

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



UMMTO

Université Mouloud MAMMERRI, Tizi-Ouzou

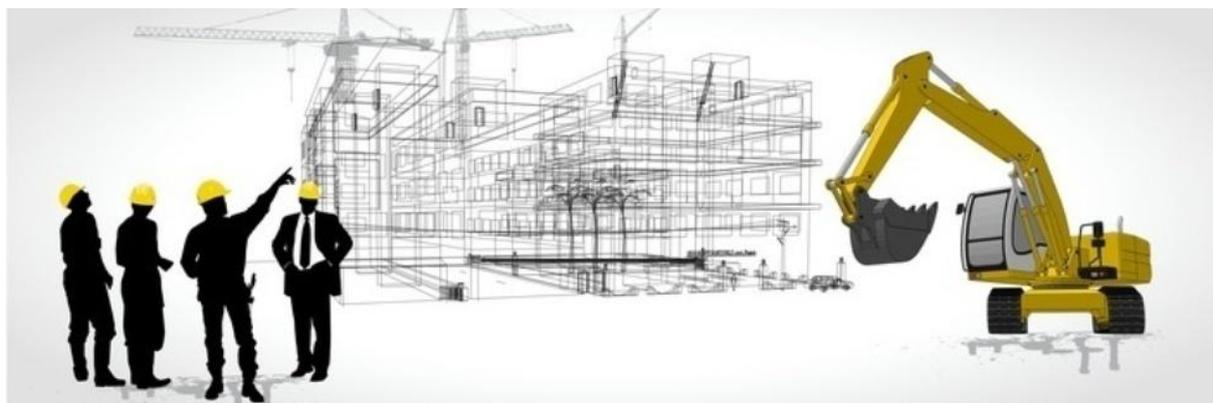
Faculté de Génie de la Construction

Département de Génie Civil

PROJET DE FIN D'ETUDES

En vue d'obtention du diplôme MASTER PROFESSIONNEL en Génie Civil

Option : CCI



Thème :

**ETUDE D'UNE STRUCTURE (R+9) A USAGE
D'HABITATION ET COMMERCIAL A OSSATURE MIXTE,
MODELISEE PAR LE LOGICIEL ETABS**

Etudié par :

Mr. Belkacem BOUGHANEM

Mlle. Samia TOUABI

Encadré par :

Mr. Djamel ATLAOUI

Promotion : 2012/2013

Remerciements

Ce Projet de Fin d'Etudes a été effectué à l'université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou, et nous tenons à remercier toutes celles et ceux qui ont contribué à rendre cette expérience enrichissante.

Nous remercions Djamel ATLAOUI, Maitre de Conférences à l'université de Tizi-Ouzou, pour nous avoir encadrés tout au long de ce travail.

Nous tenons à exprimer notre très grande reconnaissance à Brahim BELLIL, ingénieur en Génie Civil, pour nous avoir suivis, conseillés et aidés, ainsi que pour le temps qu'il nous a consacré.

Nos remerciements vont également à tous les enseignants de Génie Civil qui ont contribué à notre formation ainsi qu'au personnel de la bibliothèque de Génie Civil pour leur disponibilité.

Nous tenons à remercier également nos familles qui nous ont soutenus et encouragés tout au long de ce travail.

Enfin, nous remercions aussi les membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Dédicaces

Je dédie ce travail :

- *A mes très chers parents, source intarissable d'amour, de tendresse et de sacrifices, aux quels revient tout le mérite.*
- *A mes frères Rabah, Arab et le petit Ramdane que j'aime beaucoup.*
- *A mes très chères sœurs Fatma, Kamilia et Mamis.*
- *A mes tantes paternelles maternelles et surtout à ma chère grand mère .*
- *A mon binôme Belkacem ainsi que sa famille.*
- *A tous mes amis (Brahim, Dalila, Nacera et Saida).*
- *Ainsi qu'à toute la promotion 2012/2013.*

SAMIA



Introduction générale

Ce Projet de Fin d'Etudes a été réalisé à l'université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou. Le thème du projet concernait l'étude de structures en béton armé en zone sismique.

L'objectif principal était de permettre à un bureau d'études d'adopter une meilleure position face à une étude sismique. Les questions pouvaient être d'ordre théorique, que ce soit au niveau du type de modélisation des structures, des paramètres de l'analyse modale spectrale, de la détermination des efforts statiques équivalents et de leur combinaison, ou d'ordre plus pratique, avec l'étude du contreventement et le ferrailage de ces éléments.

Quant à nos objectifs personnels, ils étaient similaires aux attentes de l'entreprise, c'est-à-dire pouvoir comprendre chaque étape d'une étude sismique, et par la suite avoir un regard critique par rapport aux résultats obtenus.

C'est pourquoi la première partie du Projet de Fin d'Etudes a consisté en l'étude et la compréhension des notions importantes mises en jeu, et puis nous allons plutôt détailler la seconde partie du Projet de Fin d'Etudes, à savoir notre projet qui nous a permis de voir concrètement l'application des règlements parasismiques tels que le RPA (Règlement Parasismique Algérien)99-mod.2003, le BAEL(Béton Aux Etats Limites)91-mod.99, ainsi que les DTR (Documents Techniques Réglementaires).

Dans une première partie, nous verrons ainsi le déroulement d'une étude sismique selon le RPA99-mod2003, avec notre projet. Ce projet était l'occasion de mieux comprendre la démarche réelle d'une analyse sismique, ainsi que les procédures de vérification des éléments de structure affectés par l'action sismique, en l'occurrence les voiles et les portiques.

Nous terminerons alors sur l'étude du contreventement, notamment avec la prise en compte des voiles et des portiques. Cette étude va nous permettre d'appréhender la complexité du fonctionnement du contreventement et de ses éléments.

Sommaire

Introduction

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage.....	1-10
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.....	11-27
Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux.....	28-104
III.1. L'acrotère	
III.2. Plancher	
III.3. La dalle pleine	
III.4. Les escaliers :	
III.5. Salle machine	
III.6. Porte à faux	
Chapitre IV : Etude de contreventement.....	105-124
Chapitre V : Caractéristiques géométriques.....	125-139
Chapitre VI : Modélisation de la structure et vérification aux exigences RPA.....	140-174
Chapitre VII : Fichier résultat.....	175-180
Chapitre VIII : Ferrailage des éléments.....	181-229
8.1. Les poutres	
8.2. Les poteaux	
8.3. Les voiles	
Chapitre IX : Etude de l'infrastructure.....	230-254

Conclusion général

Bibliographie

Nota Béné :

Erratum : A signaler une coquille de numérotation de page (effectuée par inadvertance) à partir de la page 108, **donc lire ensuite 109 au lieu de 116.**

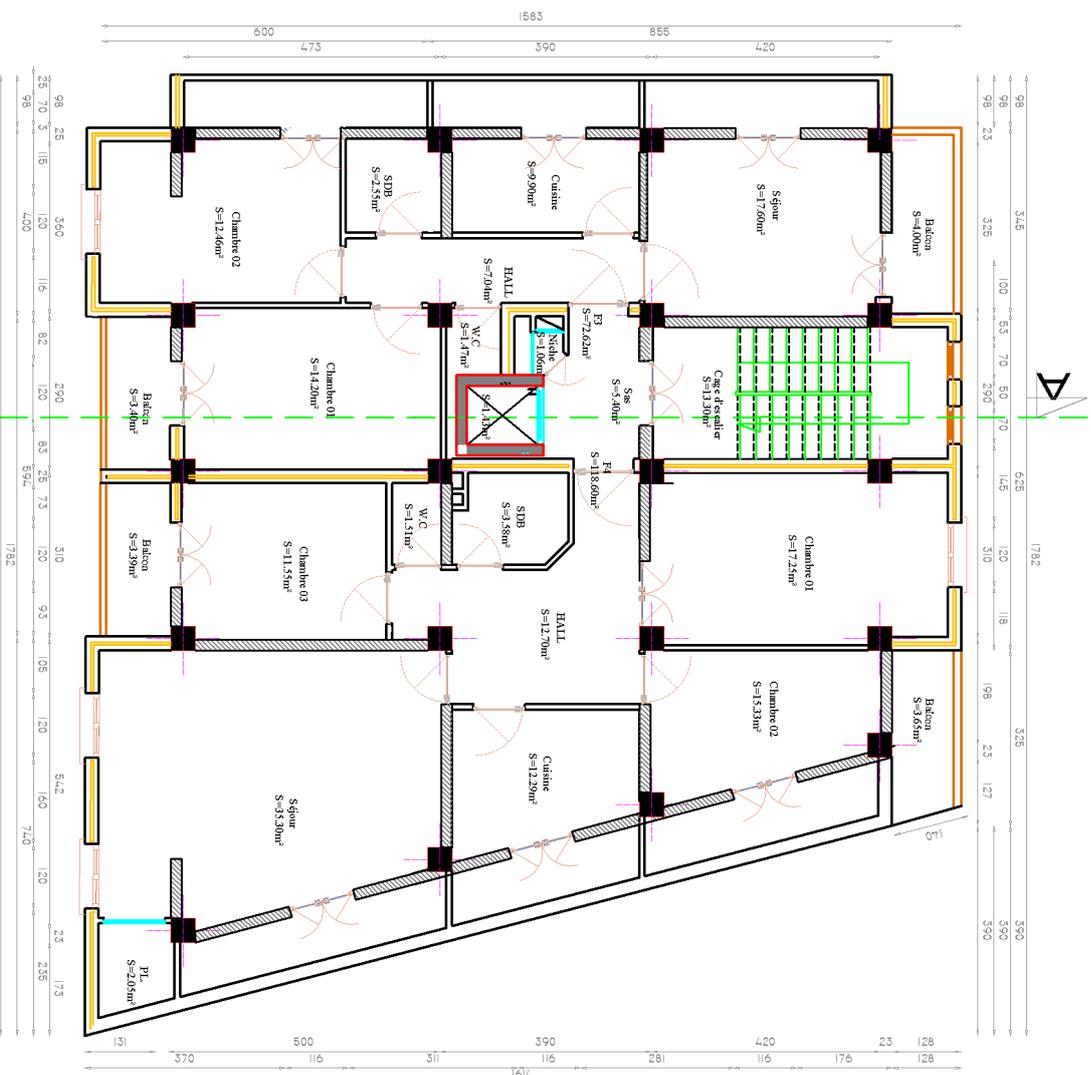
Avec toutes nos excuses.

Merci.

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

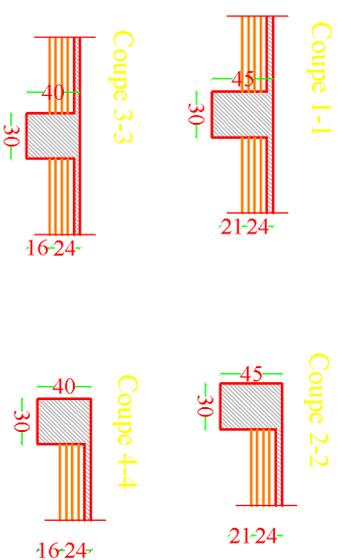
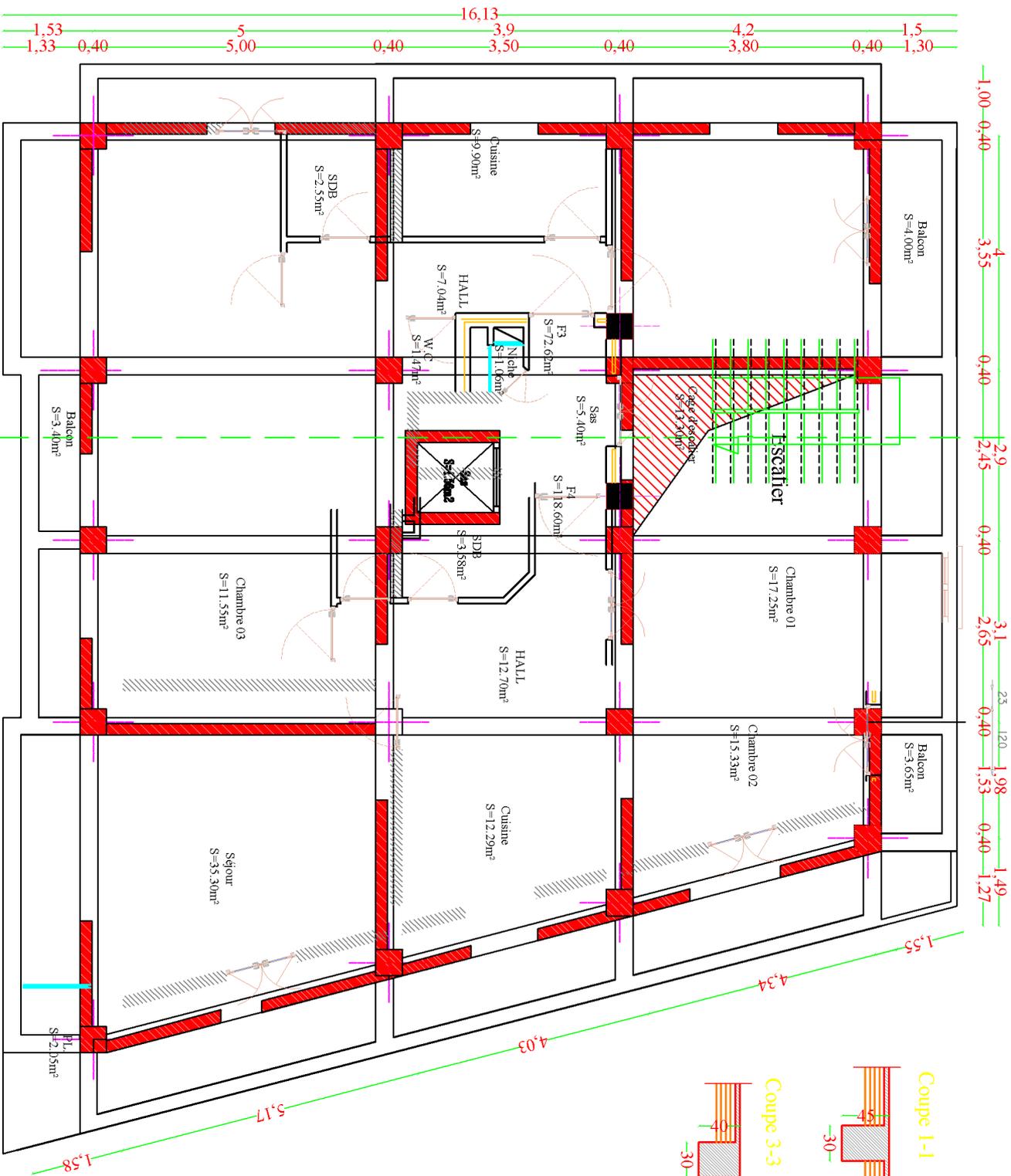


FAÇADE PRINCIPALE

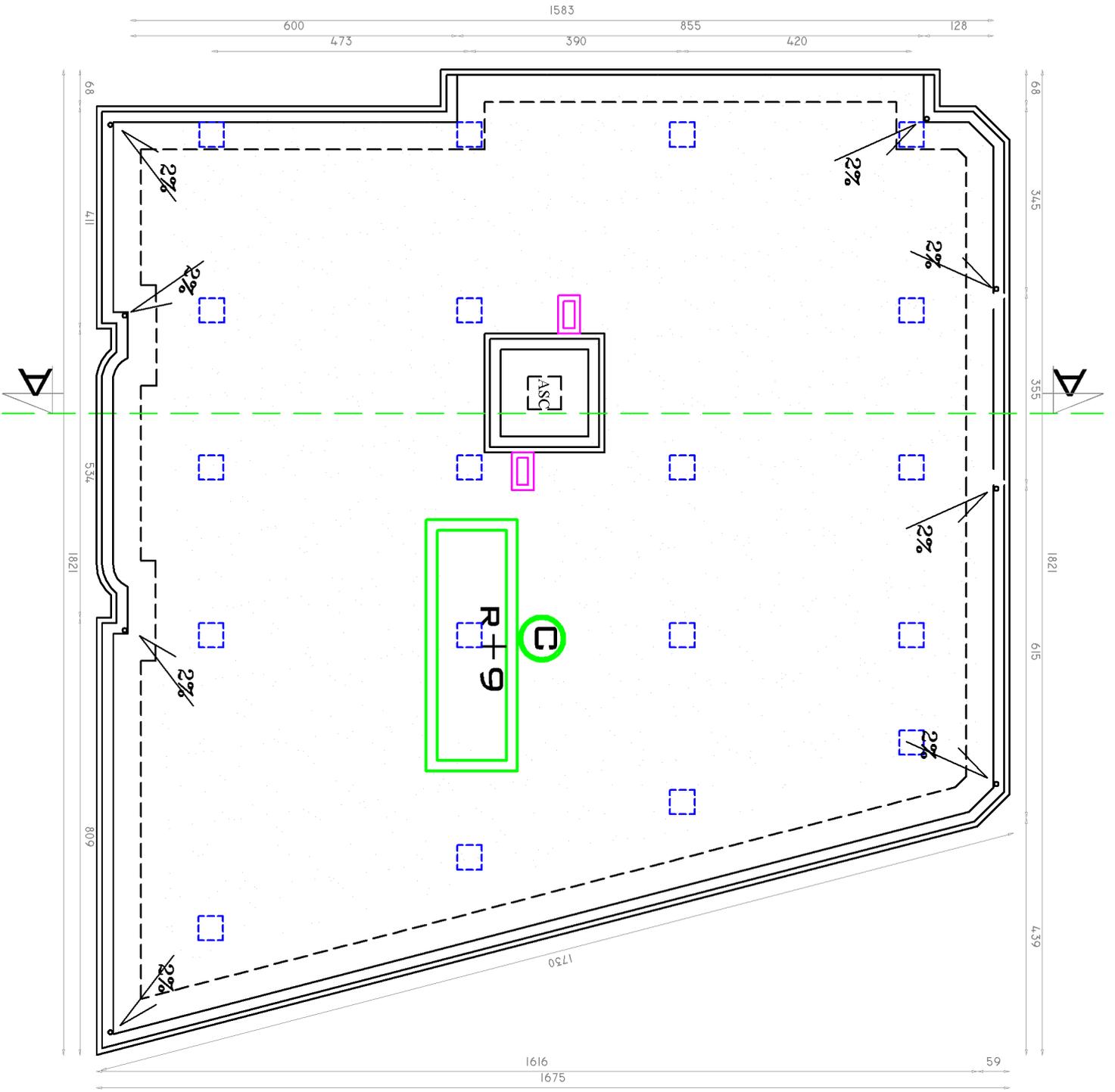


PLAN D'ETAJE

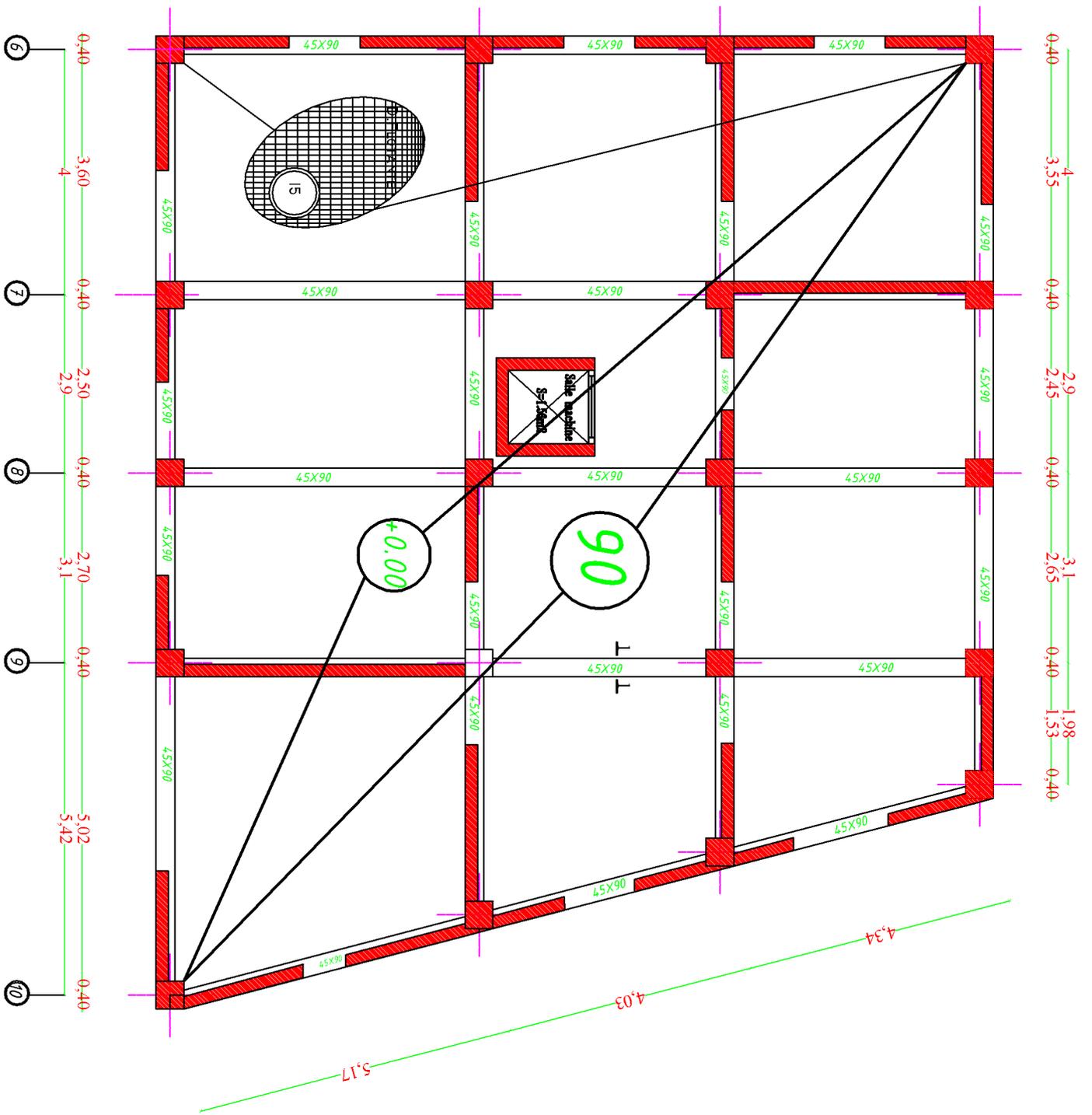
COURANT



ETUDE PAR: Mr Belkacem BOUGHANEM Mlle Samia TOUABI		TITRE: PLAN DE COFFRAGE ETAGE COURANT	
DIRIGE PAR: Mr ATLAOUI		PLANN°:11	
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		PROMOTION 2012-2013 ECHELLE:1/60	

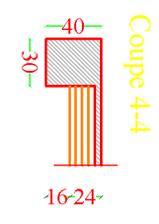
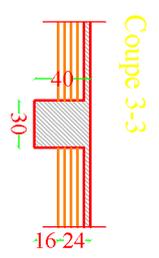
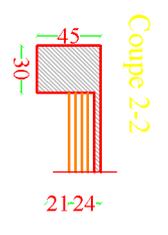
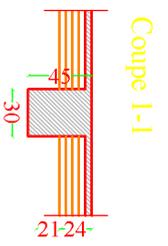
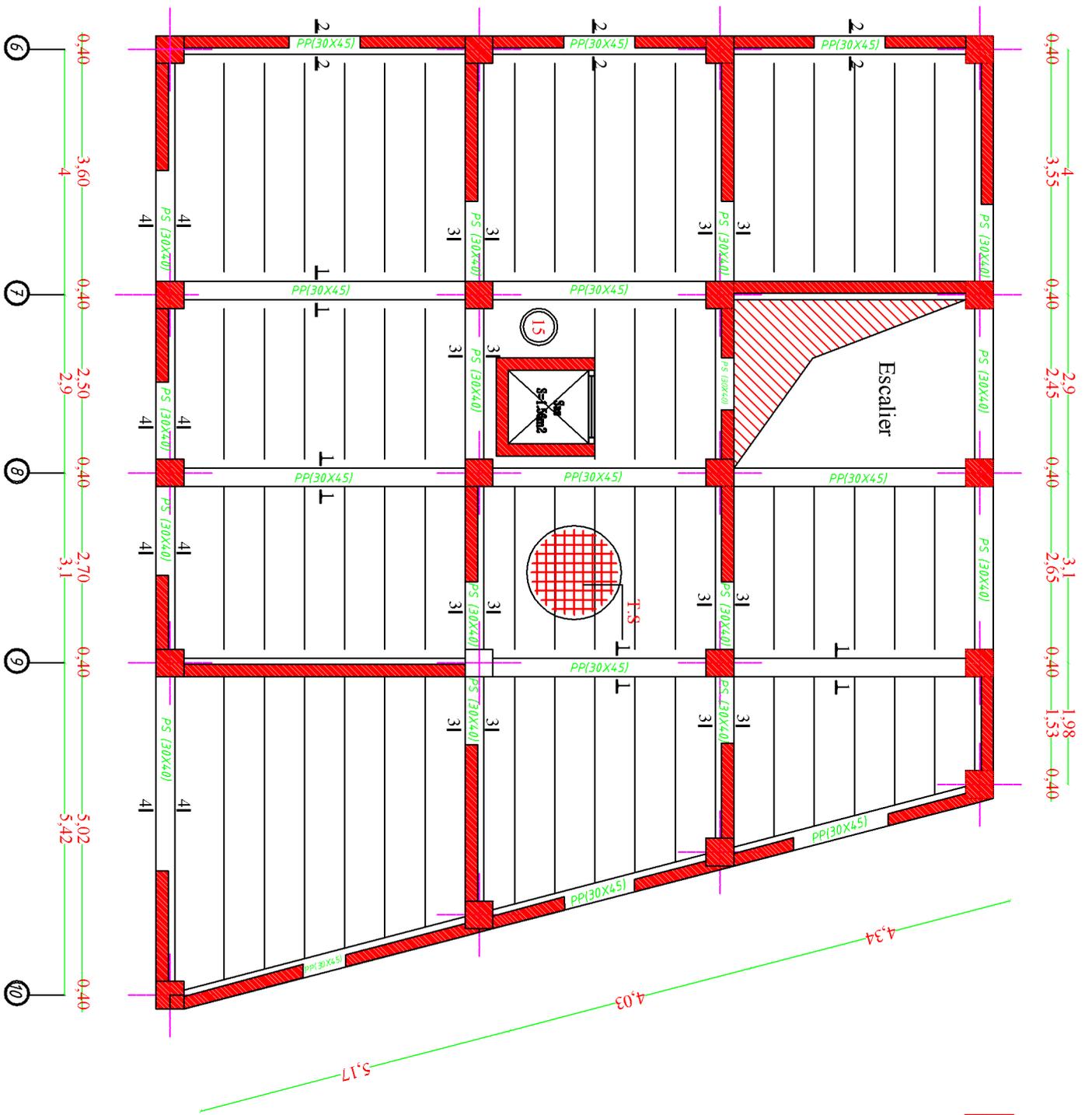


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR: Mr Bekkacem BOUGHANEM Mme Samia TOUABI	TITRE PLAN DE COFFRAGE DE TOITURE
DIRIGE PAR: Mr ATLAOUI	PLAN N° 10
PROMOTION 2012-2013	ECHELLE 1/50



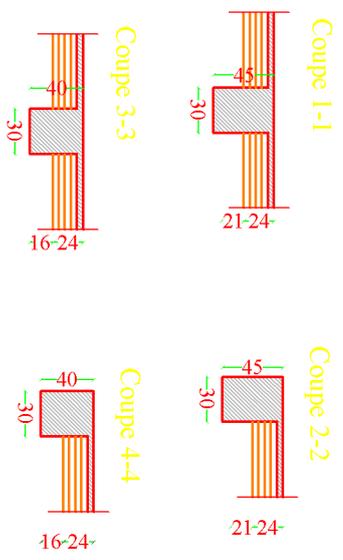
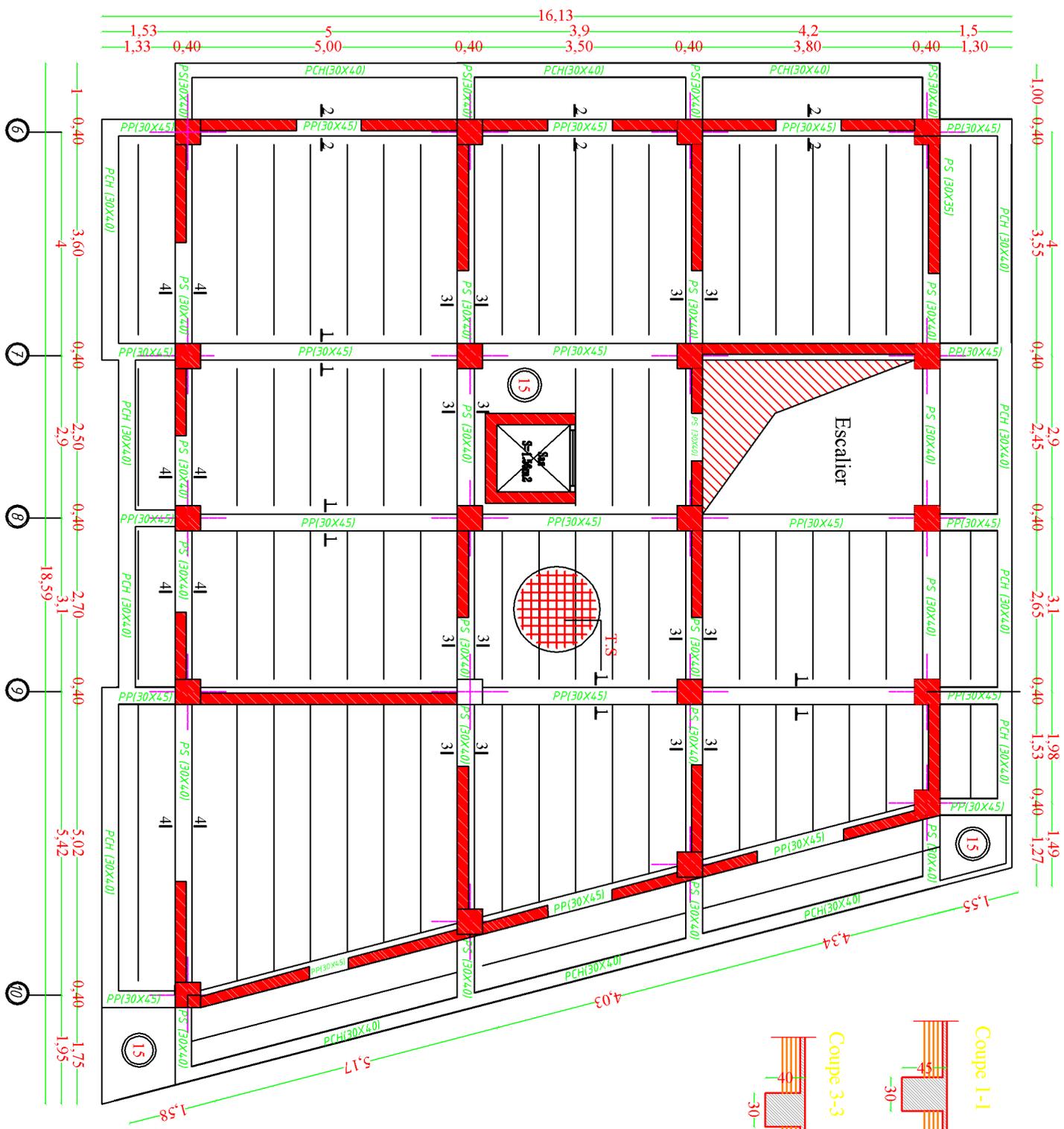
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZOUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR : M ^r Belkacem BOUGHANEM Mlle Samia TOUABI		TITRE: PLAN DE COFFRAGE DES FONDATIONS	
DIRIGE PAR : M ^r ATLAOU		PLAN N° 8	
PROMOTION 2012-2013		EHELLE: 1/80	



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZOUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR : M ^r Belkacem BOUGHANEM Mlle Samia TOUABI		TITRE: PLAN DE COFFRAGE RDC	
DIRIGE PAR : M ^r ATLAOUI		PLAN N° 12	
PROMOTION 2012-2013		EHELLE: 1/80	



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZOUZOU
 FACULTE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR:
 Mr Belkacem BOUGHANEM
 Mile Samia TOUABI

DIRIGE PAR:
 Mr ATLAOUI

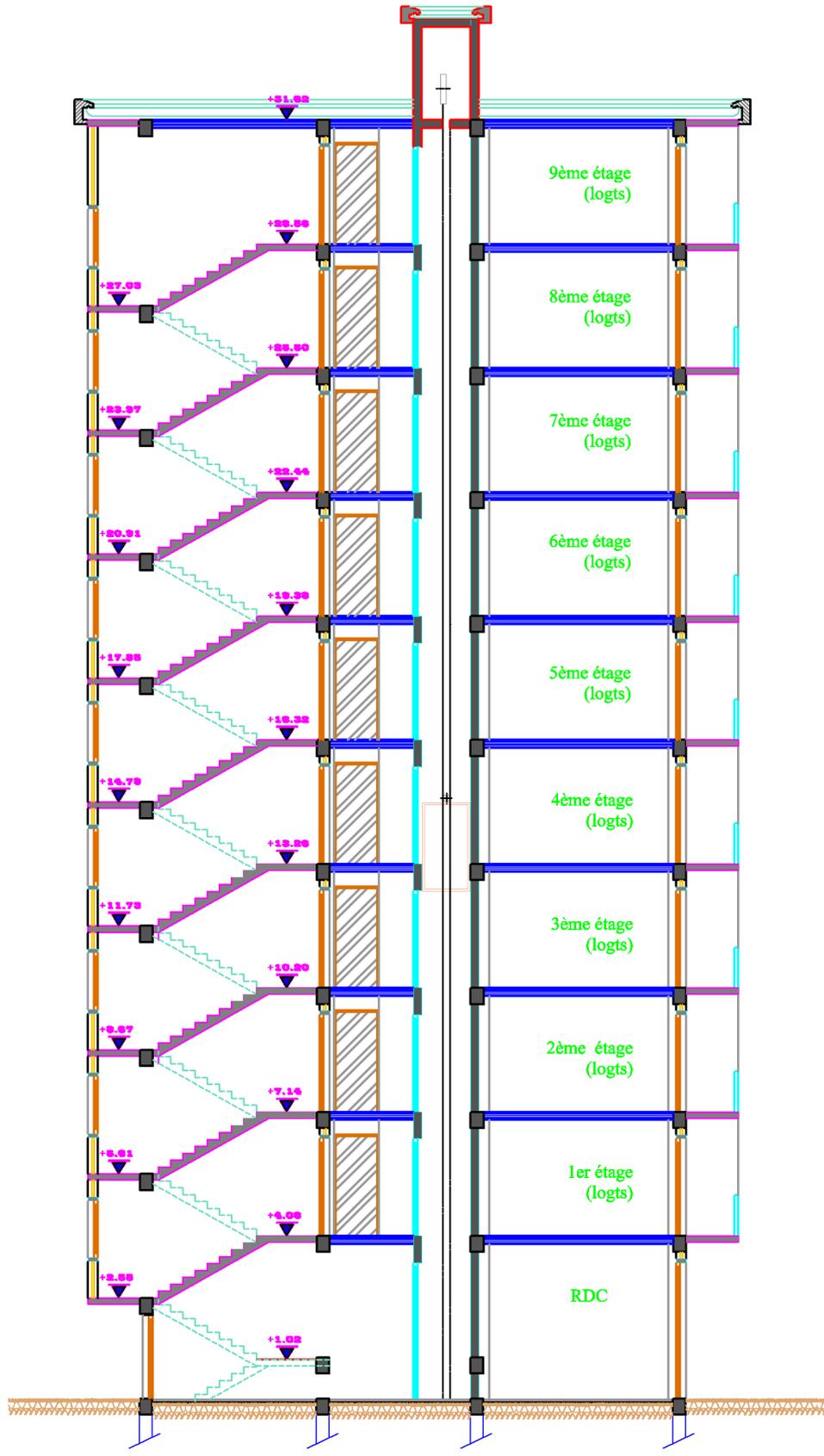
PROMOTION 2012-2013

TITRE:
**PLAN DE COFFRAGE
 ETAGE COURANT**

PLAN N°:11

ECHELLE:1/80

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



COUPE A-A

Introduction:

Chaque travail a un but précis à satisfaire, le projet à étudier, comme tout ouvrage de génie civil doit être calculé de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers pendant et après la réalisation avec un moindre coût.

Notre étude est menée suivant les règles:

- **BAEL91 modifiées 99**(Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites).
- **RPA99 modifié 2003** (Règlement parasismique algérien).
- **DTR**(documents techniques réglementaires).
- **CBA93**(conception et calcul des structure en béton armé).

I. 1) Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste en l'étude d'une tour (**R+9**) à usage d'habitation et commercial avec un contreventement mixte.

L'ouvrage est implanté à Bouira, classé selon le Règlement Parasismique Algérien (**RPA 99, modifié en 2003**) comme une zone de moyenne sismicité (**zone II a**).

Cette tour se comporte, donc, de :

- 01 Rez-de-chaussée (RDC) à usage commercial
- 09 Etages à usages d'habitations
- 01 Cage d'escaliers
- 01 Cage d'ascenseur.

I-2) Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- Longueur totale de bâtiment : 17.82m
- Largeur totale du bâtiment : 15.83 m
- Hauteur de rez-de-chaussée : 4.08 m
- Hauteur de l'étage courant : 3.06 m
- Hauteur totale du bâtiment : 31.62 m

Remarque:

D'après l'étude technique effectuée sur le sol d'implantation de l'ouvrage , les résultats obtenus sont les suivants :

La contrainte admissible du sol est : $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$.

I-3) Les éléments constitutifs de l'ouvrage :

❖ Les fondations:

Les fondations sont la base de l'ouvrage qui se trouve en contact direct avec le terrain d'assise (sol) et dont le rôle consiste à transmettre les efforts de la superstructure au sol.

Les principaux rôles des fondations sont:

- Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure (calcul à ELU et à ELS)
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans les bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

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

❖ Les Planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages. Ils assurent deux fonctions principales

- Fonction de résistance mécanique :

Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent leurs poids propres et les surcharges, et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.

- Fonction d'isolation :

Les planchers isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Dans notre cas, on a des planchers à corps creux avec une dalle de compression.

❖ L'ossature :

La structure a une ossature mixte, composée de :

- Portiques transversaux et longitudinaux qui reprennent essentiellement les charges et les surcharges verticales.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) qui reprennent essentiellement les charges horizontales (séisme, vent,...etc.).

❖ Remplissage :

On distingue deux types :

- **Les murs extérieurs** : seront en double cloisons, en briques de (10+10) cm séparées par une lame d'air de 5 cm.
- **Les murs de séparations intérieurs** : seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10cm.

❖ Les balcons:

Les balcons seront réalisés en béton armé (ou en corps creux).

❖ Les escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux. Notre structure est munie d'une cage d'escalier en béton armé coulée sur place.

❖ La cage d'ascenseur :

Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voiles, coulés sur place qui n'adhèrent pas à la structure. Ils sont considérés comme des éléments isolés à l'intérieur de la structure.

❖ Les revêtements:

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

❖ Terrasse inaccessible:

Notre bâtiment sera muni d'une terrasse inaccessible réalisée en corps creux et d'une dalle de compression avec un revêtement composé de :

- Forme de pente de 2% pour faciliter les écoulements des eaux.
- Isolant thermique protégeant l'élément porteur contre des chocs thermiques et limitant les déperditions, la nature de l'isolant peut être en polyptère, liège ou en mousse de verre.
- Revêtement d'étanchéité.
- Protection lourde (gravier roulé).

❖ L'acrotère:

L'acrotère sera calculée comme une console encastrée au niveau de la poutre du plancher terrasse, elle sera soumise à son poids propre et une poussée latérale $P=1,00\text{KN/ml}$ due à la main courante d'un ouvrier qui tendra à la renverser.

❖ Système de coffrage :

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

I-4) Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé **BAEL 91**, ainsi que le règlement parasismique algérien **RPA 99/Version2003**.

I-4-1) Le Béton :

Le Béton est un terme générique qui désigne un matériau de construction composite fabriqué à partir de granulats (sable, gravillons, ciment ... etc.)

La Composition courante d'1m³ de béton pour béton armé est la suivante :

- 350 kg de ciment de CPA 325.
- 400 kg de sable DS < 5 mm.
- 800 kg de gravillons 3/8 et 15/25.
- 175 l d'eau de gâchage.

