2003.
- $0,8G \mp E \Rightarrow$ RPA99 révisé 2003.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- effort normal maximal et le moment correspondant.
- effort normal minimal et le moment correspondant.
- moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

VII-2-1) Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 en zone IIa :**VII-2-1-1) Armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être à **haute adhérence**, droites et sans crochets.

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur du poteau est de **0,8%** en toute section.

$$A_{\min}=0,8\% \text{ b.h}$$

- Poteau ($\emptyset=45\text{cm}$) : $A_{\min}=0,008 \times \pi \frac{45^2}{4} = 12,72 \text{ cm}^2$.
- Poteau ($\emptyset=35\text{cm}$) : $A_{\min}=0,008 \times \pi \frac{35^2}{4} = 7,69 \text{ cm}^2$.
- Poteau ($\emptyset=30\text{cm}$) : $A_{\min}=0,008 \times \pi \frac{30^2}{4} = 5,65 \text{ cm}^2$.

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

- **4%** en zone courante.
- **6%** en zone de recouvrement.

✓ **en zone courante :**

- Poteau ($\emptyset=45\text{cm}$) : $A_{\max}=0,06 \times \pi \frac{45^2}{4} = 95,38 \text{ cm}^2$.
- Poteau ($\emptyset=35\text{cm}$) : $A_{\max}=0,06 \times \pi \frac{35^2}{4} = 57,69 \text{ cm}^2$.
- Poteau ($\emptyset=30\text{cm}$) : $A_{\max}=0,06 \times \pi \frac{30^2}{4} = 42,39 \text{ cm}^2$.

✓ **en zone de recouvrement :**

- Poteau ($\emptyset=45\text{cm}$) : $A_{\max}=0,04 \times \pi \frac{45^2}{4} = 63,59 \text{ cm}^2$.

- Poteau ($\varnothing = 35\text{cm}$) : $A_{\max} = 0,04 \times \pi \frac{35^2}{4} = 38,47 \text{ cm}^2$.
- Poteau ($\varnothing = 30\text{cm}$) : $A_{\max} = 0,04 \times \pi \frac{30^2}{4} = 28,26 \text{ cm}^2$.
- Le diamètre minimal est de **12[mm]**.
- La longueur minimale des recouvrements $L_r = 40 \phi_L^{\min}$.
- La distance entre les barres verticales dans une face ne doit pas dépasser **25cm** en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être si possibles, à l'extérieur des zones nodales (zone critique).

VII-2-1-2) Armatures transversales : (Art7.4.2.2/ RPA99 révisée 2003) :

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e}$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{L_f}{b}$$

Avec : λ_g : élancement géométrique du poteau

A_t : armatures transversales.

L_f : la longueur du flambement du poteau.

a, b : dimensions de section droite du poteau.

S_t : espacement des armatures transversales.

La valeur **maximum** d'espacement en zone IIa est fixée comme suit :

- **Dans la zone nodale :**

$$S_t \leq \text{Min} (10 \phi, 15\text{cm})$$

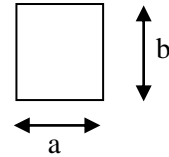
- **Dans la zone courante :**

$$S_t \leq 15 \phi_L^{\min}$$

Avec : ϕ est le diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau

■ **Calcul d'élancement** : (élancement géométrique)

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b} \right\}$$



Avec :

a et b : dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

L_f : longueur de flambement.

■ **Quantité d'armatures transversales minimale** : (Art7.4.2 ,2/ RPA99 révisée 2003).

$\frac{A_t}{bS_t}$ en % est donné comme suite :

Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\%$.

Si $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\%$.

Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs précédentes

- ✓ Les cadres et les étriers doivent ménager des chemins verticaux en nombre et diamètre suffisant ($\emptyset \geq 12\text{mm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.
- ✓ Pour les poteaux circulaires, il y a lieu d'utiliser des cercles droites individuelles.
- ✓ Les cadres et les étriers doivent être fermes par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\emptyset_{\min}$

VII-2-2) Calcul de ferrailage :

VII-2-2-1) Calcul à l'ELU :

Etapes de calcul en flexion composée :

✓ Si $e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C \right) \Rightarrow$ alors la section est partiellement comprimée.

✓ Si $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - C \right) \Rightarrow$ il faut vérifier en plus l'inégalité suivante.

$$(d - c) N_u - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \rightarrow (*)$$

Avec : $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$ M_f : Moment fictif.

➤ Si l'inégalité (*) est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait comme suit :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} \quad \text{Si } \mu < \mu_l \text{ la section est simplement armée. (SSA)}$$

Si $\mu > \mu_l$ la section est doublement armée (SDA)

donc il faut calculer A_s et A'_s ,

si : $\mu \leq \mu_l = 0,392$ (SSA)

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle est donnée par : $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$.

si : $\mu \geq \mu_l = 0,392$ (SDA)

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A'_1 = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

Avec : $\Delta M = M_f - M_r$

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

Finalement la section réelle d'armature est $A'_s = A'_1$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

➤ Si l'inégalité (*) n'est pas vérifiée, donc la section est entièrement comprimée; il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \rightarrow (**)$$

➤ Si l'inégalité (**) est vérifiée, donc la section a besoin d'armatures inférieures comprimées.

$$A'_s = \frac{M_f - (d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}.$$

$$A_s = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bu}}{\sigma_s} - A'_s.$$

➤ Si l'inégalité (**) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures.

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} \quad A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,357 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0,857 - \frac{c}{h}}.$$

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants :

- Ferraillage des poteaux circulaires :
 - ❖ Calcul des armatures dans le sens longitudinal (M3):

Niveaux	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	obs.	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{dopté}$ (cm ²)	Ferraillage
RDC , 1^{er}, 2^{ème}	$N_{max} = -775,52$	$M_{cor} = -1,065$	SEC	0,00	0,00	12,72	16,08	8HA16
	$N_{min} = 86,59$	$M_{cor} = -0,675$	SET	2,16	0,00			
	$N_{cor} = -381,04$	$M_{max} = 18,16$	SEC	0,00	0,00			
3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème}	$N_{max} = -472,04$	$M_{cor} = 1,272$	SEC	0,00	0,00	7,69	9,24	6HA14
	$N_{min} = 65,12$	$M_{cor} = -0,104$	SET	1,63	0,00			
	$N_{cor} = -231,06$	$M_{max} = 14,857$	SEC	0,00	0,00			
6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème}	$N_{max} = -205,17$	$M_{cor} = 1,214$	SEC	0,00	0,00	5,65	6,79	6HA12
	$N_{min} = 18,68$	$M_{cor} = -0,103$	SET	0,47	0,00			
	$N_{cor} = -41,34$	$M_{max} = 12,024$	SPT	1,36	0,00			

❖ Calcul des armatures dans le sens transversal (M2) :

Niveaux	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	obs.	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{dopté} (cm ²)	Ferrailage
RDC, 1^{er}, 2^{ème}	N _{max} = -775,52	M _{cor} = -10.858	SEC	0,00	0,00	12,72	16,08	8HA16
	N _{min} = 86,59	M _{cor} = 21.453	SET	4,92	0,00			
	N _{cor} = -676.26	M _{max} =-26.548	SEC	0,00	0,00			
3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème}	N _{max} = -472,04	M _{cor} =-18.904	SEC	0,00	0,00	7,69	9,24	6HA14
	N _{min} = 65,12	M _{cor} = 13.743	SPC	3,95	0,00			
	N _{cor} = -16.32	M _{max} = 22,084	SPC	3,42	0,00			
6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème}	N _{max} =- 205,17	M _{cor} =-10,197	SEC	0,00	0,00	5,65	6,79	6HA12
	N _{min} = 18,68	M _{cor} =8,075	SPC	2,06	0,00			
	N _{cor} = -15,37	M _{max} =15,911	SPC	2,89	0,00			

VII-2-2-2) Vérification à L'ELU :**a) Vérification de l'effort tranchant (Art7.4.3.2,RPA99/version2003) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_b = \rho_b f_{c28} \quad \text{avec} \quad f_{c28} = 25 \text{MPa.}$$

$$\text{et} \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0,075 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0,04 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \lambda_g = \left(\frac{I_f}{a} ; \frac{I_f}{b} \right)$$

I_f = 0,70.L₀ : Longueur de flambement du poteau.

L₀ : Longueur libre du poteau.

- Poteau de ($\emptyset=45$) (RDC) : $\lambda_g = \frac{0,70 \times 373}{45} = 5,82 \rightarrow \rho_b = 0,075$
- Poteau de ($\emptyset=45$) (1^{er} et 2^{ème} étage) : $\lambda_g = \frac{0,70 \times 271}{45} = 4,21 \rightarrow \rho_b = 0,04$
- Poteau de ($\emptyset=35$) (3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étage) : $\lambda_g = \frac{0,70 \times 271}{35} = 5,42 \rightarrow \rho_b = 0,075$
- Poteau de ($\emptyset=30$) (6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} étage) : $\lambda_g = \frac{0,70 \times 271}{30} = 6,32 \rightarrow \rho_b = 0,075$

si : $\lambda_g \geq 5 \longrightarrow \overline{\tau}_b = \rho_b \times f_{c28} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa}$

et si : $\lambda_g < 5 \longrightarrow \overline{\tau}_b = \rho_b \times f_{c28} = 0,04 \times 25 = 1 \text{ MPa}$

T^{\max} : l'effort tranchant maximal appliqué au poteau sous les charges sismiques (G+Q+E)

- **Poteaux $\emptyset = 45$: (RDC)**

T=7,7 (l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 40x40 sous charges (G+Q+E))

$$\tau_b = \frac{T^{\max}}{bd} = \frac{7,7 \times 10^3}{450 \times 425} = 0,040 < 1,875$$

- **Poteaux $\emptyset = 45$: (1,2^{ème} étage)**

T= 15,05 (l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 40x40 sous charge (G+Q+E))

$$\tau_b = \frac{T^{\max}}{bd} = \frac{15,05 \times 10^3}{450 \times 425} = 0,079 < 1$$

- **Poteaux $\emptyset = 35$:**

T=14,69 (l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 35x35 sous charges (G+Q+E))

$$\tau_b = \frac{T^{\max}}{bd} = \frac{14,69 \times 10^3}{350 \times 325} = 0,129 < 1,875$$

- **Poteaux $\emptyset = 30$:**

T=10,89 (l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 30x30 sous charges (G+Q+E))

$$\tau_b = \frac{T^{\max}}{bd} = \frac{10,89 \times 10^3}{300 \times 275} = 0,132 < 1,875$$

b) Longueur d'ancrage : (Art A.6.1,23/BAEL91) :

$$\overline{\tau}_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

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

Pour $\phi = 1,6 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35,27 \times 1,6 = 56,44 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35,27 \times 1,4 = 49,38 \text{ cm}$

Pour $\phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35,27 \times 1,2 = 42,33 \text{ cm}$.

c) 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 tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

D'après le [BAEL 91] Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

Le diamètre ϕ_t des armatures transversales doit être égal au moins à :

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_L^{\max} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ cm} \text{ Soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_t : le plus grande diamètre des armatures longitudinales.

On adopte deux cadre : **4HA8=2,01cm²**

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de $10\phi_t = 8 \text{ cm}$.

d) Espacement des armatures transversales :

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement « S_t » des armatures transversales est fixée comme suite :

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min (10 \phi_t^{\min}, 15 \text{ cm}) = (10 \times 1,2; 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}.$$

- **En zone courante :**

$$S_t \leq \min 15 \phi_t^{\min} = 18 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \begin{aligned} S_t &= 12 \text{ cm (pour le RDC, 1 et 2^{ème} étage)} \\ S_t &= 15 \text{ cm (pour les autres étages)} \end{aligned}$$

Avec : $\phi_{l \min}$: diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

e) Les recommandations du (Art .7.4.2, 2/ RPA 99) :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_t \times f_e}$$

Avec : T_u : effort tranchant de calcul.
 h_t : hauteur totale de la section brute.
 f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales
 ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte de mode fragile de la rupture par effort tranchant. Il est pris égal :

$\rho_a = 2,5$ Si l'élancement géométrique dans la direction considérée $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$ dans le cas contraire.

• **Poteaux $\emptyset = 45$: RDC**

T=7,7 (l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 40x40 sous charges (G+Q+E))

$$A_t = \frac{\rho_a \times T_u \times S_t}{h_t \times f_e} = \frac{2,5 \times 7,7 \times 10 \times 0,12}{0,45 \times 400} = 0,12 \text{ cm}^2$$

• **Poteaux $\emptyset = 45$: (1,2^{ème} étage)**

T=15,05 (l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 40x40 sous charges (G+Q+E))

$$A_t = \frac{\rho_a \times T_u \times S_t}{h_t \times f_e} = \frac{3,75 \times 15,05 \times 10 \times 0,12}{0,45 \times 400} = 0,37 \text{ cm}^2$$

• **Poteaux $\emptyset = 35$:**

T=14,69 (l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 30x35 sous charges (G+Q+E))

$$A_t = \frac{\rho_a \times T_u \times S_t}{h_t \times f_e} = \frac{2,5 \times 14,69 \times 10 \times 0,15}{0,35 \times 400} = 0,39 \text{ cm}^2$$

• **Poteaux $\emptyset = 30$:**

T=10,89 (l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 30x30 sous charges (G+Q+E))

$$A_t = \frac{\rho_a \times T_u \times S_t}{h_t \times f_e} = \frac{2,5 \times 10,89 \times 10 \times 0,15}{0,30 \times 400} = 0,34 \text{ cm}^2$$

On adopte deux cadres : **4HA8=2,01cm²**.

f) Vérification de la quantité d'armature (Art 7.4.2, 2 / RPA99).

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée comme suit:

- Si $\lambda_g \geq 5$: $A^{\min} = 0,3\% \times S_t \times b$.
- Si $\lambda_g \leq 3$: $A^{\min} = 0,8\% \times S_t \times b$.
- Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

✓ **En zone nodale ($S_t = 10\text{cm}$) :**

Poteaux RDC ($\emptyset=45$)

$$A^{\min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2.$$

Poteaux ($\emptyset=45$)(1,2^{ème} étage)

$$A^{\min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,0036 \times 10 \times 45 = 1,62 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2.$$

Poteaux ($\emptyset=35$)

$$A^{\min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2.$$

Poteaux ($\emptyset=30$)

$$A^{\min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,90 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2.$$

✓ **En zone courante ($S_t = 15\text{cm}$) :**

Poteaux RDC ($\phi=45$) ($S_t = 12\text{cm}$)

$$A^{\min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 12 \times 45 = 1,80\text{cm}^2 < 2,01\text{cm}^2.$$

Poteaux (1,2^{ème} étage ($\phi=45$) ($S_t = 12\text{cm}$)

$$A^{\min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,0036 \times 12 \times 45 = 1,72\text{cm}^2 < 2,01\text{cm}^2.$$

Poteaux ($\phi=35$)

$$A^{\min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,57\text{cm}^2 < 2,01\text{cm}^2.$$

Poteaux ($\phi=30$)

$$A^{\min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35\text{cm}^2 < 2,01\text{cm}^2.$$

VII-2-2-3) Vérifications à l'ELS :

a) Vérification des contraintes :

Pour le cas des poteaux, il y a lieu de vérifier :

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

- **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa} \quad (\text{Art.4.5,2/BAEL 91}).$$

Deux cas peuvent se présenter :

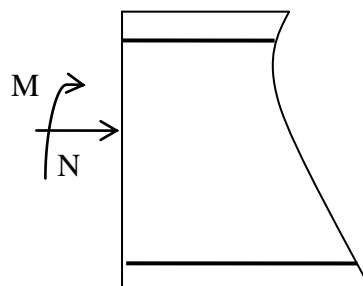
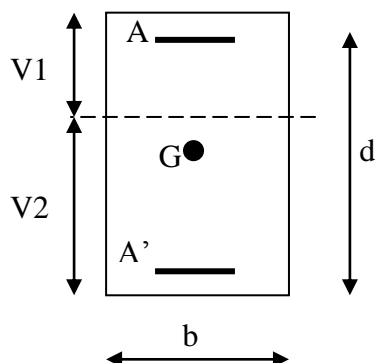
$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section entièrement comprimée.}$$

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

❖ **1^{er} cas :**

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section entièrement comprimée.}$$

- La section homogène est :



$$B_0 = b \times h + n (A_s + A'_s).$$

$$V_1 = I = \frac{1}{B_0} \left(\frac{bh^2}{2} + 15(A_s \cdot c + A'_s \cdot d) \right) \rightarrow V_2 = h - V_1$$

- Le moment d'inerties de la section totale homogène :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 [A_s (V_2 - C)^2 - A'_s (V_1 - C)^2]$$

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I} V_1 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{b2} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I} V_2 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{s1} = 15 \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M \times (V_1 - c')}{I} \right) \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_{s2} = 15 \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M \times (V_2 - c)}{I} \right) \leq \bar{\sigma}_s$$

Ns : effort de compression à l'ELS.

Ms : moment fléchissant à l'ELS.

B₀ : section homogénéisée.

$$B_0 = b \times h + 15 A'_s.$$

Remarque :

Si les contraintes sont négatives, on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

❖ 2^{ème} cas :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \text{ Section est partiellement comprimée.}$$

Avec :

y_{ser} : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé .

y_c : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp .

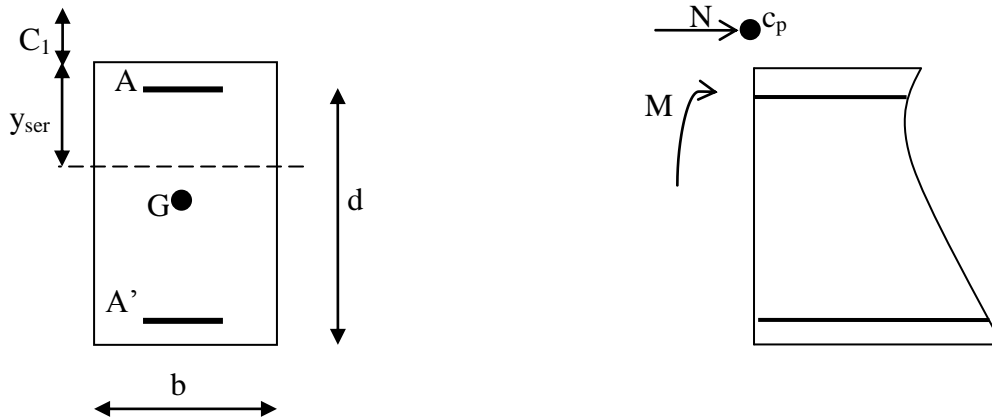
C_1 : la distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b = k \times y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \text{ ou } k = \frac{N_{ser} \times y_c}{I_{xx'}}$$

$$\sigma_s = 15k(d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} ; I_{xx'} = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15 [A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2]$$

$$y_{ser} = y_c + c_1 \text{ et } c_1 = d - e_a \text{ avec : } e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right)$$



$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \dots (*)$$

$$p = -3c_1^2 - \frac{90A'(c_1 - c')}{b} + 90 \frac{A}{b} (d - c')$$

$$q = -2c_1^3 - \frac{90A'(c_1 - c')^2}{b} - 90 \frac{A}{b} (d - c')^2$$

$$\text{On calcule : } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

$$\text{si : } \Delta \geq 0 \quad t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q) ; \quad \mu = \sqrt[3]{t} ; \quad y_c = \mu - \frac{p}{3\mu}$$

$$\text{si : } \Delta \leq 0 \quad \varphi = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}}\right); \quad a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

$$y_{c1} = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right); y_{c2} = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{2\pi}{3}\right); y_{c3} = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

On tiendra pour y_c la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_{\text{ser}} = y_c + c_1 < h$$

Niveaux	N(KN)	M (KN.m)	e(m)	obs	σ_{b1}	σ_{b2}	σ_{bc}	obs	σ_{s1}	σ_{s2}	σ_s	obs
RDC , 1^{er}, 2^{ème}	$N_{\max} = -491,03$	$M_{\text{cor}} = 0,197$	0,0004	SEC	2,68	2,71	15	vérifiée	40,19	40,67	348	vérifiée
	$N_{\min} = -75,44$	$M_{\text{cor}} = 1,695$	0,022	SEC	0,26	0,57	15	vérifiée	4,16	8,26	348	vérifiée
	$N_{\text{cor}} = -405,46$	$M_{\max} = -6,136$	0,015	SEC	2,78	1,67	15	vérifiée	40,81	25,95	348	vérifiée
3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème}	$N_{\max} = -304,46$	$M_{\text{cor}} = 5,543$	0,018	SEC	1,69	3,88	15	vérifiée	27,64	55,81	348	vérifiée
	$N_{\min} = -146,67$	$M_{\text{cor}} = -2,66$	0,018	SEC	1,87	0,81	15	vérifiée	26,86	13,34	348	vérifiée
	$N_{\text{cor}} = -304,46$	$M_{\max} = 5,543$	0,018	SEC	1,69	3,88	15	vérifiée	27,64	55,81	348	vérifiée
6,7,8^{ème}	$N_{\max} = -144,93$	$M_{\text{cor}} = 4,132$	0,028	SEC	0,49	3,11	15	vérifiée	10,67	43,40	348	vérifiée
	$N_{\min} = -34,21$	$M_{\text{cor}} = -3,045$	0,089	SPC	1,60	0,00	15	vérifiée	20,68	-11,83	348	vérifiée
	$N_{\text{cor}} = -42,31$	$M_{\max} = 4,464$	0,105	SPC	0,00	2,37	15	vérifiée	-23,74	30,18	348	vérifiée

b) Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,455.d}{e_s - 0,185.d} . b.d$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Niveaux	N(KN)	M (KN.m)	e(m)	d(cm)	b(cm)	A_{\min} (cm ²)	A_s (cm ²)	obs
RDC , 1^{ème}, 2^{ème}	$N_{\max} = -491,03$	$M_{\text{cor}} = 0,197$	0,0004	42,5	45	5,860	16,08	vérifiée
	$N_{\min} = -75,44$	$M_{\text{cor}} = 1,695$	0,022	42,5	45	6,989	16,08	vérifiée
	$N_{\text{cor}} = -405,46$	$M_{\max} = -6,136$	0,015	42,5	45	6,474	16,08	vérifiée
3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème}	$N_{\max} = -304,46$	$M_{\text{cor}} = 5,543$	0,018	32,5	35	4,234	9,24	vérifiée
	$N_{\min} = -146,67$	$M_{\text{cor}} = -2,66$	0,018	32,5	35	4,234	9,24	vérifiée
	$N_{\text{cor}} = -304,46$	$M_{\max} = 5,543$	0,018	32,5	35	4,234	9,24	vérifiée
6,7 ,8 et 9^{ème}	$N_{\max} = -144,93$	$M_{\text{cor}} = 4,132$	0,028	27,5	30	4,229	6,79	vérifiée
	$N_{\min} = -34,21$	$M_{\text{cor}} = -3,045$	0,089	27,5	30	0,944	6,79	vérifiée
	$N_{\text{cor}} = -42,31$	$M_{\max} = 4,464$	0,105	27,5	30	0,370	6,79	vérifiée

VIII) Ferraillage des voiles :**Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. Donc, le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Après avoir fait le calcul du ferraillage pour tous les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferraillage pour un certain nombre de niveaux, pour cela nous ferraillons nos voiles par zones :

- **Zone I** → Niveaux RDC,
- **Zone II** → Niveaux 1 et 2.
- **Zone III** → Niveaux 3, 4 et 5.
- **Zone IV** → Niveaux 6, 7, et 8

♦ Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91} \begin{cases} 1,35 G + 1,5 Q \\ G + Q \end{cases}$$

$$\text{Selon le RPA 99révisé 2003} \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{cases}$$

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 :

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I} \end{cases}$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du trumeau.

V et V' : bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right) \text{ (art.7.7.4.RPA2003)}$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus des planchers du voile considéré.

L_c : la longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

L_t : longueur tendue

$$L_t = L - L_c$$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

❖ **Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

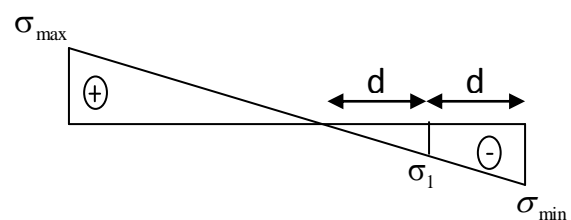
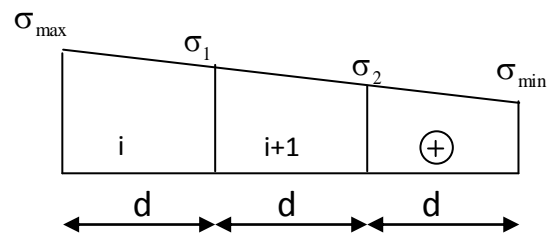
Avec :

e : épaisseur du voile.