❖ Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours de durcissement notée f_{c28} .

Cette résistance est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit :

$$\left. \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} \leq 40\text{MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} \geq 40\text{MPa} \end{array} \right\} \text{(art 2-1 11 BAEL91)}$$

❖ Résistance caractéristique à la traction :

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

$$\left. \begin{array}{l} f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60\text{MPa.} \\ f_{tj} = 0.275(f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60\text{MPa.} \end{array} \right\} \text{(art A-2 12 BAEL91)}$$

❖ Déformation longitudinale du béton :

Il existe deux modules de déformation longitudinale :

▪ Module de déformation longitudinale instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 h, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours, le module de déformation longitudinale instantané du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3} \text{ MPa}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on a : $E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$.

▪ Module de Déformation longitudinale différée :

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale diffère. Ceci permet de calculer la déformation finale du béton. Elle est donnée par la formule:

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3} \text{ MPa}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ On a : $E_{vj} = 10818.865 \text{ MPa}$.

❖ Module de déformation transversale :

Il est donné par la formule suivante : $G = \frac{E}{2} (1 + \nu)$

E : module de Young et ν : coefficient de poisson.

❖ Coefficient de Poisson :

$\nu = 0.0$ dans le cas des Etats limites ultimes (E.L.U) (section fissurée)

$\nu = 0.2$ dans le cas des Etats limites de service (E.L.S) (section non fissurée).

❖ Contraintes limites :

Elles correspondent aux conditions de sécurité et de comportement en service de la structure, on distinguera deux types :

▪ Etat limite ultime ELU :

C'est la limite au-delà de laquelle la structure perd sa stabilité :

- Stabilité de forme (flambement)
- Résistance mécanique (rupture) et donc la ruine de l'ouvrage.

Pour les calculs à l'ELU, le diagramme réel de déformation donné sur la figure I.3:

$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$: c'est une section entièrement comprimée.

$2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$: compression avec flexion

avec ε_{bc} : raccourcissement du béton

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par :

$$f_{c28} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad (\text{BAEL 91, art A.4.3,41})$$

γ_b : Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle.

$\gamma_b = 1,5$ situation courante.

0,85 devient 0,80 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères.

θ : Coefficient d'application des actions considérées :

$\theta = 1$ si la durée est supérieure à 24h

$\theta = 0,9$ si la durée est comprise entre 1h et 24h.

$\theta = 0,85$ dans les autres cas.

A 28 jours on a $f_{c28} = 14,2 \text{MPa}$

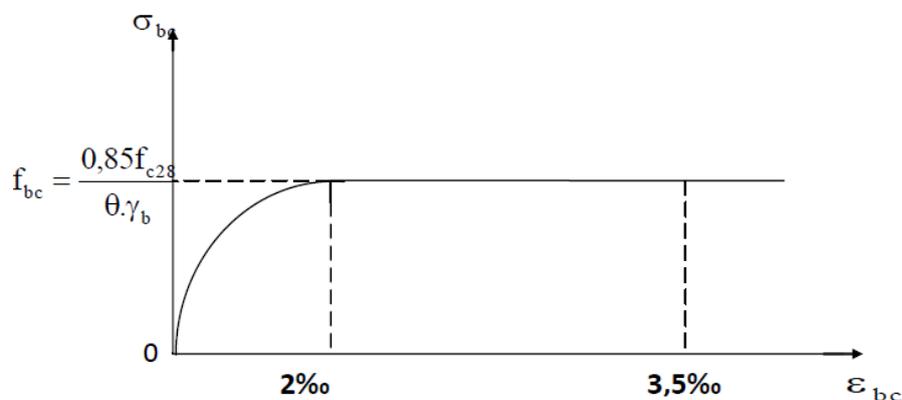


Figure I.3) : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU

▪ **Etat limite de service ELS :**

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles, et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte la loi de Hooke de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à cet état, avec des charges de longue durée.

($E_b = E_{vj}$ et $\nu = 0,2$). La résistance mécanique du béton tendu est négligée. De plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier.

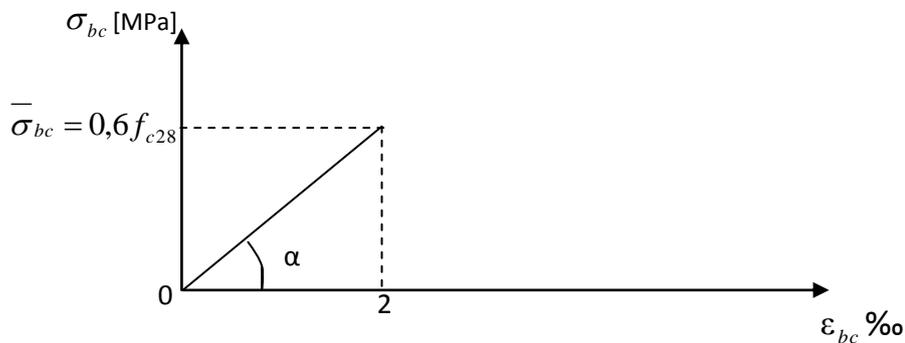


Figure I.4): Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS

❖ **Contrainte limite de cisaillement à l'ELS :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \quad (\text{BAEL 91 modifier 99 Art5-1-2})$$

v_u : Effort tranchant à l'ELU dans la section

b_0 : Largeur de la section cisillée.

d : Hauteur utile

Cette contrainte doit respecte les conditions limite suivantes :

- Si les armatures sont droites :
 - En fissuration non préjudiciable : $\tau_u \leq 0.6 \frac{f_{cj}^{2/3}}{\gamma_b}$
 - En fissuration préjudiciable et très préjudiciable : $\tau_u \leq 0.51 \frac{f_{cj}^{2/3}}{\gamma_b}$
- Si les armature sont inclinées à 45° : $\tau_u \leq 0.90 \frac{f_{cj}^{2/3}}{\gamma_b}$
- Si les armatures sont disposées de façon intermédiaire $45^\circ < \alpha < 90^\circ$: il est loisible de procéder à une interpolation linéaire pour fixer la valeur de τ_u .

❖ **Poids volumique de béton :**

Le poids volumique de béton est de l'ordre de :

- 2300 à 2400daN/m³ s'il n'est pas armé.
- 2500daN/m³ s'il est armé.

I-4-2) L'acier :**❖ Généralités :**

Les armatures d'un béton armé sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface et qui possèdent une très bonne résistance à la traction; classés en trois catégories :

- Les ronds lisses FeE215 et FeE235 correspondent à des limites d'élasticité garanties de 215Mpa et 235Mpa respectivement (les ronds lisses ne seront pas utilisés dans ce présent mémoire) .
- Les aciers à haute adhérence FeE400 et FeE500 correspondant à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400Mpa et 500Mpa.
- Treillis soudés formés par assemblage des barres tréfilées soudées de type TS520.

❖ Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à : $E_s = 200000 \text{ MPa}$.

(BAEL 91, art A.2.2,1).

❖ Coefficient de poisson des aciers :

Il est pris égale à : $\nu = 0,3$.

❖ Les contraintes limites :

- **Contrainte limite ultime :** $\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$

σ_{st} : Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.

f_e : Limite d'élasticité garantie. C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique

donne lieu à une déformation résiduelle de 2‰.

γ_s : Coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_s = 1.15 \rightarrow$ Situation courante

$\gamma_s = 1.00 \rightarrow$ Situation accidentelle

- **Contrainte limite de service :** Afin de réduire les risques d'apparition de fissures dans le béton, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

- **Fissuration peu nuisible :** (Art A.4.5.32/BAEL91)

Cas des armatures intérieures où aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune réduction) : $\sigma_{st} = f_e$

➤ **Fissuration préjudiciable :** (Art A.4.5.33/BAEL91)

Cas des éléments importants ou exposés aux agressions sévères

$$\sigma_{st} = \min [2 f_e / 3 ; \max (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})] \text{ MPa}$$

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

Cas des éléments exposés à un milieu agressif

$$\sigma_{st} = 0.8 \min [2 f_e / 3 ; \max (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})] \text{ MPa}$$

η : coefficient de fissuration

$\eta=1$ pour les ronds lisses

$\eta=1.3$ pour les fils dont le diamètre $<$ à 6mm

$\eta=1.6$ pour les hautes adhérences(HA)

I-4-3) Diagramme des contraintes de déformation de l'acier :

Dans le calcul relatif aux états limites, nous utiliserons le diagramme simplifié suivant : (BAEL 91, art A.2.2,2)

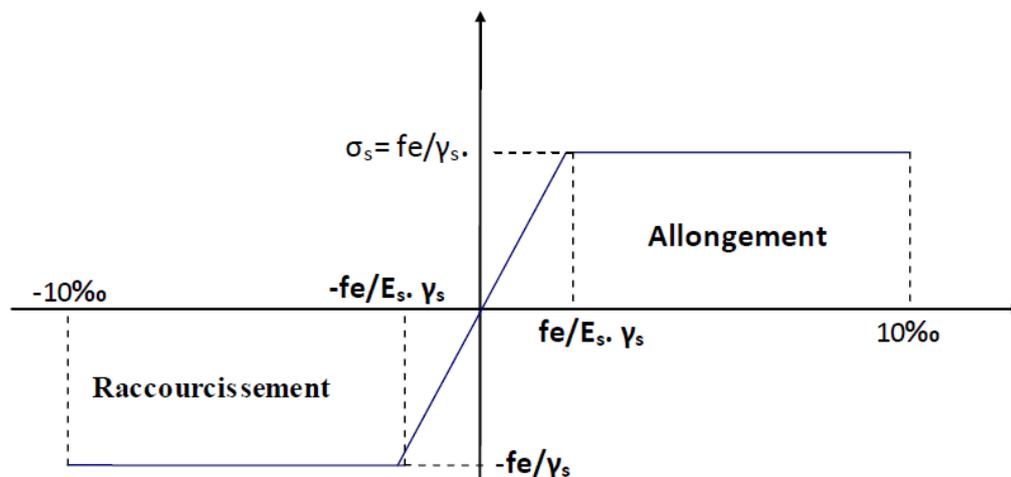


Figure I.5): Diagramme des contraintes de déformation de l'acier.

I-4-4) : Protection d'armatures [BAEL91/A.7.1.] :

Dans le but de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, nous devons respecter les conditions d'enrobage suivantes :

- $C \geq 5\text{cm}$... Pour les éléments près de la mer, aux embruns ou au brouillard salin.
- $C \geq 3\text{cm}$... Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations...)
- $C \geq 1\text{cm}$... Pour les parois situées dans les locaux.

II) Pré dimensionnement des éléments :

II--1) Planchers et dalles :

II-1-1) Planchers en corps creux :

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

- Résister : les plancher sont supposés être infiniment rigides dans le plan horizontal, ils doivent supporter leur poids propre et les surcharges du niveau et de transmettre ces charges aux poutres qui les transmettront à leur tour aux poteaux puis aux fondations.
- Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.

En effet, un plancher doit être rigide pour pouvoir transmettre les efforts horizontaux entre les éléments porteurs.

- Assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité.
- Protéger contre les incendies.

Dans notre projet, les planchers sont constitués de dalle de compression et de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées. Ces dernières sont disposées suivant la plus petite portée pour réduire la flèche.

La hauteur du plancher est calculée par la formule suivante :

$$ht \geq \frac{L_{max}}{22.5} \text{ (BAEL 91, modifié 99)}$$

Avec :

L_{max} : portée libre de la plus longue travée dans le sens des poutrelles.

ht : hauteur totale du plancher

Le RPA exige :

$$- L_{max} = 542 - 25 = 517 \text{ cm}$$

Donc :

$$ht \geq \frac{517}{22.5} = 22.97 \text{ cm}$$

On opte pour un plancher de ht= 24cm (20+4)

Avec :

Epaisseur du corps creux : 20 cm

Epaisseur de la dalle de compression: 4 cm.

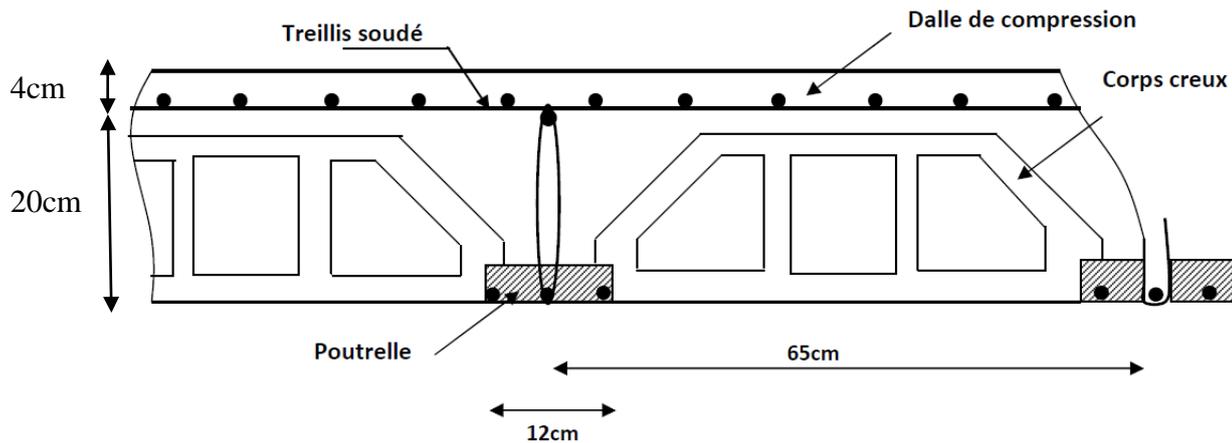


Figure. II-1: Coupe verticale du plancher.

II--1-2) Dalles pleines:

Les dalles pleines sont des plaques minces en béton armé dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dalles (en corps creux).

Leur épaisseur peut être déterminée en fonction de leur portée et des conditions suivantes :

- La résistance à la flexion;
- La résistance au feu;
- L'isolation acoustique.

Résistance à la flexion :

Dans notre bâtiment nous avons des dalles pleines reposant sur deux appuis qu'on notera (DP).

Résistance au feu :

Pour les deux heures d'exposition au feu, l'épaisseur minimale d'une dalle pleine doit être supérieure à 11 cm.

Isolation acoustique :

D'après la loi de masse, l'isolation acoustique varie proportionnellement au logarithme de la masse du plancher.

La protection contre le bruit est assurée par le plancher tel que sa masse est supérieure à 350 kg/m^2 .

$$M_p = \rho_{\text{béton}} \times E_p \geq 350 \text{ kg/m}^2 \longrightarrow E_p \geq 14 \text{ cm.}$$

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

II-2) Poutres :

Les poutres sont généralement des éléments en béton armé coulés sur place, elles se raccordent aux poteaux, à d'autres poutres ou à des murs de refends auxquels elles transmettent les charges et surcharges qu'elles reçoivent des planchers.

D'après les prescriptions préconisées par le [RPA99-version-2003-ART-7-5-1], les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

- 1- Largeur : $b \geq 20$ cm.
- 2- Hauteur : $h \geq 30$ cm.
- 3- Le rapport : $h/b \leq 4$ cm
- 4- $b_{\max} \leq 1,5h + b_1$

Avec : h : hauteur de la poutre ;
 b : largeur de la poutre ;
 b_1 : largeur de poteau.

D'après les règles de déformabilité des éléments, les dimensions des poutres sont données comme suit :

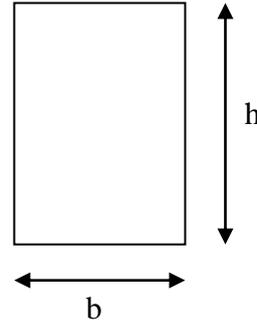
$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

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

Avec :

h_t : hauteur totale de la poutre

L : portée maximale considérée entre nus d'appuis



a) Poutres principales : (les poutres porteuses).

➤ **La hauteur**

$$L = 521 - 25 = 496 \text{ cm}$$

$$\frac{496}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{496}{10} \quad \Leftrightarrow \quad 33.06 \leq h_{pp} \leq 49.6 \text{ cm}$$

On prend : $h_{pp} = 45$ cm

➤ **La largeur**

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \quad \Leftrightarrow \quad 16 \leq b \leq 28$$

On prend : $b = 30$ cm

Donc : la section de la poutre principale est de : $(30 \times 45) \text{ cm}^2$

b) Poutres secondaires :

➤ **La hauteur**

$$L = 542 - 25 = 517 \text{ cm}$$

$$\frac{517}{15} \leq h_{PS} \leq \frac{517}{10} \quad \Leftrightarrow \quad 34.46 \leq h_{PS} \leq 51.7 \text{ cm}$$

On prend : $h_{PS} = 40$ cm

➤ **La largeur**

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \Rightarrow 14 \leq b \leq 24.5$$

On prend : $b = 30 \text{ cm}$

Donc : la section de la poutre secondaire est de : **(30×40) cm²**

c)- vérification des conditions exigées par le RPA :

Condition	Poutre principale	Poutre secondaire	vérification
$ht \geq 30\text{cm}$	45	40	oui
$b \geq 20\text{cm}$	30	30	oui
$ht/b \leq 4$	1.5	1.33	oui

Conclusion :

Les dimensions retenues sont :

Poutres principales : 30 x 45 (cm²).

Poutres secondaires : 30x 40(cm²).

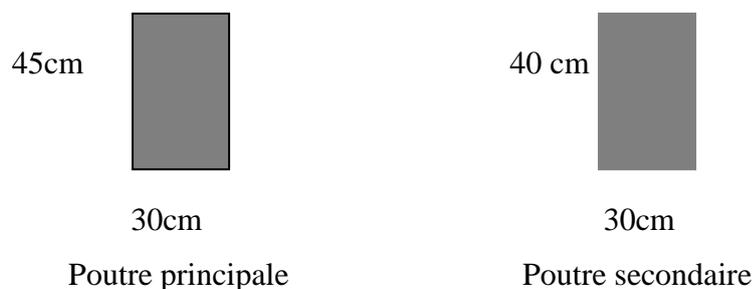


Figure. II-2 : Dimensions des Poutres

II-3) Voiles:

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

Selon le **RPA99 version 2003, Art 7.7.1** ;les éléments considérés comme voiles, sont les éléments satisfaisant la condition suivante: $L \geq 4 a$. (**Fig. II-3**)

Avec: L: portée min du voile.
a : épaisseur du voile.

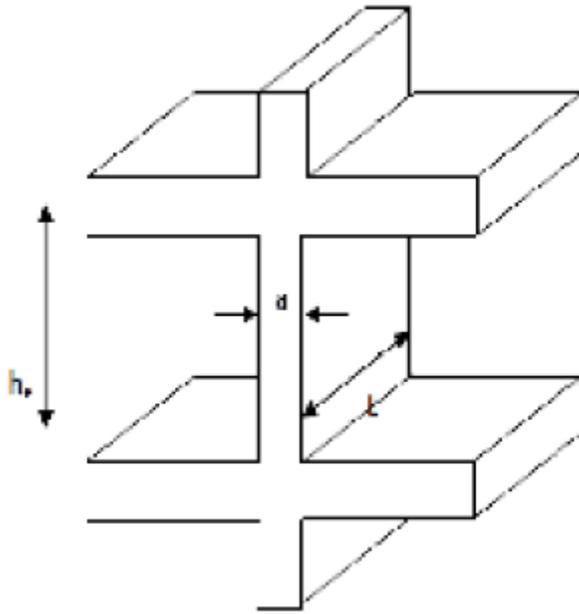


Figure. II-3: Coupe de voile en élévation.

L' épaisseur (a):

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la figure II-4.

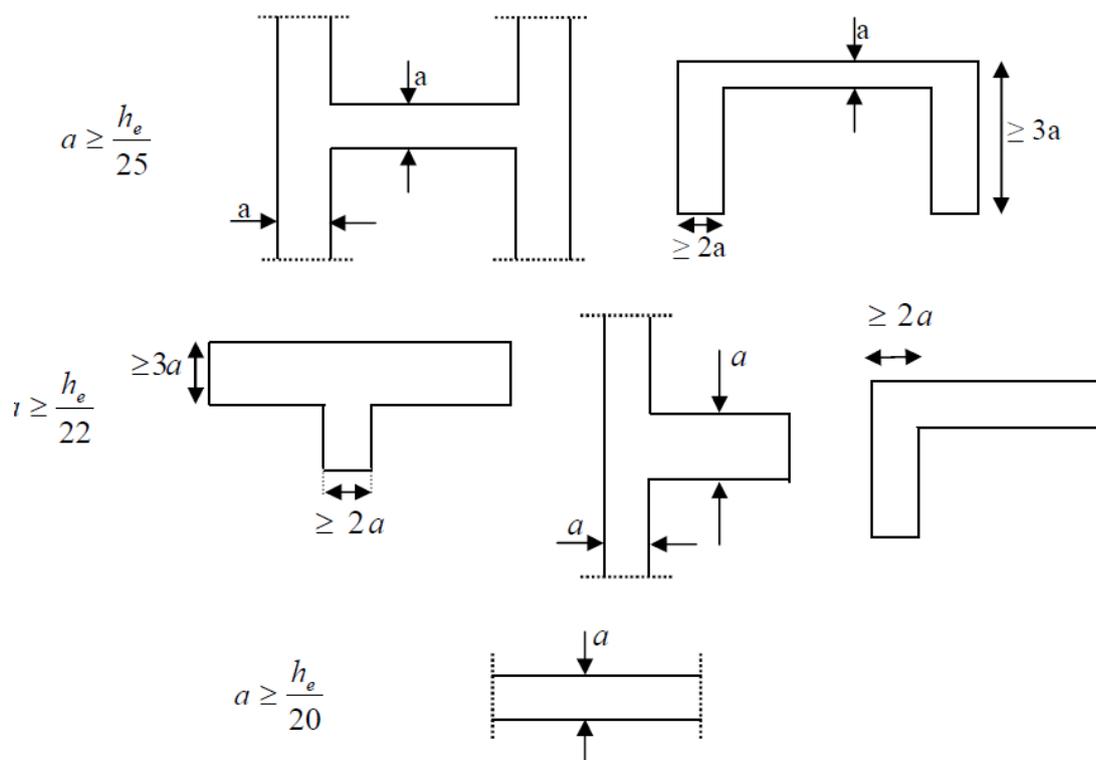


Figure .II-4 Coupes de voile en plan.

$$a \geq \max (h_e / 25; h_e / 22; h_e / 20) = h_e / 20$$

Dans notre cas, pour le RDC on a : $h_e = h - e_p = 408 - 45 = 363 \text{ cm}$

Nous aurons donc :

$$a \geq \frac{363}{20} = 18.15 \text{ cm}$$

On opte pour une épaisseur de **20cm**.

Vérification des exigences du RPA 99 (art 7, 7, 1) :

Ils sont considérés comme voiles de contreventement les voiles satisfaisants à la condition :

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

$$L_{\min} = 1 \text{ m} \geq 4 \times 0,2 = 0,8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

L_{\min} : portée minimale des voiles

II-4) Les poteaux:

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

En plus des armatures longitudinales (verticales) qui s'ajoutent à la résistance du béton à la traction, on dispose aussi des armatures transversales (les cadres) qui relient les armatures longitudinales entre elles et évitent le flambement du poteau.

Les poteaux sont pré dimensionnés à l'état limite de service en compression simple. Pour cela nous supposons que seul le béton reprend l'effort normal N_s .

- La combinaison des charges et des surcharges à utiliser est : $N_s = G + Q$.
- la section de poteau est obtenue par la formule suivante : $B \geq N_s / \sigma_{bc}$.

B : la section du poteau.

N_s : effort normal.

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

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

Selon le (**RPA 99, A7.4.1**), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ en zone III et } \text{Min } (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$$

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

Remarque :

L'effort normal N_s sera déterminé à partir de la descente de charge. On aura donc à déterminer d'abord les charges et les surcharges des différents niveaux du bâtiment.

II-4-1) Descente de charges:**II-4-1-1) Détermination des charges permanentes et surcharges d'exploitation:**

Pour déterminer les charges permanentes G (KN/m²), et les surcharges d'exploitation Q (KN/m²), nous allons nous référer au DTR B.C 2.2 ;

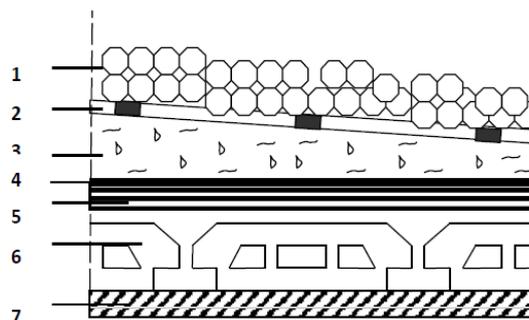
A) Les charges permanentes « G »**A-1) Les planchers:****a) Plancher terrasse :**

Figure II.6 : Coupe verticale du plancher terrasse

Les charges permanentes se résument dans le tableau suivant :

N ^o	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kn/m ³)	G (KN/m ²)
1	Couche de gravillons	0.05	20	1.00
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente en béton	0.07	22	1.54
4	Feuille de polyane	0.01	1	0.01
5	Isolation thermique	0.04	4	0.16
6	Hourdis et table compression. Ou Dalle pleine	0.24	-	3.3
		0.15	25	3.75
7	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
G_{tot} (corps creux)=6.33kn/m²				
G_{tot} (dalle pleine)=6.78 kn/m²				

Tableau II.1 : Poids surfacique des différents éléments constituant le plancher terrasse.

b) Plancher étage courant:

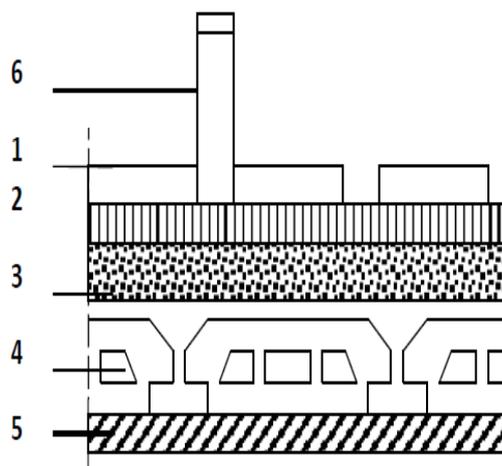


Figure II.7 : Coupe verticale du plancher d'étage courant

Elles se résument dans le tableau suivant :

N ^o	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kn/m ³)	G (KN/ m ²)
1	Carrelage scellé	0,02	20	0.40
2	Mortier de pose	0,02	22	0.44
3	Couche de sable	0,02	18	0.36
4	Hourdis et table de compression. Ou Dalle pleine	24	-	3.3
		0,15	25	3.75
5	Enduit plâtre	0,02	10	0.2
6	Cloison en briques creuses (y compris enduit plâtre)	0,10	9	0.90
		0.02	10	0.20
7	Isolation phonique	0.01	10	0.1
		$G_{tot} \text{ (corps creux)} = 5.9 \text{ kn/m}^2$ $G_{tot} \text{ (dalle pleine)} = 6.35 \text{ kn/m}^2$		

Tableau II.2 : Poids surfacique des différents éléments constituant le plancher de l'étage courant.

A-2) Les balcons:

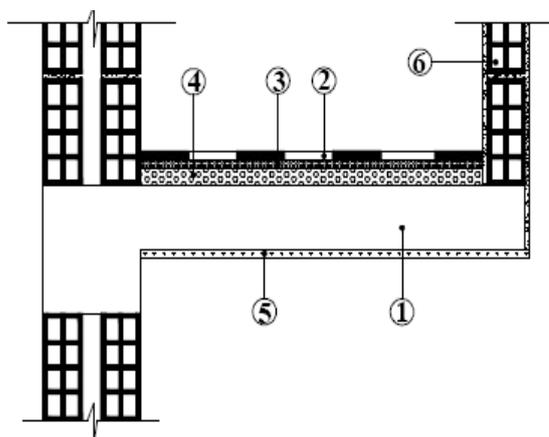


Figure II.8 : Coupe transversale d'un balcon

Les charges permanentes se résument dans le tableau suivant :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Dalle pleine	0.15	25	3.75
2	Carrelage scellé	0.02	20	0.40
3	Mortier de pose	0.02	22	0.44
4	Couche de sable	0.02	18	0.36
5	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
6	Garde corps : -Maçonnerie en brique creuses	0.01	9	0.90
	-Enduit de ciment	0.02	18	0.36
				6.57 KN/m²

Tableau II.3 : Poids des différents éléments constituant les balcons.

A-3) Maçonnerie: Nous possédons deux types de murs, murs extérieurs et murs intérieurs :

A-3-1) Murs extérieurs :

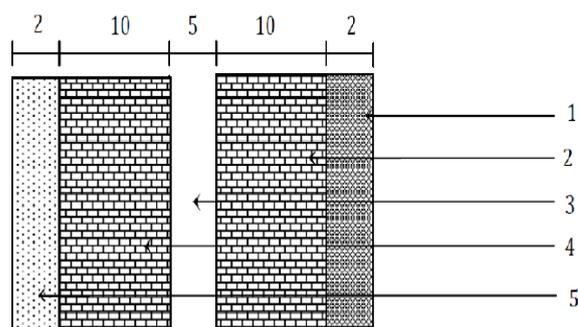


Figure 9: Coupe verticale d'un mur extérieur.

Les charges permanentes se résument dans le tableau suivant :

N ⁰	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kn/m ³)	G (Kn/m ²)
1	Enduit de ciment	0,02	18	0.36
2	Brique creuse	0,10	9	0.90
3	Lame d'air	0,05	/	00
4	Brique creuse	0,10	9	0.90
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0.20
G_{tot}				2.36 KN/m ²

Tableau II.4 : Poids surfacique des différents éléments constituant le mur extérieur

A-3-2) Murs intérieurs :

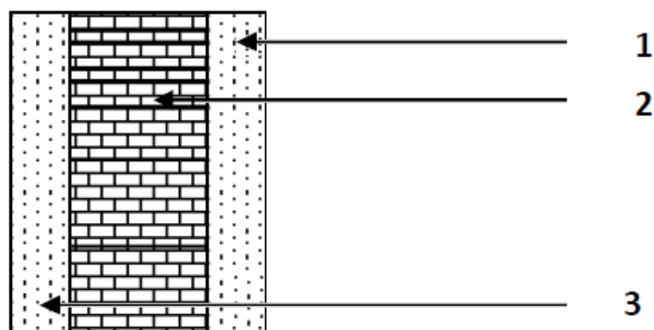


Figure 10 : Coupe verticale d'un mur intérieur

Les charges permanentes se résument dans le tableau suivant :

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kn/m ³)	G (Kn/m ²)
1	Enduit de plâtre	0,02	10	0.20
2	Brique creuse	0,10	9	0.90
3	Enduit de plâtre	0,02	10	0.20
G_{tot}				1.3 KN/m²

Tableau II.5 : Poids surfacique des différents éléments constituant le mur intérieur

A-4) Acrotère :

Section de l'acrotère :

$$S=(0.6 \times 0.2) + (0.1 \times 0.26) + (0.26 \times 0.1/2) = 0.159 \text{ m}^2$$

le poids de l'acrotère:

$$G=25 \times 0.159 = 3.975 \text{ kn/ml}$$

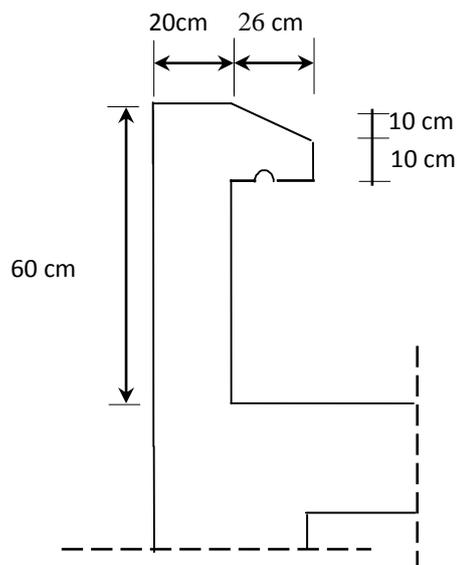


Figure 11 : Coupe transversale de l'acrotère.

B) Les surcharges d'exploitation « Q » :

Selon le DTR, nous extrairons les valeurs suivantes :

Désignation	Surcharge d'exploitation Q(KN/ml)	Désignation
Terrasse inaccessible	1	
Plancher du RDC à usage commercial	5	
Plancher d'étage courant à usage d'habitation	1.5	
Terrasse accessible	1.5	
Acrotère	1	
Escalier	2.5	
Loggia ;Balcon	3.5	
cages d'ascenseurs	1	
Dalle plein	2.5	

Tableau II.6: Surcharge d'exploitation des différents niveaux.

II-4-2) Application de la méthode de descente de charge:**II-4-2-1) Surface d'influence :**

Détermination de la surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité:

Dans notre cas, le poteau le plus sollicité est « B4 » illustré sur la **figure 12**

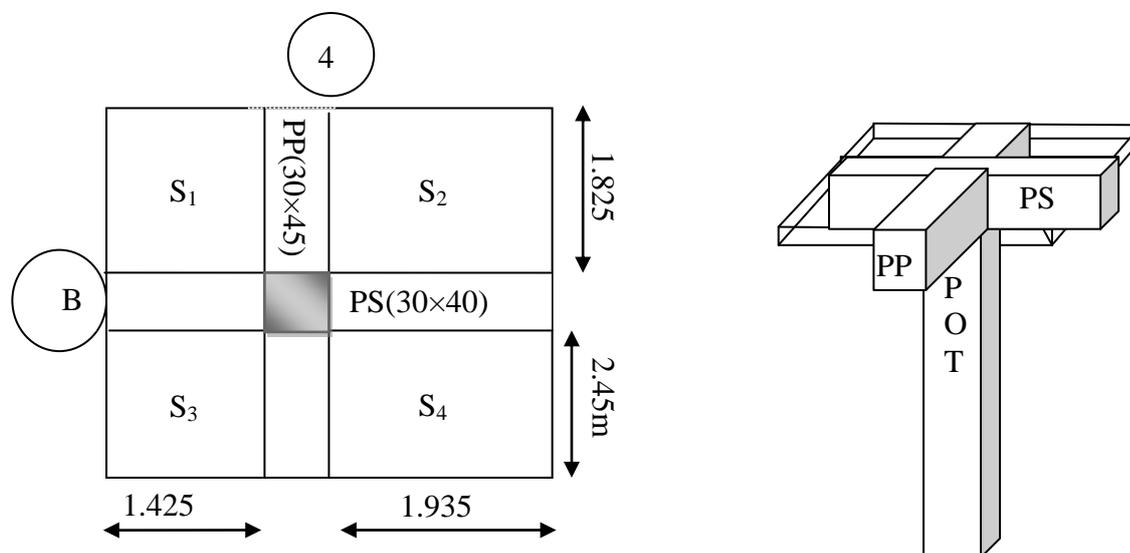


Fig12: présentation du poteau le plus sollicité

II-4-2-2) Détermination du poids propre des éléments :**a) Poids propre des poutres :****a-1) Poutres principales :**

$$G_p = 0.3 \times 0.45 \times (5.17 - 0.25) \times 25 = 16.74 \text{ KN}$$

a-2) Poutres secondaires :

$$G_s = 0.3 \times 0.40 \times (5.42 - 0.25) \times 25 = 15.51 \text{ KN}$$

Poids total (GPP+QPS):

$$G_{pt} = 16.74 + 15.51 = 32.25 \text{ KN}$$

b) Poids propre des planches :**b-1) Plancher terrasse :**

$$G_{pt} = 14.36 \times 6.33 = 90.89 \text{ KN}$$

b-2) Plancher étage courant :

$$G_{pc} = 14.36 \times 5.9 = 84.72 \text{ KN}$$

c) Poids propre des poteaux :

Le poids propre des poteaux sera pris en compte dans le calcul au fur et à mesure que leur sections réelles seraient fixées

$$\text{RDC : } G = 0.25 \times 0.25 \times 4.08 \times 25 = 6.38 \text{ KN}$$

$$\text{Etage courante : } G = 0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25 = 4.78 \text{ KN}$$

II-4-2-3) Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression :

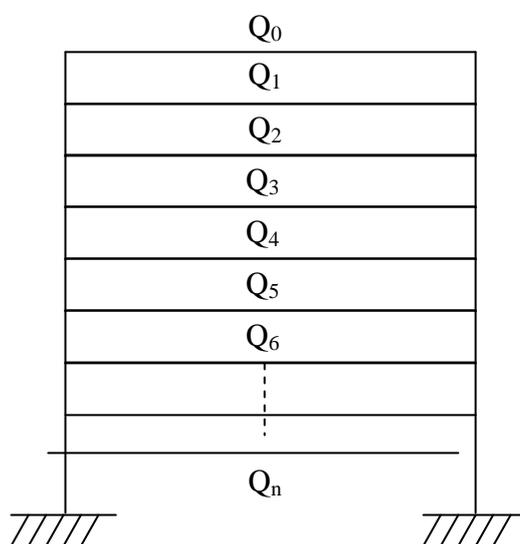
- **Loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étages :**

La dégression des charges s' s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, bâtiments à usage d'habitation et commercial, sous réserve de satisfaire certaines conditions notamment pour les locaux industriels et commerciaux.

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

Soit : Q_0 , la charge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

$Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$, les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, 3, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.



$$\Sigma_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\Sigma_4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

Pour $n \geq 5$

$$\Sigma_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Tableau II.7 : Coefficients de dégression de surcharges.

Niveau	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Coeff	1	1	0,95	0,9	0,85	0,8	0,75	0,714	0,688	0,667

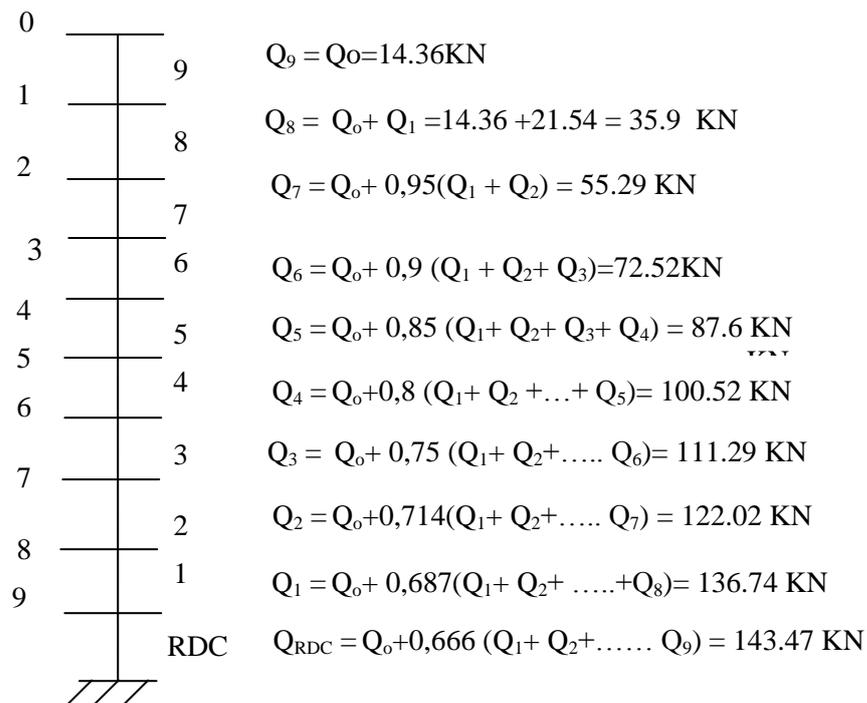


Tableau II-8 : Dimensionnement des poteaux

Etages	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitation		N =G _c +Q _c	$S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$	
	Poids de plancher (KN)	Poids poteaux (KN)	Poids poutres (KN)	G (KN)	G _c cumulé (KN)	Q (KN)	Q _c cumulé (KN)		$\frac{N}{\sigma_{bc}}$ (cm ²)	S (cm ²)
9	90.89	4.78	32.25	127.92	127.92	14.36	14.36	142.28	94.85	30x30
8	84.72	4.78	32.25	121.75	249.67	21.54	35.9	285.57	190.38	30x30
7	84.72	4.78	32.25	121.75	371.42	21.54	55.29	426.71	284.47	30x30
6	84.72	4.78	32.25	121.75	493.17	21.54	72.52	565.69	377.13	30x30
5	84.72	4.78	32.25	121.75	614.92	21.54	87.60	702.52	468.35	35x35
4	84.72	4.78	32.25	121.75	736.67	21.54	100.52	837.19	558.13	35x35
3	84.72	4.78	32.25	121.75	858.42	21.54	111.29	969.71	646.47	35x35
2	84.72	4.78	32.25	121.75	980.17	21.54	122.02	1102.19	734.79	40x40
1	84.72	4.78	32.25	121.75	1101.92	21.54	136.74	1238.66	825.77	40x40
RDC	84.72	6.38	32.25	123.35	1225.27	50.26	143.47	1368.74	912.49	40x40

Conclusion :

Les sections des poteaux adoptées sont :

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

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

6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} étage $\Rightarrow (30 \times 30) \text{ cm}^2$

La descente de charges ne tient pas en compte l'effet du séisme donc on a majoré les sections des poteaux.