❖ **Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

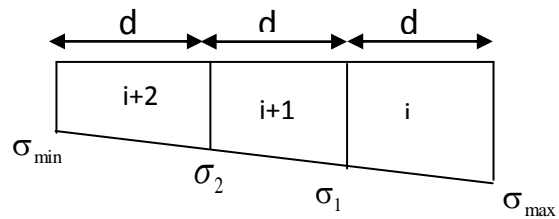
$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$



❖ Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

**VIII-1-1-1) Armatures verticales :**

• Section entièrement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i - B \times f_{c28}}{\sigma_s}$$

B : section du voile.

σ_s : Contrainte de l'acier à 0.2 ‰ = 348 MPa

• Section partiellement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier = 348 MPa

• Section entièrement tendue :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier à 2 ‰ = 348 MPa

VIII-1-1-2) Armatures minimales :

➤ Compression simple (Art.A.8.12BAEL91) :

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / ml$$

$$0,2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5 \%$$

Avec : B : section du béton comprimée.

➤ Traction simple :

$$A_{\min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e} \quad (\text{BAEL91})$$

Avec : $B = d \cdot e$

B : section du béton tendue.

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 (**Art.7.7.4.1 RPA 99/2003**).

- D'après le **BAEL 91** : $A_{\min} = \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$
- D'après le **RPA 99** : $A_{\min} = 0,2\% B$

Donc : $A_{\min} \geq \max\left(\frac{B \times f_{t28}}{f_e}, 0,2\% B\right)$.

VIII-1-1-3) Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ et disposées de manière à ce qu'elles servent de cadres aux armatures verticales.

- **D'après le BAEL :**

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

Avec :

A_H : section d'armatures horizontales

B : section du béton.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- **D'après le RPA 99 révisé 2003 (Art 7.7.4.3) :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné Comme suit :

$A_H \geq 0,15 \% \times B$ Globalement dans la section du voile.

$A_H \geq 0,10\% \times B$ En zone courante.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

VIII-1-1-4) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4, 3 du RPA99 révisé 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

VIII-1-1-5) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e}$$

$$\text{Avec : } T = 1,4 \times V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

- **Espacement :**

D'après l'Art 7.7.4,3 du RPA révisé 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1,5 \times e, \text{ et aussi } S_t \leq 30\text{cm}$$

$$S_t \leq \min \{30\text{cm}, 30\text{cm}\} \Rightarrow S_t \leq 30\text{cm}$$

Avec :

e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

- **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

- 40Ø pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Ø pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre maximal:**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

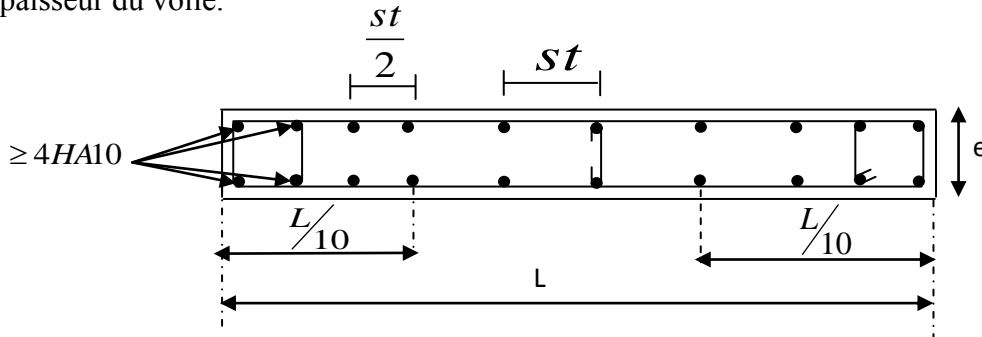


Fig.VIII-1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

- **Les potelets :**

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.

La section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit être au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent au moins à 4 HA10 (RPA 99).

Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

VIII-1-2) Vérification :

VIII-1-2-1) Vérification à L'ELS :

Pour cet état, on considère :

$$N_{\text{ser}} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué.

B: Section du béton.

A: Section d'armatures adoptée.

VIII-1-2-3) Vérification de la contrainte de cisaillement :

- D'après le RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d}$$

$$V = 1,4 \times V_{u, \text{calcul}}$$

Avec :

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

- D'après le BAEL 91 :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Avec :

τ_u : contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right) ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

VIII-1-3) Exemple de calcul : (zone I)

Soit à calculer le ferrailage du voile (V5, V7)

$$L = 3,50 \text{ m}, e = 20 \text{ cm}$$

$$I = 0,714 \text{ m}^4, \quad V = V' = L/2 = 1,75 \text{ m}$$

$$B = 0,70 \text{ m}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{\max} = 5268,45 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = -9224,26 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right\} \text{ La section est partiellement comprimée (SPC)}$$

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$$L_c = \frac{5268,45}{5268,45 + 9224,26} \times 3,5 = 1,27 \text{ m}$$

$$\Rightarrow L_t = L - L_c = 3,50 - 1,27 = 2,23 \text{ m}$$

$$\Rightarrow L_t = 2,23 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

Avec :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) = 0,84 \text{ m}$$

Soit un tronçon $d_1 = 0,70 \text{ m}$

$$d_2 = 1,53 \text{ m}$$

✓ **1^{er} tronçon : $d_1 = 0,70 \text{ m}$**

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d_1) \sigma_{\min}}{L_t} = \frac{(2,23 - 0,7)(-9224,26)}{2,23} = -6328,75 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \right) d \times e = -1088,71 \text{ KN}$$

➤ **Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = 31,28 \text{ cm}^2$$

✓ **2^{eme} tronçon : $d_2 = 1,53 \text{ m}$**

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = \frac{-6328,75 \times 1,53 \times 0,2}{2} = -968,29 \text{ KN}$$

➤ **Armatures verticales :**

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = 27,82 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{0.23d.e.f_{t28}}{f_e}; 0.005d.e \right\}$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{0.23 \times 1.53 \times 0.2 \times 2.1}{400}; 0.005 \times 1.53 \times 0.2 \right\} = 15.3 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} < A_{V2}$ donc on doit ferrailer avec $A_{V2} = 27.82 \text{ cm}^2$

➤ **Armature de coutures :**

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \text{ avec: } T = 1.4 \times V_u$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 548.21}{400 \times 10^{-1}} = 21.11 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 21.11 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = A_{V1/2} + A_{vj}/4 = 20.92 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{V2/2} + A_{vj}/4 = 19.19 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage adopté :

Soit : 12HA16 = 24.13 cm²/nappe avec : st= 18cm

➤ **Armatures horizontales :**

D'après le **BAEL 91** : $A_H = \frac{A_V}{4} = 6.03 \text{ cm}^2$

D'après le **RPA révisé 2003** : $A_H \geq 0.15\% \times B = 2.1 \text{ cm}^2$

Soit : 10HA12 = 11.31 cm²/nappe

➤ **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

❖ **Vérification des contraintes de cisaillement :**➤ **BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{548.21 \times 10}{20 \times 0.9 \times 378} = 0.80 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.80 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **RPA99 révisé 2003 :**

$$\tau_b = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 548,21 \times 10}{20 \times 0,9 \times 378} = 1,13 \text{ MPa}$$

avec : $T_u = 1,4 \times V_u$

$$\tau_b = 1,12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

Il faut vérifier que : $\sigma_b \leq \sigma_{b0,6} = 0,6 \times f_{c28}$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A_s} = \frac{2360,5 \times 10}{20 \times 350 + 15 \times 48,26} = 3,06 \text{ MPa} \leq 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3,06 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VIII-1-4) Les tableaux de ferrailage des voiles :

- **Voiles transversales: (V1 - V2 - V3 - V4) :**

Section (zone)			I	II	III	IV
Caractéristiques géométriques	L (m)		3,80	3,80	3,80	3,80
	B (m ²)		0,76	0,76	0,76	0,76
	I (m ⁴)		0,914	0,914	0,914	0,914
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,2
	V=V'=L/2		1,9	1,9	1,9	1,9
	N(KN)		-4189,5	-3476,92	-2425,93	-1041,74
	σ_{\max} (KN/m ²)		4053,76	3111,03	2541,22	2714,36
	σ_{\min} (KN/m ²)		-7759,17	-6086,7	-4474,75	-3854,23
	Observations		SPC	SPC	SPC	SPC
	lc(m)		1,3	1,28	1,37	1,57
	l _t (m)		2,5	2,52	2,43	2,23
	d ₁ (m)		0,70	0,70	0,70	0,70
	d ₂ (m)		1,80	1,82	1,73	1,53
	σ_1 (KN/m ²)		-5586,60	-4395,95	-3185,72	-2644,38
	Vu(KN)		541,18	515,85	430,31	291,68
Ferrailage	N(KN)	N ₁ (KN)	-934,,20	-733,78	-536,23	454,90
		N ₂ (KN)	1005,58	791,271	- 551,13	404,59
		Ns(KN)	-2175,18	-1951,08	-1483,11	751,69
	A _v (cm ²)	A _{v1} (cm ²)	26,84	21,08	15,41	13,072
		A _{v2} (cm ²)	28,89	22,73	15,83	11,63
		A _{vj} (cm ²)	20,83	19,86	16,56	11,23
		A ₁ =A _{v1} /2+ A _{vj} /4	18,63	15,51	9,8	9,34
		A ₂ = A _{v2} /2+ A _{vj} /4	19,65	16,33	12,05	8,62
	A _{1min} (cm ²)		7	7	7	7
	A _{2min} (cm ²)		18	18,20	17,3	15,3
	A adoptée(cm ²)		24,13	20,11	18,47	15,39
	Choix des barre/nappe		12HA16	10HA16	12HA14	10HA14
	St (cm)		15	18	15	15
	A _H (cm ²)		6,03	5,02	4,61	3,84
	A adoptée (cm ²)		6,28	6,28	6,28	6,28
	Choix des barre/nappe		8HA10	8HA10	8HA10	8HA10
	At(cm ²)		4épingles $\phi 8 / ml$	4épingles $\phi 8 / ml$	4épingles $\phi 8 / ml$	4épingles $\phi 8 / ml$
Vérification des contraintes	cisaillement	τ_b (MPa)	1,12	1,48	1,23	0,83
		τ_u (MPa)	0,80	1,05	0,88	0,59
	ELS	σ_{bc} (MPa)	2,61	2,62	1,81	0,93

- Voiles longitudinales: (V6 – V8) :

Section (zone)			I	II	III	IV
Caractéristiques géométriques	L (m)		2,50	2,50	2,50	2,50
	B (m ²)		0,50	0,50	0,50	0,50
	I (m ⁴)		0,26	0,26	0,26	0,26
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20
	V=V'=L/2		1,25	1,25	1,25	1,25
	N(KN)		-2897,19	-2397,46	-1592,21	-674,29
	σ_{\max} (KN/m ²)		5232,18	3969	3214,96	2201,54
	σ_{\min} (KN/m ²)		-9119,97	-6798,55	-4781,31	-4278,76
	Observations		SPC	SPC	SPC	SPC
	lc(m)		0,91	0,92	1,00	0,85
	l _t (m)		1,59	1,58	1,50	1,65
	d ₁ (m)		0,60	0,61	0,66	0,56
	d ₂ (m)		0,99	0,97	0,84	1,09
	σ_1 (KN/m ²)		-5678,47	-4173,79	-3807,18	-2825,57
	Vu(KN)		-257,75	226,72	219,72	156,03
Ferrailage	N(KN)	N ₁ (KN)	-887,90	-669,31	-566,84	-397,84
		N ₂ (KN)	-562,16	-404,85	-319,80	-307,98
		N _s (KN)	-1517,28	-1350,02	-1007,78	-491,47
	A _v (cm ²)	A _{v1} (cm ²)	25,51	19,23	16,28	11,43
		A _{v2} (cm ²)	16,15	11,63	9,18	8,85
		A _{vj} (cm ²)	9,92	8,72	8,46	6,01
		A ₁ =A _{v1/2} + A _{vj} /4	15,23	11,79	10,25	7,22
		A ₂ = A _{v2/2} + A _{vj} /4	10,55	8,00	6,70	5,93
	A _{1min} (cm ²)		6	6,1	6,6	5,6
	A _{2min} (cm ²)		9,9	9,7	8,4	10,9
	A _{2adoptée} (cm ²)		16,08	12,32	12,32	11,31
	Choix des barre/nappe		8HA16	8HA14	8HA14	10HA12
	St(cm)		13	13	11	11
	A _H (cm ²)		4,02	3,08	3,08	2,82
	A adoptée (cm ²)		9,05	6,28	6,28	6,28
	Choix des barre/nappe		8HA12	8HA10	8HA10	8HA10
	At(cm ²)		4épingles $\phi 8 / ml$	4épingles $\phi 8 / ml$	4épingles $\phi 8 / ml$	4épingles $\phi 8 / ml$
Vérification des contraintes	Cisaillement	τ_b (MPa)	0,53	0,63	0,63	0,43
		τ_u (MPa)	0,38	0,45	0,45	0,31
	ELS	σ_{bc} (MPa)	3,01	2,51	1,94	0,95

- Voiles longitudinales : (VL5 – VL7) :

Section (zone)			I	II	III	IV
Caractéristiques géométriques	L (m)		3,50	3,50	3,50	3,50
	B (m ²)		0,70	0,70	0,70	0,70
	I (m ⁴)		0,715	0,715	0,715	0,715
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20
	V=V'=L/2		1,75	1,75	1,75	1,75
	N(KN)		-4189,5	-3476,92	-2359,9	-1018,11
	σ _{max} (KN/m ²)		5268,45	4055,52	3023,24	3777,32
	σ _{min} (KN/m ²)		-9224,26	-7193,68	-5052,51	-5232,28
	Observations		SPC	SPC	SPC	SPC
	Lc(m)		1,27	1,26	1,31	1,47
	L _t (m)		2,23	2,24	2,19	2,03
	D1(m)		0,70	0,70	0,70	0,70
	D2(m)		1,53	1,54	1,49	1,33
	σ ₁ (KN/m ²)		-6328,75	-4945,66	-3437,55	-3428,05
	Vu(KN)		-548,21	-533,88	-445,38	-284,74
Ferrailage	N(KN)	N ₁ (KN)	-1088,71	-849,75	-594,30	-606,22
		N ₂ (KN)	-968,29	-761.63	-512,19	-455,93
		N _s (KN)	-2360,5	-2065,79	-1527,58	-742,43
	A _v (cm ²)	A _{v1} (cm ²)	31,28	24,42	17,08	17,42
		A _{v2} (cm ²)	27,82	21,88	14,72	13,10
		A _{vj} (cm ²)	21,11	20,55	17,15	10,96
		A ₁ =A _{v1} /2+A _{vj} /4	20,92	17,35	12,83	11,45
		A ₂ =A _{v2} /2+A _{vj} /4	19,19	16,08	11,65	9,29
		A1 _{min} (cm ²)	7	7	7	7
	A2min(cm2)		15,3	15,4	14,9	13,3
	A ₁ adoptée (cm ²)		24,13	18,47	15,39	13,57
	Choix des barre/nappe		12HA16	12HA14	10HA14	12HA12
	St(cm)		13	13	15	11
	A _H (cm ²)		6,03	4,62	3,85	3,39
	A adoptée (cm ²)		11,31	5,62	3,93	3,93
Choix des barre/nappe		10HA12	5HA12	5HA10	5HA10	
At(cm ²)		4épingles ϕ8/ ml	4épingles ϕ8/ ml	4épingles ϕ8/ ml	4épingles ϕ8/ ml	
Vérification des contraintes	Cisaillement	τ _b (MPa)	1,13	1,50	1,26	0,80
		τ _u (MPa)	0,81	1,07	0,89	0,57
	ELS	σ _{bc} (MPa)	3,06	2,67	1,98	0,96

IX) Etude des fondations :**IX-1) Introduction :**

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieure, en :

❖ Fondations superficielles :

Utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface ; Les types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

❖ Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits (semelle sur puits).

IX-2) Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

IX-3) 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.

Le type de fondation est choisit essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- Le tassement du sol
- Le mode constructif de la structure

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- facilité d'exécution (coffrage).
- La capacité portante du sol.
- L'importance de la superstructure.

- L'économie.

Pour le cas de notre structure, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes et un radier général. En fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

IX-4) Dimensionnement :

IX-4-1) Semelle isolé :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous sol 3.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

- Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

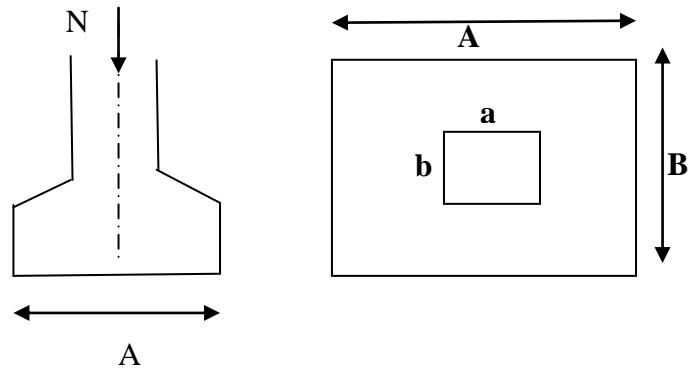


Fig.IX-1 : Dimension d'une fondation

Exemple :

$$N_{ser} = 1020,55 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad \Rightarrow \quad B = 2,26 \text{ m}$$

Remarque :

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

IX-4-2) Semelles filantes :

IX-4-2-1) Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G + Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

Avec : B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

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 :

Tableau : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

Voiles	G+Q	L (m)	B (m)	S=B.L (m²)
VL5	-2177	3,50	0,	10,88
VL6	-1490,46		0,	7,45
VL7	-2360,5	3,50	0,	11,80
VL8	-1517,28		0,	7,58
				37,71

Tableau : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal).

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m²)
VL1	-1788,59	3,80	0,	8,94
VL2	-2122,56	3,80	0,	10,61
VL3	-2167,49	3,80	0,	10,83
VL4	-2175,18	3,80	0,	10,87
				41,25

$$S_v = \sum S_i = 78,96 \text{ m}^2$$

Avec :

S_v : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

IX-4-2) Semelles filantes sous poteaux :

❖ Etape de calcul :

a) Déterminer de la coordonnée de la résultante des forces :
$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i}$$

b) Déterminer la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$e > \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Repartition triangulaire}$$

$$e < \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Repartition trapezoidale}$$

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

Application :

Résultantes des charges :

Donc on fera le calcul sur le portique transversal. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

POT	Ni (KN)	Ni Total (KN)	Mi (KN.m)	M Total (KN.m)	e _i (m)	Ni × e _i (KN.m)	Ni × e _i Total (KN.m)
C ₁	387,66	4677,43	5,03	29,66	8,35	3236,96	721,29
C ₂	1020,55		6,103		4,85	4949,66	
C ₃	978,31		4,413		1,5	1467,46	
C ₄	972,57		4,367		-1,5	-1458,85	
C ₅	1009,77		5,708		-4,85	-4897,38	
C ₆	308,57		4,037		-8,35	-2576,56	

La charge totale transmise par les poteaux : **N_t = 4677,43 KN.**

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = 0,16 \text{ m}$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = 0,16 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{17}{6} = 2,83 \text{ m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{4677,43}{17} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,16}{17}\right) = 259,60 \text{ KN/m}$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{4677,43}{17} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,16}{17}\right) = 290,68 \text{ KN/m}$$

$$q_{(3/4)} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{4677,43}{17} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,16}{17}\right) = 282,91 \text{ KN/m}$$

Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{282,91}{200} = 1,41 \text{ m}$$

On prend **B = 1,50 m.**

On aura donc : $S_1 = 1,50 \times 17 = 25,5 \text{ m}^2$

$$S_2 = 1,5 \times 3,30 = 4,95 \text{ m}^2$$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t = S_1 \times n + S_2 + S_v$

$$S_t = 25,5 \times 5 + 4,95 + 78,96 = 211,41 \text{ m}^2$$

Avec :

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

Donc :

$$\frac{St(sem)}{S(bat)} = \frac{211,41}{229,29} \times 100 = 92,20\% > 50\%$$

Avec :

$$S_b = 17 \times 12,75 + 3,80 \times 3,30 = 229,29 \text{ m}^2$$

Remarque :

Vu que les semelles occupent plus de **50%** de la surface du sol d'assise, on adopte pour un radier général comme fondation à ce bâtiment.

On opte pour un radier général.

IX-5) Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

- Rigide dans son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol.
- Facilité de coffrage et le ferrailage.
- Rapidité d'exécution.

IX-5-1) Pré dimensionnement du radier :

a) la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$).

b) les conditions forfaitaires :

- **Dalle :** la dalle de radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{380}{20} = 19 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit } h_d = 30 \text{ cm}$$

- **Poutre ou nervure :**

La nervure de radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{380}{10} = 38 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit } h_n = 90 \text{ cm}$$

c) Condition de vérification de la longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Largeur du radier présentant une bande de 1m;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40$ MPa pour un sol moyen ;

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déformée $E = 10818,86$ MPa.

L_{max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 3,80}{\pi}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,72 \text{ m}$$

On prend $h = 120$ cm

Conclusion :

D'après Les calculs précédentes on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 90$ cm (la hauteur de la nervure).

$h_d = 30$ cm (la hauteur de la dalle).

$b = 50$ cm (la largeur de la nervure).

➤ **Calcul des charges nécessaires au radier :**

Avec : $G_t = 25081,501$ KN

$Q_t = 4271,188$ KN

➤ **Combinaison d'actions :**

A l'ELU : $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 40266,81$ KN

A l'ELS : $N_s = G + Q = 29352,69$ KN

➤ **Détermination de la surface du radier :**

$$\text{A l'ELU} \quad S_{radier} \geq \frac{N_u}{2\sigma_{SOL}} = \frac{40266,81}{1,33 \times 200} = 151,37 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS} \quad S_{radier} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{29352,69}{200} = 146,76 \text{ m}^2$$

D'où :

$$S_{bat} = 229,29 \text{ m}^2 > S_{rad} = 151,37 \text{ m}^2$$

Remarque :

Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc Les règles du BAEL 91, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{120}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 60 \text{ cm}$$

On prend: $L_{deb} = 70$ cm

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb}$$

$$S_{rad} = 229,29 + 0,70 \times [18,4 + (12,75) \times 2 + 15,1 + (3,8) \times 2 + 3,30] = 278,22 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{rad} = 278,22 \text{ m}^2$

➤ **Détermination des efforts à la base du radier :**❖ **charge permanente :**

Poids de bâtiment : $G_{\text{bat}} = 25081,501 \text{ KN}$

Poids de la dalle : $P_1 = 278,22 \times 0,30 \times 25 = 2086,65 \text{ KN}$

Poids de la nervure : $P_2 = (0,5 \times 0,9 \times 25 \times 17 \times 5) + (0,5 \times 0,9 \times 25 \times 3,3 \times 1) = 993,375 \text{ KN}$.

Poids du remblai en TVO : $P_3 = 278,22 \times 0,9 \times 17 = 4256,766 \text{ KN}$.

Poids de la dalle flottante : $P_4 = 278,22 \times 0,1 \times 25 = 695,55 \text{ KN}$.

$$G_{\text{total}} = 33113,842 \text{ KN}$$

❖ **Charges d'exploitation :**

Surcharge du bâtiment : $Q_{\text{bat}} = 4271,188 \text{ KN}$

Surcharge du radier $Q_{\text{rad}} = 3,5 \times 278,22 = 973,77 \text{ KN}$

$$Q_{\text{tot}} = 5244,958 \text{ KN}$$

➤ **Combinaison d'actions :**

A l'ELU : $N_u = 1,35 \cdot G_T + 1,5 \cdot Q_T = 52571,124 \text{ KN}$

A l'ELS : $N_s = G_T + Q_T = 38358,8 \text{ KN}$

IX-5-2) Vérification :**IX-5-2-1) Vérification à la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{52571,124 \times 1}{278,22} \times \frac{3,80}{2} = 359,01 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{359,01}{1 \times 0,27} = 1329,67 \text{ KN/m}^2 = 1,33 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IX-5-2-2) Vérification de la stabilité du radier :➤ **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 8,5 \text{ m}; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 6,83 \text{ m}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

➤ **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{b \cdot h^3}{12} = 2951,37 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{h \cdot b^3}{12} = 6089,96 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_j + T_j \cdot h$$

Avec :

M_j : Moment sismique à la base du bâtiment.