II- 5-1) Vérification des conditions du RPA (article 7.4.1) :

Les dimensions de la section des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :
En zone (IIa) portance moyenne (**groupe 2**).

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

$\text{Min}(b_1, h_1) = 25 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$ en zone IIa \implies **Condition vérifiée sur tous les niveaux**

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$ (h_e : la hauteur d'étage)

$$\frac{h_{e \max}}{20} = \frac{408}{20} = 20.4 \implies \text{condition vérifiée}$$

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

Poteaux du RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage : $1/4 < (b/h = 40/40 = 1) < 4$ (OK)

Poteaux du 3^{ème}, 4^{ème}, et 5^{ème} étage : $1/4 < (b/h = 35/35 = 1) < 4$ (OK)

Poteaux du 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} étage : $1/4 < (b/h = 30/30 = 1) < 4$ (OK)

II- 5-2) Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

Le calcul du poteau au flambement consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50 \quad (\text{BAEL 99 B.8.4.1})$$

Avec :

λ : élancement du poteau.

L_f : longueur de flambement $L_f = 0.7 L_0$ (poteaux encasturé-encasturé)

L_0 : La hauteur libre de poteaux ;

i : rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad I = \frac{h b^3}{12} \quad \text{Avec } I : \text{Moment d'inertie.}$$

$B = ab =$ Section transversale du poteau.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{h b^3}{12}} \frac{1}{b}} = \frac{0.7 L_0 \sqrt{12}}{b}$$

$$\lambda = 2.42 L_0/b.$$

Application numérique

$l_f = 0.7 \times (4.08 - 0.4) = 2.576 \text{ m}$ pour le poteau du RDC,

$l_f = 0.7 \times (3.06 - 0.4) = 1.862 \text{ m}$ pour les poteaux des étages courants

- **Pour les poteaux (40X40) :**

$$i = \sqrt{\frac{40 \times 40^3}{12 \times 40 \times 40}} = \sqrt{\frac{40^2}{12}} = 11.54 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{1.862 \cdot 10^2}{11.54} = 16.13 < 40$$

- **Pour les poteaux (35X35) :**

$$i = \sqrt{\frac{35 \times 35^3}{12 \times 35 \times 35}} = \sqrt{\frac{35^2}{12}} = 10.10 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{1.862 \cdot 10^2}{10.10} = 18.43 < 35$$

- **Pour les poteaux (30X30) :**

$$i = \sqrt{\frac{30 \times 30^3}{12 \times 30 \times 30}} = \sqrt{\frac{30^2}{12}} = 8.66 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{1.862 \cdot 10^2}{8.66} = 21.50 < 30$$

Conclusion :

Après avoir fait ces calculs, nous avons opté pour le pré-dimensionnement suivant :

Dalle en corps creux : **h=20+4=24cm**

Dalle pleine : **ep=15cm**

Poutres principal : **30x45**

Poutres secondaire : **30x40**

Voile de contreventement : **ep=20cm**

Poteaux du RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage: **40x40cm²**

Poteaux du 3^{ème}, 4^{ème}, et 5^{ème} étage: **35x35cm²**

Poteaux du 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} étage : **30x30cm²**

Introduction :

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments de structure qui peuvent être étudiés isolement sous l'effet des seules charges qu'ils leur reviennent. Le calcul se fera conformément aux règles du (BAEL 99).

III -1) Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé qui assure le bon fonctionnement des étanchéités au niveau de la terrasse, il est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse.

Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de largeur unitaire (1m).

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

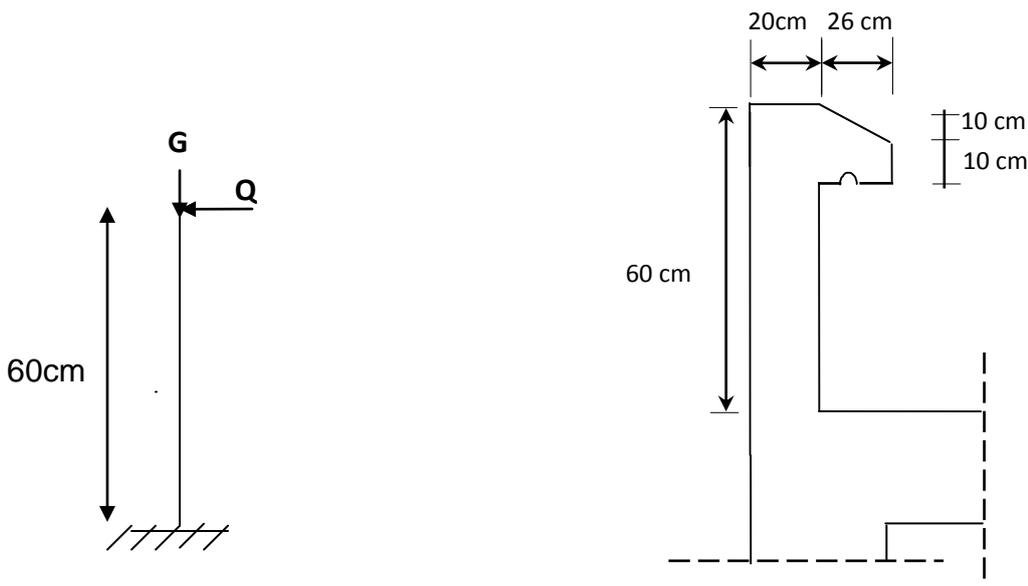
➤ Dimension de l'acrotère :

Figure III-1-1 : Coupe verticale de l'acrotère.

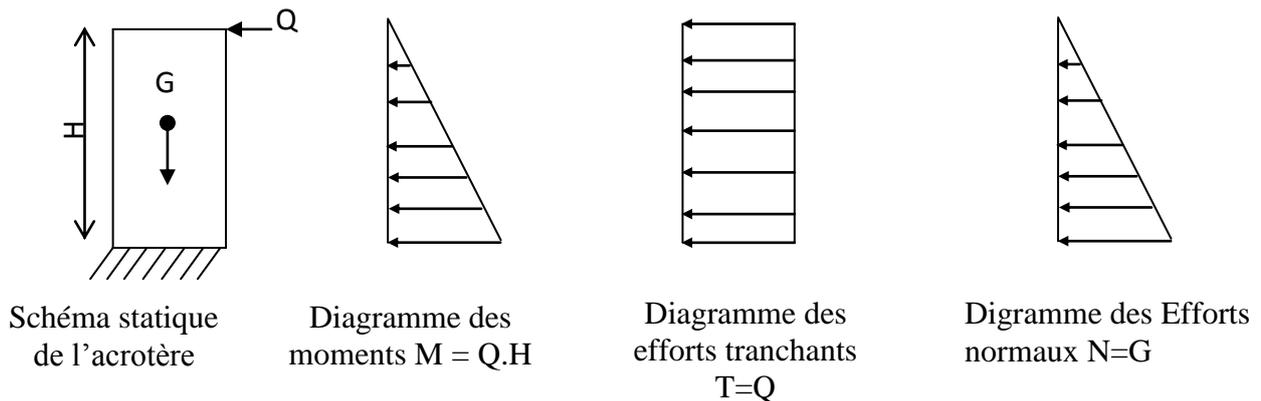


Fig.III -2 : Diagrammes des efforts internes

III-1-1- Détermination des sollicitations :

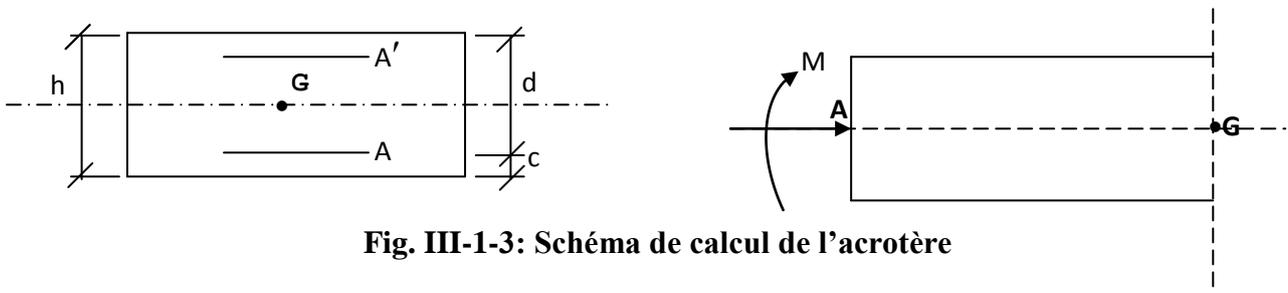


Fig. III-1-3: Schéma de calcul de l'acrotère

- Poids propre de l'acrotère : $G=3.975 \text{ KN/ml}$.
 - Charge d'exploitation : $Q=1,00 \text{ KN /ml}$.
 - Effort normal dû au poids propre G : $N=Gx1=3.975 \text{ KN}$.
 - Effort tranchant : $T=Qx1=1,00 \text{ KN}$.
 - Moment fléchissant max dû à la surcharge Q : $M=QxHx1=1X0.6X1=0,60 \text{ KNm}$
- **Calcul de la force sismique F_P** (RPA art 6.2.3) : Les forces horizontales de calcul F_P agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_P = 4 A C_P W_P$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone et le groupe d'usage approprié ($A = 0.15$).

(Notre ouvrage est de Groupe 2)

C_P : Facteur de force horizontale ($C_P= 0,3$).

W_P : Poids de l'élément considéré.

D'où $F_P = 4 \times 0,15 \times 0,3 \times 3.975 = 0,715 \text{ KN/ml}$.

III-1-2) Combinaison des charges :

➤ **ELU** : la combinaison de charges est: **$1.35 G + 1.5 Q$**

- Effort normal de compression dû à G: $N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 3,975 = 5,366 \text{ KN}$.
- Moment de renversement dû à Q : $M_u = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KNm}$.

ELS: la combinaison de charges est: **$G + Q$**

- Effort normal de compression : $N_s = 3,975 \text{ KN}$.
- Moment de renversement: $M_s = 0,60 \text{ KNm}$.

III-1-3) Ferrailage de l'acrotère:

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire. Pour le calcul on considère une section ($b \times h$) cm^2 soumise à la flexion composée (fig. III-3).

h : Epaisseur de la section : 20cm

b : largeur de la section : 100cm

c et c' : Enrobage : 3cm

$d = h - c$: Hauteur utile: $20 - 3 = 17 \text{ cm}$

M_f : Moment fictif calculé par rapport au **CDG** des armatures tendues.

❖ Calcul des armatures à L'ELU:

➤ **Position du centre de pression à l'ELU :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9 \times 10^2}{5,366} = 16,772 \text{ cm} = 17 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{20}{2} - 3 = 7 \text{ cm}$$

$\frac{h}{2} - c < e_u \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les

armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M_f , puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

Avec :

- ✓ M_U : moment dû à la compression.
- ✓ N_U : effort de compression.
- ✓ e_u : excentricité.

$\left(\frac{h}{2} - c\right) = y$: la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des

armatures tendus.

a) Calcul en flexion simple:

➤ **Moment fictif:**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0.9 + 5.366 \left(\frac{0.2}{2} - 0.03 \right) = 1.28 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment réduit :**

$$\mu_f = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.28 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.002 \quad \text{Avec: } f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$$

$\mu_f = 0.002 < \mu_1 = 0.392 \dots\dots\dots \text{S.S.A}$

$A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$

$\mu_u = 0.002 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.999$

D'où l'armature nécessaire en flexion simple :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{1.28 \times 10^3}{0.999 \times 0.17 \times (400/1.15) \times 10^6} = 2.16 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2. \quad \mathbf{A_f = 0.216 \text{ cm}^2.}$$

b) Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures:

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.216 - \frac{5.366 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.062 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0$ (les armatures comprimées ne sont pas nécessaire)

III-1-4) Vérification à l'ELU:

a)Condition de non fragilité: (Art. A.4.2.1/BAEL 91 modifiés 99) :

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : $A_s \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 2.05 \text{ Cm}^2$$

Avec: $e_s = \frac{M_s}{N_s} = 0.15 \text{ m.}$

$f_{t28} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1 \text{ MPa.}$

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

$A_s = A_{\min} = 2.05 \text{ cm}^2$

Soit: $A_s = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2 / ml$ avec un espacement $S_t = 100 / 4 = 25 \text{ cm}$

➤ **Armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $A_r = 3\text{HA}8 = 1.5 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$ sur 60 cm de hauteur

b) Vérification au cisaillement :

Nous avons une fissuration préjudiciable le BAEL impose :

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \{2,5; 4 \text{ MPa}\} \quad \tau = 2,5 \text{ MPa}$$

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad [\text{BAEL91 art 5.1.1}]$$

Avec : $V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10}{10^2 \times 17} = 0,0088 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$: La condition est vérifiée donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3) Vérification de l'adhérence des barres (art A.6.1, 3 BAEL91) :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i}$$

Avec : $\sum u_i$ Somme des périmètres utiles des barres.

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

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0,9 \times 170 \times 125,6} = 0,078 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0,078 < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \iff$ La condition est vérifiée

Ancrage des barres (Art A.6.1.22 /BAEL91)

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit « L_s »

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \quad ; \quad \tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2,835} = 352,73 \text{ mm}$$

Soit : $L_s = 36 \text{ cm}$.

III-4-5) Vérification à l'ELS: L'acrotère étant exposé aux intempéries, la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit vérifier:

- **Dans les aciers :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_e}) \right]$$

$$\bar{\sigma}_s = \min [226.67, \max(200; 201.63)] = 201.63 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\eta = 1.6 \text{ (HA)}$$

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

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 17} = 0.184 \rightarrow \beta_1 = 0.931 \rightarrow K_1 = 57.46$$

$$K = \frac{1}{K_1} = 0.017$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{0.6 \times 10^3}{0.931 \times 17 \times 3.14} = 12.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Dans le béton :** On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0.017 \times 12.07 = 0.205 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'écartement des barres :**

1-Armatures verticales :

$$A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2-Armatures de répartition :

$$S_t \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 60 / 4 = 15 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification au flambement :**

- 1-calculation de l'élancement :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f \sqrt{A}}{\sqrt{I}}$$

Avec : λ : Élancement de l'élément

L_f : longueur de flambement

i : rayon de giration

I : moment d'inertie de la section

A : section de l'élément

$$A = 0.2 \times 1 = 0.2 m^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times (0.2)^3}{12} = 6.66 \cdot 10^{-4} m^4$$

$$L_f = 2L_0 = 2H = 1.2 m$$

$$\lambda = \frac{1.2 \sqrt{0.2}}{\sqrt{6.66 \cdot 10^{-4}}} = 20.79$$

- 2-vérification à l'élancement :

$$\lambda \leq \max \left[50; \min \left(\frac{67 \cdot e_u}{h}; 100 \right) \right] = \max [50; \min(18.98; 100)]$$

$$\lambda = 20.79 \leq \max(50; 18.98) = 50 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

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

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

D'où $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,3 \times 3.975 = 0.715 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \rightarrow$ condition vérifiée.

Conclusion : L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile. On adoptera ainsi pour ferrailage les armatures calculées précédemment.

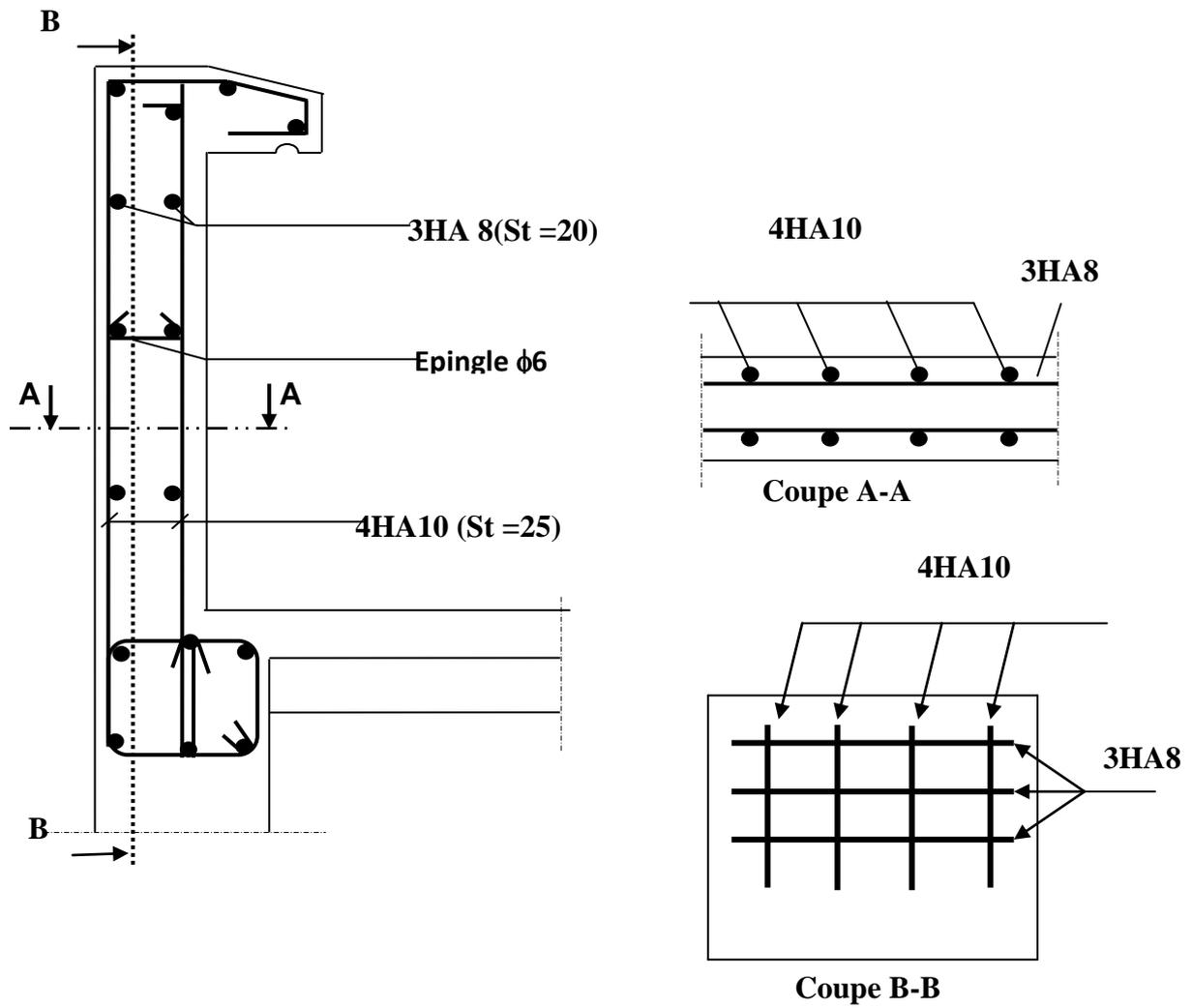


Figure III-1-4: Ferrailage de l'acrotère

III-2)- Calcul des planchers en corps creux :

Les planchers de notre projet sont réalisés en corps creux de 20cm et d'une dalle de compression 4cm armée d'un quadrillage de nuance **TLE520** reposant sur des poutrelles préfabriquées qui seront disposées suivant le sens de la petite portée.

Le plancher est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T : assurant la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles égale à **65cm**.
- Remplissage en corps creux : utilisé comme coffrage perdu et comme isolant thermique et phonique, sa hauteur est égale à **20cm**.
- Dalle de compression : son épaisseur est de **4cm**, réalisée en béton et d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :
 - limiter le risque de fissuration par retrait.
 - résister aux efforts des charges appliquées sur les surfaces réduites.

III-2-1) Calcul de la dalle de compression : [Art B 6.8.423 /BAEL 91 modifié 99]

La dalle de compression est coulée sur place, sera armée d'un treillis soudé de type TLE520, dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

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

1) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

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

l: Distance entre axes des poutrelles (l = 65cm)

Nous adopterons : 5T4 /ml = 0.63 cm², e = 100/5 = 20cm

2) Armatures parallèles aux poutrelles :

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

Nous adopterons : 5T4/ml = 0.63 cm², e = 100/5 = 20 cm

Donc : nous adopterons un treillis soudé de type 5×20×20 cm

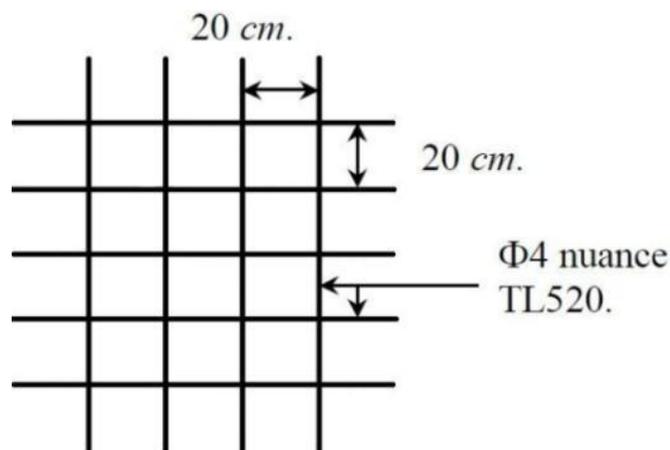


fig. III-2 -1 Treillis soudé de 20 x 20

III-2-2) Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie. La largeur de la poutrelle est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives. Elle se calcule comme une section en T.

- **Dimensionnement de la poutrelle :**

h : hauteur de la poutrelle ($h=20+4=24\text{cm}$).

h_0 : hauteur de la dalle de compression = 4 cm.

b_0 : largeur de la nervure ($b_0=12\text{cm}$)

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-après :

$$b_1 = \min(L_0/2, L/10, 8h_0)$$

$$b_1 \leq \min(26,5; 54,2 ; 32) \quad b_1 = 26,5\text{cm}$$

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

avec :

L_0 : distance entre deux poutrelles $L_0 = 65 - 12 = 53\text{cm}$

L : longueur de la plus longue travée $L = 542\text{ cm}$.

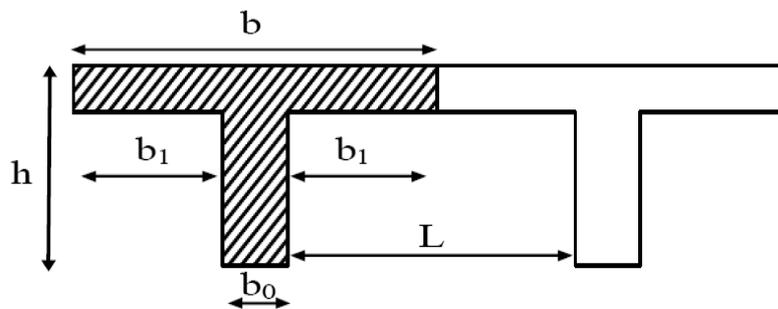


Figure III-2-2 : Dimensions de la poutrelle

Remarque :

Dans le calcul de la poutrelle, on s'intéressera au plancher le plus sollicité, c'est à-dire celui qui supporte la plus grande surcharge. Dans notre cas c'est le plancher d'étage courant à usage d'habitation. Le calcul se fera en deux étapes :

III-2-3) Plancher étage courant :

➤ **1^{ère} étape : Avant coulage de la dalle de compression :**

La poutrelle sera considérée simplement appuyée à ses deux extrémités. Elle doit supporter au plus de son poids propre, la charge due à la main d'œuvre et le poids des corps creux, on obtient alors les poids suivants :

Poids propre de la poutrelle $G = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12\text{ KN/ml}$

Poids des corps creux..... $G' = 0,65 \times 1,2 = 0,78\text{ KN/ml}$

Poids de la main d'œuvre..... $Q = 1\text{ KN/ml}$.

D'où :

$$G = G \text{ poutrelle} + G \text{ corps creux} = 0,12 + 0,78 = 0,9\text{ KN /ml}$$

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

1) Calcul à L'ELU :

-La combinaison de charges à considérer :

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

$$q_u = 1,35 \times 0,9 + 1,5 \times 1 = 2,71 \text{ KN/ml}$$

-Le moment en travée :

$$M_t = q L^2 / 8 = 2,71 \times (5,17)^2 / 8 = 9,05 \text{ KNm}$$

-L'effort tranchant :

$$T = q L / 2 = 2,71 \times 5,17 / 2 = 7,01 \text{ KN}$$

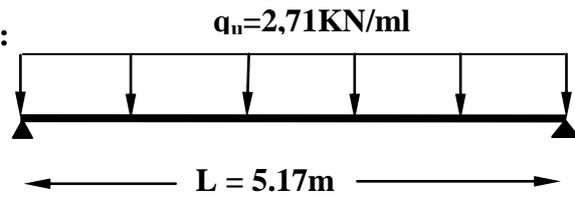


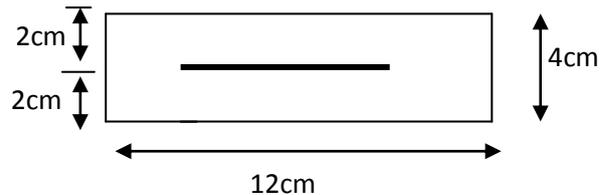
Fig. III-2-3 schéma statique de la poutelle

2) Ferrailage de la poutelle :

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

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{9,05 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2} = 13,28$$

$$\mu = 13,28 > \mu_1 = 0,392 \implies \text{SDA}$$



Remarque:

La section de la poutelle est petite, par conséquent, on ne peut pas placer la totalité des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul. On prévoit alors des étais intermédiaires pour la conforter (l'aider à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression), de manière à ce que les armatures comprimées ne lui seront pas utiles. La distance entre fil d'étais est de 190 cm.

✓ 2^{ème} étape : Après coulage de la dalle de compression :

Après le coulage de la dalle de compression, la poutelle sera calculée comme une poutre en T reposant sur plusieurs appuis, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle, en plus des charges et des surcharges éventuellement revenant au plancher.

a) Poids des planchers repris par la poutelle :

Plancher	G(KN/ml)	Q(KN/ml)
Plancher terrasse	$6,33 \times 0,65 = 4,11$	$1,00 \times 0,65 = 0,65$
Plancher étage Courant à usage habitation	$5,9 \times 0,65 = 3,84$	$1,50 \times 0,65 = 0,975$

b) Combinaison de charges :

Plancher	ELU(1.35G+1.5Q)(Km)	ELS(G+Q)(KN/ml)
Plancher terrasse	6.52	4.76
Plancher étage Courant à usage habitation	6.65	4.81

➤ **Choix de la méthode de calcul**

La détermination des efforts internes est menée à l'aide des méthodes usuelles telles que :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode de trois moments.

1) **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire**

• **Hypothèse 01 : $Q \leq (2G ; 5KN)$**

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 < 2G = 7.68 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Hypothèse 02 :** Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées. . \Rightarrow **Condition vérifiée.**

• **Hypothèse 03 :** Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$$\begin{array}{l} \frac{L_1}{L_2} = \frac{400}{290} = 1.38 \longrightarrow \text{Non vérifiée} \\ \frac{L_2}{L_3} = \frac{290}{310} = 0.94 \longrightarrow \text{Vérifiée} \\ \frac{L_3}{L_4} = \frac{310}{542} = 0.571 \longrightarrow \text{Non vérifiée} \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} \frac{L_1}{L_2} \\ \frac{L_2}{L_3} \\ \frac{L_3}{L_4} \end{array}} \right\} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

• **Hypothèse 4:** la fissuration est non préjudiciable \Rightarrow **Condition vérifiée.**

Conclusion :

Vu que l'Hypothèse 3 n'est pas vérifiée donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable. Dans ce cas, on va utiliser la méthode des trois moments.

2) **Méthode des trois moments :**

a) **Exposition de la méthode:**

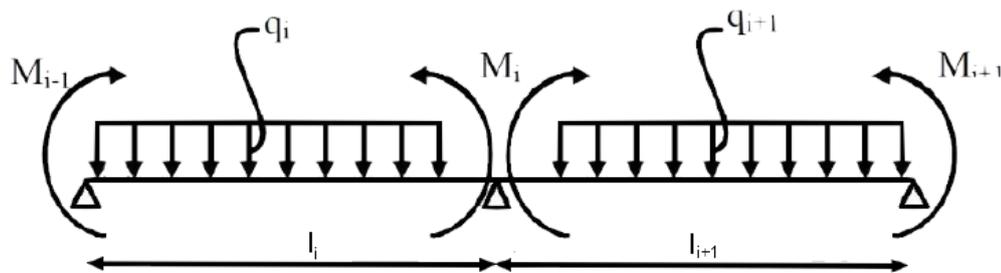


Fig.III -2-4 : Méthode des trois moments

Les équations des trois moments donnés par les expressions suivantes :

- **Moment aux appuis :**

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

- **Moment en travées :**

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

$$\mu(x) = \frac{q l_{i+1}}{2} x - \frac{q}{2} x^2 \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

M_{i-1} , M_i et M_{i+1} : Sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis « i-1 », « i » et « i+1 ».

L_i : Portée de la travée à gauche de l'appui 'i'.

L_{i+1} : Portée de la travée à droite de l'appui 'i'.

P_i : Charge répartie à gauche de l'appui 'i'.

P_{i+1} : Charge répartie à droite de l'appui 'i'.

- **Efforts tranchant:**

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = \frac{q L_i}{2} - qx + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

b) Calcul à L'ELU :

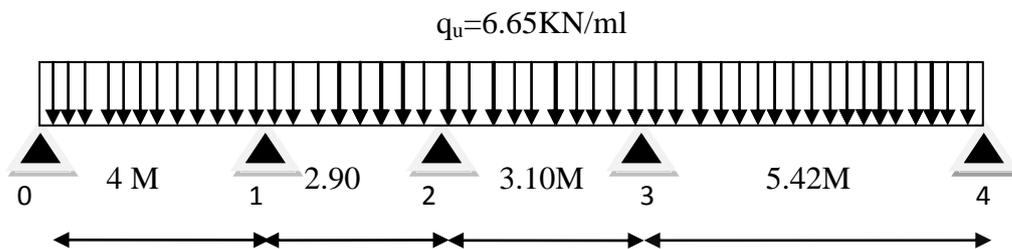


Fig. III-2-5 : Schéma statique de la poutrelle

❖ **Calcul des efforts :**

- **Moments aux appuis :** la méthode des trois moments nous donne le système d'équation suivant:

- Pour $i=0$

$$8M_0 + 4M_1 = -106.4 \text{ KNm}$$

- Pour $i=1$

$$4M_0 + 13.8M_1 + 2.9M_2 = -97.62 \text{ KNm}$$

- Pour $i=2$

$$2.9M_1 + 12M_2 + 3.1M_3 = -90.07 \text{ KNm}$$

- Pour $i=3$

$$3.1M_2 + 17.04M_3 + 5.42M_4 = -314.23 \text{ KNm}$$

- Pour $i=4$

$$5.42M_3 + 10.84M_4 = -264.70 \text{ KNm}$$

- **La résolution du système nous donne en [KN m] :**

$$M_0 = -9.65; M_1 = -7.29; M_2 = -2.61$$

$$M_3 = -12.12; M_4 = -18.38$$

- **Moments en travée :** Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

X_i : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation suivante : v

$$\rightarrow x_i = \frac{l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q.l_i}$$

-Calcul de la distance x_i :

$$\text{Travée 0-1 : } X_0 = \frac{4}{2} + \frac{(-7.29 + 9.65)}{6.65 \times 4} = 2.08 \text{ m}$$

$$\text{Travée 1-2 : } X_1 = \frac{2.9}{2} + \frac{(-2.61 + 7.29)}{6.65 \times 2.9} = 1.69 \text{ m}$$

$$\text{Travée 2-3 : } X_2 = \frac{3.1}{2} + \frac{(-12.12 + 2.61)}{6.65 \times 3.1} = 1.08 \text{ m}$$

$$\text{Travée 3-4 : } X_3 = \frac{5.42}{2} + \frac{(-18.38 + 12.12)}{6.65 \times 5.42} = 2.53 \text{ m}$$

- Calcul des Moments en travée :

$$\text{Travée (0-1)} \rightarrow x_0 = 2.06\text{m} \rightarrow M_{t(0-1)} = 4.85\text{KNm}$$

$$\text{Travée (1-2)} \rightarrow x_1 = 2.24\text{m} \rightarrow M_{t(1-2)} = 2.24\text{KNm}$$

$$\text{Travée (2-3)} \rightarrow x_2 = 1.08\text{m} \rightarrow M_{t(2-3)} = 1.3\text{KNm}$$

$$\text{Travée (3-4)} \rightarrow x_3 = 2.53\text{m} \rightarrow M_{t(3-4)} = 9.27\text{KNm}$$

N.B:

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

-Augmentation de 1/3 pour les moments en travée

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

➤ Aux appuis :

- $M_0 = -6.43 \text{ KNm}$

- $M_1 = -4.86 \text{ KNm}$

- $M_2 = -1.74 \text{ KNm}$

- $M_3 = -8.08 \text{ KNm}$

- $M_4 = -12.25 \text{ KNm}$

➤ En travées :

- $M_{t(0-1)} = 6.46 \text{ KNm}$

- $M_{t(1-2)} = 2.98 \text{ KNm}$

- $M_{t(2-3)} = 1.77 \text{ KNm}$

- $M_{t(3-4)} = 12.36 \text{ KNm}$

❖ Efforts tranchants :

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = \frac{q L_i}{2} - qx + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

- Travée 0-1 : T (0) = 12.91 KN
T (3.25) = -13.69 KN
- Travée 1-2 : T (0) = 10.72KN
T (2.9) = -8.56 KN
- Travée 2-3 : T (0) = 8.26KN
T (3.1) = -12.35 KN
- Travée 3-4 : T (0) = 17.25N
T (5.42) = -18.79 KN

b) Diagrammes des efforts internes à l'ELU :

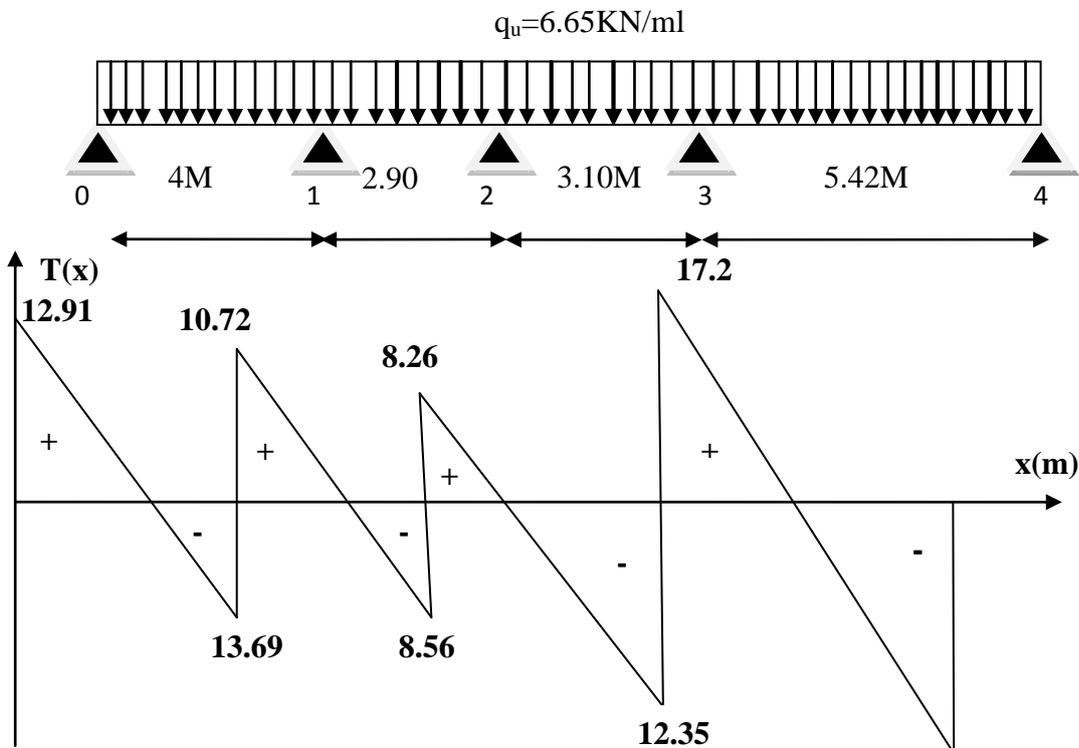


Fig. III-2-6: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

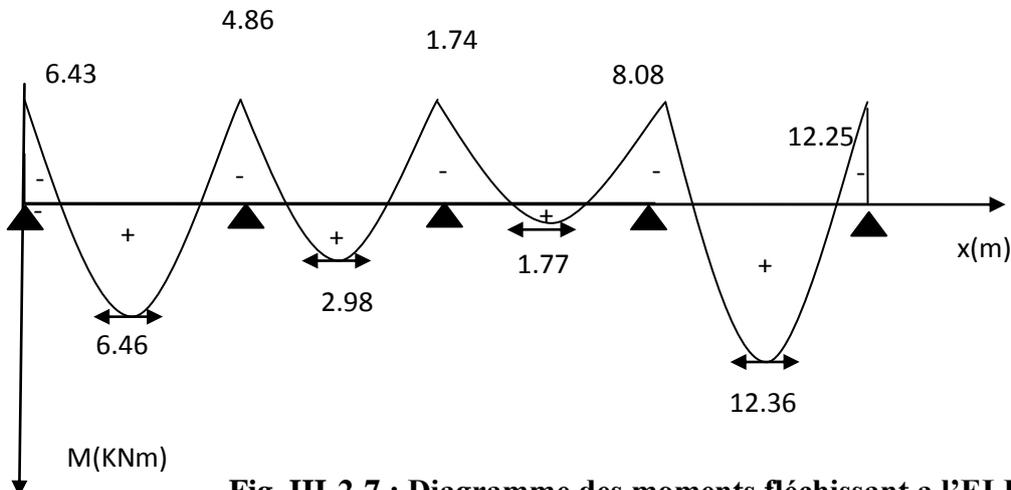


Fig. III-2-7 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELU

C) Ferrailage:

Le ferrailage se fera à l'ELU avec les moments **Max** en **travées** et sur **appuis**.

❖ **Caractéristiques géométriques de la section de calcul :**

$b = 65\text{cm}$ (largeur de la table de compression)

$h = 24\text{ cm}$ (hauteur total de plancher)

$b_0 = 12\text{cm}$ (largeur de la nervure)

$h_0 = 4\text{cm}$ (épaisseur de la table de compression)

$c = 2\text{cm}$ (enrobage des armatures inférieures)

$d = 22\text{cm}$ (distance du centre de gravité des armatures inférieures jusqu'à la fibre la plus comprimée)

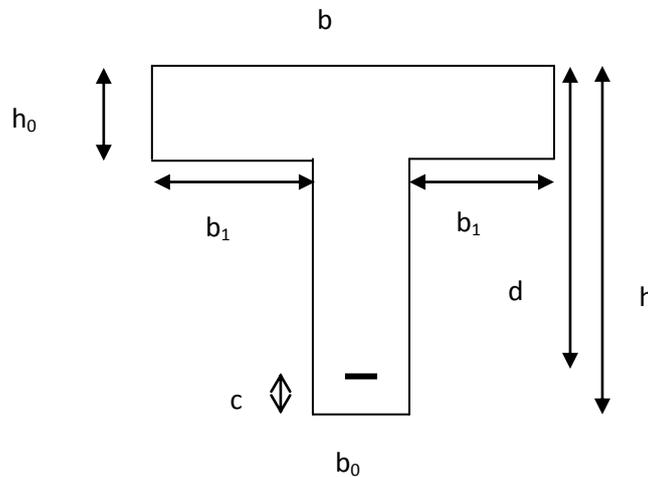


Fig. III-2-8 : Section de calcul de la poutrelle après Coulage de la dalle de compression (Section en T)

❖ **Caractéristiques des matériaux :**

$$f_{su} = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

M_0 : Moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,22 - \frac{0,04}{2} \right) = 73,84 \text{ KN.m}$$

1)-Armatures longitudinales :

- En travée :

$M_{t \max} = 12.36 < M_0 = 73.84$ l'axe neutre se situ dans la table de compression.