T_j : 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 :

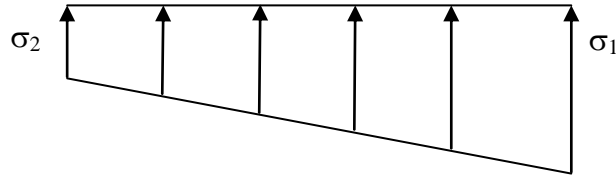


Fig.IX-2 : Diagramme des contraintes (RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{SOL}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

Avec :
$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

❖ **Sens longitudinal :**

A l'ELU:

$$M_X = 32323,918 + 1666,82 \times 1,2 = 34324,102 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 52571,124 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{52571,124}{278,22} + \frac{34324,102}{6089,96} \times 8,5 = 236,86 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{52571,124}{278,22} - \frac{34324,102}{6089,96} \times 8,5 = 141,05 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 236,86 + 141,05}{4} = 212,91 \text{ KN/m}^2 ; 1,33\sigma_{SOL} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < 2 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS :

$$M_x = 34324,102 \text{ KN.m}$$

$$N_s = 38358,8 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{38358,8}{278,22} + \frac{34324,102}{6089,96} \times 8,5 = 185,78 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{38358,8}{278,22} - \frac{34324,102}{6089,96} \times 8,5 = 89,96 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 185,78 + 89,96}{4} = 161,83 \text{ MPa} ; \sigma_{SOL} = 200 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Sens transversal :**

A l'ELU:

$$M_y = 37780,59 + 1931,01 \times 1,2 = 40097,802 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 52571,124 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{52571,124}{278,22} + \frac{40097,802}{2951,37} \times 6,83 = 281,75 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{52571,124}{278,22} - \frac{40097,802}{2951,37} \times 6,83 = 96,16 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 281,75 + 96,16}{4} = 235,35 \text{ KN/m}^2 ; 1,33 \cdot \sigma_{SOL} = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1,33 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS :

$$M_y = 40097,802 \text{ KN.m}$$

$$N_s = 38358,8 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{38358,8}{278,22} + \frac{40097,802}{2951,37} \times 6,83 = 230,67 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{38358,8}{278,22} - \frac{40097,802}{2951,37} \times 6,83 = 45,08 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 230,67 + 45,08}{4} = 184,27 \text{ KN/m}^2 ; \sigma_{SOL} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

IX-5-2-3) Vérification au poinçonnement : (Art.A.5.2.42/BAEL91)

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

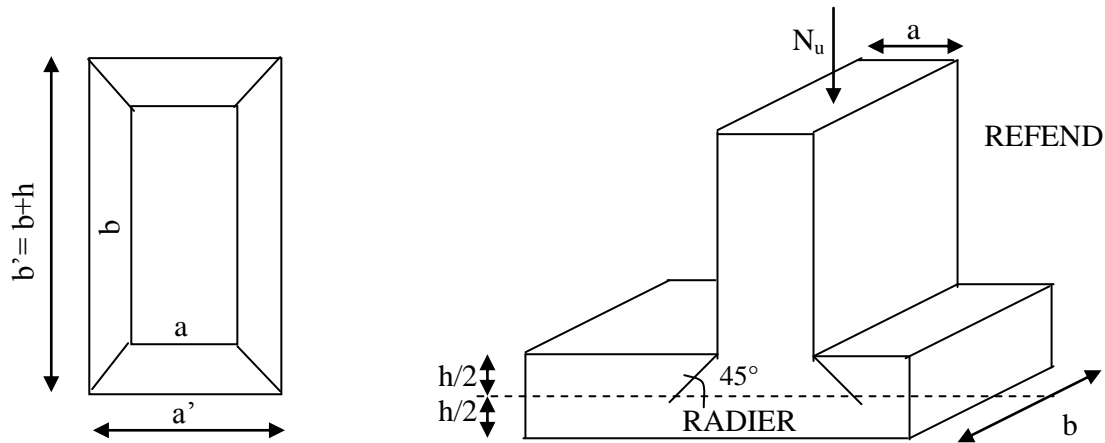


Fig.IX-3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

Calcul du périmètre utile μ_c :

Poteaux :

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,40 + 0,40 + 2 \times 1,2) = 6,4 \text{ m}$$

$$N_u = 1405,21 \text{ KN.}$$

$$N_u < \frac{0,045 \times 6,4 \times 1,2 \times 25000}{1,5} = 5760 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

Voile :

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,2 + 1 + 2 \times 1,2) = 7,2 \text{ m}$$

$$N_u = 164,76 \text{ KN}$$

$$N_u < \frac{0,045 \times 1,2 \times 7,2 \times 25000}{1,5} = 6480 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

IX-5-2-4) Vérification de l'effort de sous pression :

$$P = 1,5 \times 278,22 \times 1,2 \times 10 = 5007,96 \text{ KN}$$

$$P_t = 33113,842 \text{ KN} > 5007,96 \text{ KN}$$

⇒ Pas de risque de soulèvement de la structure

IX-6) Ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage du radier qui est constitué des panneaux de dalles continues, on utilise les méthodes exposées dans le **BEAL91**, pour les dalles continues constituées de panneaux rectangulaires considérées comme encastres sur leurs bords, le calcul s'effectue par la méthode suivante

IX-6-1) Panneaux encastres sur 4 appuis :

On distingue deux cas

✦ **1^{er} Cas :**

Si $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0$$

✦ **2^{ème} Cas :**

Si $0,4 \leq \rho \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} \quad (L_x < L_y)$$

Remarque : Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en œuvre, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en faisant les calculs sur le panneau le plus sollicité.

IX-6-2) Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,50}{3,80} = 0,92$$

$$\text{A L'ELU} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0438 \\ \mu_y = 0,819 \end{cases} ; \text{A L'ELS} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0510 \\ \mu_y = 0,875 \end{cases}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_M^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

A l'ELU :

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (235,35 - \frac{8032,341}{278,22}) \times 1 = 206,48 \text{ KN/m}$$

A l'ELS :

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (184,27 - \frac{8032,341}{278,22}) \times 1 = 155,39 \text{ KN/m}$$

IX-6-3) Calcul à l'ELU :

❖ **Evaluation des moments M_x, M_y :**

On obtient $M_x = 0,0438 \times 206,48 \times (3,5)^2 = 110,79 \text{ KN.m}$
 $M_y = 0,819 \times 110,79 = 90,74 \text{ KN.m}$

Remarque : Afin de tenir compte des semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en les multipliant par des coefficients minorateurs (-0,5) aux appuis et (0,85) en travée.

❖ **Ferraillage dans le sens x-x :**

Moments aux appuis

$$M_{ua} = (-0,5) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (-0,5) \times 110,79$$

$$M_{ua} = -55,39 \text{ KN.m}$$

Moments en travée

$$M_{ut} = (0,85) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ut} = (0,85) \times 110,79$$

$$M_{ut} = 94,17 \text{ KN.m}$$

➤ **Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{55,39 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14,2} = 0,054 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0,054 \rightarrow \beta = 0,972$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{55,39 \times 10^3}{0,972 \times 27 \times 348} = 6,06 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 6,06 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit: 6HA14 / ml = 9,24 cm² / ml avec $S_t = 16 \text{ cm}$

➤ **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{94,17 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14,2} = 0,090 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0,090 \rightarrow \beta = 0,953$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{94,17 \times 10^3}{0,953 \times 27 \times 348} = 10,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ut} = 10,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit: } 6\text{HA}16 / \text{ml} = 12,06 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{avec } S_t = 16 \text{ cm}$$

❖ **Ferraillage dans le sens y-y :**

Moments aux appuis

$$M_{ua} = (-0,5) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (-0,5) \times 90,74$$

$$M_{ua} = -45,87 \text{ KN.m}$$

Moments en travée

$$M_{ut} = (0,85) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ut} = (0,85) \times 90,74$$

$$M_{ut} = 77,129 \text{ KN.m}$$

➤ **Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{45,87 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14,2} = 0,044 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0,044 \rightarrow \beta = 0,978$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{45,87 \times 10^3}{0,978 \times 27 \times 348} = 4,99 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 4,99 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit: } 6\text{HA}14 / \text{ml} = 9,24 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{avec } S_t = 16 \text{ cm}$$

➤ **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{77,129 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14,2} = 0,074 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0,074 \rightarrow \beta = 0,962$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{77,129 \times 10^3}{0,962 \times 27 \times 348} = 8,53 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ut} = 8,53 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit: } 6\text{HA}16 / \text{ml} = 12,06 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{avec } S_t = 16 \text{ cm}$$

IX-6-4)Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3-\rho}{2} \quad \text{Avec : } \rho_0 = 0,0008 \text{ pour HA FeE400}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3-0,92}{2} = 2,50 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Aux appuis : } \begin{cases} A_{ua}^x = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,50 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ A_{ua}^y = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,50 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

En travée :

$$\begin{cases} A_{ut}^x = 12,06 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,50 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ A_{ut}^y = 12,06 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,50 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

IX-6-5) Calcul à l'ELS :

❖ Evaluation des moments M_x , M_y :

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 \quad \text{et} \quad M_y = \mu_y \cdot M_x$$

On obtient

$$M_x = 0,051 \times 155,39 \times (3,50)^2 = 97,08 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,875 \times 97,08 = 84,95 \text{ KN.m}$$

• Sens xx :

Moments aux appuis

$$M_{sa} = (-0,5) \cdot M_{s\max}$$

$$M_{sa} = (-0,5) \times 97,08$$

$$M_{sa} = -48,54 \text{ KN.m}$$

Moments en travée

$$M_{st} = (0,85) \cdot M_{s\max}$$

$$M_{st} = (0,85) \times 97,08$$

$$M_{st} = 82,52 \text{ KN.m}$$

• Sens yy :

Moments aux appuis

$$M_{sa} = (-0,5) \cdot M_{s\max}$$

$$M_{sa} = (-0,5) \times 84,95$$

$$M_{sa} = -42,48 \text{ KN.m}$$

Moments en travée

$$M_{st} = (0,85) \cdot M_{s\max}$$

$$M_{st} = (0,85) \times 84,95$$

$$M_{st} = 72,21 \text{ KN.m}$$

❖ Vérification des contraintes dans le béton :

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

✦ Sens x-x :

➤ Aux appuis :

$$\gamma = \frac{55,39}{48,54} = 1,14$$

$$\text{et } \mu = 0,052 \rightarrow \alpha = 0,0667$$

$$\alpha = 0,0667 < \frac{1,14 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,32$$

➤ En travée :

$$\gamma = \frac{94,17}{82,52} = 1,14$$

$$\text{et } \mu = 0,088 \rightarrow \alpha = 0,1154$$

$$\alpha = 0,1154 < \frac{1,14 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,32$$

★ Sens y-y :

➤ Aux appuis :

$$\gamma = \frac{45,87}{42,48} = 1,08 \quad \text{et} \quad \mu = 0,043 \rightarrow \alpha = 0,0549$$

$$\alpha = 0,0549 < \frac{1,08-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,29$$

➤ En travée :

$$\gamma = \frac{77,129}{72,21} = 1,07 \quad \text{Et} \quad \mu = 0,0072 \rightarrow \alpha = 0,0935$$

$$\alpha = 0,0935 < \frac{1,07-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,285$$

Conclusion :

La condition est vérifiée donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du Béton à l'ELS.

❖ **Vérification de l'espacement des barres :**

Lorsque la fissuration est préjudiciable, l'écartement max des armatures d'une nappe est donnée par (A.8.2, 42/BAEL91 modifiées 99).

$$S_t \leq \min\{2h ; 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$V_u = \frac{q_u L_y}{2} = \frac{206,48 \times 3,8}{2} = 392,31 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{392,31 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1,45 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,45 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IX-7) Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur.