Donc, nous aurons à calculer une section rectangulaire (**b x h**).

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{12.36 \times 10^6}{650 \times (220)^2 \times 14,2} = 0,028 < 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA} \rightarrow (A_{sc} = 0).$$

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

-Les armatures nécessaires (traction) :

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{12.36 \times 10^5}{0,986 \times 22 \times 348 \cdot 10^2} = 1.64 \text{cm}^2$$

Nous adopterons **3HA10 = 2.36cm²**

- Aux appuis : Le moment est négatif, c'est à dire qu'il tend les fibres supérieures. Pour nos calculs, on renverse la section pour avoir des moments positifs.

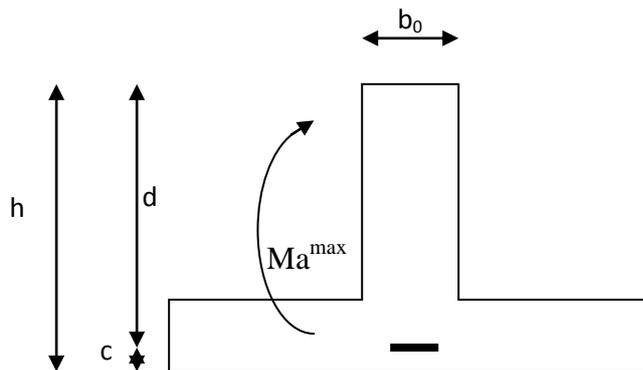


Fig.III-2-9 Section de calcul de la poutrelle aux appuis

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{12.25}{0,12(0,22)^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3} = 0,148$$

$$\mu = 0,148 < 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow A_{sc} = 0 \text{cm}^2$$

-les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$\mu = 0,148 \rightarrow \beta = 0,919$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{12.25 \times 10^5}{0,919 \cdot 22 \times 348 \times 10^2} = 1.74 \text{cm}^2$$

Soit **A_{st} = 2HA12 = 2.26cm²**

2)- Armatures transversales :

- **Diamètre des aciers transversaux (RPA99/2003-Art :7-2-2) :**

Il faut vérifier que :

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

ϕ_l : Diamètre maximal des armatures longitudinales

$$\phi_t \leq \min \{12mm; 6.8; 12mm\} = 6.8mm$$

On adopte un diamètre $\phi_t = 6mm$

- **La section des armatures transversales :**

$$A_t = 2 \phi_6 = 0,56cm^2$$

- **L'espace entre les cadres :**

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

$$S_{t1} = \min(0,9d, 40cm) = 19.8cm$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} = \frac{0,56 \times 235}{0,4 \times 12} = 27,42cm$$

$$S_t = \min \{19.8; 27.42\} = 19.8cm$$

Soit: $S_t = 19cm$

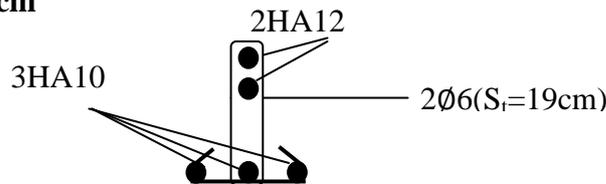


Fig.III-2-10 : Schéma de ferrailage de la poutrelle

d) Les vérifications à ELU :

- ❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \cdot 12 \times 22 \times 2,1}{400} = 0,32cm^2$$

-En travée : $A_s = 2.36cm^2 > 0,32cm^2$ Condition vérifiée.

-Aux appuis: $A_s = 2.26cm^2 > 0,32cm^2$ Condition vérifiée.

❖ **Vérification au cisaillement :**

Fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5MPa \right\} = \min \{3,33MPa, 5MPa\} = 3,33MPa$$

$$\tau_u = \frac{v_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{18,79 \times 10^3}{120 \times 220} = 0,71 < 3,33MPa \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la contrainte d'adhérence**

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \Psi = 1,5$$

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

$\sum u_i$: Somme des périmètres ultimes des barres

$$\tau_{se} = \frac{18,79 \times 10^3}{0,9 \times 220 \times 3,14 \times 2 \times 12} = 1,26 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,26 < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Ancrage des barres: (BAEL99.Art. A-6-1-2)**

La longueur de l'ancrage droit nécessaire :

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

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} \quad \text{Avec: } \tau_s = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 (A.6.1.21) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à 0,4.Ls pour les aciers H.A.

Donc :

$$L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 42,32 = 16,93 \text{ cm.}$$

❖ **Vérification des contraintes tangentielles (cisaillement) :**

- **Au niveau de la liaison hourdis/âme :**

$$\tau_u = \frac{V_u(b-b_0)}{h_0 2bZ_b} \leq \bar{\tau}_u \quad (\text{BAEL91 modifié 99 : Art -A.5.3.2})$$

Avec : $Z_b = 0,9 d$.

$$\tau_u = \frac{V_u(b-b_0)}{h_0 2bZ_b} = \frac{18.79 \times 10^3 (650 - 120)}{40 \times 2 \times 650 \times 198} = 0.97 \text{MPa}$$

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

$\tau_u = 0.97 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa}$condition vérifiée.

- **Aux niveaux des appuis :**

$$\tau_u = \frac{2.V_u}{b_0 \cdot 0,9 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,8 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 13,33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2 \times 18.79 \cdot 10^3}{120 \times 0,9 \times 220} = 1.58 \text{MPa}$$

$1.58 \text{MPa} < 13.33 \text{MPa}$ condition vérifiée.

- ❖ **Justification des sections d'appuis vis-à-vis de l'effort tranchant (BAEL99-Art :5.1.3) :**

Appuis de rive :

Pour équilibrer l'effort tranchant sur l'appui on doit prolonger les armatures inférieures au delà du bord de l'appui, cette section d'armature doit vérifier la condition suivante :

$$A_{st \text{ ancrée}} \geq \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{18.79 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.54 \text{cm}^2$$

$A_{st} = 2.36 \text{cm}^2 > 0.54 \text{cm}^2$OK.

Donc on peut prolonger les armatures inférieures qu'on a déjà calculées.

e) Vérification à l'ELS :

❖ Moment de flexion et effort tranchant à l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées le BAEL (A-6-5-1) précise que la multiplication des résultats du calcul à l'ELU par le coefficient (q_s/q_u) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS. Les valeurs des efforts internes sont représentées sur les figures ci-dessous:

$$q_s = G + Q$$

$$\left. \begin{aligned} q_s &= 3.84 + 0.975 = 4.81 \text{ KN/ml.} \\ q_u &= 1.35 \times 3.84 + 1.5 \times 0.975 = 6.65 \text{ KN/ml.} \end{aligned} \right\} \rightarrow \frac{q_s}{q_u} = \frac{4.81}{6.65} = 0.72$$

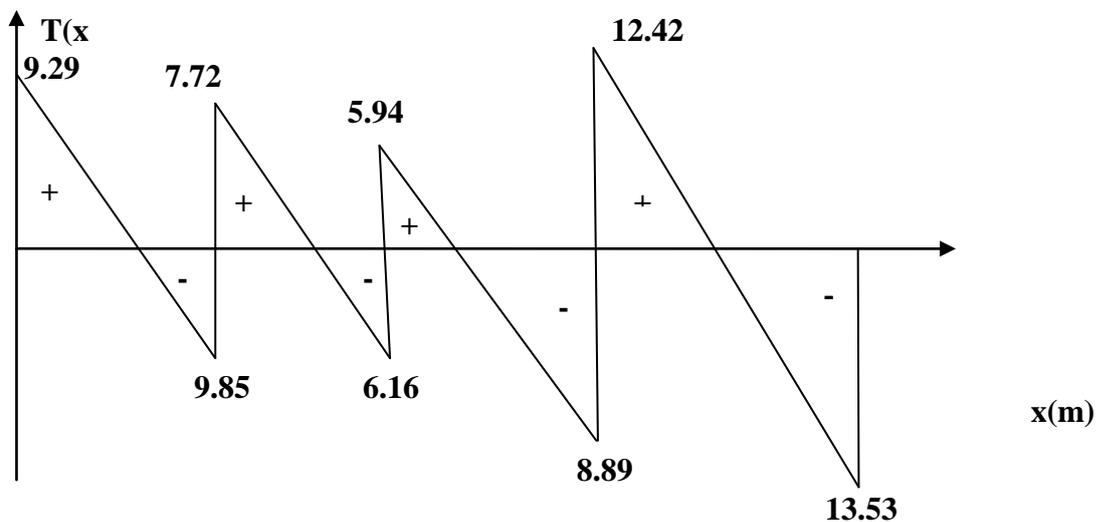


Fig. III-2-11: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

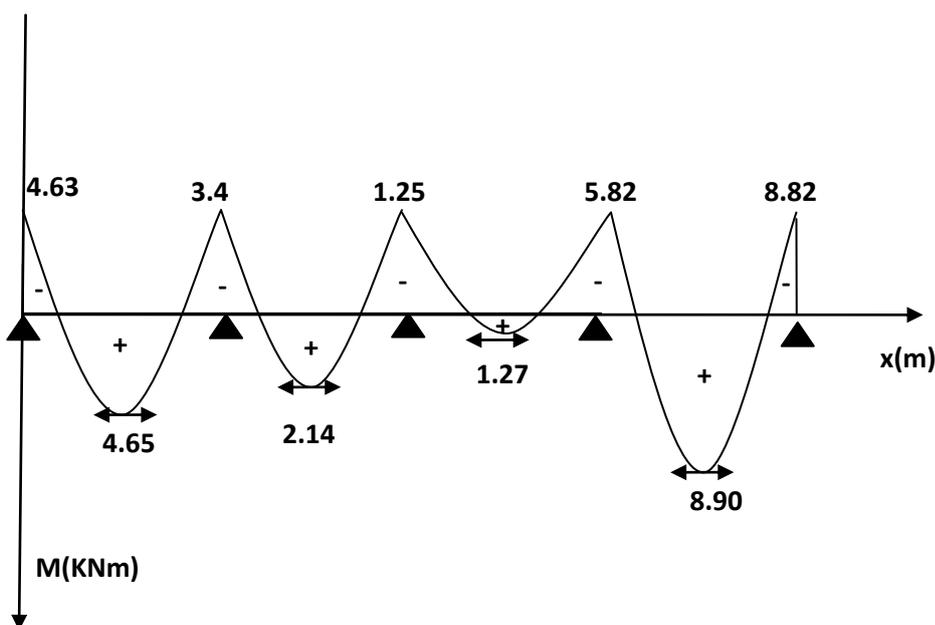


Fig. III-2-12 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELS

❖ **Vérification de la résistance à la compression du béton :**

La contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \sigma_s \times k$$

• **- En travée :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée :

$$A_s = 3 \phi_{10} = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 2.36}{12 \times 22} = 0.894 \rightarrow \beta_1 = 0.866 \rightarrow \alpha_1 = 0.402$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0.402}{15(1 - 0.402)} = 0.045$$

-La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{8.90 \times 10^6}{0.866 \times 220 \times 2.36 \times 10^2} = 197.94 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = 0.045 \times 197.94 = 8.91 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Aux appuis :**

La section d'armatures adoptée aux appuis :

$$A_s = 2 \phi_{12} = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 2.26}{12.22} = 0.856 \rightarrow \beta_1 = 0.868 \rightarrow \alpha_1 = 0.396$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0.396}{15(1 - 0.396)} = 0.044$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{8.82 \times 10^6}{0.868 \times 220 \times 2.26 \times 10^2} = 204.60 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = 0.044 \times 204.60 = 9.002 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusions :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

❖ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Nous avons une fissuration peu préjudiciable donc aucune vérification n'est nécessaire

❖ **Vérification de la flèche :**

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

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{24}{542} = 0.044 < \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots (1) \dots \dots \dots$ Condition non vérifiée.
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t^s}{M_0} \dots \dots \dots (2).$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ (MPa)} \dots \dots \dots (3).$
- $L < 8,00\text{m} \dots \dots \dots (4).$

- Vu que la première condition n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est obligatoire.

$$f = \frac{M_t \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} \qquad \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{542}{500} = 1.08\text{cm}.$$

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

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différée

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

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \nu \cdot \lambda_\nu}$$

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

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

• **Calcul du moment équilibré par la table de compression :**

$$M_{so} = \frac{b(h_0)^2}{30} \times \frac{(d - \frac{h_0}{3})}{d - h_0} \sigma_{st}$$

$$M_{so} = \frac{0.65 \times (0.04)^2}{30} \times \frac{(0.206)}{0.18} \times 384 \times 10^3 = 13.85 \text{ KN}$$

$$M_{so} = 13.85 \text{ KN} > M_s = 8.93 \text{ KNm}.$$

→ AN e à la table de compression.

Le calcul se fera en considérant une section rectangulaire de $(b \times h) = (65 \times 24)$.

- Aire de la section homogène :

$$B_0 = B + n \times A_t$$

$$B_0 = (65 \times 24) + 15 \times (2.36) = 1595.4 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = 1595.4 \text{ cm}^2$$

- Le moment statique de (xx) :

$$S/_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 A_s \times d$$

$$S/_{xx} = \frac{65(24)^2}{2} + 15 \times 2.36 \times 22 = 19055.19 \text{ cm}^3$$

$$S/_{xx} = 19055.19 \text{ cm}^3$$

- Position du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{19055.19}{1595.4} = 11.94 \text{ cm}$$

$$V_2 = 24 - 11.94 = 12.06 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{65}{3} \times (11.94^3 + 12.06^3) + 15 \times 2.36 \times (12.06 - 2)^2$$

$$I_0 = 78468.22 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{b \times d} = \frac{2.36}{65 \times 22} = 0.00165$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{f(2 + \frac{3 \times b_0}{b})} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.00165(2 + \frac{3 \times 65}{65})} = 12.73$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5}(\lambda_i) = 5.09$$

$$\rho = 0.165 \% \rightarrow B = 0.933$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{B \times d \times A_s} = \frac{8.93 \times 10^6}{0.933 \times 220 \times 236} = 184.35 \text{ Mpa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0016 \times 184.35 + 2.1} = -0.11$$

$$\nu = \max[0; -0.11] = 0$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v} = \frac{1.1 \times 78468.22}{1 + 0 \times 5.09} = 86315.04 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^2 \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{8.93 \times 10^3 \times (542)^2}{10 \times 10818.86 \times 86315.04} = 0.281$$

$f = 0.281 < \bar{f} = 1.084$ Condition vérifiée

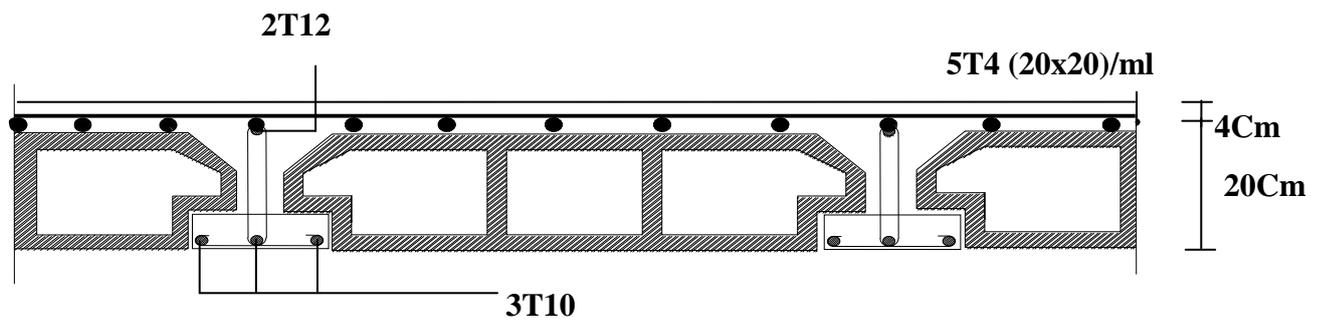


Fig. III-2-13: Plan de ferrailage du plancher en corps creux.

III-3) Calcul de la dalle pleine :**III-3-1) Introduction :**

La partie centrale du plancher est constituée d'un seul type de dalle pleine reposant sur quatre cotés, d'épaisseurs de 15 cm.

III-3-2) Calcul des sollicitations

Le calcul se fera par application de la méthode exposée dans le BAEL 91.

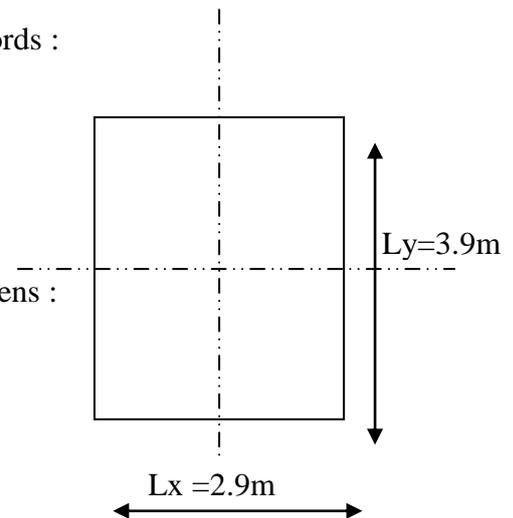
Soit l_x, l_y distances mesurées entre nu d'appuis, et « q » la charge uniformément répartie par l'unité de longueur.

On suppose que le panneau est simplement appuyé sur ses débords :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{Avec : } L_x < L_y$$

$$\rho = \frac{2.9}{3.9} = 0,74 \Rightarrow 0,4 \leq \rho \leq 1$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ Le panneau de dalle travaille dans les deux sens :

**❖ Moments dus au poids propre :**

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \rightarrow \text{Moment suivant la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \rightarrow \text{Moment suivant la grande portée.}$$

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

Remarque :

Le calcul se fera pour une bande de 1 m.

• Etat limite ultime (ELU) : $\nu = 0$

$$\rho = 0.74 \rightarrow \mu_x = 0.0634 \text{ et } \mu_y = 0.494$$

Poids de la dalle : **G = 6.35KN/ml.**

Surcharge d'exploitation : **Q = 1.5KN/ml.**

A) Combinaison de charges à l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times 6.35 + 1.5 \times 1.5 = \mathbf{10.82 \text{ KN/m.}}$$

$$q_s = 1 \times 6.35 + 1 \times 1.5 = \mathbf{7.85 \text{ KN/m.}}$$

Moments fléchissant:❖ **Autour de xx :**

$$M_{ux1} = 0,0634 \times (10,83) \times (2,9)^2 = 5,77 \text{ KN.m}$$

❖ **Autour de yy :**

$$M_{uy1} = 0,494 \times 5,77 = 2,85 \text{ KN.m}$$

Correction des moments :

En travée : $M_{uxt} = 0,85 M_x = 4,91 \text{ KN.m}$

$$M_{uyt} = 0,75 M_y = 2,14 \text{ KN.m}$$

Aux appuis : $M_{xa} = -0,3 M_x = -1,73 \text{ KN.m}$

$$M_{ya} = -0,5 M_y = -1,43 \text{ KN.m}$$

III-3-3) Ferrailage**En travée****- Sens de la petite portée**

$$\mu = \frac{M_{xt}}{bd_x^2 \sigma_{st}} \Rightarrow \frac{4,91 \cdot 10^3}{100 \cdot 13^2 \cdot 14,2} = 0,0205 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,0205 \Rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_x = \frac{M_{xt}}{\beta d_x \sigma_{st}}$$

$$A_x = \frac{4,91 \times 10^3}{0,990 \times 13 \times 348} = 1,10 \text{ cm}^2$$

On adopte **5HA10 = 3,95 cm²** avec un espacement : **e=20cm**

-Sens de la grande portée :

$$\mu = \frac{M_{yt}}{bd_y^2 \sigma_b} \Rightarrow \frac{2,14 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0089 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,0089 \Rightarrow \beta = 0,996$$

$$A_y = \frac{M_{yt}}{\beta d_y \sigma_{st}}$$

$$A_y = \frac{2,14 \times 10^3}{0,996 \times 13 \times 348} = 0,47 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA10 = 3,95 cm²** avec un espacement : **e=20cm**

Aux appuis :

-Sens de la petite portée

$$M_{ax} = 1.73 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{xa}}{bd^2} = \frac{1.7310^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,007 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,007 \Rightarrow \beta = 0,996$$

$$A = \frac{M_{xa}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{1.73 \cdot 10^3}{0,996 \times 13 \times 348} = 0.38 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA10 = 3.95 cm²** espacement **e=20cm**

-Sens de la grande portée :

$$M_{ay} = 1.43 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ya}}{bd^2} = \frac{1.4310^3}{100 \cdot 13^2 \cdot 14,2} = 0,006 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,006 \Rightarrow \beta = 0,997$$

$$A = \frac{M_{ya}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{1.43 \times 10^3}{0,997 \times 13 \times 348} = 0.32 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA10 = 3.95 cm²** espacement **e=20cm**

III-3-4) Vérifications à l'état limite ultime :

A) Espacements des armatures

La fissuration est non préjudiciable.

L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

❖ **Direction principale :**

$$St \leq \min \{2.h; 25\text{cm}\}$$

$$St = 20\text{cm} < \min \{30\text{cm}, 25\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Direction secondaire:**

$$St < \min \{3.h; 33\text{cm}\}$$

$$St = 20\text{cm} < \min \{45\text{cm}, 33\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

B) Diamètre maximal des barres

$$\varphi_{MAX} \leq h/10 = 150/10 = 15\text{mm.}$$

$$\varphi_{MAX} = 10\text{mm} \leq 15 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

C) Condition de non fragilité

La condition de non fragilité donne une section minimale des armatures tendues, elles sont déterminé à partir d'un pourcentage de référence W_0 ($W_0 = 0.8\%$) qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

❖ **Direction principale**

$$W_x = W_0 \times (3 - \rho_x)/2 = 0.0008 \times (3 - 0.74)/2 = 0.00090.$$

$$A_{min} = W_x \times b \times h = 0.00090 \times 100 \times 15 = \mathbf{1.36\text{cm}^2} < \mathbf{3.95\text{cm}^2}$$

$$A_{min} < A_x^t \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Direction secondaire**

$$W_y = \frac{A_y}{b \times h} \geq W_0 = 0.0008$$

$$A_y \geq 0,8\% \times 100 \times 15 = \mathbf{1.2\text{cm}^2} < \mathbf{3.95\text{cm}^2}$$

$$A_{min} < A_{yt} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

D) Vérification de la contrainte tangentielle

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

❖ **Au milieu de l_x**

$$T_u^1 = p / (2l_y + l_x) \quad \text{avec } p = ql_x l_y = 122.37\text{KN}$$

$$T_u^1 = 11.44\text{KN} / \text{ml}$$

❖ **Au milieu de l_y**

$$T_u^2 = .p / 3l_y = 10.46\text{KN} / \text{ml}$$

Donc $T_u = \max(T_{u1}, T_{u2}) = 11.44 \text{ KN/ml}$

$$\left. \begin{aligned} \tau_u &= \frac{11.44 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.088 \text{ MPa} \\ 0.07 \times \frac{25}{1.5} &= 1.16 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \rightarrow \tau_u = 0.088 \text{ MPa} < 1.16 \text{ MPa}$$

$\tau_u < 1.16 \text{ Mpa}$ Condition vérifiée

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

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Calcul de : $\bar{\tau}_{se}$

$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$; Avec : $\Psi_s = 1.5$ (pour les aciers H.A).
 $\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa}$.

Calcul de τ_{se}

❖ Dans le sens yy :

$\sum U_i = 4 \times 3.14 \times 10 = 125.6 \text{ mm}$

$\tau_{se} = \frac{11.44 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 125.6}$; Donc : $\tau_{se} = 0.77 \text{ Mpa}$.

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

❖ Dans le sens xx :

$\sum U_i = 3.14 \times 4 \times 10 = 125.6 \text{ mm}$

$\tau_{se} = \frac{10.46 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 125.6}$; Donc : $\tau_{se} = 0.71 \text{ Mpa}$.

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

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

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

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Calcul de τ_{su} :

$$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa.}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35.27 \text{ cm} ; \text{ On prend } L_s = 40 \text{ cm.}$$

Les règles du BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers H.A ; **Donc : $L_c = 16 \text{ cm}$**

III-3-5) Vérification à l'état limite de service**Combinaison de charges à l'ELS :**

$$q_s = 6.35 + 1.5 = 7.85 \text{ KN/m.}$$

Moments fléchissant :❖ **Autour de xx :**

$$M_{sx1} = 0,0634 \times (7.85) \times (2.9)^2 = 4.19 \text{ KN.m}$$

❖ **Autour de yy :** le moment est max au centre du panneau

$$M_{uy1} = 0,494 \times 4.19 = 2.07 \text{ KN.m}$$

Correction des moments❖ **Autour de xx :**

$$M_x = 0.85 \cdot M_x^{\max} = 0.85 \times 4.19 = 3.56 \text{ KN.m}$$

❖ **Autour de yy :**

$$M_y = 0.75 \cdot M_y^{\max} = 0.75 \times 2.07 = 1.55 \text{ KN.m}$$

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

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

B) Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2 /BAEL91)❖ **Dans le sens yy :**• **Contrainte dans l'acier:**

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3.95}{100 \times 13} \times 100 = 0.303$$

$$\rho_1 = 0.303 \Rightarrow K1 = 42.47 \quad \beta_1 = 0.913$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{1.55 \times 10^6}{0.913 \times 130 \times 395} = 33.05 ;$$

Donc : $\sigma_{st} = 33.05 \text{Mpa}$

$\sigma_s = 33.05 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

• **Contrainte dans le béton :**

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc} : \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{33.05}{42.47} \text{ Donc ; } \sigma_{bc} = \underline{1.02 \text{ MPa}}$

$\sigma_{bc} = 0.78 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

❖ **Dans le sens xx:**

• **Contrainte dans l'acier :**

$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3.95}{100 \times 13} \times 100 = 0.303$

$\rho_1 = 0.303 \Rightarrow k_1 = 42.47 \text{ et } \beta_1 = 0.913$

$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{3.56 \times 10^6}{0.913 \times 130 \times 395} = 75.90 \text{MPa} ;$

$\sigma_s = 75.90 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

• **Contrainte dans le béton :**

$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc} : \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{75.90}{42.47} = 1.78 ;$

$\sigma_{bc} = 1.78 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

c) **Etat limite de déformation :**

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyée sur quatre cotés, on peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{H_t}{l_x} \geq \frac{M_x}{20 M_x} \quad \text{et} \quad \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{ht}{lx} = \frac{15}{290} = 0,052 \geq \frac{3.56}{20 \times 4.19} = 0,042 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

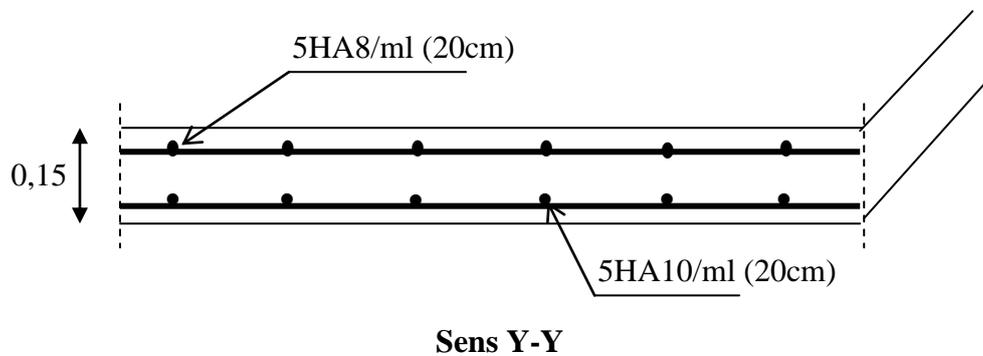
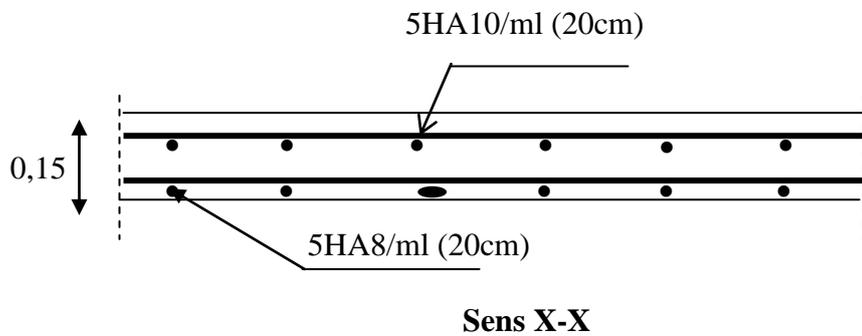
$$\frac{Ax}{b \times b} = \frac{3.95}{100 \times 13} = 0,003 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas nécessité de vérifier la flèche.

Conclusion :

La dalle pleine sera ferrillée comme suit :

- **En travées :**
 - 5HA10 (sens x-x), $S_t=20\text{cm}$
 - 5HA10 (sens y-y), $S_t=20\text{cm}$
- **En appuis:**
 - 5HA10 (sens x-x), $S_t=20\text{cm}$
 - 5HA10 (sens y-y), $S_t=20\text{cm}$



III-4-1) Calcul des escaliers

Introduction :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et palier) permet de passer d'un niveau à un autre.

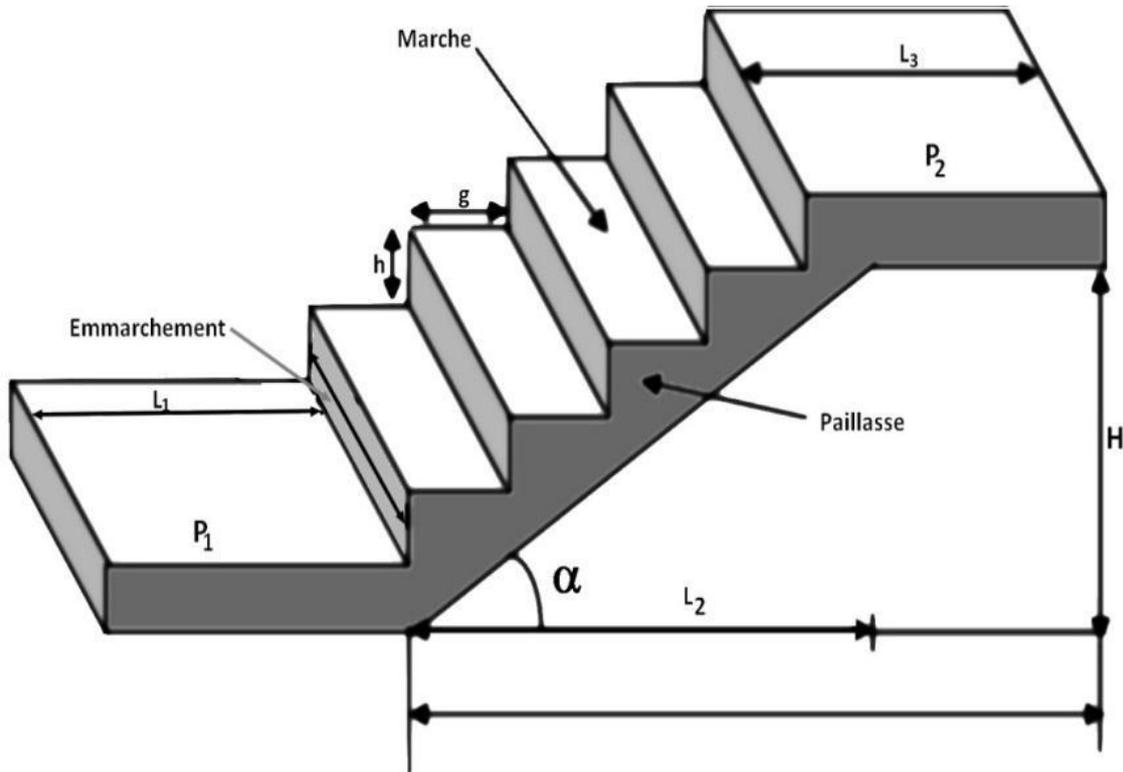


Figure III-5-1: Schéma de l'escalier

➤ **Caractéristiques dimensionnelles :**

- **La marche :** est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- **La contre marche :** est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.
- **Hauteur de contre marche (h) :** est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varient de 13 à 17 cm.
- **Le giron (g) :** est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- **La montée :** correspond à la hauteur entre le niveau final de sol de départ et d'arrivée.
- **Une volée :** est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier :** Plate-forme ménagée entre deux volées. Les paliers qui donnent accès aux étages sont appelés
- **paliers principaux**, les paliers intermédiaires sont appelés **paliers de repos**.
- **L'embranchement (E) :** représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée :** représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0.65 m de collet, si $E \geq 1$ m.

- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

Remarque :

Dans notre cas nous avons deux types d'escaliers

- Deux volées du R.D.C d'une hauteur : $\begin{cases} H = 1,53\text{m} \dots\dots\dots(1) \\ H = 1,02\text{m} \dots\dots\dots(2) \end{cases}$
- Une volée d'étage courant d'une hauteur : $H = 1,53\text{m}$

III-4-1-1) Escalier du (RDC) :

A. Pré dimensionnement :

L'escalier se compose de 3 volées, la deuxième et la troisième volée sont identiques

Présentation schématique :

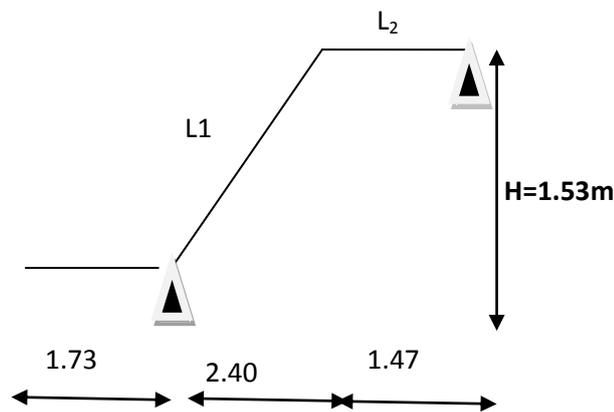


Figure.III-5-2: Schéma statique de l'escalier.

Avec une hauteur d'étage de 3,06 m, pour un bâtiment à usage d'habitation ou recevant du publique, la hauteur des marches est :

$$\begin{cases} 13 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm.} \\ 28 \text{ cm} \leq g \leq 36 \text{ cm.} \end{cases}$$

Avec:

h : Hauteur de la contre marche.

g : Longueur de la marche varie de 28 a36

On prend la hauteur des marches $h = 17 \text{ cm.}$

$$\text{Nombre de contre marches : } n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \Rightarrow n = 9 \text{ contre marches.}$$

Le nombre de marches est pris égale à $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$ marches.

Application :

➤ Loi de BLONDEL :

Est une relation empirique qui lie h et g et qui permet de concevoir un escalier ou l'on se déplace de façon confortable.

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

Pour $h = 17 \text{ cm}$, on aura : $26 \text{ cm} \leq g \leq 30 \text{ cm}$ donc on prend $g = 30 \text{ cm}$.

➤ Vérification de la loi de BLONDEL : $59 \text{ cm} \leq g + 2 h \leq 64 \text{ cm}$.

$$59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 66 \text{ cm} \rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64 \leq 66 \text{ cm.} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Dimensionnement de la paillasse et du palier :

$$\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20}$$

$$L = 8 \times 30 = 240 \text{ cm.}$$

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

$$\text{Cos} \alpha = \frac{L}{L_2} \Rightarrow L_2 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos 29,54^\circ} = 276 \text{ cm.}$$

$$L' = L_1 + L_2 = 276 + 147 = 423 \text{ cm.}$$

D'où

$$\frac{423}{30} \leq e_p \leq \frac{423}{20} \Rightarrow 14,10 \text{ cm} \leq e_p \leq 21,15 \text{ cm}$$

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

B. Calcul des charges et surcharges :

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

a) Charges permanente G :

• Le palier :

Eléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
- Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
- Mortier de pose	0,02	20	0,40
- Couche de sable	0,02	18	0,36
- Dalle pleine	0,18	25	4,50
- Enduit de ciment	0,02	18	0,36
Charge totale			G = 6.02

Tableau 1 : Charge totale du palier

• La volée :

Eléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
- Revêtement carrelage	0,02	22	0,44
- Mortiers de pose	0,02	22	0,44
- Couche de sable	0,02	18	0,36
- Marches	0,17/2	25	2,12
- Dalle pleine	0,18/cos32,52	25	5,34
- Enduit ciment	0,02	18	0,36
- Garde corps	0,15	2	0,3
Charge totale			G =9,36

Tableau 2 : Charge totale de la volée.

b) Surcharge d'exploitation Q:

Le DTR de charges et surcharges nous donne :

$$Q = 2.5 \text{ KN/ml. (Art 7.2.2 DTR BC2)}$$

$$Q = Q1(\text{Volée}) = Q2(\text{Palier})$$

$$Pp_{\text{mur}} = (3.06 - 0.15) \times 2.36 \times 1 \text{ ml} = 6.86 \text{ KN}$$

c) Combinaison de charges

	ELU: 1,35G+1,5 Q [KN/ml]	ELS: G+Q [KN/ml]
Palier	11.88	8.52
Volée	16.38	11.86
Mur	9.27	6.86KN

D) Calcul à l'ELU:

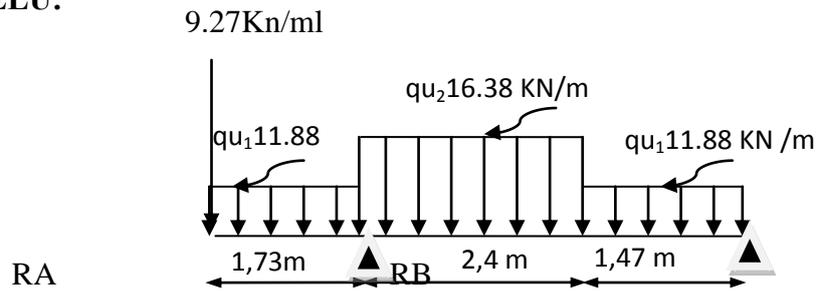


Fig.III-5-3: Schéma statique de l'escalier à deux volées (ELU)

Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F/yy' = 0$$

$$R_A + R_B = 9.27 + (11.88 \times 1.73) + (16.38 \times 2.40) + (11.88 \times 1.47) \quad R_A + R_B = 86.60 \text{ KN/ml}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B \times 3.87 = -9.27 \times 1.73 - 11.88 \times 1.73 \times \left(\frac{1.73}{2}\right) + 16.38 \times 2.4 \times \left(\frac{2.4}{2}\right) + 11.88 \times (1.47 \times 3.135)$$

$$R_B = 17.60 \text{ KN}$$

$$R_A = 69 \text{ KN}$$

a) Calcul des efforts internes :

✓ Efforts tranchants :

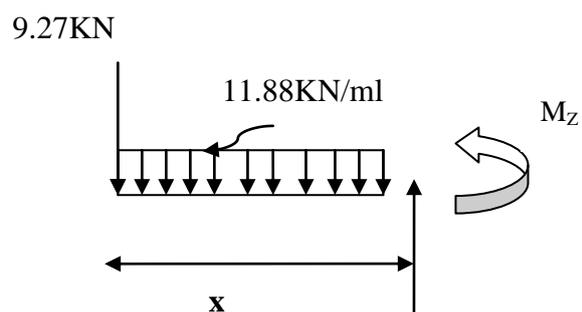
1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.73$

- Effort tranchant

$$T(x) - q_1 x - q_u = 0$$

$$T(x) = 11.88x + 9.27$$

- Moment fléchissant



$$M(x) = -q_{u1} \frac{x^2}{2} - q_u x = -\frac{11.88}{2} x^2 - 9.27x$$

X (m)	Ty [KN]	Mz [KN.m]
0	+9.27	0
1.73	+29.82	-33.81

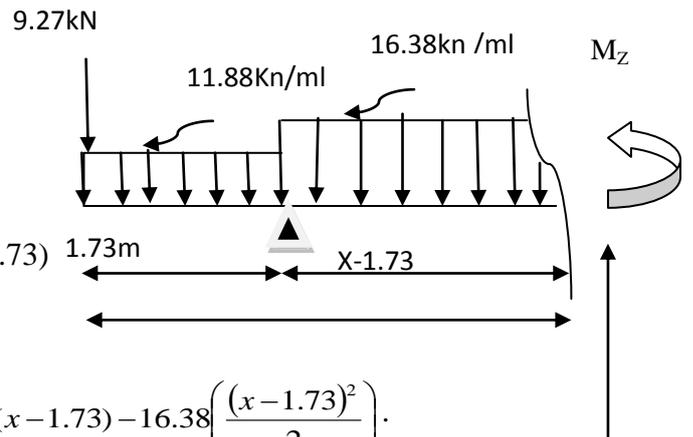
2^{er} tronçon : $1.73 \leq x \leq 4.13$ m

-Effort tranchant

$$T(x) = +9.27 - 69 + 11.88(1.73) + 16.38(x - 1.73)$$

-Moment fléchissant

$$M(x) = -9.27(x) - 11.88 \times 1.73(x - 0.865) + 69(x - 1.73) - 16.38 \left(\frac{(x - 1.73)^2}{2} \right)$$



X (m)	Ty [kN]	Mz [kN.m]
1.73	-39.17	-33.81
4.13	+0.13	+13.03

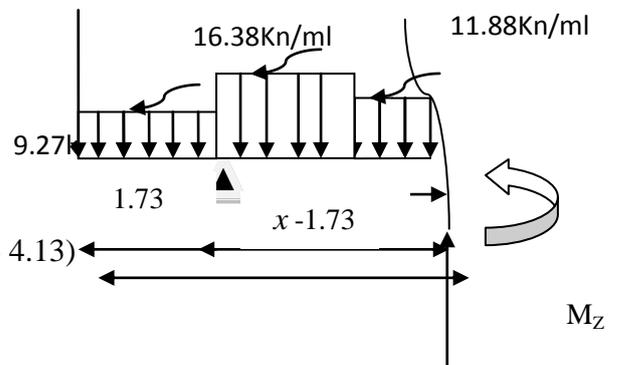
3^{ème} tronçon : $4.13 \leq x \leq 5.60$ m

-Effort tranchant

$$T(x) = 9.27 - 69 + 11.88(1.73) + 16.38(2.4) + 11.88(x - 4.13)$$

-Moment fléchissant

$$M(x) = -9.27(x) - 11.88 \times 1.73(x - 0.865) + 69(x - 1.73) - 16.38 \times 2.4(x - 2.93) - 11.88 \left[\frac{(x - 4.13)^2}{2} \right]$$



X (m)	Ty [kN]	Mz [kN.m]
4.13	+0.13	+13.03
5.60	+17.60	+0.003

Calcul de la valeur de x pour laquelle $T_y = 0$ et $M_z = \max$

$$T(x) = 0 \Rightarrow -67.515 + 16.38x$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 4.12 \text{ m}$$

$$4.12 \text{ m} ; x \in [1.73, 4.13]$$

$$M(x = 4.12) = 13.03 \text{ kN.m}$$

A fin de tenir compte des semi encastres aux extrémités, on porte une correction pour le moment M_{\max} au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis : $M_u^a = -0.3 M^{\max} = -0.3 (13.03) = -3.909 \text{KN.m}$

En travées : $M_u^t = 0.85 M^{\max} = 0.85 (13.03) = +11.07 \text{KN.m}$

b) Diagramme des efforts internes à l'ELU :

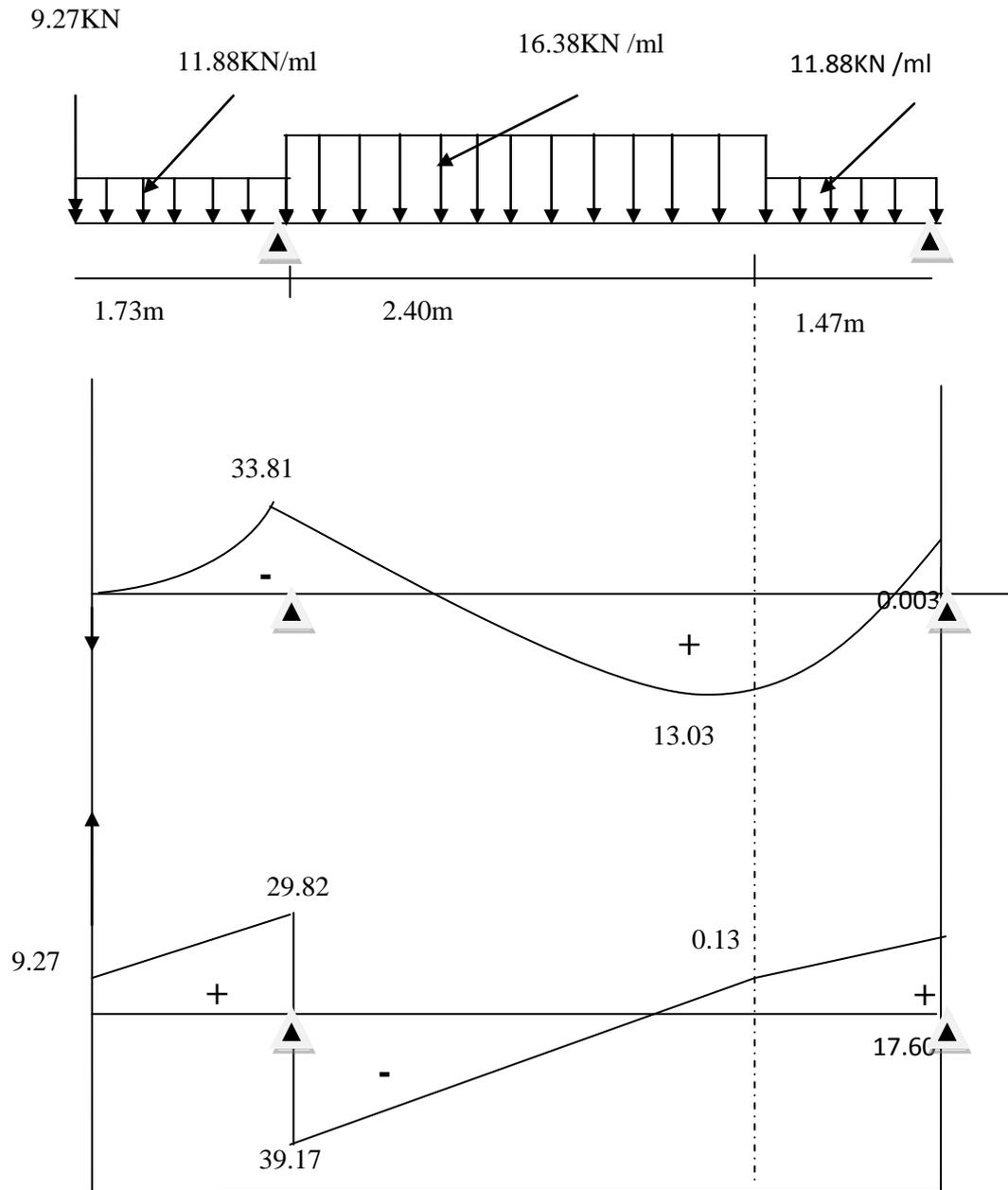


Fig : III-4-4 : Diagrammes des efforts internes de l'escalier à l'ULE

c) Ferrailage :

❖ Calcul des armatures :

On calcul une section rectangulaire dont les caractéristiques géométriques sont :

$b = 100 \text{ cm}$; $c = 3 \text{ cm}$; $d = 12 \text{ cm}$..

➤ Armatures longitudinales :

• Aux appuis :

$$\mu_{ua} = \frac{M_{ua}}{b.d^2 f_{bu}} = \frac{33.81}{1 \times 0,12^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,016$$

$$\mu_{ua} = 0,026 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_{ua} = 0,016 \longrightarrow \beta = 0,992$$

$$A_{sa} = \frac{M_{ua}}{\beta.d.f_{su}} = \frac{33.81 \times 10^5}{0,992 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 8.16 \text{ cm}^2$$

Soit **6HA14/ml = 9.23 cm²** avec **St = 15 cm**.

• En travée :

$$\mu_{ut} = \frac{M_{ut}}{b.d^2 f_{bu}} = \frac{13.03}{1 \times 0,12^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,064$$

$$\mu_{ut} = 0,064 < 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_{ut} = 0,064 \longrightarrow \beta = 0,967$$

$$A_{st} = \frac{13.03 \times 10^5}{0,967 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 3.22 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA12/ml = 4.52 cm²/ml** avec : **St = 25 cm**.

➤ Armatures de répartition :

• Aux appuis :

$$A_r = \frac{A_{sa}}{4} = \frac{9.32}{4} = 2.30 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA10/ml = 3.14 cm²** avec **St = 25 cm**.

- **En travée :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit : $4\text{HA}10/\text{ml} = 3,14 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$.

d) Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité :**

-Armatures longitudinales :

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

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot 12 \cdot 100 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,44 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**

$$A_{st} = 4,52 \text{ cm}^2 > 1,44 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$A_{sa} = 9,23 \text{ cm}^2 > 1,44 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

$$\tau_u = \frac{v_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{39,17 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,32 < 3,33 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$A_s \geq \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{39,17 \cdot 10^3}{348 \cdot 10^2} = 1,12 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 9,23 \text{ cm}^2 > 1,12 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{v_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i} = \frac{39,17 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,12 \times 3,14 \times 1,4 \times 6} = 0,013 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,013 < \bar{\tau}_{su} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

- **Ancrage des barres (BAEL91 modifié 99-A-6-1-2) :**

$$L_s = \frac{\phi \times \bar{f}_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,21 \text{ cm.} \quad \text{Avec } \tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

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

Le BAEL propose de munir les barres d'un crochet normal de longueur d'encombrement $l_c = 0,4 \times l_s = 0,4 \times 28,21 \text{ cm} = 11,28 \text{ cm}$

Soit $l_c = 12 \text{ cm}$.

- . **Espacement des barres :**

- **Armatures principales (horizontales) :**

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

- **Armatures de répartition :**

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

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

$$T_u^{\max} = 39,17 \text{ KN} \leq \bar{T}_u = \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times b \times d}{\gamma_s}$$

$$\bar{T}_u = \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times b \times d}{\gamma_s} = \frac{0,4 \times 25 \times 10^{-1} \times 0,9 \times 100 \times 12}{1,5} = 720 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = 39,17 \text{ KN} \leq \bar{T}_u = 720 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$A_a \geq \frac{\left[T_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right]}{\sigma_{st}} = \frac{\left[39,17 - \frac{33,81}{0,9 \times 0,12} \right]}{348} = -0,78 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

E) Calcul à L'E.L.S

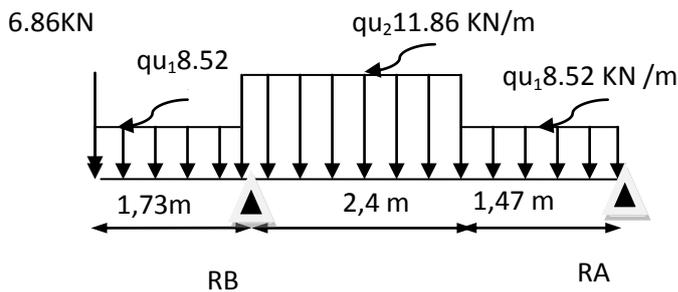


Fig.III-5-5: Schéma statique de l'escalier à deux volées (L'E.L.S)

Calcul des réactions d'appuis :

$$F/yy' = 0$$

$$R_A + R_B = 6,86 + (8,52 \times 1,73) + (11,86 \times 2,40) + (8,52 \times 1,47) \quad R_A + R_B = 62,58 \text{ KN/ml}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow RB \times 3,87 = -6,86 \times 1,73 - 8,52 \times 1,73 \times \left(\frac{1,73}{2}\right) + 11,86 \times 2,4 \times \left(\frac{2,4}{2}\right) + 8,52 \times (1,47 \times 3,135)$$

$$RB = 12,61 \text{ KN}$$

$$RA = 49,97 \text{ KN}$$

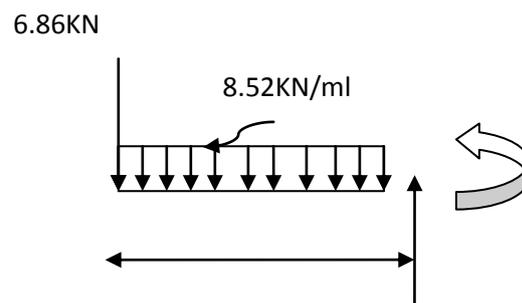
a) Calcul des efforts internes :

- Efforts tranchants :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,73$

$$T(x) - qu_1x - qu = 0$$

$$T(x) = 8,52(x) + 6,86$$



-Moment fléchissant

$$M(x) = -q_{ul} \frac{x^2}{2} - qux = -\frac{8.52}{2} x^2 - 6.86x$$

X (m)	Ty [KN]	Mz [KN.m]
0	6.86	0
1.73	21.59	-24.61

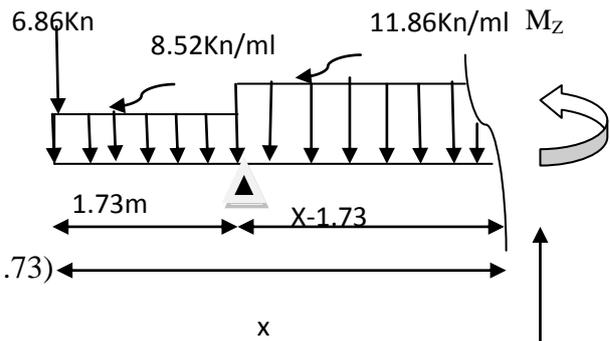
2^{er} tronçon : 1.73 ≤ x ≤ 4.13m

-Effort tranchant

$$T(x) = +6.86 - 49.97 + 8.52(1.73) + 11.86(x - 1.73)$$

-Moment fléchissant

$$M(x) = -6.86(X) - 8.52 \times 1.73(x - 0.865) + 49.97(x - 1.73) - 11.86 \left(\frac{(x - 1.73)^2}{2} \right)$$



X (m)	Ty [KN]	Mz [KN.m]
1.73	-28.37	-24.61
4.13	+0.093	+9.31

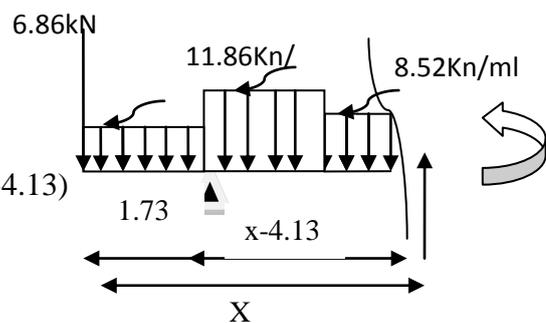
3^{ème} tronçon : 4.13 ≤ x ≤ 5.60.

- Effort tranchant

$$T(x) = 6.86 - 49.97 + 8.52(1.73) + 11.86(2.4) + 8.52(x - 4.13)$$

-Moment fléchissant

$$M(x) = -6.68(x) - 8.52 \times 1.73(x - 0.865) + 49.97(x - 1.73) - 11.86 \times 2.4 \cdot (x - 2.93) - 8.52 \left(\frac{(x - 4.13)^2}{2} \right)$$



X (m)	Ty [KN]	Mz [KN.m]
4.13	+0.093	+9.31
5.60	+12.61	-0.03

Calcul du moment max :

$$T(x)=0 \Rightarrow T(x) = +6.86 - 49.97 + 8.52 (1.73) + 11.86 (x - 1.73)$$

$$\Rightarrow x = 4.12 \text{ m} \quad ; \quad x \in [1.73, 4.13].$$

$$M^{\max}(4.12) = +9.13 \text{ KN.m}$$

A fin de tenir compte des semi encastres aux extrémités, on porte une correction pour le moment $M_{u_{\max}}$ au niveau des appuis et en travée.

$$\textit{Aux appuis} : M_u^a = -0.3 M^{\max} = -0.3 (9.13) = -2.74 \text{ KN.m}$$

$$\textit{En travées} : M_u^t = 0.85 M^{\max} = 0.85 (9.13) = 7.76 \text{ KN.m}$$

b) Diagrammes des sollicitations :

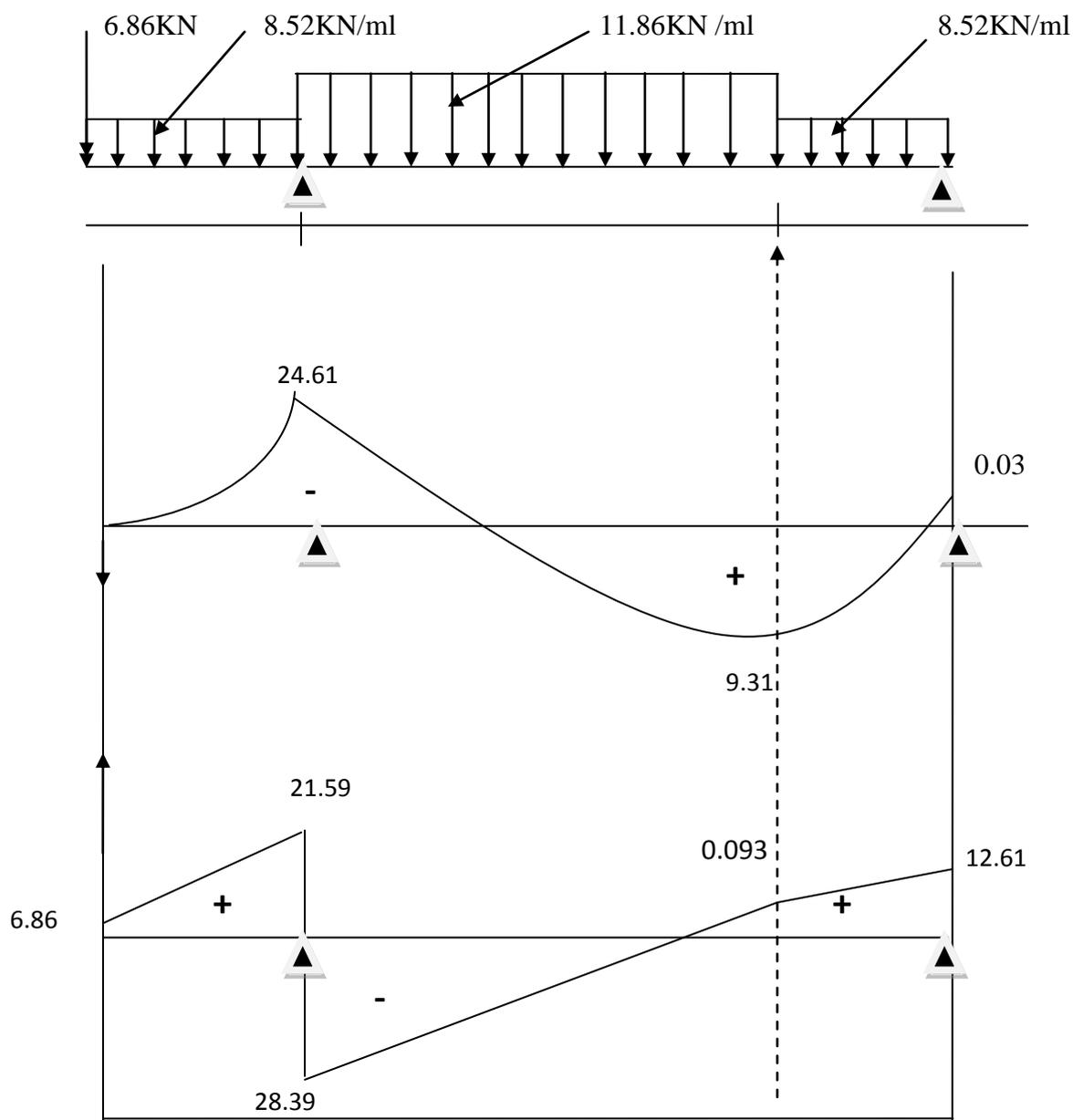


Fig. III-4-6 : Diagrammes des efforts internes de l'escalier à ELS

c) Vérifications à l'ELS :

➤ Etat limite d'ouverture des fissures :

La vérification n'est pas nécessaire car l'élément est couvert donc la fissuration est peu nuisible.

➤ Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

- En travée : $M_t = 7.76 \text{ KN.m}$ $A_t = 4.52 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 12} = 0,379$$

$$\rho_1 = 0,379 \Rightarrow \beta_1 = 0,905 ; K_1 = 37.63.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{A_{st} \times \beta_1 \times d} = \frac{7.76 \times 10^6}{4.52 \times 10^2 \times 0,905 \times 120} = 158.086 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{158.086}{37.63} = 4.20 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}. \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Aux appuis :

$M_a = 24.61 \text{ MPa}$ $A_a = 9.23 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 9.23}{100 \times 12} = 0,769.$$

$$\rho_1 = 0,769 \Rightarrow \beta_1 = 0,8735 ; K_1 = 24.525$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{ser}}{A_a \times \beta_1 \times d} = \frac{24.61 \times 10^6}{9.23 \times 0,8735 \times 120} = 254.369 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{254.369}{24.525} = 10.371 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont acceptables :

- 1) $\frac{h}{L} = \frac{15}{560} = 0,026 < \frac{1}{16} = 0,062 \Rightarrow$ condition non vérifiée.
- 2) $\frac{h}{L} = \frac{15}{560} = 0,026 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{7.76}{10 \times 9.31} = 0,083 \Rightarrow$ condition non vérifiée.
- 3) $\frac{At}{b_0 \times d} = \frac{4.52}{100 \times 12} = 0,0037 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow$ condition vérifiée.

Donc les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, le calcul de la flèche est obligatoire. Donc, on doit calculer la flèche.

➤ **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{5q_{\max} L^4}{384E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

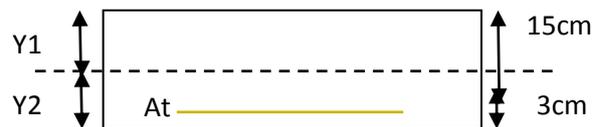
$$q_{\max} = \max(q_{\text{paillasse}}; q_{\text{palier}})$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différée ($E_v = 10818,865 \text{MPa}$)

I_{fv} : Moment d'inertie totale de la section homogène.



La position de l'axe neutre :

$$V_1 = \frac{S /_{xx'}}{B_0} = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15At \times d}{b \times h + 15At} = \frac{11250 + 15 \times 4.52 \times 12}{100 \times 15 + 15 \times 4.52} = 7.69 \text{cm.}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7.69 = 7.31 \text{cm.}$$

$$I_{fv} = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15At(V_2 - c)^2 = .29438.609$$

$$f = \frac{5q_s^{\max} l^4}{348 E_v I_{fv}} = \frac{5[11.86((560)^4)]}{348 (10818.86) 29438.609 \cdot 10^2} = 0.52 \text{cm} < \bar{f} = 1.12 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : Les armatures calculées à l'E.L.U sont suffisantes pour les deux volées.

Remarque : On adopte le même ferrillage pour les différents niveaux

III-4-2) Calcul de la poutre palière

A) Dimensionnement :

• Hauteur

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq ht \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{245}{15} \leq h \leq \frac{245}{10} \Rightarrow 16.33 \leq h \leq 24.5 \text{ cm.}$$

Avec :

L_{\max} : la longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

h_t : Hauteur de la poutre.

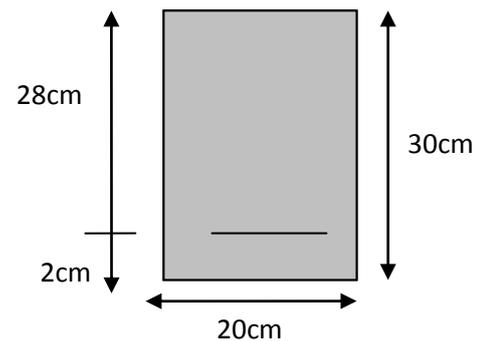
Selon RPA99 modifié 2003 $h_t \geq 30\text{cm} \Rightarrow$ on opte pour $h_t = 30[\text{cm}]$

Largeur :

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

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

Donc la poutre palière aura pour dimension $b \times h = 20 \times 30\text{cm}^2$

**B) charge revenant à la poutre :**

Réaction du palier : on prend le cas le plus défavorable :

- Poids propre de la poutre $G_P = 0.2 \times 0.3 \times 25 = 1.5 \text{ KN/ml.}$
- Poids propre de mur : $G_{\text{mur}} = 2.36 \times (3.06 - 0.15) = 6.86 \text{ KN/ml}$
- Réaction du palier à : A l'ELU : $R_B^U = 17.60 \text{ KN/ml.}$
A l'ELS : $R_B^S = 12.61 \text{ KN/ml.}$

$$G_{\text{Tot}} = 1.5 + 6.86 = 8.36 \text{ KN/ml}$$

C) Combinaison des charges et surcharges:

$$\text{A l'ELU : } q_u = 1,35G + R_B^U = 1,35(8.36) + 17.60 = 28.88 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{A l'ELS : } q_s = G + R_B^S = 8.36 + 12.61 = 20.97 \text{ KN/ml.}$$

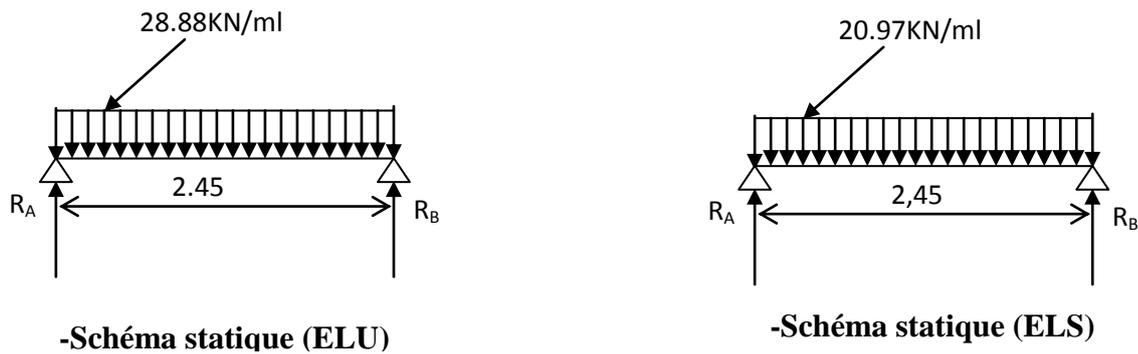


Fig. III-5-7: Schéma statique de la poutre

1) A l'ELU :**-Réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{28.88 \times 2.45}{2} = 35.37 \text{ kN}$$

-Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{28.88 \cdot (2.45)^2}{8} = 21.67 \text{ kN.m}$$

Remarque :

Pour tenir compte du semi-encastrement, on apporte les corrections suivantes

-Moments corrigés :

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \cdot M_{\max} = 0,85 \times 21.67 = 18.42 \text{ kN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,3 \cdot M_{\max} = -0,3 \times 21.67 = -6.50 \text{ kN.m}$$

-Effort tranchant :

$$T_U^{\max} = 35.37 \text{ kN.}$$

2) A l'ELS :**Réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_s \cdot L}{2} = \frac{20.97 \times 2.45}{2} = 25.68 \text{ kN.}$$

- Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{20.97 \cdot (2.45)^2}{8} = 15.73 \text{KN.m}$$

-Moments corrigés :

En travée : $M_t = 0.85 \cdot 15.73 = 13.37 \text{KN.m}$

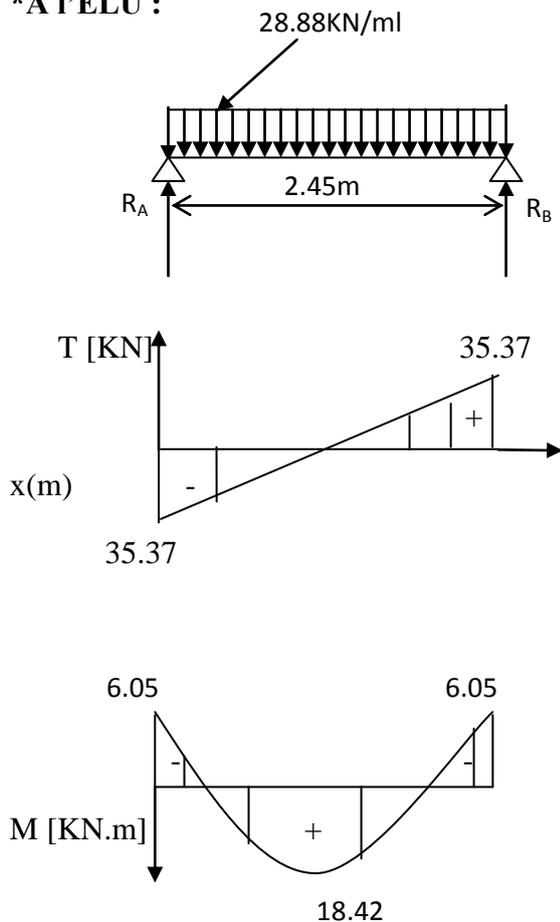
Aux appuis : $M_a = -0.3 \cdot 15.73 = -4.72 \text{KN.m}$

-Effort tranchant :

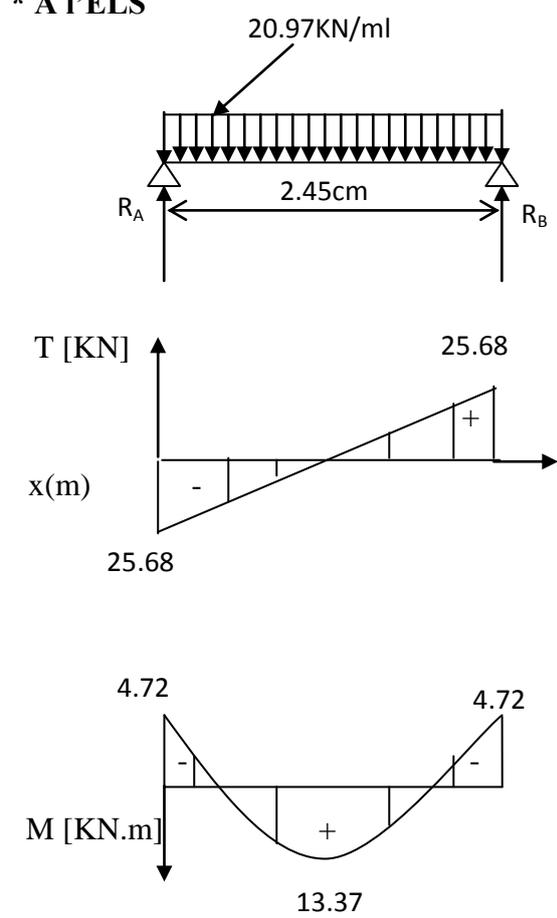
$$T_s^{\max} = 25.68 \text{KN.}$$

D) Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

*A l'ELU :



* A l'ELS



-Fig. III-5-8

E) Ferrailage :**a) Calcul à l'ELU****➤ Calcul des armatures longitudinales****- En travée :**

$$\mu_u = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{18.42 \times 10^6}{200 \times 280^2 \times 14.2} = 0,082 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} ; A' = 0$$

$$\mu_U = 0,082 \Rightarrow \beta = 0,957$$

$$A_t = \frac{Mt}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{18.42 \times 10^6}{0,957 \times 280 \times 348} \times 10^{-2} = 1,97 \text{ cm}^2$$

Soit : **At = 3HA12 = 3,39 cm².**

- Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6.05 \times 10^6}{200 \times 280^2 \times 14.2} = 0,028 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} ; A' = 0$$

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

$$A_a = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{6.05 \times 10^4}{0,986 \times 280 \times 348} = 0,62 \text{ cm}^2.$$

Zone	M _u (KN.m)	μ	β	A (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Travée	18.42	0,082	0,957	1,97	3HA12 = 3,39 cm ²
Appuis	6.05	0,028	0,986	0,62	3HA10 = 2,35 cm ²

Soit : **Aa = 3HA10 = 2,35 cm².**

➤ Calcul des armatures transversales :

- **Diamètre :** (B.A.E.L91 article : A.7.2,2)

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{b}{10}; \phi_L; \frac{h}{35} \right).$$

Avec :

ϕ_t : Diamètre des barres.

b : Largeur de la poutre $b = 25\text{cm}$.

h : Hauteur de la poutre $h = 30\text{cm}$.

ϕ_L : Le diamètre minimal des aciers longitudinaux ; $\phi_L = 1,0\text{cm}$.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{20}{10}; 1; \frac{30}{35}\right) = \min(2, 1, 0.85) = 0.85$$

On prend $\phi_t = 8\text{mm}$.

$$A_t = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = \frac{3,14 \times 0,8^2}{4} = 0,50\text{cm}^2.$$

Les armatures transversales seront constituées d'un seul cadre, et un étrier.

$$A_t = 4\phi 8 = 2,01\text{cm}^2.$$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

$$S_{t1} \leq \min(0,9.d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_{t1} \leq \min(25,2\text{cm}; 40\text{cm})$$

$$S_{t1} = 25\text{cm}.$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b} \Rightarrow S_{t2} = \frac{2,01 \times 400}{0,4 \times 25} = 80,4\text{cm}.$$

On obtient :

$$S_t = \min(S_{t1}; S_{t2}) = 25\text{cm}.$$

• **Selon le (RPA99 article 7.5.2.2) :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$.

L'espacement minimum entre les armatures transversales exigé par le RPA est déterminé comme suit :

✓ Dans la zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi_L; 30\text{cm}\right)$.

✓ En dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2}$.

Ce qui donne :

$$S_t \leq \min(7.5cm; 12cm; 30cm) \Rightarrow S_t = 7cm \text{ (Dans la zone nodale).}$$

$$L' = 2h = 60cm \text{ (l' est la longueur de la zone nodale)}$$

$$S_t \leq 15cm \Rightarrow S_t = 15cm \text{ (En dehors de la zone nodale).}$$

➤ **Vérification de la quantité d'armature transversale :**

$$A_{t_{\min}} = 0,003 \times 7 \times 20 = 0,42cm^2 < 2,01cm^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{t_{\min}} = 0,003 \times 15 \times 20 = 0,9cm^2 < 2,01cm^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

F) Vérifications à l'E.L.U :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 20 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,67cm^2.$$

$$A_{\min} = 0,67cm^2 < (A_t, A_a) \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de l'effort tranchant :(Art.A.5.1,211/BAEL)

On doit avoir : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{Tu^{\max}}{b \times d} = \frac{35.37 \times 10^3}{200 \times 280} = 0.63MPa.$$

La fissuration est peu nuisible.

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right) = 3,33MPa$$

$$\tau_u = 0.63MPa < \bar{\tau}_u = 3,33MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence d'entraînement :(Art.A.6.1,3/BAEL91)

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

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0,9 \times d \times \sum u_i} = \frac{35.37 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 113.04} = 1.24MPa$$

$$\text{Avec : } \sum u_i = \sum n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 11,30cm.$$

$$\tau_{se} = 1.24MPa < \bar{\tau}_{se} = 3,15MPa.$$

Donc, pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

d) Encrage des barres :(Art.A.6.1,21/BAEL91)

$$\tau_{su} = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835MPa.$$

La longueur de scellement droit :(Art.A.6.1,23/BAEL91)

$$L_S = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42.32cm$$

Vu que $< L_S >$ est grande, alors les armatures doivent comporter des crochets.

La longueur de scellement mesurée hors crochet est :

$$l \geq 0,4 \times l_S = 0,4 \times 42.32 = 16.92cm .$$

e) Influence de l'effort tranchant sur le béton aux voisinages des appuis :

$$\bar{T}_u \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times b \times d}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 200 \times 280}{1,5} = 336KN.$$

$$T_u^{\max} = 35.37KN < \bar{T}_u = 336KN \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

G) Vérifications à l'E.L.S :

$$M_0 = 15.73KN.m$$

$$M_a = -0.3 \times 15.73 = -4.72KN.m$$

$$M_t = 0.85 \times 15.73 = 13.37KN.m$$

$$T_S^{\max} = 25.68KN.$$

• **La vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

1- Etat limite de compression du béton :

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa.$$

- En travée :

$$M_t^{ser} = 13.37 \text{KN.m} \quad A_{st} = 3.39 \text{cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{20 \times 28} = 0.605$$

$$\rho_1 = 0.605 \Rightarrow \beta_1 = 0.885, K_1 = 28.48.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{A_{st} \times \beta_1 \times d} = \frac{13.37 \times 10^6}{339 \times 0.885 \times 280} = 159.158 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{159.158}{28.48} = 5.588 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa.} \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Aux appuis : $M_a^{ser} = 4.72 \text{MPa} \quad A_a = 2.35 \text{cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2.35}{20 \times 28} = 0.418$$

$$\rho_1 = 0.418 \Rightarrow \beta_1 = 0.901 ; K_1 = 35.50.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{ser}}{A_a \times \beta_1 \times d} = \frac{4.72 \times 10^6}{235 \times 0.901 \times 280} = 79.61 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{79.61}{35.50} = 2.24 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa.} \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

2- Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, alors il est inutile de vérifier la contrainte dans les aciers.

3- Vérification de la flèche :(Art.B.6.5.2/BAEL91)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow \frac{30}{245} = 0,122 > \frac{13.37}{10 \times 15.73} = 0,084 \quad \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{20 \times 28} = 0,006 < \frac{4,2}{400} = 0,0105. \quad \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{260} = 0,115 > 0,0625. \quad \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc on se dispense de calculer la flèche car les trois conditions sont vérifiées.

NB : On optera pour le même ferrailage pour toutes les poutres palières (étages courants).

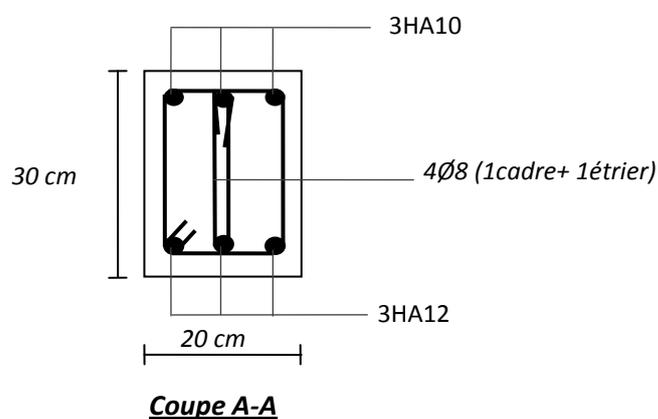
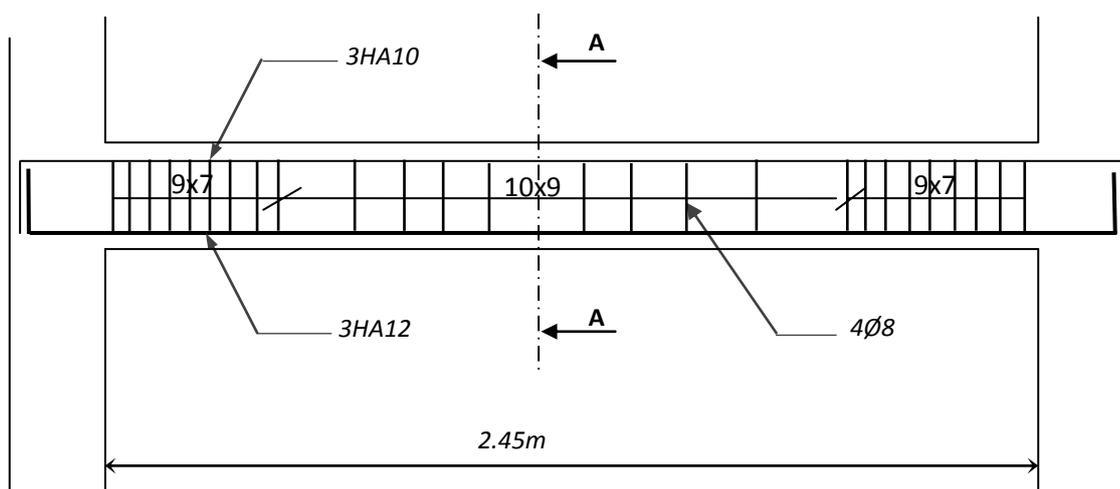


Fig. III-5-9: Plan de ferrailage de la poutre palière

III.5) Calcul de la salle machine :

Introduction :

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimensions $(1.10 \times 1.30) \text{ m}^2$, appuyée sur ses 4 cotés.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimé à 9 tonnes, reparti sur une surface de $(0,8 \times 0,8) \text{ m}^2$ transmise par le système de levage de l'ascenseur.

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

Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

L'épaisseur de la dalle est de 15cm (Voir chapitre II).