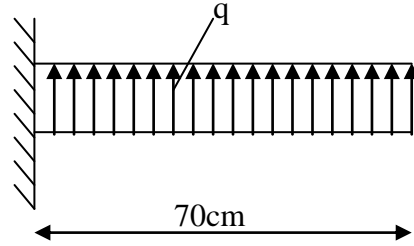


Fig.IX-4 : Schéma statique du débord

IX-7-1) Sollicitation de calcul :

A l'ELU :

$$q_u = 206,48 \text{ KN/m}^2$$

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{2} = \frac{206,48 \times (0,70)^2}{2} = 50,59 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$q_s = 155,39 \text{ KN/m}^2$$

$$M_s = \frac{q_s \cdot l^2}{2} = \frac{155,39 \times (0,70)^2}{2} = 38,07 \text{ KN.m}$$

IX-7-2) Calcul des armatures :

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 27 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{50,59 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14,2} = 0,048 < \mu_e = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,048 \rightarrow \beta_u = 0,975$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{50,59 \times 10^3}{0,975 \times 27 \times 348} = 5,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_u = 5,52 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{soit } 4\text{HA}14 = 6,16 \text{ cm}^2$$

IX-7-3) Vérification à l'ELU :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 3,26 \text{ cm}^2 < A_u = 6,16 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On prend } 4\text{HA}14 = 6,16 \text{ cm}^2 / \text{ml.} \quad \text{avec: } S_t = 25 \text{ cm.}$$

Conclusion :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord

$A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}} \Rightarrow$ le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier.

IX-7-4) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6,16}{4} = 1,54 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On prend } 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } S_t = 25 \text{ cm.}$$

IX-7-5) Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{50,59}{38,07} = 1,33$$

$$\alpha = 0,048 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,415 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

\Rightarrow Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS

IX-8) Ferrailage des nervures :**❖ Détermination des efforts :**

Pour la détermination des efforts, on utilisera logiciel ETABS.

Remarques :

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.

$$\left\{ \begin{array}{l} L_t = 0,945 \\ L_m = 1,26 \end{array} \right.$$

➤ Calcul des moments dans le sens longitudinal :(X-X)

Les nervures sont sollicitées par les charges uniformément réparties par mètre linéaire comme suit :

$$b = 50 \text{ cm} ; \quad h = 90 \text{ cm} ; \quad d = 87,5 \text{ cm}$$

$$q_u = 206,48 \times 0,945 = 195,12 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 155,39 \times 0,945 = 146,84 \text{ KN/ml}$$

Pour le calcul des efforts internes, on utilisera le logiciel « ETABS », les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

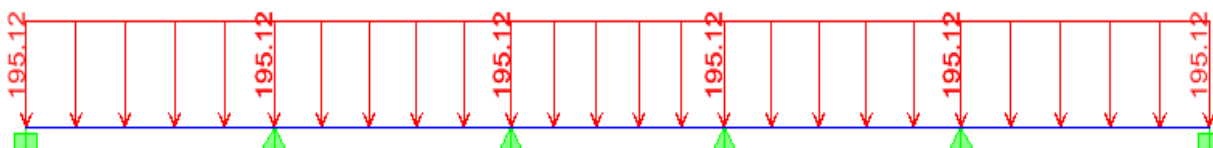
➤ Les résultats obtenus :**Moments aux appuis :**

Combinaison	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆
ELU	-212,38	-206,81	-168,84	-168,84	-206,81	-212,38
ELS	-162,69	-158,42	-129,34	-129,34	-158,42	-162,69

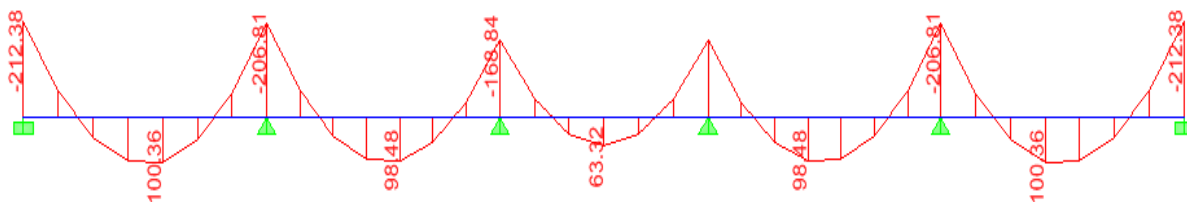
Moments en travée :

Combinaison	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅
ELU	100,36	98,48	63,32	98,48	100,36
ELS	76,88	75,44	48,51	75,44	46,88

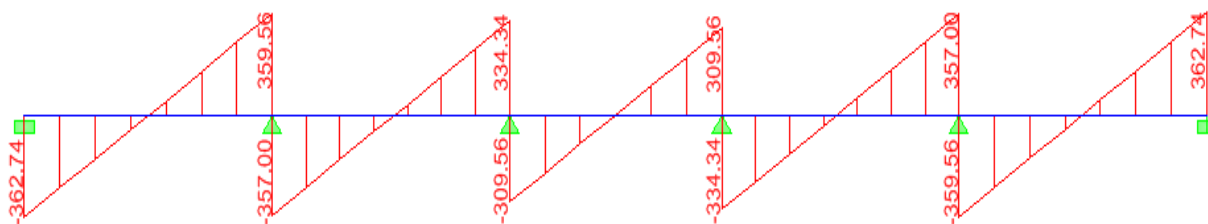
A L'ELU:

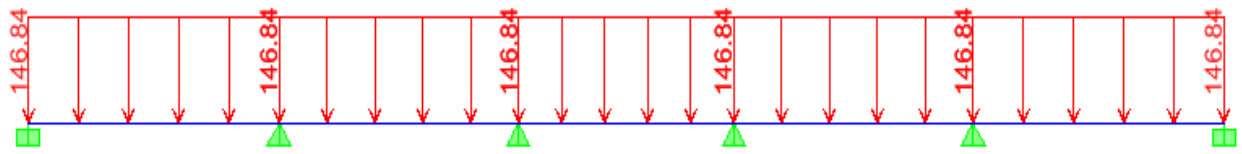
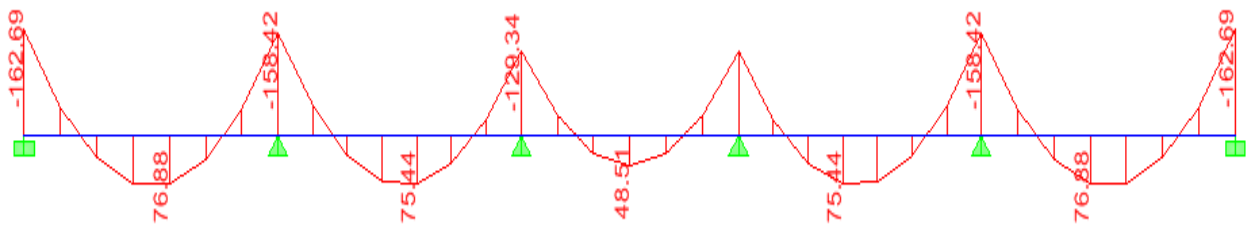
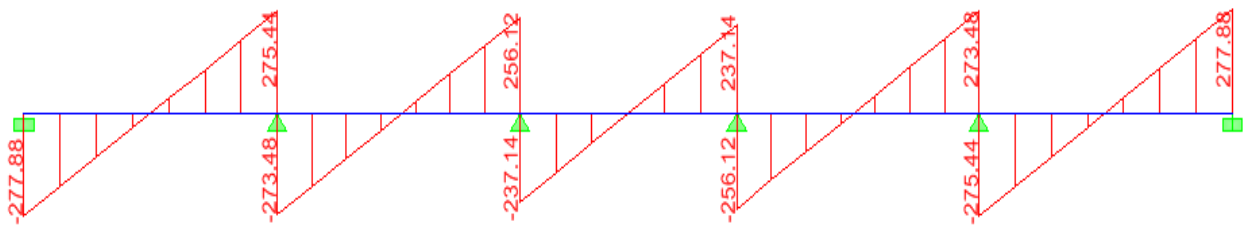


✦ Diagramme de moment fléchissant à l'ELU



✦ Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU



A L'ELS :✦ **Diagramme de moment fléchissant à l'ELS**✦ **Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS**➤ **Calcul des moments dans le sens transversal :(Y-Y)**

$$q_u = 206,48 \times 1,26 = 260,16 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 155,39 \times 1,26 = 195,79 \text{ KN/ml}$$

➤ **Les résultats obtenus :**

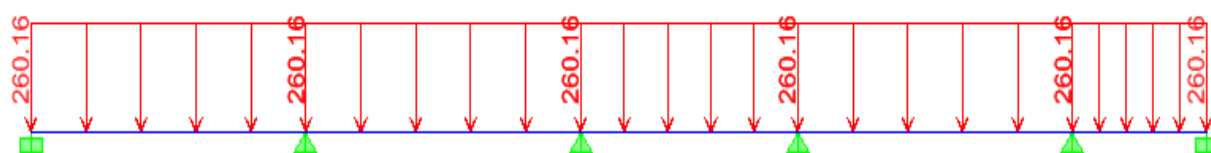
Moments aux appuis :

Combinaison	M _A	M _B	M _C	M _D	M _E	M _F
ELU	-344,53	-344,53	-279,55	-279,55	-256,88	0
ELS	-262,81	-262,81	-213,25	-213,25	195,96	0

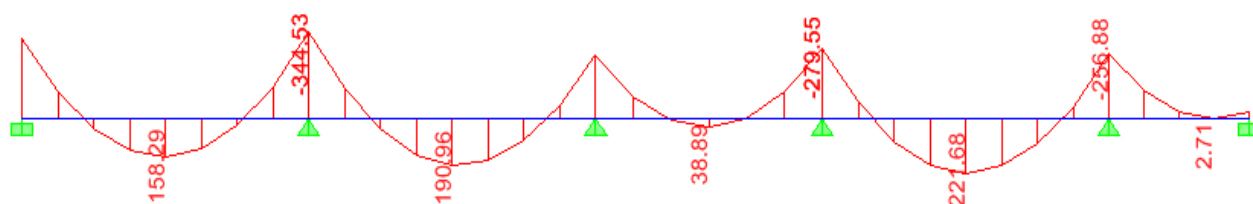
Moments en travée :

Combinaison	M_{A-B}	M_{B-C}	M_{C-D}	M_{D-E}	M_{E-F}
ELU	158,29	190,96	38,89	221,68	2,71
ELS	120,75	145,67	29,66	169,10	2,07

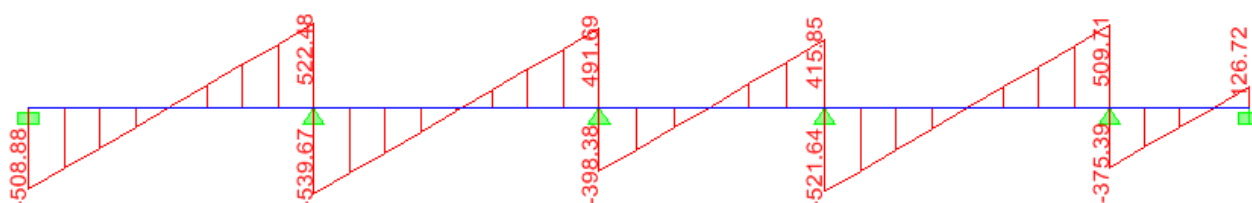
A L'ELU :



✦ Diagramme de moment fléchissant à l'ELU



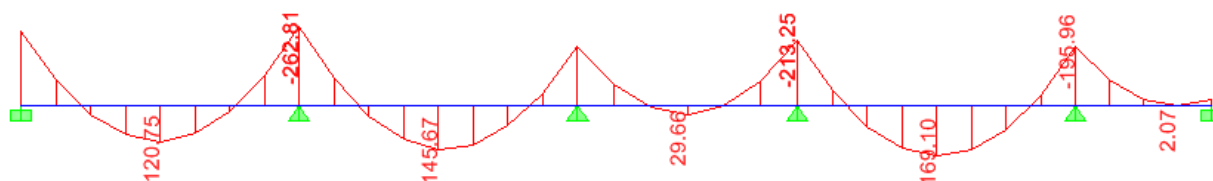
✦ Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU