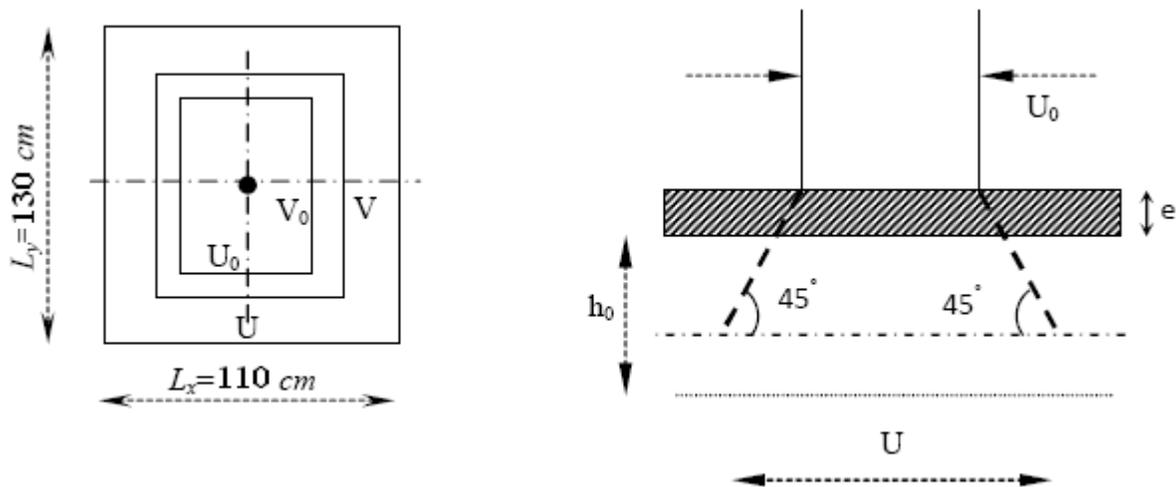


Figure III-5-1: Diffusion de la charge dans le feuillet moyen

III.5.1) Dimensionnement :

$$h_t = \frac{L_{max}}{30} = \frac{130}{30} = 4.33 \text{ cm}$$

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

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 permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

$$\begin{aligned} \text{On a: } U &= u_0 + k \cdot e + h_0 \\ V &= v_0 + k \cdot e + h_0. \end{aligned}$$

Avec :

h_0 : épaisseur de la dalle ($h_0 = 15 \text{ cm}$).

$u_0 = v_0 = 80 \text{ cm}$ (Côté du rectangle dans lequel q est concentrée).

$$u = 80 + (2 \times 5) + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$v = 80 + (2 \times 5) + 15 = 105 \text{ cm}$$

III.5.3) Evaluation des moments M_x et M_y dus au système de levage :

$$M_{x1} = q (M_1 + \vartheta M_2)$$

$$M_{y1} = q (M_2 + \vartheta M_1)$$

Avec : ν : Coefficient de Poisson

M_1 et M_2 : Coefficients déterminés à partir des rapports (U/L_x) ; (V/L_y) dans les abaques de PIGEAUD.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.10}{1.30} = 0.846 \approx 0.85 \quad 0.4 < \rho < 1 \text{ Donc la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\frac{u}{L_x} = \frac{105}{110} = 0.954 \quad ; \quad \frac{v}{L_y} = \frac{105}{130} = 0.807$$

Après interpolation :

$$M_1 = 0.054 \quad \text{et} \quad M_2 = 0.032$$

- **Combinaison de charges :**

A L'ELU : $\nu = 0$

$$q_u = 1.35 G = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x1} = q_u M_1 = 121.5 \times 0.054 = 6.56 \text{ KN/m.}$$

$$M_{y1} = q_u M_2 = 121.5 \times 0.032 = 3.89 \text{ KN/m.}$$

III.5.4) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle:

$$M_{x2} = \mu_x q_u l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

$$\text{Poids de la dalle : } G = (25 \times 0.15 \times + 22 \times 0.05) \times 1 \text{ ml} = \mathbf{4.85 \text{ KN/ml.}}$$

$$\text{Surcharge d'exploitation : } Q = \mathbf{1 \text{ KN/ml}}$$

Avec : μ_x, μ_y : coefficients donnés en fonction de ρ .

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.10}{1.30} = 0.85 \quad \left. \vphantom{\rho} \right\} \mu_x = 0.0509$$

$$\mu_y = 0.6850$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.045 \text{ KN/ml}$$

D'où :

$$M_{x2} = \mu_x q_u l_x^2 = 0.0509 \times 8.045 \times 1.1^2 = 0.495 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} = 0.6850 \times 0.495 = 0.339 \text{ KN.m}$$

- **Superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.56 + 0.495 = 7.055 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3.89 + 0.339 = 4.229 \text{ KN.m}$$

III.5.5) Ferrailage :

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

Sens x-x :

- **Aux appuis:**

$$M_a = 0.3M_x = 0.3 \times 7.055 = 2.12 \text{ KN.m}$$

$$b = 100 \text{ cm}; c = 2 \text{ cm}; d = 13 \text{ cm.}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2.12 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.0088 < \mu_b = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.0088 \rightarrow \beta = 0.996$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{2.12 \times 10^3}{0.996 \times 13 \times 348} = 0.470 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ Avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

- **En travée :**

$$M_t = 0.85M_x = 0.85 \times 7.055 = 5.60 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 \sigma_s} = \frac{5.60 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.0233 < \mu_b = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.0233 \rightarrow \beta = 0.988$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{5.60 \times 10^3}{0.988 \times 13 \times 348} = 1.253 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ Avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

Sens Y-Y :

- **Aux appuis :**

$$M_a = 0.3M_y = 0.3 \times 4.229 = 1.268 \text{ KN.m}$$

$$b = 100 \text{ cm}; c = 2 \text{ cm}; d = 13 \text{ cm.}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.268 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.0053 < \mu_b = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.0053 \rightarrow \beta = 0.997$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{1.268 \times 10^3}{0.997 \times 13 \times 348} = 0.281 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 5\text{HA}10 = 3.94 \text{ cm}^2$ Avec $S_t = 20 \text{ cm}$

- **En travée :**

$$M_t = 0.85M_y = 0.85 \times 4.229 = 3.594 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 \sigma_s} = \frac{3.594 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.015 < \mu_b = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.015 \rightarrow \beta = 0.992$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{3.594 \times 10^3}{0.992 \times 13 \times 348} = 0.800 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 5\text{HA}10 = 3.94 \text{ cm}^2$ Avec $S_t = 20 \text{ cm}$

III.5.6) 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 »

ρ_0 : Taux d'armatures (acier HA FeE400 : $\rho_0 \square \square 0.0008$)

l_x, l_y : Dimension de la dalle avec $l_x \leq l_y$

- **Aux appuis :**

$$A_x \geq \frac{\rho_0}{2} \left(3 - \frac{l_x}{l_y}\right) \times b \times h = \frac{0.0008}{2} \left(3 - \frac{1.10}{1.30}\right) \times 100 \times 15 = 1.292 \text{ cm}^2$$

$$A_x \geq \frac{\rho_0}{2} \left(3 - \frac{l_x}{l_y}\right) \times b \times h \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$A_y \geq \rho_0 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.20 \text{ cm}^2$$

$$A_y \geq \rho_0 \times b \times h \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Diamètre minimal des barres : (Art A.7.21 /BAEL91 modifié 99)

On doit vérifier que :

$$\square \max \leq h/10 = 150/10 = 15 \text{ mm}$$

$$\square \square = 8 \text{ mm} < \square \max = 15 \text{ mm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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 :**

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

$$\min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.} \quad \text{Avec: } h=15 \text{ cm}$$

$S_t = 20 \text{ cm}$ en appuis et $S_t = 20 \text{ cm}$ en travée.

$$S_t < \min(3h; 33 \text{ cm}) \text{ Condition vérifiée.}$$

- **Armatures A_y parallèles à l_y :**

$$\min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(60 \text{ cm}; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.} \quad \text{Avec: } h=15 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm en appuis et } S_t = 20 \text{ cm en travée}$$

$S_t < \min(4h ; 45 \text{ cm})$ **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 : $U_c = 2 \times (\mu + \vartheta) = 2 \times (1.05 + 1.05) = 4.20 \text{ m}$

$$P_u = 90 \text{ KN} \leq \frac{0.045 \times 4.20 \times 0.15 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 472.5 \text{ KN}$$

e) Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Au milieu de u , on a :

$$V_u = \frac{p_u}{2U+V} = \frac{90}{2 \times 1.05 + 1.05} = 28.57 \text{ KN}$$

Au milieu de ϑ , on a :

$$V_u = \frac{p_u}{3 \times U} = \frac{90}{3 \times 1.05} = 28.57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{28.57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.219 \text{ Mpa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = \frac{28.57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.219 \text{ Mpa} \\ 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.167 \text{ Mpa} \end{array} \right\} \tau_u = 0.219 \text{ Mpa} < 1.167 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.5.7) Vérification à l'ELS :

a) Evaluation des moments M_{X1} et M_{Y1} :

$$M_{X1} = q(M_1 + \vartheta M_2)$$

$$M_{Y1} = q(M_2 + \vartheta M_1)$$

- À l'ELS :

$$q_s = 90 \text{ KN} ; \vartheta = 0.2$$

Nous avons : ($M_1 = 0.054$ et $M_2 = 0.032$)

Donc :

$$M_{x1} = 90(0.054 + 0.2 \times 0.032) = 5.436 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 90(0.032 + 0.2 \times 0.054) = 3.852 \text{ KN.m}$$

b) Les moments engendrés par le poids propre de la dalle :

$$q_s = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/ml.}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.10}{1.30} = 0.846 \approx 0.85$$

$$\vartheta = 0.2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.10}{1.30} = 0.85 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0579 \\ \mu_y = 0.7780 \end{array} \right.$$

$$M_{x2} = \mu_x q_u l_x^2 = 0.0579 \times 5.85 \times 1.1^2 = 0.410 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} = 0.7780 \times 0.410 = 0.320 \text{ KN.m}$$

- **Superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5.436 + 0.410 = 5.846 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3.852 + 0.320 = 4.172 \text{ KN.m}$$

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 :**

$$M_x = 0.3M_x = 0.3 \times 5.846 = 1.7538 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.3M_y = 0.3 \times 4.172 = 1.2516 \text{ KN.m}$$

- **En travée:**

$$M_x = 0.85M_x = 0.85 \times 5.846 = 4.970 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.85M_y = 0.85 \times 4.172 = 3.550 \text{ KN.m}$$

❖ **État limite d'ouvertures des fissures :**

La fissuration est peu nuisible, donc pas de vérification à faire.

❖ **État limite de compression du béton :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, aucune vérification n'est nécessaire.

- La section est rectangulaire soumise à la flexion simple.
- La nuance des aciers est Fe E400.

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_c 28}{100} \quad ; \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

• **Vérification de la flèche :**

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyée sur quatre cotés, on peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \quad \text{et} \quad \frac{A_x}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{110} = 0.136 \geq \frac{4.970}{20 \times 5.846} = 0.0425$$

$$\frac{A_x}{b \times d} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 \leq \frac{2}{400} = 0.005$$

Les deux conditions sont vérifiées, on se dispensera du calcul de la flèche.

III-6) Calcul du porte à faux

Nous disposons de porte à faux réalisés en corps creux (20+4), coulés sur place, reposant sur deux appuis, munis de poutres de chaînage et des murs extérieurs en double cloisons. Nous baserons notre calcul sur la détermination du ferrailage de la poutre de chaînage semi encastrée à ses deux extrémités.

III-6-1) Prés dimensionnement de la poutre de chaînage :

Nous allons étudier une poutre continue qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids dû aux cloisons (mur en double cloisons).

a) Hauteur h_t :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec: L_{max} = La portée entre nus des appuis.

$$L_{max} = 5.45 \text{ m} \rightarrow \frac{552}{15} \leq h_t \leq \frac{552}{10}$$

$$\rightarrow 36.80 \text{ cm} \leq h_t \leq 55.20 \text{ cm}$$

Selon le RPA99 ver2003 (Art. 7.5.1) :

La condition ($h \geq 30 \text{ cm}$) doit être vérifiée.

Donc on prend une hauteur $h_t = 40 \text{ cm}$.

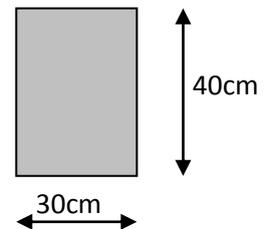
b) Largeur b :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \rightarrow 0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40$$

$$\rightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

Nous allons prendre : $b = 30 \text{ cm}$.

Donc nous avons une poutre de chaînage de section : **(30×40)**.



c) Vérification des exigences du RPA.ver.2003 Art.7.4.1 :

$$h_t = 40 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$b = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III-6-2) Détermination des charges et surcharges :**1. Poutre de chaînage au niveau des portes à faux :****- Charges permanentes :**

Le poids propre de la poutre $0,30 \times 0,40 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$.

Le poids propre du mur en double cloisons $2,36 \times (3,06-0,40) = 6,28 \text{ KN/ml}$.

Le poids du plancher $5,90 \times 0,65/2 = 1,92 \text{ KN/ml}$.

$$G_p = 11,20 \text{ KN/ml.}$$

- Surcharges d'exploitation :

$$Q = 3,5 \times 0,65/2 = 1,14 \text{ KN/ml.}$$

III-6-3) Combinaison des charges à l'ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q.$$

$$q_{up} = 1,35(11,20) + 1,5(1,14) = 16,83 \text{ KN/ml.}$$

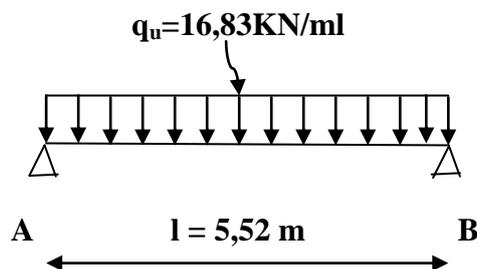
➤ Schéma statique à l'ELU :

Fig III-7-1: Schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELU.

Remarque :

Les extrémités de la poutre représentent un semi-encastrement.

III-6-4) Calcul des moments et des efforts tranchants :

➤ Les moments fléchissant :

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{16,83 \times 5,52^2}{8} = 64,10 \text{ KN.m}$$

- Aux appuis : $M_A = M_B = 0,3M_0 = 0,3 \times 64,10 = 19,23 \text{ KN.m}$
- En travée : $M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 64,10 = 54,49 \text{ KN.m}$

➤ Les efforts tranchants :

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{16,83 \times 5,52}{2} = 46,45 \text{ KN}$$

❖ Diagramme des efforts internes à l'ELU :

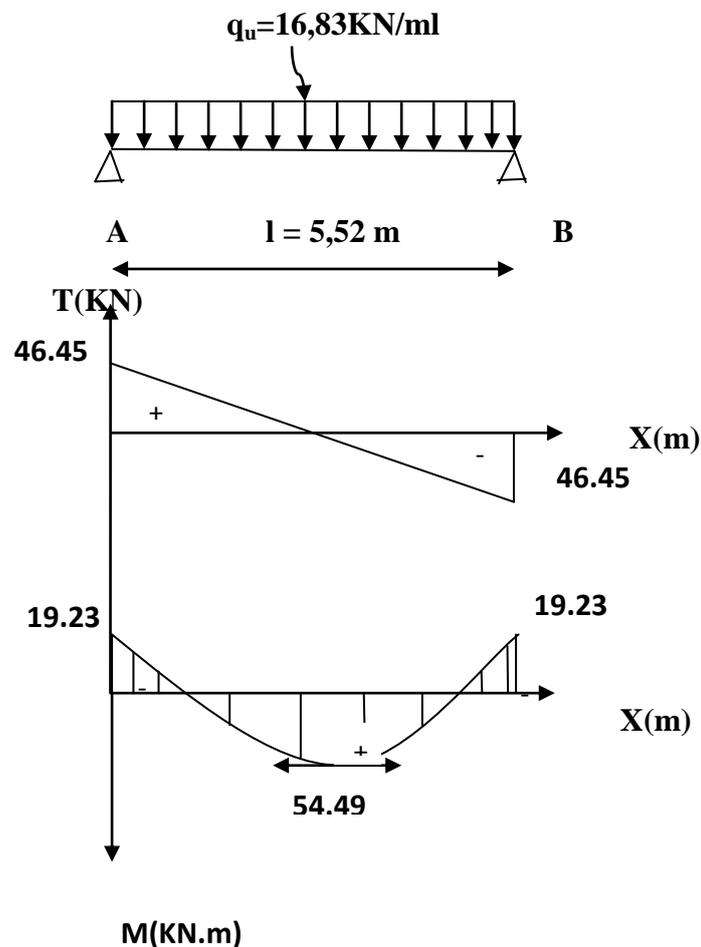


Fig.III-6-2): Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU.

III-6-5) Calcul des armatures :

En travée :
$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}}$$

Soit un enrobage $c = 2\text{cm}$; $d = 38\text{ cm}$.

$$\mu = \frac{54,49 \times 10^2}{30 \times 38^2 \times 1,42} = 0,088 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,088 \rightarrow \beta = 0,954$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{54,49 \times 10^2}{0,954 \times 38 \times 34,8} = 4,32\text{cm}^2$$

On opte pour : 3HA14 = 4,62 cm²

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{19,23 \times 10^2}{30 \times 38^2 \times 1,42} = 0,032 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,032 \rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{19,23 \times 10^2}{0,984 \times 38 \times 34,8} = 1,48\text{ cm}^2$$

On opte pour : 3HA12 = 3,39 cm²

III-6-6) Vérification à l'ELU :

- Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq 0,23 \times d \times b \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,38 \times 30 \times 38 \times \frac{2,1}{400} = 2,27\text{ cm}^2$$

- **En travée :**

$$A_t = 4,62\text{ cm}^2 > 2,27\text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis**

$$A_a = 3,39\text{ cm}^2 > 2,27\text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL91 mod.99/Art.A5.1.2.1) :

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{46,45 \times 10^3}{3000 \times 3800} = 0,041 \text{ Mpa.}$$

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

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} > \tau_u = 0,041 \text{ Mpa.} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

- **Sur le béton :**

$$T_u \leq \frac{0,4}{\gamma_b} \times b \times d \times 0,9 \times f_{c28} \rightarrow T_u \leq \frac{0,4}{1,5} \times 30 \times 38 \times 0,9 \times 2,5 = 684 \text{ KN}$$

$$T_u = 46,45 \text{ KN} \lllll 684 \text{ KN} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sur les armatures inférieures :**

$$T_u = 46,45 \text{ KN} ; M_A = 19,23 \text{ KN.m} ; d = 38 \text{ cm.}$$

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right] = \frac{1,1}{400} \left[46,45 \times 10^3 + \frac{-19,23 \times 10^6}{0,9 \times 380} \right] = -28,11 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 \gggg -28,11 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d. Calcul des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \varphi_l ; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ \frac{400}{35} ; 14 ; \frac{300}{10} \right\} = \min \{ 11,43 ; 14 ; 30 \}$$

On prend : $\varphi_t = 10 \text{ mm.}$

e. Ecartement des armatures transversales :

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 34,2 ; 40 \text{ cm} \}$$

Soit $S_t = 20 \text{ cm.}$

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,4 \text{ Mpa} \rightarrow \frac{1,00 \times 400}{30 \times 20} = 0,667 \text{ Mpa} > 0,4 \text{ Mpa.} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification selon le RPA99 :

D'après le RPA99, l'espacement est donné selon deux zones :

• En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{4} ; 12\varphi_l ; 30\text{cm} \right\} = \min \left\{ \frac{40}{4} ; 12 \times 1,4 ; 30\text{cm} \right\} = \min \{ 10 ; 16,8 ; 30 \text{ cm} \}$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

• En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h_t}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

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

Selon le RPA99, la section d'armatures transversales doit vérifier :

$$A_t \geq A_t^{min} = 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_t \geq A_t^{min} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4,62 \geq A_t^{min} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III-6-7) Combinaison des charges à l'ELS :

$$q_s = G + Q.$$

$$q_{sp} = 11,20 + 1,14 = 12,34 \text{ KN/ml.}$$

➤ Schéma statique à l'ELS :

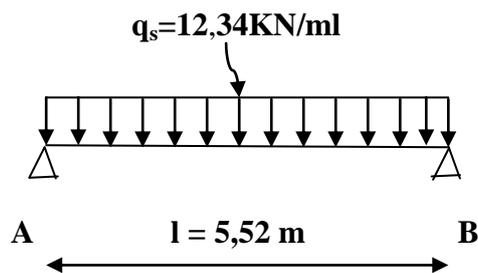


Fig III-7-3 : Schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELS.

III-6-8) Calcul des moments et des efforts tranchants :➤ **Les moments fléchissant :**

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{12,34 \times 5,52^2}{8} = 47,00 \text{ KN.m}$$

- **Aux appuis :** $M_A = M_B = 0,3M_0 = 0,3 \times 47,00 = 14,10 \text{ KN.m}$
- **En travée :** $M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 47,00 = 39,95 \text{ KN.m}$

➤ **Les efforts tranchants :**

$$T = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{12,34 \times 5,52}{2} = 34,06 \text{ KN}$$

III-6-9) Vérification à l'ELS :**a. Etat limite d'ouvertures des fissures (BAEL91/Art. A.4.5.3) :**

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

b. Etat limite de compression du béton (BAEL91/Art. B.6.6.1) :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}; \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A}; \rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} \rightarrow \beta_1 \text{ et } K_1$$

• **Aux appuis :**

$$M_s = -14,10 \text{ KN.m}; A_a = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3,39}{30 \times 38} = 0,297 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,914 \\ K_1 = 43,14 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{14,10 \times 10^6}{0,914 \times 380 \times 339} = 119,75 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{119,75}{43,14} = 2,77 \text{ Mpa.} \quad \sigma_{bc} = 2,77 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **En travée :**

$$M_s = 39,95 \text{ KN.m}; A_a = 4,62 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 4,62}{30 \times 38} = 0,405 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,902 \\ K_1 = 36,02 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{39,95 \times 10^6}{0,902 \times 380 \times 462} = 252,28 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{252,28}{36,02} = 7,00 \text{ Mpa.} \quad \sigma_{bc} = 7,00 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c. Etat limite de déformation :

Vérification de la flèche (BAEL91/Art. B.6.5.2)

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

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{552} = 0,073 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$
2. $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{40}{552} = 0,073 \leq \frac{39,95}{10 \times 47,00} = 0,085 \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$
3. $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{4,62}{30 \times 38} = 0,00405 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

La 2^{ème} condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire :

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{\max} \cdot l^4}{E_v \cdot I_0} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$M_t^s = 21.12 \text{ KN.m}$$

$$E_v = 110000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.19 \text{ MPa.}$$

Calcul du centre de gravité :

$$h = V_1 + V_2 \quad ; \quad V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}.$$

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

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

$$S_{xx} = \frac{30 \times (40)^2}{2} + 15 \times 4.62 \times 37$$

$$S_{xx} = 24000 + 2564.1 = 26564.1 \text{ cm}^3$$

$B_0 = 15 \times A_t + b \times h$ (Aire de la section homogénéisée).

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

$$B_0 = (30 \times 40) + (15 \times 4.62)$$

$$B_0 = 1269.3 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{26564.1}{1269.3} = 20.93 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 40 - 20.93 = 19.07 \text{ cm}$$

Calcul de I_{fv}

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

$$I = \frac{30}{3}(20.93^3 + 19.07^3) + 15 \times 4.62(19.07 - 3)^2$$

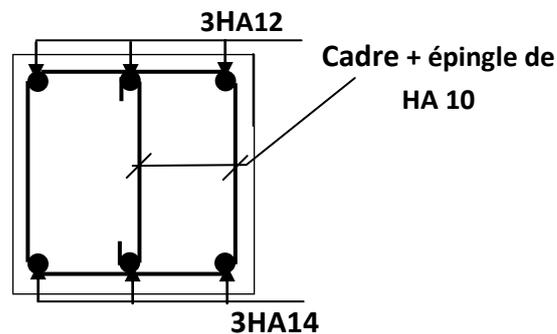
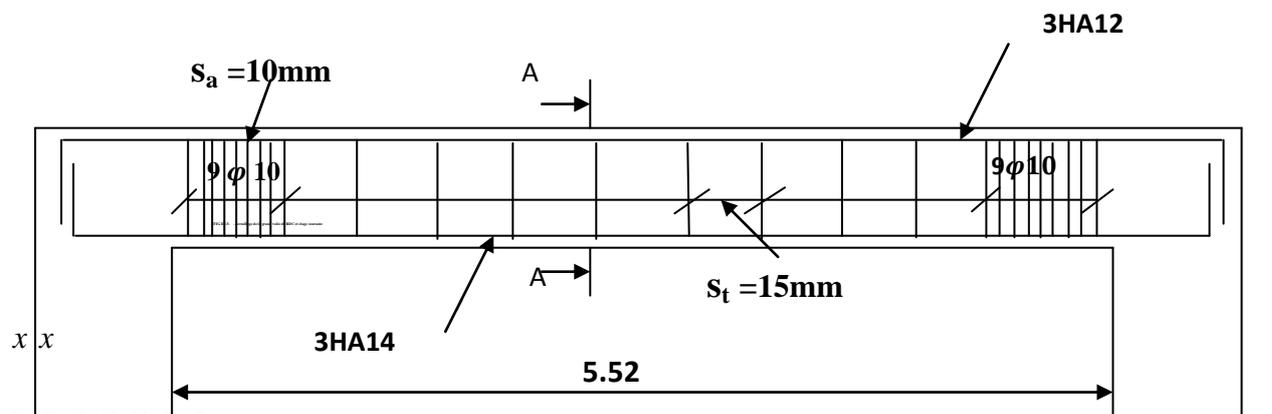
$$I = 178934.25 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{12.34 \times (5.52)^4}{178934.25 \times 10^{-8} \times 32164.19 \times 10^3} = 2.59 \times 10^{-3} \text{ m} = 0.26 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{552}{500} = 1.104 \text{ cm}$$

$f = 0.26 < \bar{f} = 1.10 \Rightarrow$ Condition vérifiée

Ferraillage de la poutre de chaînage :



Coupe A-A

INTRODUCTION :

Dans ce chapitre, nous étudierons le système structural d'éléments assurant la rigidité et la stabilité vis-à-vis des efforts horizontaux.

L'étude du contreventement est une étape importante et décisive dans l'étude de tout bâtiment, elle mérite le plus grand soin. Elle consiste à parer la structure contre les deux types de sollicitations horizontales ; vent et séisme. Un contreventement peut être assuré par :

- Des voiles ou murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage.
- Du système (poteaux – poutres) formant portiques étagés.
- Des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou gaines présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.
- Une combinaison des deux systèmes suscités, formant un contreventement mixte ou portiques et refends rigidement liés travaillant conjointement pour faire face aux séismes.

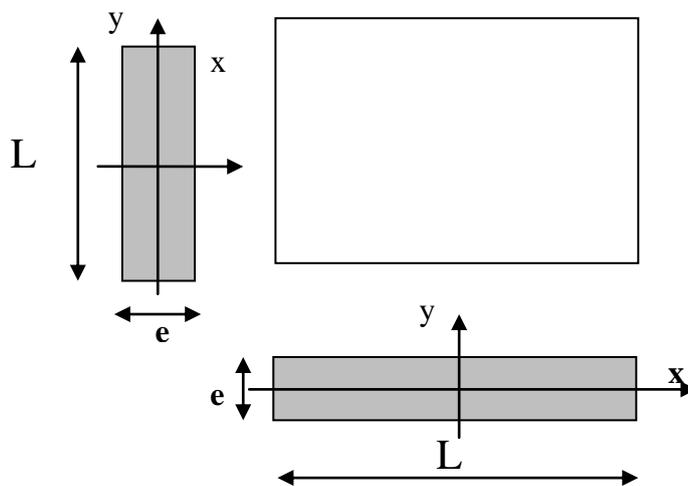


Fig. IV-1 : Coupe sur des voiles pleins

IV-1) Calcul des inerties des refends Inertie des voiles :**a- Les refends longitudinaux**

$$I_y = \frac{e.L^3}{12}$$

$$I_x = \frac{L.e^3}{12} \ll I_y \Rightarrow \text{On néglige l'inertie des voiles}$$

Longitudinaux par rapport à l'axe (x-x)

b- Les refends transversaux:

$$I_x = \frac{e.L^3}{12}$$

$$I_y = \frac{L.e^3}{12} \ll I_x \Rightarrow \text{On néglige l'inertie des voiles transversaux par rapport à l'axe}$$

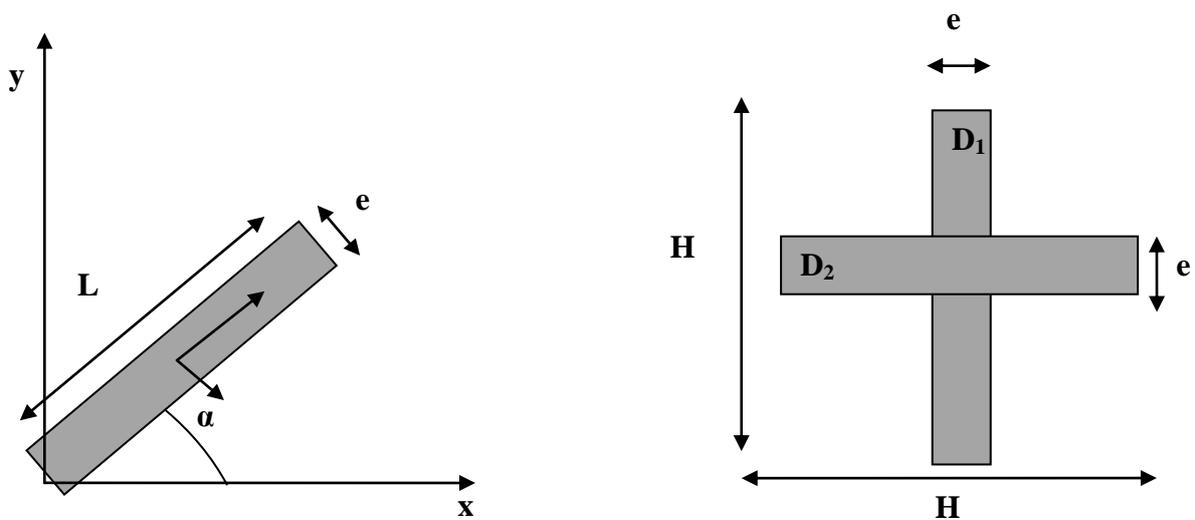
c- Les refends inclinés :

Fig. IV-2: Coupe sur des voiles pleins inclinés.

$$ID_1 = \frac{e H^3}{12} ; ID_2 = \frac{H e^3}{12}$$

$$I_x = ID_1 \sin^2 \alpha + ID_2$$

$$I_y = ID_1 \cos^2 \alpha + ID_2 \cos^2 \alpha$$

d) Inertie d'un refend à une seule file d'ouverture :

$$I_e = \frac{a_n I}{\frac{60}{11} \frac{2mc \Psi_0}{I_0 \alpha^2}} + 1$$

$$a_n = \frac{11}{20} + \frac{9}{20n} - \frac{1}{30n^2} - \frac{1}{30n^3} \quad \text{si } n < 11 \text{ niveaux}$$

$$a_n = 1 \quad \text{si } n \geq 11 \text{ niveaux}$$

I: Inertie totale de refend. $I = I_1 + I_2 + 2mc = I_0 + 2mc$. ($I_0 = I_1 + I_2$).

2c : Distance entre les centres de gravité des deux éléments de refend.

m: Moment statique de chacun des éléments de refend par rapport au c.d.g de l'ensemble.

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}}$$

A_1, A_2 : Aires des éléments de refend.

α : Degré de monolithisme. $\alpha = \omega Z$

Z: Hauteur de bâtiment.

ω : Coefficient de monolithisme

$$\omega^2 = \frac{3Ei}{E I_0} \frac{I}{m} \frac{c}{a^3 h}$$

E: Module d'élasticité du matériau constituant le refend.

E' : Module d'élasticité du matériau constituant le linteau. (Généralement $E = E'$).

i: Inertie de linteau. $i = e B^3/12$.

a: Demi portée libre de l'ouverture.

h: Hauteur d'étage.

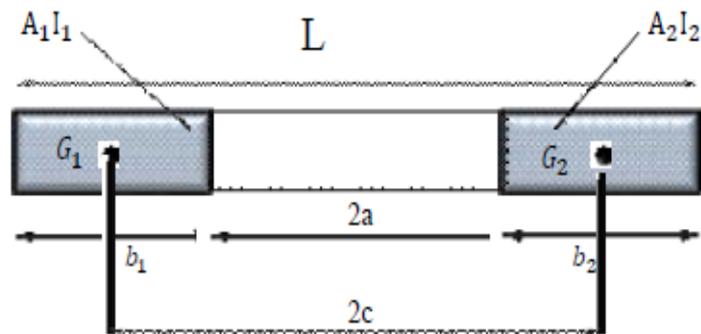


Figure IV.3 : Coupe sur un voile à une seule file d'ouvertures

Remarque :

La longueur L des voiles est mesurée aux extrémités extérieures des poteaux encadrant ceux-ci, elle varie donc avec la section des poteaux. Pour éviter cette variation et assuré la continuité de ces voiles en élévation, chaque voile doit avoir la même longueur L pour tous les niveaux, cette longueur sera celle mesuré au dernier niveaux ou la section des poteaux est de (30X30).

IV- 2) Calcul de l'inertie des voiles :❖ **Sens longitudinal :**

Niveaux	Voile	L (m)	e(m)	I (m ⁴)	Somme
RDC et EC	VL1	1,95	0,20	0,12358125	2,00268876
	VL2	1,40	0,20	0,04573333	
	VL3	1,60	0,20	0,06826667	
	VL4	2,00	0,20	0,13333333	
	VL5	2,45	0,20	0,0101757	
	VL6	1,60	0,20	0,0101757	
	VL7	1,75	0,20	0,0039344	
	VL8	2,75	0,20	0,34661458	
	VL9	2,45	0,20	0,08932292	
	VL10	1,00	0,20	0,24510208	
	VL11	1,00	0,20	0,06826667	
	VL12	1,75	0,20	0,08932292	
	VL13	1,75	0,20	0,0026756	
	VL14	2,50	0,20	0,08932292	
	VL15	1,98	0,20	0,01666667	

❖ **Sens transversal:**

Niveaux	Voile	L (m)	e(m)	I (m ⁴)	Somme
RDC et EC	VT1	1,90	0,20	0,11431667	4,24666583
	VT2	1,90	0,20	0,124491	
	VT3	1,35	0,20	0,124491	
	VT4	1,35	0,20	0,11431667	
	VT5	1,50	0,20	0,04100625	
	VT6	1,50	0,20	0,04573333	
	VT7	4,20	0,20	0,04573333	
	VT8	1,40	0,20	0,0427323	
	VT9	1,40	0,20	0,0427323	
	VT10	5,00	0,20	0,05625	
	VT11	2,00	0,20	0,0269244	
	VT12	2,00	0,20	0,052549	
	VT13	1,40	0,20	0,05625	
	VT14	1,40	0,20	1,2348	
	VT15	1,20	0,20	0,04100625	
	VT16	1,50	0,20	2,08333333	

IV-3) Inertie fictive des portiques par la méthode des approximations successives :

Dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes « CALCUL PRATIQUE DES OSSATURES DE BATIMENT EN BETON ARME » qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces horizontales égale à 1 tonne, par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage sous l'effet du même système de forces horizontales (**1 tonne à chaque niveau**).

En fixant l'inertie du refend à **1[m⁴]**, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refonds et pour les portiques.

IV-3-1) Calcul des flèches du refonds :

Le calcul des flèches du refond dont l'inertie $I = 1[\text{m}^4]$, soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du « moment des aires ».

Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure (V.3), au dessous est donnée par :

$$f = \frac{\sum S_i X_i}{EI}$$

Avec :

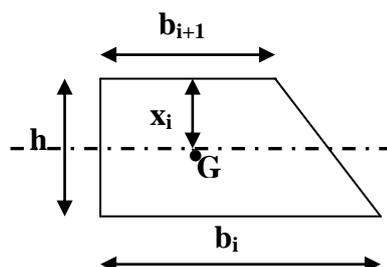
S_i : surface du trapèze.

X_i : distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

$$S_i = \frac{(b_i + b_{i+1}) \cdot h}{2}$$

La distance du centre de gravité d'un trapèze à sa plus petite base :

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1}) \cdot h}{3 \cdot (b_i + b_{i+1})}$$



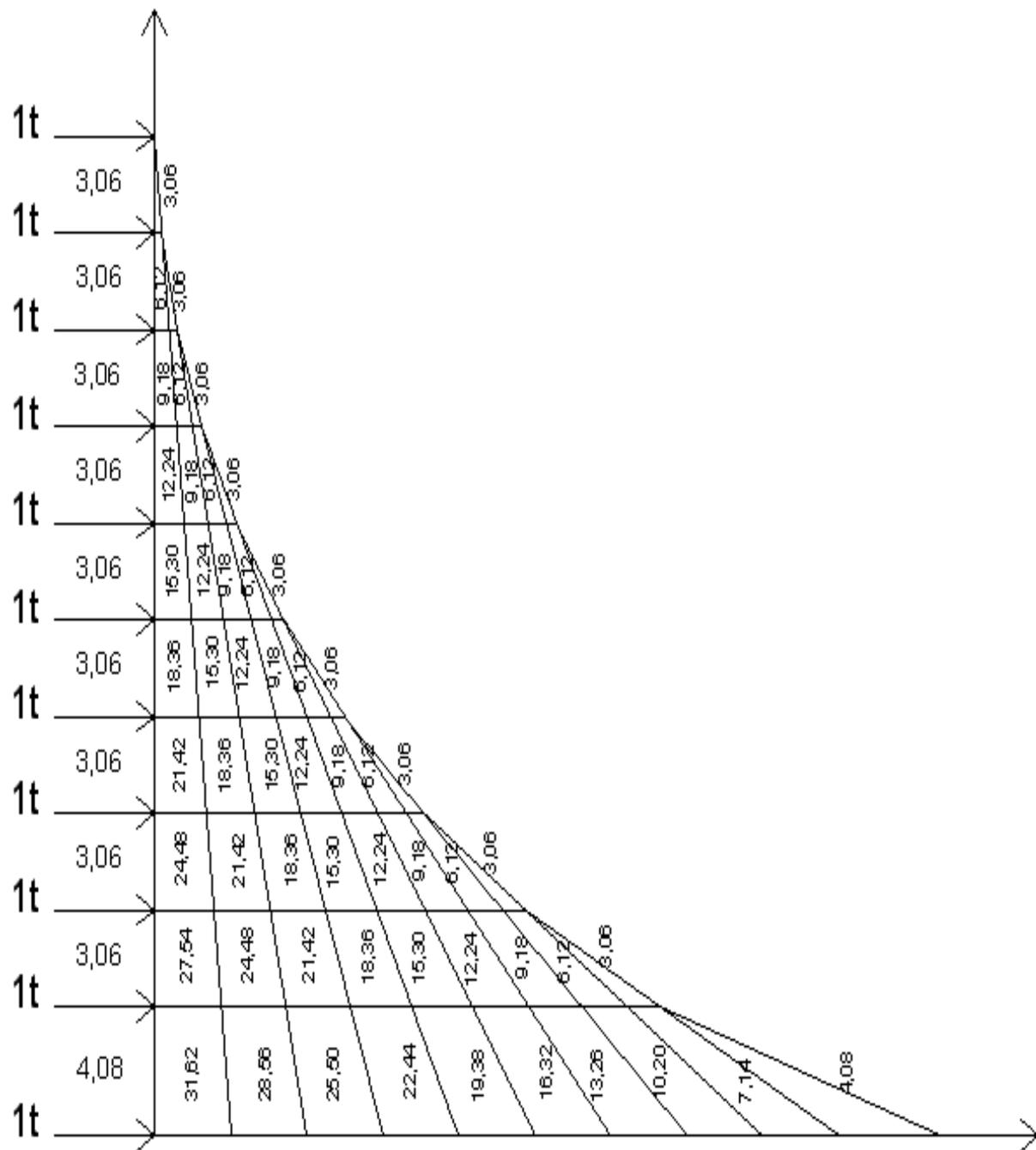


Diagramme des moments des aires

• Flèche dans les refonds :(méthode des moments des aires) :

Niveau	H(m)	b _i (m)	b _{i+1} (m)	d _i (m)	S _i (m ²)	F _i ×EI
9	3,06	3,06	0	2,04	4,6818	46213,84
8	3,06	9,18	3,06	1,785	18,7272	40161,771
7	3,06	18,36	9,18	1,7	42,1362	34143,129
6	3,06	30,6	18,36	1,6575	74,9088	28215,221
5	3,06	45,9	30,6	1,632	117,045	22464,005
4	3,06	64,26	45,9	1,615	168,5448	17004,09
3	3,06	85,68	64,26	1,60285714	229,4082	11978,739
2	3,06	110,16	85,68	1,59375	299,6352	7559,8689
1	3,06	137,7	110,16	1,58666667	379,2258	3948,0475
RDC	4,08	178,5	137,7	2,12774194	645,048	1372,468

$$f_{RDC} = \frac{1372.468}{EI}$$

$$f_1 = \frac{3948.047}{EI}$$

$$f_2 = \frac{7559.869}{EI}$$

$$f_3 = \frac{11978.739}{EI}$$

$$f_4 = \frac{17004.09}{EI}$$

$$f_5 = \frac{22464.005}{EI}$$

$$f_6 = \frac{28215.221}{EI}$$

$$f_7 = \frac{34143.129}{EI}$$

$$f_8 = \frac{40161.771}{EI}$$

$$f_9 = \frac{46213.84}{EI}$$

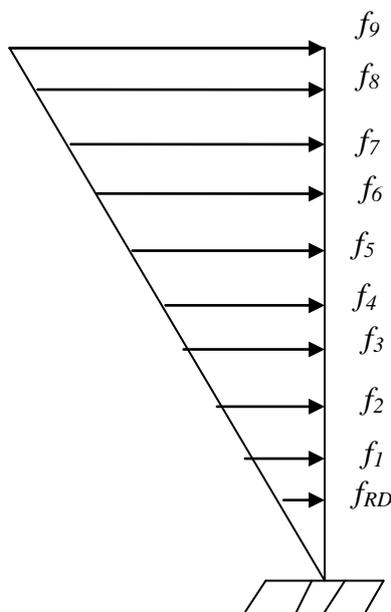


Fig. IV-3 schématisation de la flèche

IV-3-2) Déplacement des portiques :

- Le déplacement de chaque niveau : $\Delta_n = \Psi_n \times h$ Avec : $E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$

- Le déplacement du portique au niveau « i » : $\Delta_i = \sum \Delta_n$

- **Rotation d'étage :**

- La rotation d'un poteau encastré à la base au 1^{er} niveau : $E_{\theta_1} = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{r1} + 2 \sum K_{p1}}$

- La rotation de chaque poteau encastré au 1^{er} niveau : $E_{\theta_n} = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{r1}}$

- La rotation d'un poteau des étages courants : $E_{\theta_n} = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_m}$

Avec :

$$M_n = T_n \times h$$

$$K_{tn} : \text{raideur des poutres} \quad K_{tn} = \frac{I_{tn}}{L}$$

$$K_{pn} : \text{raideur des poteaux} \quad K_{pn} = \frac{I_{pn}}{h}$$

h : hauteur d'étage.