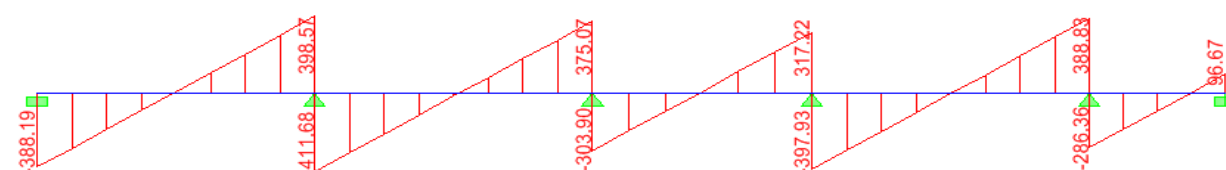
A L'ELS :



✦ Diagramme de moment fléchissant à l'ELS



✦ Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS



➤ Sens longitudinal :(X-X)

Le ferrailage se fera avec les moments Max, aux appuis et en travée.

$$M_t^{\max} = 100,36 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 212,38 \text{ KN.m}$$

$$b = 50 \text{ cm} ; \quad d = 87,5 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Zone	M_u (KN. m)	μ	μ_e	Obs	β	A (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Appuis	212,38	0,039	0,392	SSA	0,9805	7,11	6HA16 = 12,06
Travée	100,36	0,018	0,392	SSA	0,991	3,33	6HA14 = 9,24

➤ Sens transversal :(Y-Y)

Le ferrailage se fera avec les moments Max, aux appuis et en travée.

$$M_t^{\max} = 221,68 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 344,53 \text{ KN.m}$$

$$b = 50 \text{ cm} ; \quad d = 87,5 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Zone	M_u (KN. m)	μ	μ_e	Obs	β	A (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Appuis	344,53	0,063	0,392	SSA	0,9675	11,69	6HA16 = 12,06
Travée	221,68	0,041	0,392	SSA	0,9795	7,43	6HA14 = 9,24

IX-9) Vérification à l'ELU :**Sens (X-X)****❖ Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 50 \times 87,5 \times 2,1}{400} = 5,28 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} \text{ Soit } \phi = 8 \text{ mm}$$

On prend un cadres et un étrier de $\phi = 8 \text{ mm}$ **❖ Espacement des armatures :****• Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\} = \min \{ 22,5 ; 16,8 \} = 16,8 \text{ cm}$$

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

• Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{4} = 22,5 \text{ cm} \quad \text{soit } S_t = 22 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } A_t = 2,43 \text{ cm}^2 \longrightarrow 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2 \text{ (2 cadres).}$$

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } T_{u \max} = 362,74 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{362,74 \times 10^3}{500 \times 875} = 0,83 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification à l'ELS :**✦ Aux appuis**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{212,38}{162,69} = 1,31$$

$$\alpha = 0,04975 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,405 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✦ En travées

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{100,36}{76,88} = 1,31$$

$$\alpha = 0,0227 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,405 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La condition $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ est vérifiée donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes dans le béton à l'ELS.

Sens(Y-Y)

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 50 \times 87,5 \times 2,1}{400} = 5,28 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Armatures transversales :

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} \text{ Soit } \phi = 8 \text{ mm}$$

On prend un cadres et un étrier de $\phi = 8 \text{ mm}$

❖ Espacement des armatures :

• Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\} = \min \{22,5 ; 16,8\} = 16,8 \text{ cm}$$

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

• Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{4} = 22,5 \text{ cm} \quad \text{soit } S_t = 22 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } A_t = 2,43 \text{ cm}^2 \longrightarrow 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2 (2 \text{ cadres}).$$

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } T_{u \max} = 539,69 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{539,69 \times 10^3}{500 \times 875} = 1,23 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification à l'ELS :

✦ Aux appuis

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{344,53}{262,81} = 1,31$$

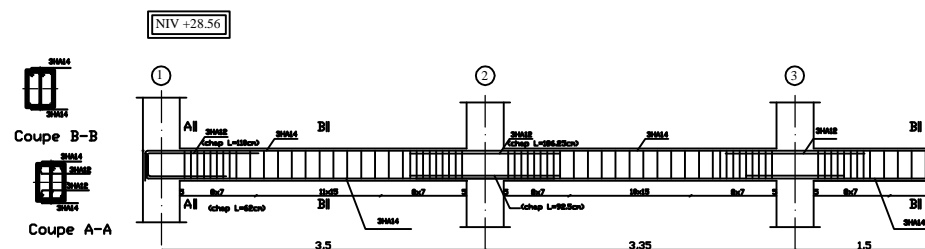
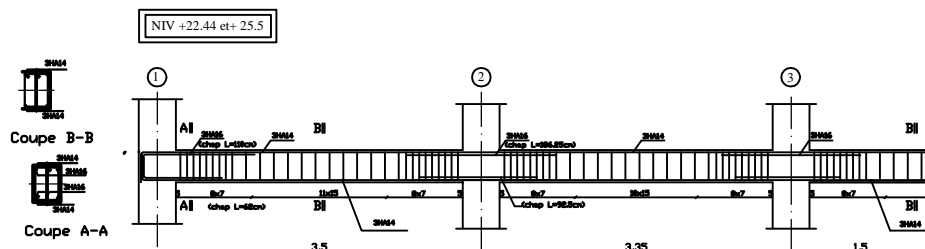
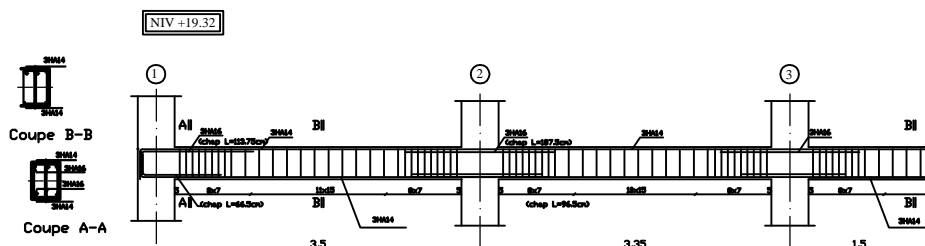
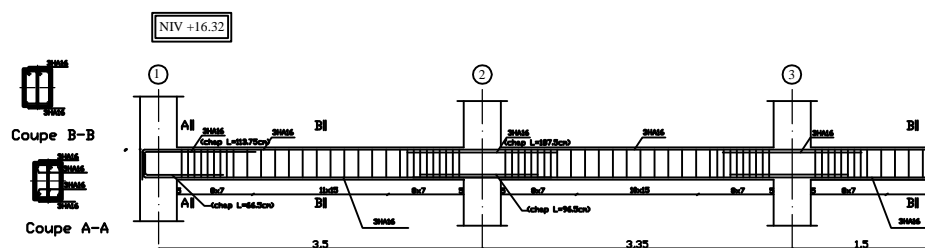
$$\alpha = 0,08145 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,405 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

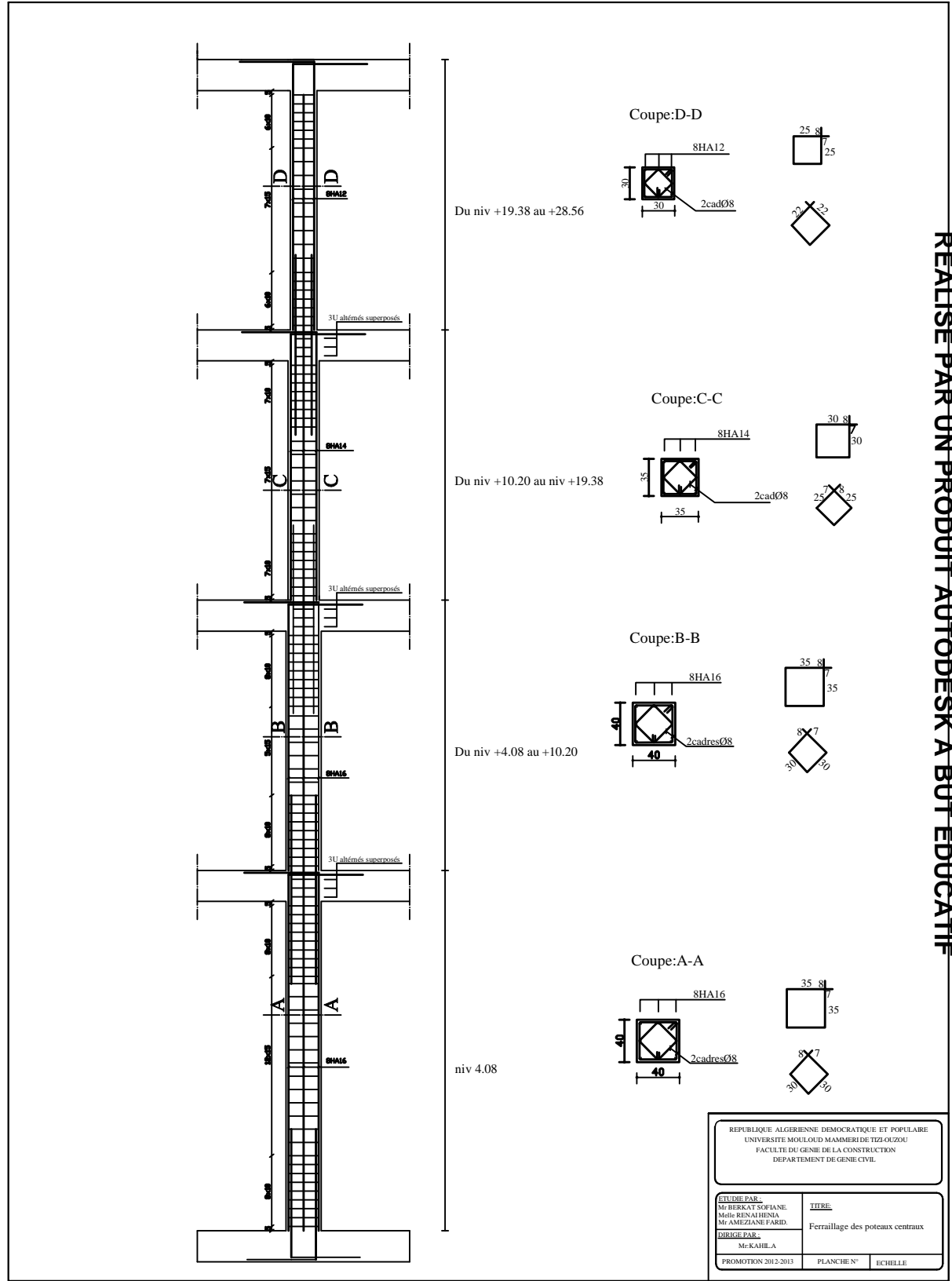
✦ En travées

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{221,68}{169,10} = 1,31$$

$$\alpha = 0,0523 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,405 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

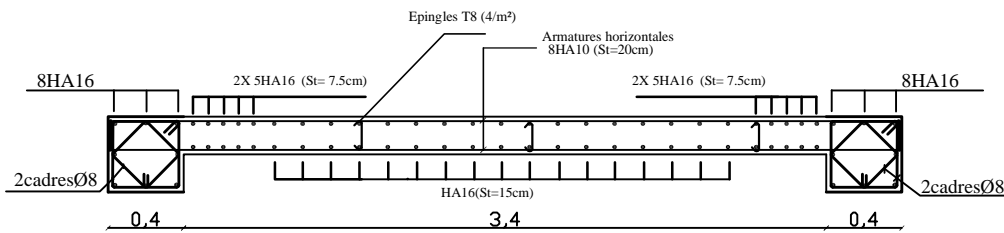
La condition $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ est vérifiée donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes dans le béton à l'ELS.



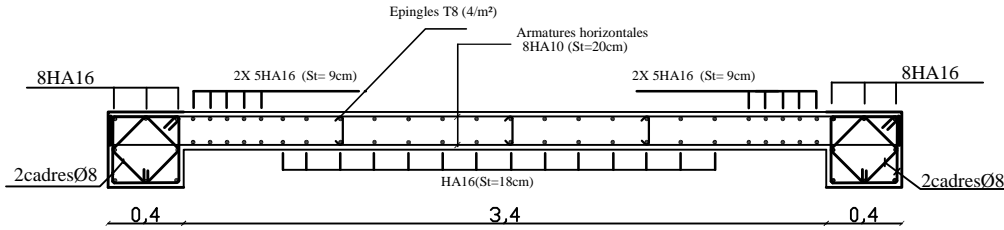


Voile transversal

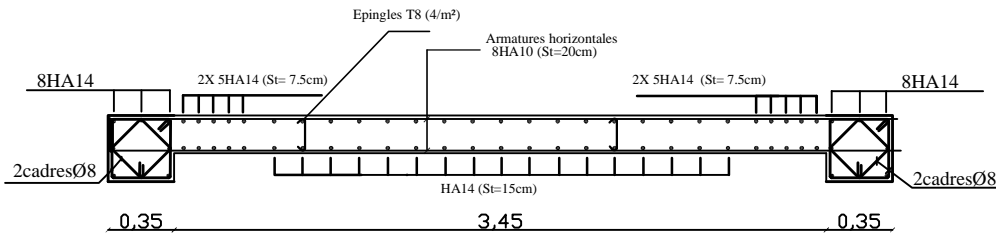
Axe 1 et 6



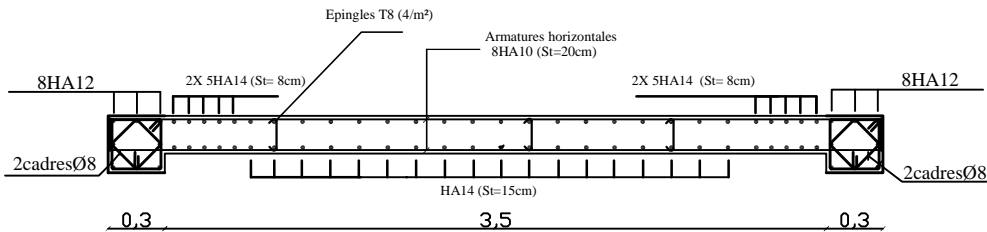
ZONE I : NIV 4.08m



ZONE II : NIV 7.14 et 10.20m



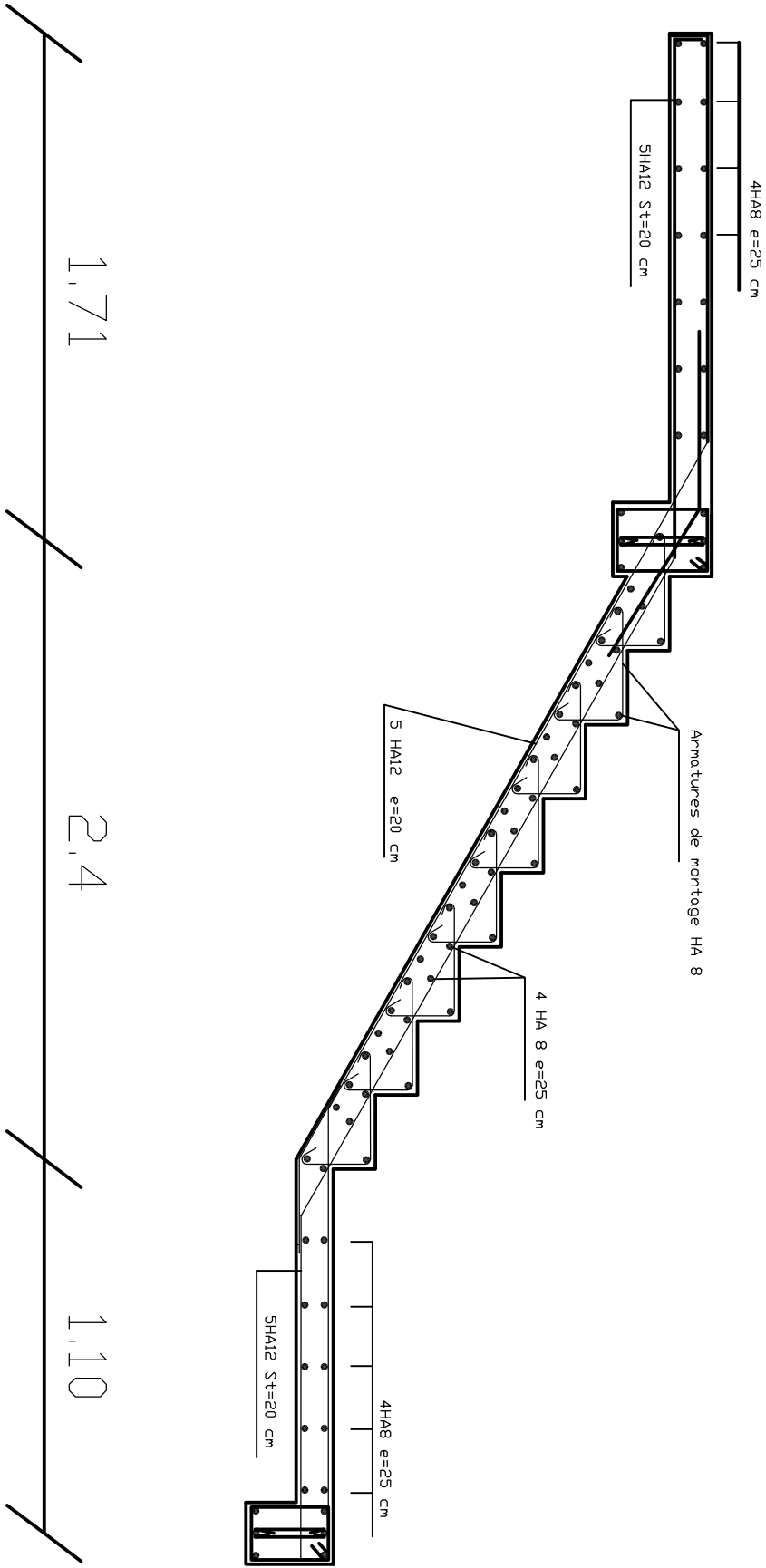
ZONE III :NIV 13.26;+16.38 et +19.38m



ZONE IV : NIV 22.44;+25.50 et 28.56m
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

FERRAILLAGE DE L'ESCALIER ETAGE COURANT



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

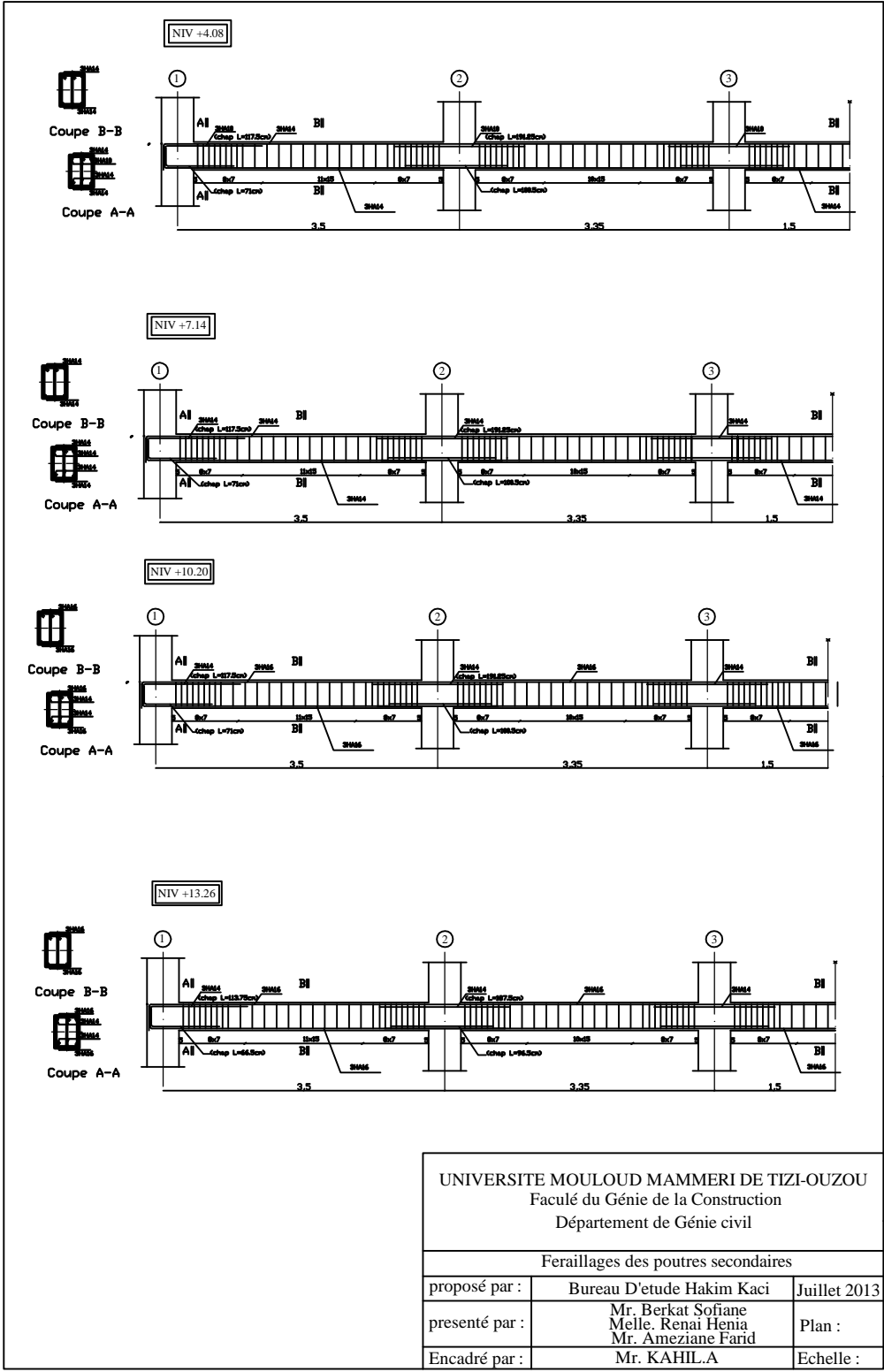
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

Technical drawing of a reinforced concrete slab cross-section. The drawing shows a central section of the slab with a width of 4HA8 / M². The slab is supported by two walls, each 3HA16 wide. The slab thickness is 16cm. The reinforcement consists of 4HA8 bars in the top layer and 3HA16 bars in the bottom layer. The slab is labeled 'Gros béton'.

[illegible]

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE L'ETAT D'ALGER FACULTE DES SCIENCES DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DES SCIENCES CIVILES	
ETUDIANT: MR BERKANT SOPHANE MR MOHAMED EL MOUADJID MR MOHAMED EL MOUADJID	TIJRE: FERRAILLAIS DU CADRE GENERAL
DIRECTEUR: MR K. AMULA	
PROMOTION 2012-2013	PLANCHE N° ECHELLE

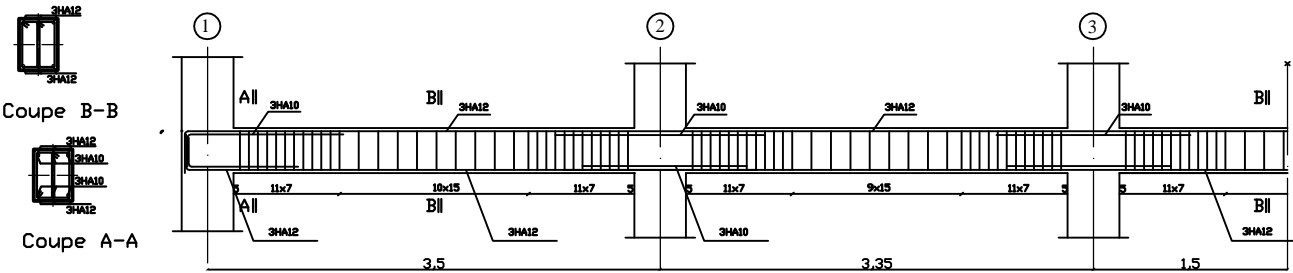


REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

Ferraillage de la poutre de chainage:files B

du NIV 4.08 au NIV 28.56



CONCLUSION

Ce projet de fin d'étude est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude nous ont conduit à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant notre cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en GENIE – CIVIL.

Par ailleurs , ce travail nous a permis de constater que, lors de l'exécution d'un projet de bâtiment, l'ingénieur en Génie Civil ne doit pas limiter son étude aux divers calculs théoriques, il doit aussi veiller à ce qu'une concordance entre les calculs théoriques effectués et les aspects pratiques soit établie en respectant trois critères indissociables à savoir la résistance, la durabilité et l'économie.

Ce travail est une petite contribution avec laquelle nous espérons quelle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

BIBLIOGRAPHIE

- BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Pratiques du BAEL 91, cours et exercices corrigés.
Jean PERCHAT, Jean ROUX
- Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).
- Formulaire du béton armé
Victor DAVIDOVICH
- DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.
- Cour et TD des années de spécialité.
- Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.