L : portée libre de la poutre.

IV-3-3) Inertie fictive :

$$I_{ey} = \frac{f_n}{\sum \Delta_n}$$

I_{ei} : Inertie fictive du portique au niveau i.

f_n : Flèche du refend au même niveau i.

Δ_n : Déplacement du portique au niveau i

$\sum K_{tn}$: Somme des raideurs des poutres du niveau n.

$\sum K_{pn}$: Somme des raideurs des poteaux du niveau n.

E : module de Young.

Remarque:

Le calcul des inerties se fera pour tous les portiques , dans les deux directions orthogonales.

Les résultats des différents calculs sont présentés dans les tableaux suivants :

IV-4) Tableaux récapitulatifs des inerties fictives :**IV-4-1) Inerties fictives des portiques longitudinaux:****a. Portique AA :**

Niv	H(m)	T(t)	M _n (t.m)	M _{n+1} (t.m)	$\sum K_{pot}(m3)$	$\sum K_{pout}(m3)$	E θ	E. ψ_n	E. Δ	$\sum E.\Delta$	E.F	Ie
9	3,06	1	3,06	0	0,0012931	0,00185536	68,7198172	334,64016	1023,99889	39919,4753	46213,84	1,15767654
8	3,06	2	6,12	3,06	0,0012931	0,00185536	206,159452	669,280321	2047,99778	38895,4764	40161,771	1,03255635
7	3,06	3	9,18	6,12	0,0012931	0,00185536	343,599086	1003,92048	3071,99667	36847,4786	34143,129	0,92660693
6	3,06	4	12,24	9,18	0,0012931	0,00185536	481,03872	1338,56064	4095,99556	33775,4819	28215,221	0,83537582
5	3,06	5	15,3	12,24	0,00239563	0,00185536	618,478355	1219,41725	3731,41679	29679,4864	22464,005	0,75688658
4	3,06	6	18,36	15,3	0,00239563	0,00185536	755,917989	1463,3007	4477,70014	25948,0696	17004,09	0,65531233
3	3,06	7	21,42	18,36	0,00239563	0,00185536	893,357623	1707,18416	5223,98353	21470,3694	11978,739	0,55791956
2	3,06	8	24,48	21,42	0,00408685	0,00185536	1030,79726	1598,67902	4891,9578	16246,3859	7559,8689	0,46532619
1	3,06	9	27,54	24,48	0,00408685	0,00185536	1168,23689	1732,51519	5301,49648	11354,4281	3948,0475	0,34770994
RDC	4,08	10	31,62	27,54	0,00293848	0,00185536	1173,67912	1483,56167	6052,93161	6052,93161	1372,468	0,22674434

b. Portique BB :

Niv	H(m)	T(t)	M _n (t.m)	M _{n+1} (t.m)	$\sum K_{pot}(m3)$	$\sum K_{pout}(m3)$	E θ	E. ψ_n	E. Δ	$\sum E.\Delta$	E.F	Ie
9	3,06	1	3,06	0	0,0012931	0,00194851	65,4346141	328,069754	1003,89345	38932,2861	46213,84	1,18703124
8	3,06	2	6,12	3,06	0,0012931	0,00194851	196,303842	656,139508	2007,78689	37928,3927	40161,771	1,05888407
7	3,06	3	9,18	6,12	0,0012931	0,00194851	327,173071	984,209263	3011,68034	35920,6058	34143,129	0,95051651
6	3,06	4	12,24	9,18	0,0012931	0,00194851	458,042299	1312,27902	4015,5738	32908,9255	28215,221	0,8573729
5	3,06	5	15,3	12,24	0,00239563	0,00194851	588,911527	1186,56522	3630,88957	28893,3517	22464,005	0,77748007
4	3,06	6	18,36	15,3	0,00239563	0,00194851	719,780756	1423,87827	4357,06751	25262,4621	17004,09	0,6730971
3	3,06	7	21,42	18,36	0,00239563	0,00194851	850,649984	1661,19131	5083,24541	20905,3946	11978,739	0,57299751
2	3,06	8	24,48	21,42	0,00408685	0,00194851	981,519212	1546,11577	4731,11426	15822,1492	7559,8689	0,47780291
1	3,06	9	27,54	24,48	0,00408685	0,00194851	1112,38844	1679,66869	5139,78619	11091,0349	3948,0475	0,35596746
RDC	4,08	10	31,62	27,54	0,00293848	0,00194851	1123,83456	1458,63939	5951,24871	5951,24871	1372,468	0,23061849

c. Portique CC :

Niv	H(m)	T(t)	$M_n(t.m)$	$M_{n+1}(t.m)$	$\sum K_{pot}(m3)$	$\sum K_{pout}(m3)$	$E\theta$	$E.\psi_n$	$E.\Delta$	$\sum E.\Delta$	$E.F$	I_e
9	3,06	1	3,06	0	0,0012931	0,00207964	61,308688	319,817902	978,64278	37689,6176	46213,84	1,22616898
8	3,06	2	6,12	3,06	0,0012931	0,00207964	183,926064	639,635804	1957,28556	36710,9748	40161,771	1,09399903
7	3,06	3	9,18	6,12	0,0012931	0,00207964	306,54344	959,453706	2935,92834	34753,6893	34143,129	0,98243178
6	3,06	4	12,24	9,18	0,0012931	0,00207964	429,160816	1279,27161	3914,57113	31817,7609	28215,221	0,88677582
5	3,06	5	15,3	12,24	0,00239563	0,00207964	551,778192	1145,30596	3504,63624	27903,1898	22464,005	0,80506943
4	3,06	6	18,36	15,3	0,00239563	0,00207964	674,395568	1374,36716	4205,56351	24398,5536	17004,09	0,69693025
3	3,06	7	21,42	18,36	0,00239563	0,00207964	797,012945	1603,42835	4906,49075	20192,99	11978,739	0,59321274
2	3,06	8	24,48	21,42	0,00408685	0,00207964	919,630321	1480,10096	4529,10894	15286,4993	7559,8689	0,49454546
1	3,06	9	27,54	24,48	0,00408685	0,00207964	1042,2477	1612,89955	4935,47262	10757,3904	3948,0475	0,36700792
RDC	4,08	10	31,62	27,54	0,00293848	0,00207964	1060,43702	1426,94062	5821,91773	5821,91773	1372,468	0,23574157

d. Portique DD :

Niv	H(m)	T(t)	$M_n(t.m)$	$M_{n+1}(t.m)$	$\sum K_{pot}(m3)$	$\sum K_{pout}(m3)$	$E\theta$	$E.\psi_n$	$E.\Delta$	$\sum E.\Delta$	$E.F$	I_e
9	3,06	1	3,06	0	0,0012931	0,00236824	53,8374489	304,875424	932,918797	35431,1167	46213,84	1,3043292
8	3,06	2	6,12	3,06	0,0012931	0,00236824	161,512347	609,750848	1865,83759	34498,1979	40161,771	1,16417011
7	3,06	3	9,18	6,12	0,0012931	0,00236824	269,187245	914,626271	2798,75639	32632,3603	34143,129	1,04629664
6	3,06	4	12,24	9,18	0,0012931	0,00236824	376,862142	1219,50169	3731,67517	29833,6039	28215,221	0,94575302
5	3,06	5	15,3	12,24	0,00239563	0,00236824	484,53704	1070,59357	3276,01632	26101,9287	22464,005	0,86062625
4	3,06	6	18,36	15,3	0,00239563	0,00236824	592,211938	1284,71229	3931,21961	22825,9124	17004,09	0,74494678
3	3,06	7	21,42	18,36	0,00239563	0,00236824	699,886836	1498,831	4586,42286	18894,6928	11978,739	0,63397374
2	3,06	8	24,48	21,42	0,00408685	0,00236824	807,561734	1360,56113	4163,31706	14308,2699	7559,8689	0,5283566
1	3,06	9	27,54	24,48	0,00408685	0,00236824	915,236631	1490,83511	4561,95544	10144,9529	3948,0475	0,38916371
RDC	4,08	10	31,62	27,54	0,00293848	0,00236824	943,319208	1368,38172	5582,99742	5582,99742	1372,468	0,24582995

IV-4-2) Inerties fictives des portiques transversaux:

a. Portique 1-1, 2-2, 3-3, 4-4 :

Niv	H(m)	T(t)	$M_n(t.m)$	$M_{n+1}(t.m)$	$\sum K_{pot}(m3)$	$\sum K_{pout}(m3)$	E θ	E. ψ_n	E. Δ	$\sum E.\Delta$	E.F	Ie
9	3,06	1	3,06	0	0,00103448	0,00160818	79,2821699	405,064997	1239,49889	47909,5368	46213,84	0,96460628
8	3,06	2	6,12	3,06	0,00103448	0,00160818	237,84651	810,129995	2478,99778	46670,0379	40161,771	0,86054721
7	3,06	3	9,18	6,12	0,00103448	0,00160818	396,41085	1215,19499	3718,49667	44191,0402	34143,129	0,7726256
6	3,06	4	12,24	9,18	0,00103448	0,00160818	554,975189	1620,25999	4957,99557	40472,5435	28215,221	0,69714474
5	3,06	5	15,3	12,24	0,00191651	0,00160818	713,539529	1458,09347	4461,76602	35514,5479	22464,005	0,63252966
4	3,06	6	18,36	15,3	0,00191651	0,00160818	872,103869	1749,71216	5354,11921	31052,7819	17004,09	0,54758669
3	3,06	7	21,42	18,36	0,00191651	0,00160818	1030,66821	2041,33086	6246,47243	25698,6627	11978,739	0,46612305
2	3,06	8	24,48	21,42	0,00326948	0,00160818	1189,23255	1892,46715	5790,94948	19452,1903	7559,8689	0,38863844
1	3,06	9	27,54	24,48	0,00326948	0,00160818	1347,79689	2059,01926	6300,59894	13661,2408	3948,0475	0,28899626
RDC	4,08	10	31,62	27,54	0,00235078	0,00160818	1366,34865	1804,07888	7360,64183	7360,64183	1372,468	0,18646037

b. Portique 5-5 :

Niv	H(m)	T(t)	$M_n(t.m)$	$M_{n+1}(t.m)$	$\sum K_{pot}(m3)$	$\sum K_{pout}(m3)$	E θ	E. ψ_n	E. Δ	$\sum E.\Delta$	E.F	Ie
9	3,06	1	3,06	0	0,00103448	0,00153085	83,2870627	413,074783	1264,00884	49114,5104	46213,84	0,94094066
8	3,06	2	6,12	3,06	0,00103448	0,00153085	249,861188	826,149566	2528,01767	47850,5016	40161,771	0,83931766
7	3,06	3	9,18	6,12	0,00103448	0,00153085	416,435314	1239,22435	3792,02651	45322,4839	34143,129	0,75333755
6	3,06	4	12,24	9,18	0,00103448	0,00153085	583,009439	1652,29913	5056,03534	41530,4574	28215,221	0,67938623
5	3,06	5	15,3	12,24	0,00191651	0,00153085	749,583565	1498,1424	4584,31574	36474,4221	22464,005	0,61588378
4	3,06	6	18,36	15,3	0,00191651	0,00153085	916,15769	1797,77088	5501,17889	31890,1063	17004,09	0,53320895
3	3,06	7	21,42	18,36	0,00191651	0,00153085	1082,73182	2097,39936	6418,04204	26388,9274	11978,739	0,4539305
2	3,06	8	24,48	21,42	0,00326948	0,00153085	1249,30594	1956,54544	5987,02905	19970,8854	7559,8689	0,3785445
1	3,06	9	27,54	24,48	0,00326948	0,00153085	1415,88007	2123,65585	6498,3869	13983,8563	3948,0475	0,28232895
RDC	4,08	10	31,62	27,54	0,00235078	0,00153085	1427,53866	1834,67388	7485,46943	7485,46943	1372,468	0,18335096

IV-4-3) Inertie fictive de chaque niveau :

a. Portiques longitudinaux :

Niveaux	Portiques				Somme
	A-A	B-B	C-C	D-D	
9	1,15767654	1,18703124	1,22616898	1,3043292	4,87520596
8	1,03255635	1,05888407	1,09399903	1,16417011	4,34960956
7	0,92660693	0,95051651	0,98243178	1,04629664	3,90585186
6	0,83537582	0,8573729	0,88677582	0,94575302	3,52527756
5	0,75688658	0,77748007	0,80506943	0,86062625	3,20006233
4	0,65531233	0,6730971	0,69693025	0,74494678	2,77028646
3	0,55791956	0,57299751	0,59321274	0,63397374	2,35810355
2	0,46532619	0,47780291	0,49454546	0,5283566	1,96603116
1	0,34770994	0,35596746	0,36700792	0,38916371	1,45984903
RDC	0,22674434	0,23061849	0,23574157	0,24582995	0,93893435
Somme →					29,3492118
Moyenne	2,93492118				

b. Portiques transversaux :

Niveaux	Portiques					Somme
	1-1	2-2	3-3	4-4	5-5	
9	0,96460628	0,96460628	0,96460628	0,96460628	0,94094066	4,79936578
8	0,86054721	0,86054721	0,86054721	0,86054721	0,83931766	4,2815065
7	0,7726256	0,7726256	0,7726256	0,7726256	0,75333755	3,84383995
6	0,69714474	0,69714474	0,69714474	0,69714474	0,67938623	3,46796519
5	0,63252966	0,63252966	0,63252966	0,63252966	0,61588378	3,14600242
4	0,54758669	0,54758669	0,54758669	0,54758669	0,53320895	2,72355571
3	0,46612305	0,46612305	0,46612305	0,46612305	0,4539305	2,3184227
2	0,38863844	0,38863844	0,38863844	0,38863844	0,3785445	1,93309826
1	0,28899626	0,28899626	0,28899626	0,28899626	0,28232895	1,43831399
RDC	0,18646037	0,18646037	0,18646037	0,18646037	0,18335096	0,92919244
Somme →						28,8812629
Moyenne	2,88812629					

IV-5) Interprétation des résultats :

Comparaison des inerties des voiles et des portiques :

Sens longitudinal : (Tableau VI.9)

	I_{moy} par niveau (m^4)	% de participation
Portiques	2.935	50.44%
Voiles	2.002	40.56%
Somme	4.938	100 %

Sens transversal : (Tableau VI.8)

	I_{moy} par niveau (m^4)	% de participation
Portiques	2.888	40.48%
Voiles	4.246	59.52%
Somme	7.134	100 %

- **Conclusion:**

En examinant les résultats obtenus par cette étude au contreventement, nous avons constaté que les portiques et les voiles travaillent conjointement aussi bien dans le sens transversal que dans le sens longitudinal.

Du fait que l'inertie des portiques dépasse les 25 % (tel que prévu par le RPA99 révisé 2003) de l'inertie totale de la structure, cela nous ramène à dire que nous avons **un contreventement mixte avec interaction voile-portique** dans les deux sens principaux. D'où le coefficient de comportement $R=5$ (tableau 4.3 RPA 99 révisé 2003)

Rappel :

- 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 résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre sollicitations dues aux charges verticales au moins **25%** de l'effort tranchant d'étage.

V) Calcul des centres de masse des éléments de la structure :

Le centre de masse noté G, est définie comme étant le barycentre des masses des éléments de la structure par rapport à un système d'axe (xoy) choisi arbitrairement, il est donné par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum m_i x_i}{\sum m_i} \qquad Y_G = \frac{\sum m_i y_i}{\sum m_i}$$

Où m_i : Masse de l'élément considéré.

X_i : La distance entre l'axe (o.y) et le centre de gravité de l'élément considéré.

Y_i : La distance entre l'axe (o.x) et le centre de gravité de l'élément considéré.

Les centres de masse des différents éléments sont résumés dans les tableaux suivants :

Centre de masse des poteaux du RDC

Portiques	Poteaux	Section	Si (m2)	mi (KN)	Xi (m)	Yi(m)	mi Xi	mi Yi
A	1	40x40	0.16	16.32	0.2	0.2	3.264	3.264
	2		0.16	16.32	5.2	0.2	84.864	3.264
	3		0.16	16.32	9.1	0.2	148.512	3.264
	4		0.16	16.32	13.3	0.2	217.056	3.264
B	1	40x40	0.16	16.32	0.2	4.2	3.264	68.544
	2		0.16	16.32	5.2	4.2	84.864	68.544
	3		0.16	16.32	9.1	4.2	148.512	68.544
	4		0.16	16.32	13.3	4.2	217.056	68.544
C	1	40x40	0.16	16.32	0.2	7.1	3.264	115.872
	2		0.16	16.32	5.2	7.1	84.864	115.872
	3		0.16	16.32	9.1	7.1	148.512	115.872
	4		0.16	16.32	13.3	7.1	217.056	115.872
d	1	40x40	0.16	16.32	0.2	10.2	3.264	166.464
	2		0.16	16.32	5.2	10.2	84.864	166.464
	3		0.16	16.32	9.1	10.2	148.512	166.464
	4		0.16	16.32	13.3	10.2	217.056	166.464
E	1	40x40	0.16	16.32	0.2	15.62	3.264	254.918
	2		0.16	16.32	5.2	14.3	84.864	233.376
	3		0.16	16.32	9.1	13.28	148.512	216.730
	4		0.16	16.32	13.3	12.18	217.056	198.778
				326.4			2268.48	2320.378

$$X_m = 2268.48/326.4 = 6.95m \quad , \quad Y_m = 2320.378/326.4 = 7.11m$$

Centre de masse des poteaux du 1^{er} et du 2^{ème} étage.

Portiques	Poteaux	Section	Si (m2)	mi (KN)	Xi (m)	Yi(m)	mi Xi	mi Yi
A	1	40x40	0.16	12.24	0.2	0.2	2.448	2.45
	2		0.16	12.24	5.2	0.2	63.648	2.45
	3		0.16	12.24	9.1	0.2	111.384	2.45
	4		0.16	12.24	13.3	0.2	162.792	2.45
B	1	40x40	0.16	12.24	0.2	4.2	2.448	51.41
	2		0.16	12.24	5.2	4.2	63.648	51.41
	3		0.16	12.24	9.1	4.2	111.384	51.41
	4		0.16	12.24	13.3	4.2	162.792	51.41
C	1	40x40	0.16	12.24	0.2	7.1	2.448	86.90
	2		0.16	12.24	5.2	7.1	63.648	86.90
	3		0.16	12.24	9.1	7.1	111.384	86.90
	4		0.16	12.24	13.3	7.1	162.792	86.90
d	1	40x40	0.16	12.24	0.2	10.2	2.448	124.85
	2		0.16	12.24	5.2	10.2	63.648	124.85
	3		0.16	12.24	9.1	10.2	111.384	124.85
	4		0.16	12.24	13.3	10.2	162.792	124.85
E	1	40x40	0.16	12.24	0.2	15.62	2.448	191.19
	2		0.16	12.24	5.2	14.3	63.648	175.03
	3		0.16	12.24	9.1	13.28	111.384	162.55
	4		0.16	12.24	13.3	12.18	162.792	149.08
				244.8			1701.36	1740.28

$$X_m = 1701.36/244.8 = 6.95 \text{ m} , Y_m = 1740.28/244.8 = 7.11 \text{ m}$$

Centre de masse des poteaux du 3^{ème} au 5^{ème} étage.

Portiques	Poteaux	Section	Si (m2)	mi (KN)	Xi (m)	Yi(m)	mi Xi	mi Yi
A	1	35x35	0.1225	9.371	0.175	0.175	1.640	1.64
	2		0.1225	9.371	5.175	0.175	48.495	1.64
	3		0.1225	9.371	9.075	0.175	85.042	1.64
	4		0.1225	9.371	13.275	0.175	124.400	1.64
B	1	35x35	0.1225	9.371	0.175	4.175	1.640	39.12
	2		0.1225	9.371	5.175	4.175	48.495	39.12
	3		0.1225	9.371	9.075	4.175	85.042	39.12
	4		0.1225	9.371	13.275	4.175	124.400	39.12
C	1	35x35	0.1225	9.371	0.175	7.075	1.640	66.30
	2		0.1225	9.371	5.175	7.075	48.495	66.30
	3		0.1225	9.371	9.075	7.075	85.042	66.30
	4		0.1225	9.371	13.275	7.075	124.400	66.30
d	1	35x35	0.1225	9.371	0.175	10.175	1.640	95.35
	2		0.1225	9.371	5.175	10.175	48.495	95.35
	3		0.1225	9.371	9.075	10.175	85.042	95.35
	4		0.1225	9.371	13.275	10.175	124.400	95.35
E	1	35x35	0.1225	9.371	0.175	15.595	1.640	146.14
	2		0.1225	9.371	5.175	14.275	48.495	133.77
	3		0.1225	9.371	9.075	13.255	85.042	124.21
	4		0.1225	9.371	13.275	12.155	124.400	113.90
				187.42			1297.884	1327.68

$$X_m = 1297.884 / 187.42 = 6.92m \quad , \quad Y_m = 1327.68 / 187.42 = 7.08m$$

Centre de masse des poteaux du 6^{ème} au 9^{ème} étage.

Portiques	Poteaux	Section	Si (m2)	mi (KN)	Xi (m)	Yi(m)	mi Xi	mi Yi
A	1	30x30	0.09	6.885	0.15	0.15	1.033	1.03
	2		0.09	6.885	5.15	0.15	35.458	1.03
	3		0.09	6.885	9.05	0.15	62.309	1.03
	4		0.09	6.885	13.25	0.15	91.226	1.03
B	1	30x30	0.09	6.885	0.15	4.15	1.033	28.57
	2		0.09	6.885	5.15	4.15	35.458	28.57
	3		0.09	6.885	9.05	4.15	62.309	28.57
	4		0.09	6.885	13.25	4.15	91.226	28.57
C	1	30x30	0.09	6.885	0.15	7.05	1.033	48.54
	2		0.09	6.885	5.15	7.05	35.458	48.54
	3		0.09	6.885	9.05	7.05	62.309	48.54
	4		0.09	6.885	13.25	7.05	91.226	48.54
d	1	30x30	0.09	6.885	0.15	10.15	1.033	69.88
	2		0.09	6.885	5.15	10.15	35.458	69.88
	3		0.09	6.885	9.05	10.15	62.309	69.88
	4		0.09	6.885	13.25	10.15	91.226	69.88
E	1	30x30	0.09	6.885	0.15	15.57	1.033	107.20
	2		0.09	6.885	5.15	14.25	35.458	98.11
	3		0.09	6.885	9.05	13.23	62.309	91.09
	4		0.09	6.885	13.25	12.13	91.226	83.52
				137.7			950.130	972.02

$$X_m = 950.130 / 137.700 = 6.9 \text{ m} \quad , \quad Y_m = 972.02 / 137.700 = 7.05 \text{ m}$$

Centre de masse des poutres principales du RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage

Portiques	Poutres	Li (m)	Si (m2)	mi (KN)	Xi (m)	Yi(m)	mi Xi	mi Yi
A	1	5	0.135	16.875	0.15	2.7	2.531	45.563
	2	3.9	0.135	13.163	0.15	4.65	1.974	61.206
	3	4.2	0.135	14.175	0.15	6.75	2.126	95.681
B	1	5	0.135	16.875	4.15	2.7	70.031	45.563
	2	3.9	0.135	13.163	4.15	4.65	54.624	61.206
	3	4.2	0.135	14.175	4.15	6.75	58.826	95.681
C	1	5	0.135	16.875	7.05	2.7	118.969	45.563
	2	3.9	0.135	13.163	7.05	4.65	92.796	61.206
	3	4.2	0.135	14.175	7.05	6.75	99.934	95.681
D	1	5	0.135	16.875	10.15	2.7	171.281	45.563
	2	3.9	0.135	13.163	10.15	4.65	133.599	61.206
	3	4.2	0.135	14.175	10.15	6.75	143.876	95.681
E	1	5.17	0.135	17.449	14.91	2.7	260.161	47.112
	2	4.03	0.135	13.601	13.74	4.65	186.881	63.246
	3	4.34	0.135	14.648	12.68	6.75	185.730	98.871
				222.548			1583.341	1019.026

$$X_m = 1583.341 / 222.548 = 7.11 \text{ m} , Y_m = 1019.026 / 222.548 = 4.58 \text{ m}$$

Centre de masse des poutres principales du 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étage

Portiques	Poutres	Li (m)	Si (m2)	mi (KN)	Xi (m)	Yi(m)	mi Xi	mi Yi
A	1	5	0.135	16.875	0.15	2.675	2.531	45.141
	2	3.9	0.135	13.163	0.15	4.625	1.974	60.877
	3	4.2	0.135	14.175	0.15	6.725	2.126	95.327
B	1	5	0.135	16.875	4.15	2.675	70.031	45.141
	2	3.9	0.135	13.163	4.15	4.625	54.624	60.877
	3	4.2	0.135	14.175	4.15	6.725	58.826	95.327
C	1	5	0.135	16.875	7.05	2.675	118.969	45.141
	2	3.9	0.135	13.163	7.05	4.625	92.796	60.877
	3	4.2	0.135	14.175	7.05	6.725	99.934	95.327
D	1	5	0.135	16.875	10.15	2.675	171.281	45.141
	2	3.9	0.135	13.163	10.15	4.625	133.599	60.877
	3	4.2	0.135	14.175	10.15	6.725	143.876	95.327
E	1	5.17	0.135	17.449	14.91	2.675	260.161	46.675
	2	4.03	0.135	13.601	13.74	4.625	186.881	62.906
	3	4.34	0.135	14.648	12.68	6.725	185.730	98.504
				222.548			1583.341	1013.462

$$X_m = 1583.341 / 222.548 = 7.11 \text{ m} , Y_m = 1013.462 / 222.548 = 4.55 \text{ m}$$

Centre de masse des poutres principales du 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} étage

Portiques	Poutres	Li (m)	Si (m2)	mi (KN)	Xi (m)	Yi(m)	mi Xi	mi Yi
A	1	5	0.135	16.875	0.15	2.65	2.531	44.719
	2	3.9	0.135	13.163	0.15	4.6	1.974	60.548
	3	4.2	0.135	14.175	0.15	6.7	2.126	94.973
B	1	5	0.135	16.875	4.15	2.65	70.031	44.719
	2	3.9	0.135	13.163	4.15	4.6	54.624	60.548
	3	4.2	0.135	14.175	4.15	6.7	58.826	94.973
C	1	5	0.135	16.875	7.05	2.65	118.969	44.719
	2	3.9	0.135	13.163	7.05	4.6	92.796	60.548
	3	4.2	0.135	14.175	7.05	6.7	99.934	94.973
D	1	5	0.135	16.875	10.15	2.65	171.281	44.719
	2	3.9	0.135	13.163	10.15	4.6	133.599	60.548
	3	4.2	0.135	14.175	10.15	6.7	143.876	94.973
E	1	5.17	0.135	17.449	14.91	2.65	260.161	46.239
	2	4.03	0.135	13.601	13.74	4.6	186.881	62.566
	3	4.34	0.135	14.648	12.68	6.7	185.730	98.138
				222.548			1583.341	1007.898

$$X_m = 1583.341 / 222.548 = 7.11 \text{ m} \quad , \quad Y_m = 1007.898 / 222.548 = 4.53 \text{ m}$$

Centre de masse des poutres secondaires du RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage

Portiques	Poutres	Li (m)	Si (m2)	mi (KN)	Xi (m)	Yi(m)	mi Xi	mi Yi
1	1	4	0.12	12	2.2	0.15	26.400	1.8
	2	2.9	0.12	8.7	3.65	0.15	31.755	1.305
	3	3.1	0.12	9.3	5.2	0.15	48.360	1.395
	4	5.42	0.12	16.26	7.91	0.15	128.617	2.439
2	1	4	0.12	12	2.2	5.15	26.400	61.8
	2	2.9	0.12	8.7	3.65	5.15	31.755	44.805
	3	3.1	0.12	9.3	5.2	5.15	48.360	47.895
	4	4.1	0.12	12.3	7.25	5.15	89.175	63.345
3	1	4	0.12	12	2.2	9.05	26.400	108.6
	2	2.9	0.12	8.7	3.65	9.05	31.755	78.735
	3	3.1	0.12	9.3	5.2	9.05	48.360	84.165
	4	3.08	0.12	9.24	6.74	9.05	62.278	83.622
4	1	4	0.12	12	2.2	13.25	26.400	159
	2	2.9	0.12	8.7	3.65	13.25	31.755	115.275
	3	3.1	0.12	9.3	5.2	13.25	48.360	123.225
	4	1.98	0.12	5.94	6.19	13.25	36.769	78.705
				163.74			742.898	1056.111

$$X_m = 742.898 / 163.74 = 4.54 \text{ m} , Y_m = 1056.111 / 163.74 = 6.45 \text{ m}$$

Centre de masse des poutres secondaires du 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étage

Portiques	Poutres	Li (m)	Si (m2)	mi (KN)	Xi (m)	Yi(m)	mi Xi	mi Yi
1	1	4	0.12	12	2.175	0.15	26.100	1.8
	2	2.9	0.12	8.7	3.625	0.15	31.538	1.305
	3	3.1	0.12	9.3	5.175	0.15	48.128	1.395
	4	5.42	0.12	16.26	7.88	0.15	128.129	2.439
2	1	4	0.12	12	2.175	5.15	26.100	61.8
	2	2.9	0.12	8.7	3.625	5.15	31.538	44.805
	3	3.1	0.12	9.3	5.175	5.15	48.128	47.895
	4	4.1	0.12	12.3	7.225	5.15	88.868	63.345
3	1	4	0.12	12	2.175	9.05	26.100	108.6
	2	2.9	0.12	8.7	3.625	9.05	31.538	78.735
	3	3.1	0.12	9.3	5.175	9.05	48.128	84.165
	4	3.08	0.12	9.24	6.715	9.05	62.047	83.622
4	1	4	0.12	12	2.175	13.25	26.100	159
	2	2.9	0.12	8.7	3.625	13.25	31.538	115.275
	3	3.1	0.12	9.3	5.175	13.25	48.128	123.225
	4	1.98	0.12	5.94	6.165	13.25	36.620	78.705
				163.74			738.723	1056.111

$$X_m = 738.723 / 163.74 = 4.51 \text{ m} , Y_m = 1056.111 / 163.74 = 6.45 \text{ m}$$

Centre de masse des poutres secondaires du 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} étage

Portiques	Poutres	Li (m)	Si (m2)	mi (KN)	Xi (m)	Yi(m)	mi Xi	mi Yi
1	1	4	0.12	12	2.15	0.15	25.800	1.8
	2	2.9	0.12	8.7	3.6	0.15	31.320	1.305
	3	3.1	0.12	9.3	5.15	0.15	47.895	1.395
	4	5.42	0.12	16.26	7.86	0.15	127.804	2.439
2	1	4	0.12	12	2.15	5.15	25.800	61.8
	2	2.9	0.12	8.7	3.6	5.15	31.320	44.805
	3	3.1	0.12	9.3	5.15	5.15	47.895	47.895
	4	4.1	0.12	12.3	7.2	5.15	88.560	63.345
3	1	4	0.12	12	2.15	9.05	25.800	108.6
	2	2.9	0.12	8.7	3.6	9.05	31.320	78.735
	3	3.1	0.12	9.3	5.15	9.05	47.895	84.165
	4	3.08	0.12	9.24	6.69	9.05	61.816	83.622
4	1	4	0.12	12	2.15	13.25	25.800	159
	2	2.9	0.12	8.7	3.6	13.25	31.320	115.275
	3	3.1	0.12	9.3	5.15	13.25	47.895	123.225
	4	1.98	0.12	5.94	6.14	13.25	36.472	78.705
				163.74			734.711	1056.111

$$X_m = 734.711 / 163.74 = 4.49 \text{ m} , Y_m = 1056.111 / 163.74 = 6.45 \text{ m}$$

Centre de masse du plancher « étage courant »

Panneaux	Si (m2)	Gi	0.2 Qi	Wi	mi (KN)	Xi	Yi(m)	mi Xi	mi Yi
1	20	5.9	0.3	6.2	124	2.175	2.675	269.700	331.700
2	14.5	5.9	0.3	6.2	89.9	5.625	2.675	505.688	240.483
3	15.5	5.9	0.3	6.2	96.1	8.625	2.675	828.863	257.068
4	26.73	5.9	0.3	6.2	165.726	12.88	2.675	2134.551	443.317
5	15.98	5.9	0.3	6.2	99.076	12.225	7.125	1211.204	705.917
6	12.09	5.9	0.3	6.2	74.958	8.625	7.125	646.513	534.076
7	11.33	5.9	0.3	6.2	70.246	5.625	7.125	395.134	500.503
8	16.49	5.9	0.3	6.2	102.238	1.35	7.125	138.021	728.446
9	17.77	5.9	0.3	6.2	110.174	1.35	11.175	148.735	1231.194
10	13.02	5.9	0.3	6.2	80.724	8.625	11.175	696.245	902.091
11	15.6	5.9	0.3	6.2	96.72	11.715	11.175	1133.075	1080.846
12	12.92	5.9	0.3	6.2	80.104	11.715	13.915	938.418	1114.647
13	3.97	5.9	0.3	6.2	24.614	8.625	13.915	212.296	342.504
14	4.16	5.9	0.3	6.2	25.792	2.175	13.915	56.098	358.896
15	5	5.9	0.3	6.2	31	2.175	-0.9	67.425	-27.900
16	4.06	5.9	0.3	6.2	25.172	5.625	-0.9	141.593	-22.655
17	3.62	5.9	0.3	6.2	22.444	8.625	-0.9	193.580	-20.200
18	6.77	5.9	0.3	6.2	41.974	12.88	-0.9	540.625	-37.777
19	1.58	5.9	0.3	6.2	9.796	16.455	-0.9	161.193	-8.816
20	3	5.9	0.3	6.2	18.6	16.235	1.751	301.971	32.569
21	2.48	5.9	0.3	6.2	15.376	14.915	6.205	229.333	95.408
22	2.68	5.9	0.3	6.2	16.616	13.895	10.205	230.879	169.566
					1421.35			11181.137	8951.881

$$X_m = 11181.137/1421.35 = 7.86 \text{ m} , Y_m = 8951.88/1421.35 = 6.30 \text{ m}$$

Centre de masse du plancher « terrasse »

Panneau x	Si (m ²)	Gi	0.2 Qi	Wi	mi (KN)	Xi	Yi(m)	mi Xi	mi Yi
1	20	6.33	0.2	6.53	130.600	2.1	2.6	274.260	339.560
2	14.5	6.33	0.2	6.53	94.685	5.55	2.6	525.502	246.181
3	15.5	6.33	0.2	6.53	101.215	8.55	2.6	865.388	263.159
4	26.73	6.33	0.2	6.53	174.547	12.81	2.6	2235.946	453.822
5	15.98	6.33	0.2	6.53	104.349	12.15	7.05	1267.845	735.663
6	12.09	6.33	0.2	6.53	78.948	8.55	7.05	675.003	556.581
7	11.33	6.33	0.2	6.53	73.985	5.55	7.05	410.616	521.594
8	20.32	6.33	0.2	6.53	132.690	1.28	7.05	169.843	935.462
9	21.88	6.33	0.2	6.53	142.876	1.28	11.1	182.882	1585.928
10	13.02	6.33	0.2	6.53	85.021	8.55	11.1	726.926	943.729
11	15.6	6.33	0.2	6.53	101.868	11.64	11.1	1185.744	1130.735
12	4.45	6.33	0.2	6.53	29.059	11.84	13.84	344.053	402.170
13	3.97	6.33	0.2	6.53	25.924	8.55	13.84	221.651	358.790
14	5	6.33	0.2	6.53	32.650	2.1	13.84	68.565	451.876
15	5	6.33	0.2	6.53	32.650	2.1	-0.825	68.565	-26.936
16	4.06	6.33	0.2	6.53	26.512	5.55	-0.825	147.140	-21.872
17	3.62	6.33	0.2	6.53	23.639	8.55	-0.825	202.110	-19.502
18	6.77	6.33	0.2	6.53	44.208	12.81	-0.825	566.306	-36.472
19	1.58	6.33	0.2	6.53	10.317	16.38	-0.825	168.999	-8.512
20	3	6.33	0.2	6.53	19.590	16.16	1.676	316.574	32.833
21	2.48	6.33	0.2	6.53	16.194	14.84	6.13	240.325	99.272
22	2.68	6.33	0.2	6.53	17.500	13.82	10.13	241.856	177.279
					1499.027			11106.098	9121.338
					7			8	8

$$X_m = 11106.098/1499.027 = 7.41 \text{ m} , Y_m = 9121.338/1499.027 = 6.08 \text{ m}$$

Centre de masse des voiles

Voiles	Li (m)	e (m)	h (m)	mi (KN)	Yi (m)	Xi(m)	mi Yi	mi Xi
VL1	1.95	0.2	2.61	25.448	0.100	1.175	2.545	29.901
VL2	1.4	0.2	2.61	18.270	0.100	4.900	1.827	89.523
VL3	1.6	0.2	2.61	20.880	0.100	9.400	2.088	196.272
VL4	2	0.2	2.61	26.100	0.100	14.620	2.610	381.582
VL5	2.45	0.2	2.61	31.973	5.100	1.425	163.060	45.561
VL6	16	0.2	2.61	208.800	5.100	6.300	1064.880	1315.440
VL7	1.75	0.2	2.61	22.838	5.100	7.975	116.471	182.129
VL8	2.75	0.2	2.61	35.888	5.100	12.925	183.026	463.846
VL9	2.45	0.2	2.61	31.973	9.000	1.425	287.753	45.561
VL10	1	0.2	2.61	13.050	9.000	4.700	117.450	61.335
VL11	1	0.2	2.61	13.050	9.000	6.600	117.450	86.130
VL12	1.75	0.2	2.61	22.838	9.000	7.975	205.538	182.129
VL13	1.75	0.2	2.61	22.838	9.000	12.405	205.538	283.299
VL14	2.5	0.2	2.61	32.625	13.200	1.450	430.650	47.306
VL15	1.98	0.2	2.61	25.839	13.200	11.190	341.075	289.138
VT1	1.9	0.2	2.61	24.795	1.150	0.100	28.514	2.480
VT2	1.9	0.2	2.61	24.795	4.250	0.100	105.379	2.480
VT3	1.35	0.2	2.61	17.618	5.875	0.100	103.503	1.762
VT4	13.5	0.2	2.61	176.175	8.425	0.100	1484.274	17.618
VT5	1.5	0.2	2.61	19.575	9.850	0.100	192.814	1.958
VT6	1.5	0.2	2.61	19.575	12.550	0.100	245.666	1.958
VT7	4.2	0.2	2.61	54.810	11.200	4.200	613.872	230.202
VT8	1.4	0.2	2.61	18.270	5.900	5.600	107.793	102.312
VT9	1.4	0.2	2.61	18.270	5.900	7.200	107.793	131.544
VT10	5	0.2	2.61	65.250	2.700	10.200	176.175	665.550
VT11	2	0.2	2.61	26.100	1.200	15.620	31.320	407.682
VT12	2	0.2	2.61	26.100	4.200	15.620	109.620	407.682
VT13	1.4	0.2	2.61	18.270	5.900	14.300	107.793	261.261
VT14	1.4	0.2	2.61	18.270	7.700	13.280	140.679	242.626
VT15	1.2	0.2	2.61	15.660	9.700	13.280	151.902	207.965
VT16	1.5	0.2	2.61	19.575	12.550	12.180	245.666	238.424
				1115.514			7194.723	6622.652

$$X_m = 6622.652 / 1115.514 = 5.94 \text{ m} ; Y_m = 7194.723 / 1115.514 = 6.45 \text{ m}$$

Récapitulatif du centre de masse de tous les niveaux :

Coordonnées du centre de masse au niveau du RDC:

Eléments	Mi (KN)	Xi (m)	Yi (m)	Mi Xi(KNm)	Mi Yi(KNm)
Poteaux	326.4	6.95	7.11	2268.48	2320.378
Poutres principales	222.548	7.11	4.58	1583.341	1019.026
Poutres secondaires	163.74	4.54	6.45	742.898	1056.111
Plancher	1421.35	7.86	6.3	11181.137	8951.881
Voiles	1115.514	5.94	6.45	6622.652	7194.723
	3249.552			22398.508	20542.119

$$X_m = 22398.508 / 3249.552 = 6.89 \text{ m} \quad ; \quad Y_m = 20542.119 / 3249.552 = 6.32 \text{ m}$$

Coordonnées du centre de masse au niveau du 1^{er} et du 2^{ème} étage

Eléments	Mi (KN)	Xi (m)	Yi (m)	Mi Xi(KNm)	Mi Yi(KNm)
Poteaux	244.8	6.95	7.11	1701.36	1740.28
Poutres principales	222.548	7.11	4.58	1583.341	1019.026
Poutres secondaires	163.74	4.54	6.45	742.898	1056.111
Plancher	1421.35	7.86	6.3	11181.137	8951.881
Voiles	1115.514	5.94	6.45	6622.652	7194.723
	3167.952			21831.388	19962.021

$$X_m = 21831.388 / 3167.952 = 6.89 \text{ m} \quad ; \quad Y_m = 19962.021 / 3167.952 = 6.30 \text{ m}$$

Coordonnées du centre de masse au niveau du 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étage

Eléments	Mi (KN)	Xi (m)	Yi (m)	MiXi(KNm)	Mi Yi(KNm)
Poteaux	187.425	6.92	7.08	1297.884	1327.68
Poutres principales	222.548	7.11	4.55	1583.341	1013.462
Poutres secondaires	163.74	4.51	6.45	738.723	1056.111
Plancher	1421.35	7.86	6.3	11181.137	8951.881
Voiles	1115.514	5.94	6.45	6622.652	7194.723
	3110.577			21423.737	19543.857

$$X_m = 21423.737 / 3110.577 = 6.89 \text{ m} \quad ; \quad Y_m = 19543.857 / 3110.577 = 6.28 \text{ m}$$

Coordonnées du centre de masse au niveau du 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} étage

Eléments	Mi (KN)	Xi (m)	Yi (m)	MiXi(KNm)	Mi Yi(KNm)
Poteaux	137.7	6.9	7.05	950.13	972.02
Poutres principales	222.548	7.11	4.53	1583.341	1007.898
Poutres secondaires	163.74	4.49	6.45	734.711	1056.111
Plancher	1421.35	7.86	6.3	11181.137	8951.881
Voiles	1115.514	5.42	6.45	6622.652	7194.723
	3060.852			21071.971	19182.633

$$X_m = 21071.971 / 3060.852 = 6.88 \text{ m} \quad ; \quad Y_m = 19182.633 / 3060.852 = 6.27 \text{ m}$$

Introduction :

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

VI-1) Principes 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 MEF est basée sur une idée simple : subdiviser (discrétiser) une forme complexe en un grand nombre de sous-domaines élémentaires de forme géométrique simple (éléments finis) inter connectés en des points appelés nœuds. Nous considérons le comportement mécanique de chaque élément séparément, puis nous assemblons ces éléments de telle façon que l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements soient satisfaits en chaque nœud. La MEF utilise des approximations simples des variables inconnues dans chaque élément pour transformer les équations aux dérivées partielles en équations algébriques. Les nœuds et les éléments n'ont pas forcément de signification physique particulière, mais sont basés sur des considérations de précision de l'approximation.

VI-2) Description du logiciel 'ETABS' :

L'ETABS est un logiciel de conception, calcul et dimensionnement des structures d'ingénieries particulièrement adaptée aux bâtiments, et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques. Le post processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppés, les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc.

Rappel : (terminologie)**Grid line** : ligne de grille**Joints** : noeuds**Frame** : portique (cadre)**Shell** : voile**Restraints** : degrés de liberté(D.D.L)**Loads** : charge**Materials** : matériaux**Concrete** : béton**Uniformedloads** : point d'application de la charge**Define** : définir**Steel** : acier**Frame section** : coffrage**Column** : poteau**Beam** : poutre

VI-3) Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail, nous avons utilisé la version ETABS v 9.7.0

Pour choisir l'application ETABS, on clique sur l'icône de l'ETABS



VI-3-1) Etapes de modélisation :

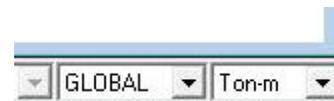
1. Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

▪ Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. En bas de l'écran, on sélectionne « Ton-m » comme unités de base pour les forces et les déplacements :

▪ Géométrie de base :

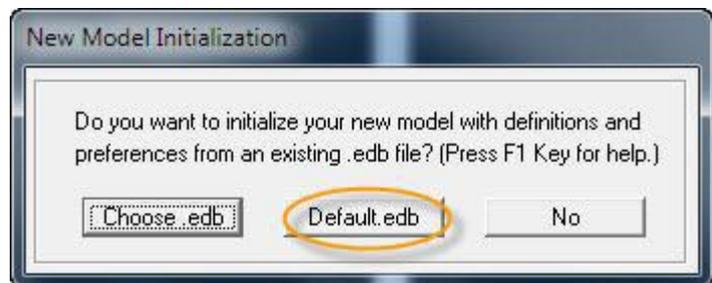


Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne « File » puis « New model », cette option permet d'introduire :

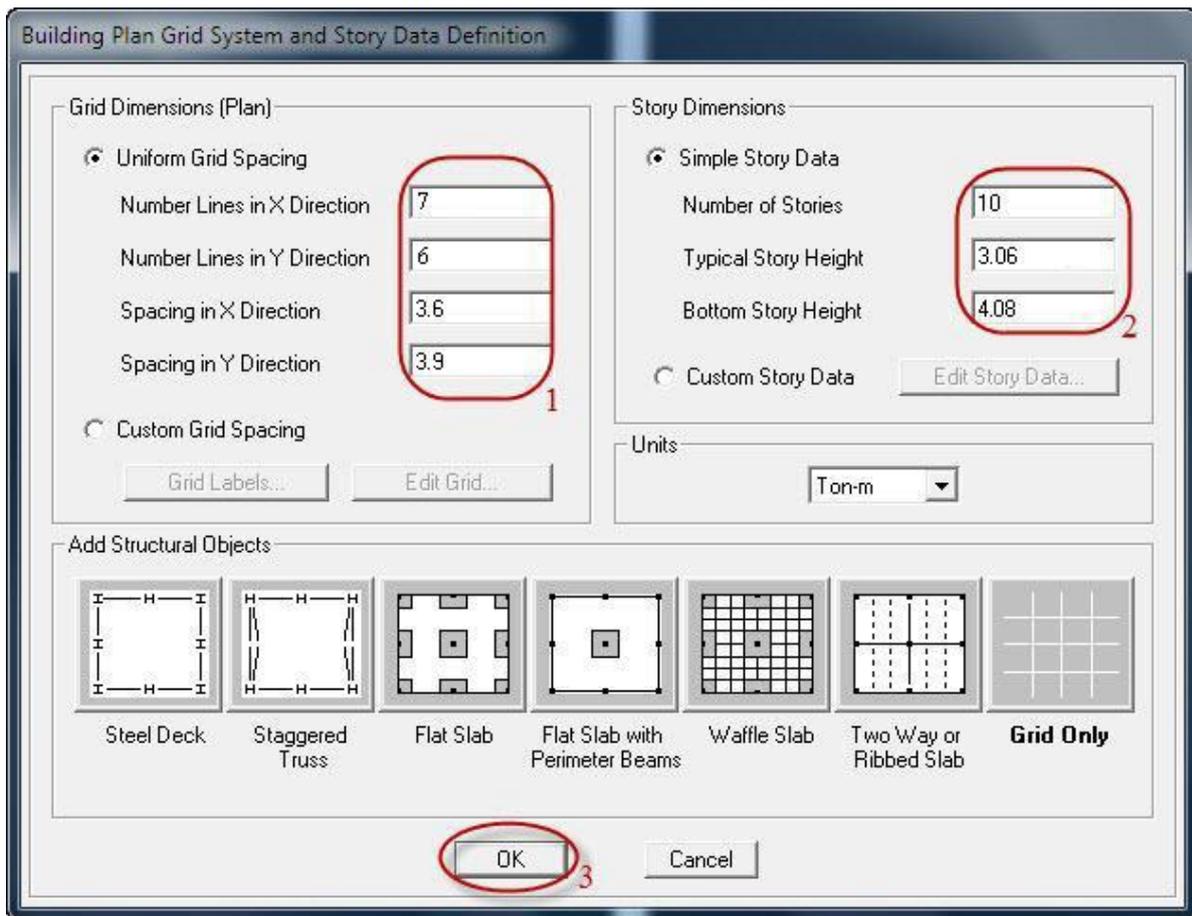
Le nombre de portiques suivant x-x.

Le nombre de portique suivant y-y.

Le nombre des étages.



Après validation de l'exemple, on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : X-Y, X-Z, Y-Z.



- **Modification de la géométrie de base :**

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

On clique sur le bouton droit de la souris.

On introduit les distances cumulées puis on clique sur « ok »

Define Grid Data

Edit Format

X Grid Data

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
3	55	-0,075	Primary	Hide	Top	Grey
4	87	-0,05	Primary	Hide	Top	Yellow
5	1	0,	Primary	Show	Top	Grey
6	60	0,15	Primary	Hide	Top	Red
7	99	0,175	Primary	Hide	Top	Yellow
8	F	0,2	Primary	Hide	Top	Grey
9	118	0,4455	Primary	Hide	Top	Grey
10	61	1,15	Primary	Hide	Top	Blue
11	66	1,175	Primary	Hide	Top	Yellow
12	G	1,2	Primary	Hide	Top	Grey

Y Grid Data

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
37	cc	0,1861	Primary	Hide	Left	Blue
38	22	0,1982	Primary	Hide	Left	Red
39	ddd	0,2004	Primary	Hide	Left	Grey
40	4	0,2127	Primary	Hide	Left	Grey
41	60	0,2232	Primary	Hide	Left	Red
42	dd	0,2504	Primary	Hide	Left	Blue
43	81	0,2509	Primary	Hide	Left	Yellow
44	5	0,2732	Primary	Hide	Left	Grey
45	20	0,3009	Primary	Hide	Left	Yellow
46	87	0,4232	Primary	Hide	Left	Yellow

Units: Ton-m

Display Grids as: Ordinates Spacing

Hide All Grid Lines
 Glue to Grid Lines

Bubble Size: 1,25

Reset to Default Color
Reorder Ordinates

OK Cancel

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
11	ETAGE9	3.06	32.64	Yes		No	0.
10	ETAGE8	3.06	29.58	No		No	0.
9	ETAGE7	3.06	26.52	No		No	0.
8	ETAGE6	3.06	32.64	Yes		No	0.
7	ETAGE5	3.06	29.58	No		No	0.
6	ETAGE4	3.06	26.52	No		No	0.
5	ETAGE3	3.06	23.46	No		No	0.
4	ETAGE2	3.06	20.4	No		No	0.
3	ETAGE1	3.06	17.34	No		No	0.
2	RDC	4.08	14.28	No		No	0.
1	BASE		0.				

Reset Selected Rows

Height: 0.87 [Reset]
 Master Story: No [Reset]
 Similar To: NONE [Reset]
 Splice Point: No [Reset]
 Splice Height: 0 [Reset]

Units: Change Units: Ton-m

OK Cancel

2. Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

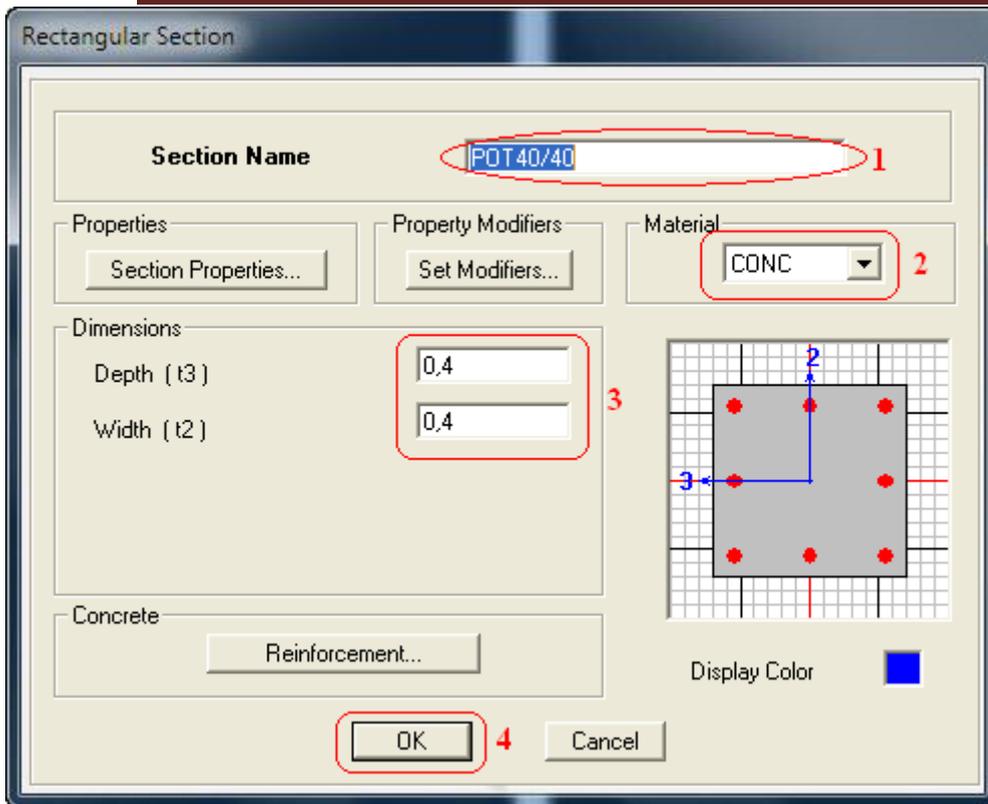
On clique sur « Define » puis « Material proprietes » nous sélectionnons le matériau « CONC » et on clique sur « Modify » / « Show Material », et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

3. Troisième étape :

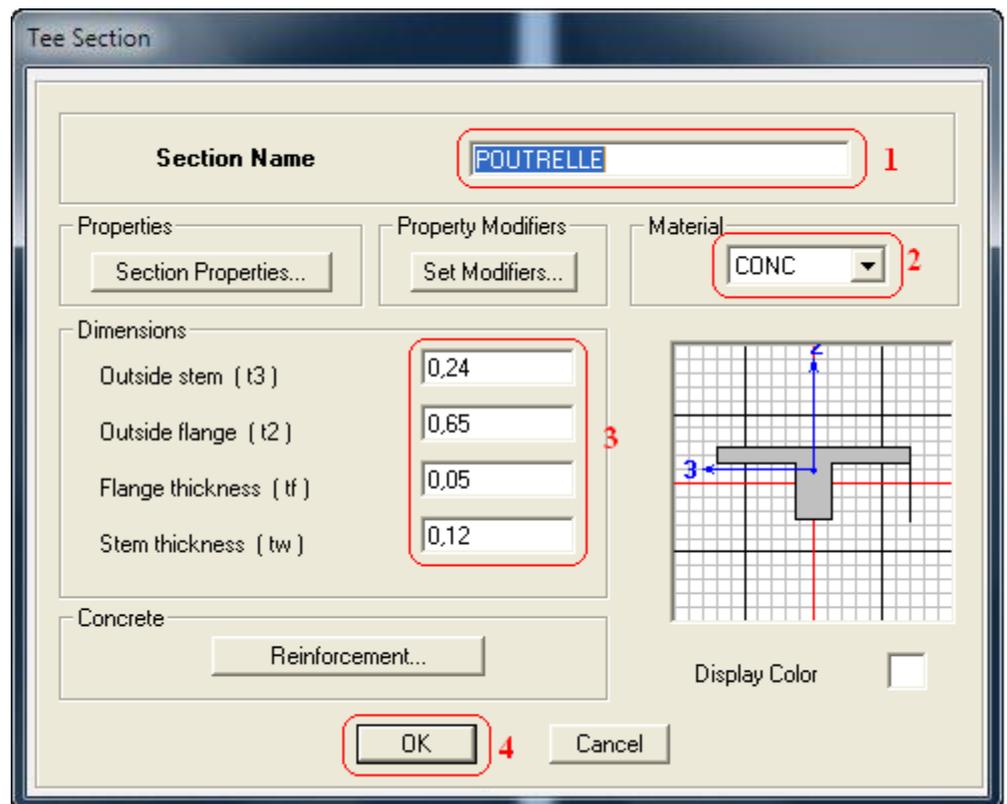
La troisième étape consiste à l'affectation des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, dalle, voile...)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu « **Define** » puis « **Frame sections** ». On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne « **Add Rectangular** » pour ajouter une section rectangulaire, ou « **Add té** » pour une section en « **té** » (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires pour les poteaux et les poutres et section en « **Té** » pour les poutrelles).



Le bouton « **Reinforcement** » conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures. Si on clique sur le bouton « **Section properties** » on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.



▪ **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 élément à la fois en traçant une droite avec la souris.

On peut ajouter 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 clique suffira pour le tracer)

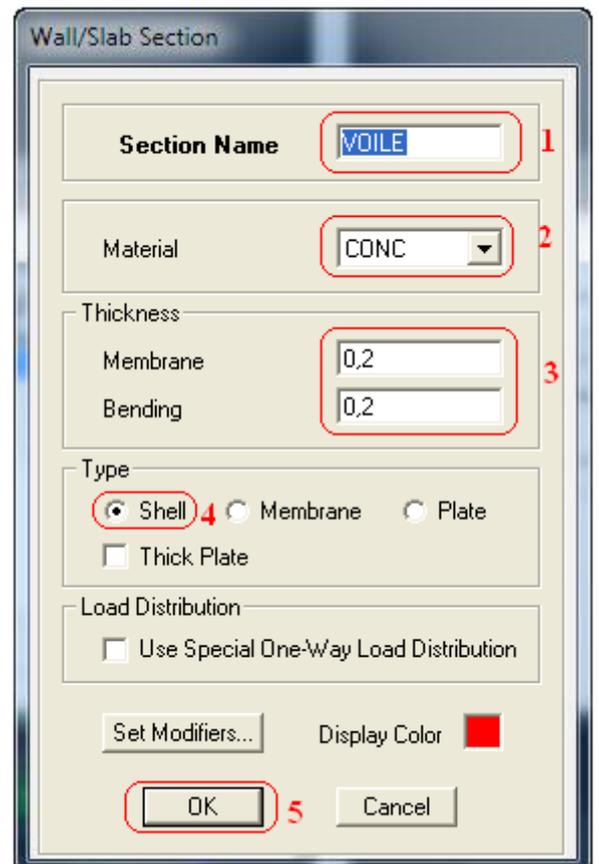
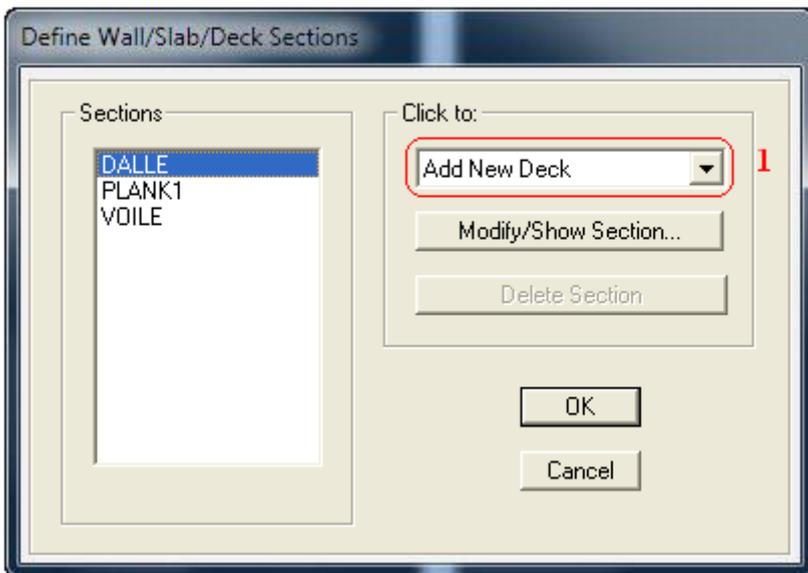
Pour tracer librement l’élément on choisit  et on clique sur le point de départ ensuite sur le point final il faut seulement que ces points soient des croisements de lignes.

Pour les planchers en ceps creux on clique sur  en choisissant les poutrelles avec un moment continu et un espacement de 65 cm et on choisit la leur direction ensuite en clique sur le vide de la grille

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 

Voile :

On choisit le menu « **Define-Wall/slab/deck** » section cliquer sur « Add New Wall » pour un voile, une nouvelle fenêtre va apparaître ; là où il faut introduire un nom pour la section du Voile et son épaisseur.



Pour ajouter des voiles :

Cliquer sur  et cliquer entre les lignes de la grille et le voile aura comme limite deux lignes successives verticale et horizontale dans la fenêtre de travail.

Pour affecter Shell Section au voile : sélectionner le voile et cliquer sur  choisir la section correspondante dans la liste de « **Define Shell Sections** ».

4. Quatrième étape :

La quatrième étape consiste à spécifier les conditions limites (appuis, etc.) pour la structure à modéliser.

- Appuis :

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 liberté à un nœud quelconque

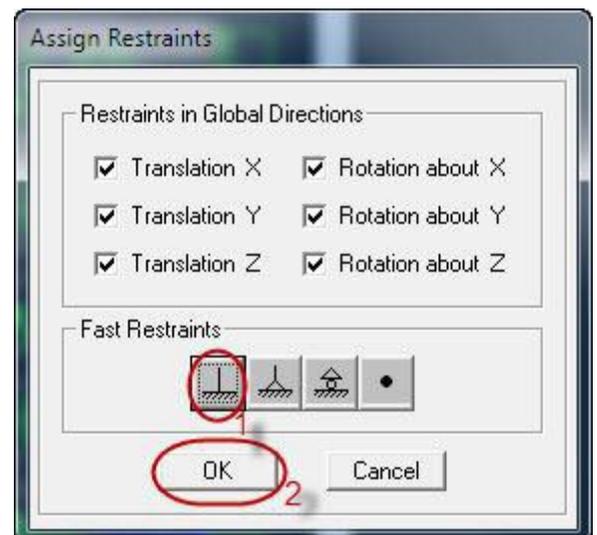
Pour les autres nœuds :

Translation dans le sens de X (décoché)

Translation dans le sens de Y (décoché)

Rotation autour de Z (décoché)

Pas de translation dans le sens Z, pas de rotation autour Y et X (Bloquer translation dans le sens de Z pas de rotation autour de Y et X (cochés)



Mass- Source (masse revenant à chaque plancher) :

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de « **Mass –Source** »

Pour créer ces masses on passe par « **Define Mass Source** », une fenêtre sera apparue

On donne la valeur **1** pour la **charge permanente** et on donne la valeur de β suivant la nature de la structure. Pour notre cas : $\beta = 0.2$

Remarque :

Le modèle va prendre en compte le poids propre, la masse et les charges permanentes et d'exploitation comme des charges linéaire réparties en cochant la case « **From Self and Specified Mass and Loads** ».

Load	Multiplier
G	1
G	1
Q	0,2

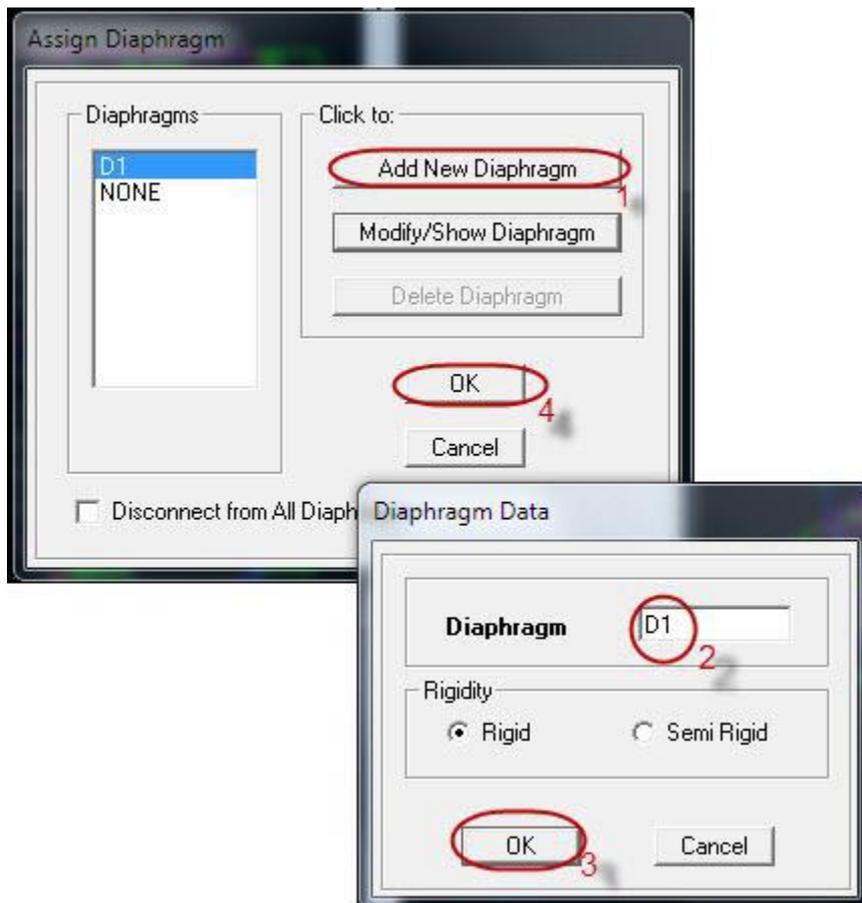
Diaphragme :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides ; on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à son nœud maitre de sorte qu'ils forment un Diaphragme, pour cela :

Sélectionner le premier plancher dans la fenêtre X-Y

Dans le menu déroulant : « **Assign/point-rigid diaphragm** »

On choisit Add « **NEW Diaphragm** », On va l'appeler D1 : étage 1, OK



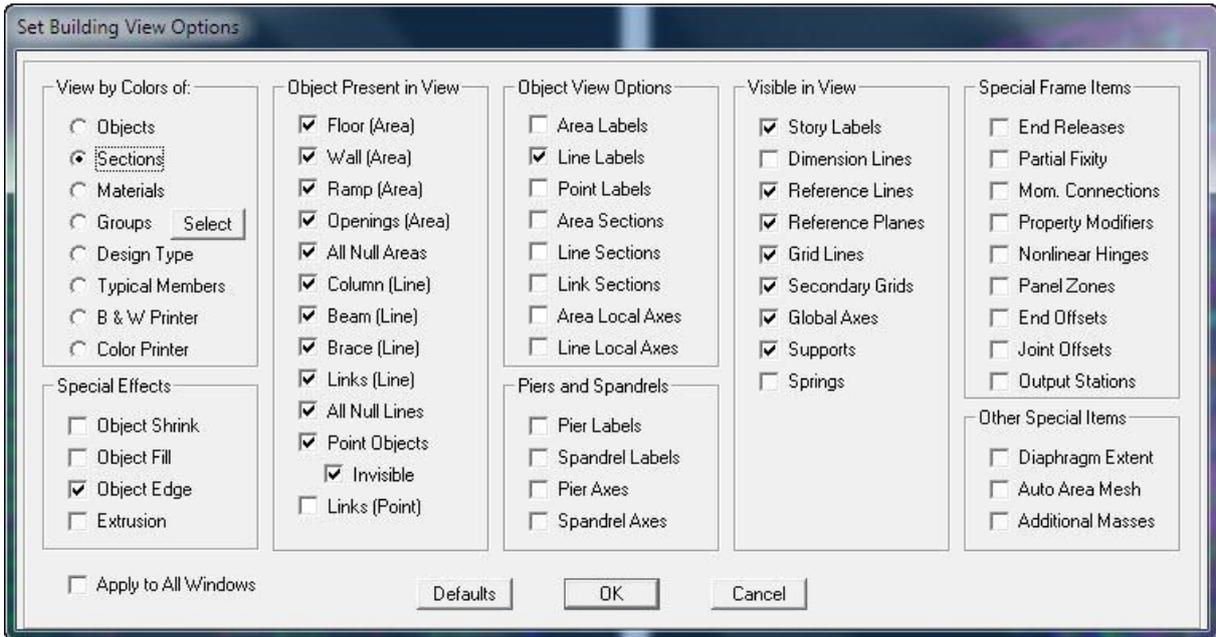
Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur OK pour valider.

On refait l'opération pour le deuxième plancher qu'on va appeler D2 et ainsi de suite pour tous les autres planchers.

Remarque :

Il est possible d'afficher différentes informations (numéros de nœuds, d'éléments, etc.) sur le modèle. → Sélectionner la fenêtre 3D du modèle. En cliquant, dans celle-ci, sur l'icône Set éléments Nous pouvons choisir les options d'affichages suivantes :

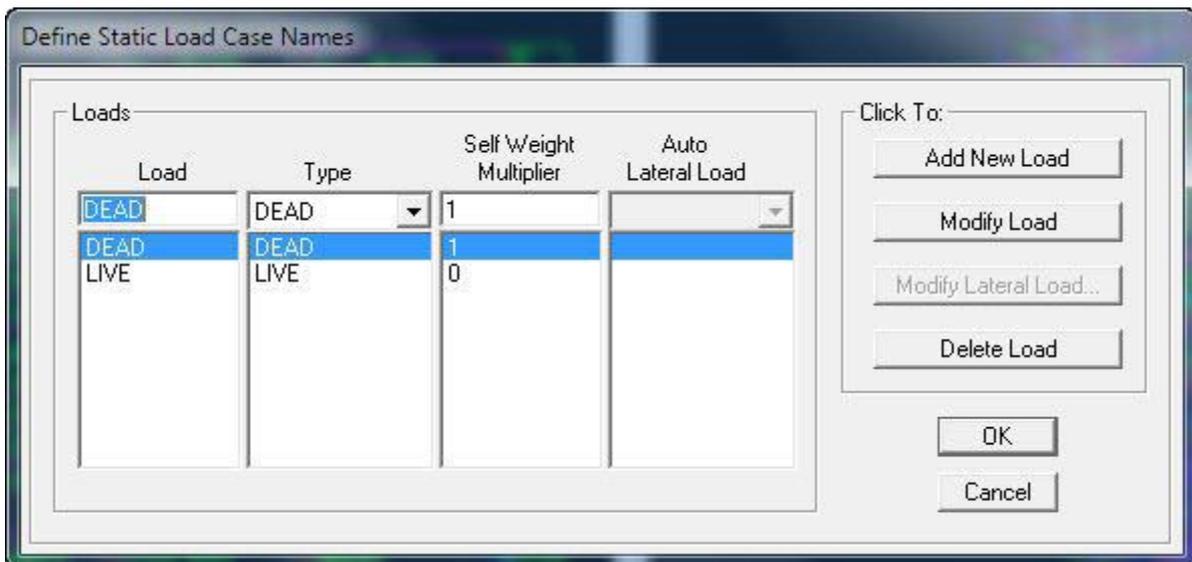
Nom des poutres et poteaux et numéros des noeuds 'labels), Restreints : **d.d.l, Constraints** : Diaphragme, Masses, Axes locaux, Section des éléments, **Hide** pour faire cacher l'élément



5. Cinquième étape :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

- **Charge statique (G et Q) :** pour les définir on clique sur : « **Define/Load Cases** ».
- **Charges permanentes :Load Name** (Nom de la charge): **G**
 Type : **DEAD** (permanente)
Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **1**
- **Surcharges d'exploitation :Load Name** (Nom de la charge): **Q**
 Type : **LIVE** (exploitation)
Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **0**

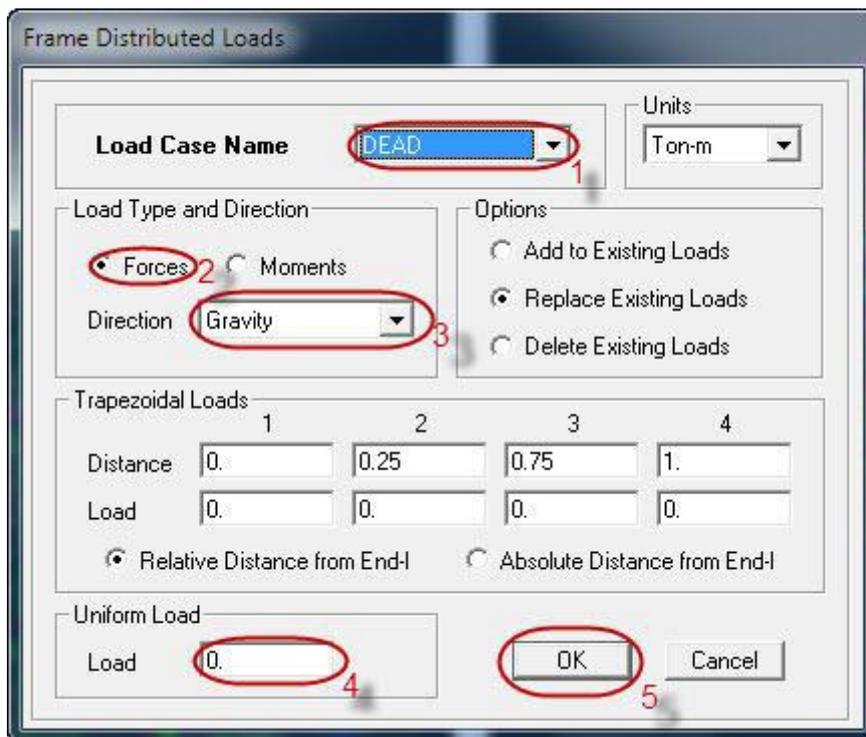


▪ **Chargement :**

Après sélection de l'élément à charger, on clique sur qui se trouve sur la barre d'outils.

Dans la boîte de dialogue qui apparait on aura à spécifier :

- Le nom de la charge
- Son type (force ou moment)
- Sa direction
- La valeur et le point d'application pour les charges concentrées
- La valeur de la charge uniformément répartie



On charge seulement les poutrelles et les poutres secondaires, cette charge sera transmise aux poutres principales, ainsi de suite, aux poteaux et aux fondations.

Charges Eléments	Charges permanentes « G »	Charges d'exploitation « Q »
Plancher Habitation	0,2585 (Ton/ml)	0,0975 (Ton/ml)
Dalle pleine	0,26 (Ton/m ²)	0,15 (Ton/m ²)
Dalle pleine(Balcon)	0,26 (Ton/m ²)	0,35 (Ton/m ²)
Poutre de chaînage	1,12 (Ton/ml)	0,2275 (Ton/ml)
Porte à faux	0,2585 (Ton/ml)	0,2275 (Ton/ml)
Plancher Terrasse	0,2865 (Ton/ml)	0,065 (Ton/ml)
Dalle pleine	0,303 (Ton/m ²)	0,10 (Ton/m ²)
Dalle pleine(Balcon)	0,303 (Ton/m ²)	0,10 (Ton/m ²)
Poutre de chaînage	0,7442 (Ton/ml)	0,065 (Ton/ml)
Porte à faux	0,2865 (Ton/ml)	0,065 (Ton/ml)

Tableau des charges et surcharges introduites dans le logiciel ETABS

▪ **Charge sismique (E) :**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

Données à introduire dans le logiciel :

Zone : IIa (Zone a sismicité moyenne, voir Annexe 1 du RPA 2003)

Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA)

Coeff. comportement : Mixte Portiques-Voiles avec interaction : $R= 5$

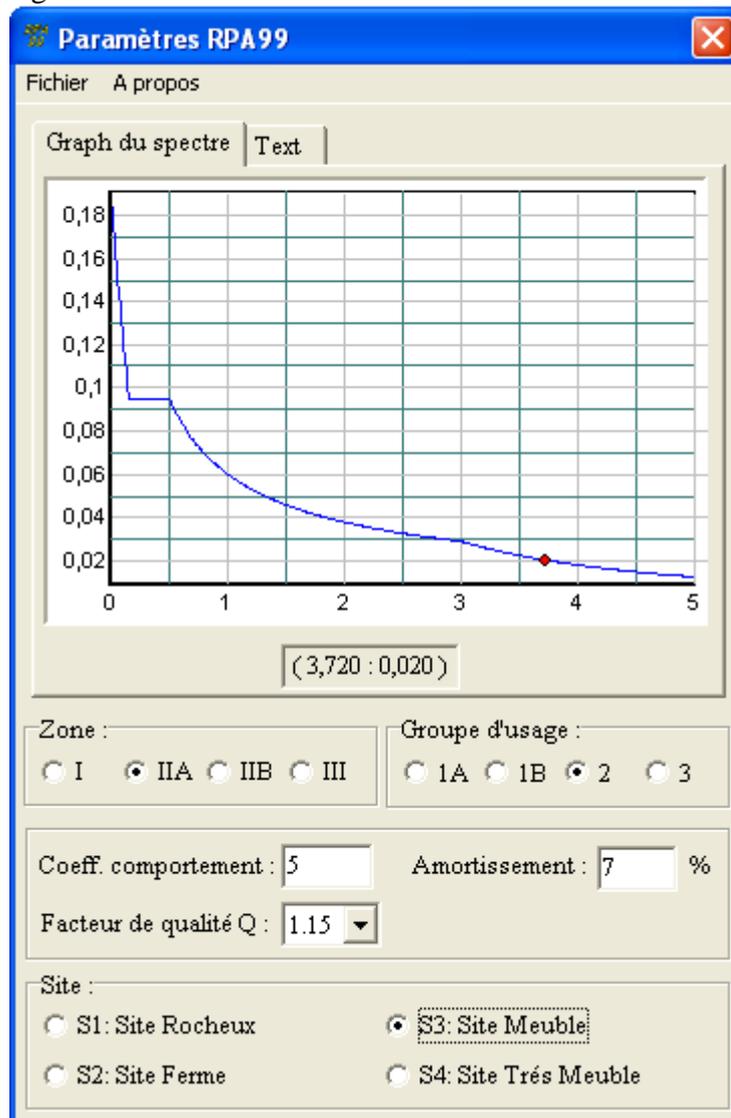
Site : S3 (Voir rapport de sol Chapitre 1)

Facteur de qualité (Q): **Q=1.10**

Coeff. d'amortissement : $\xi = 7 \%$

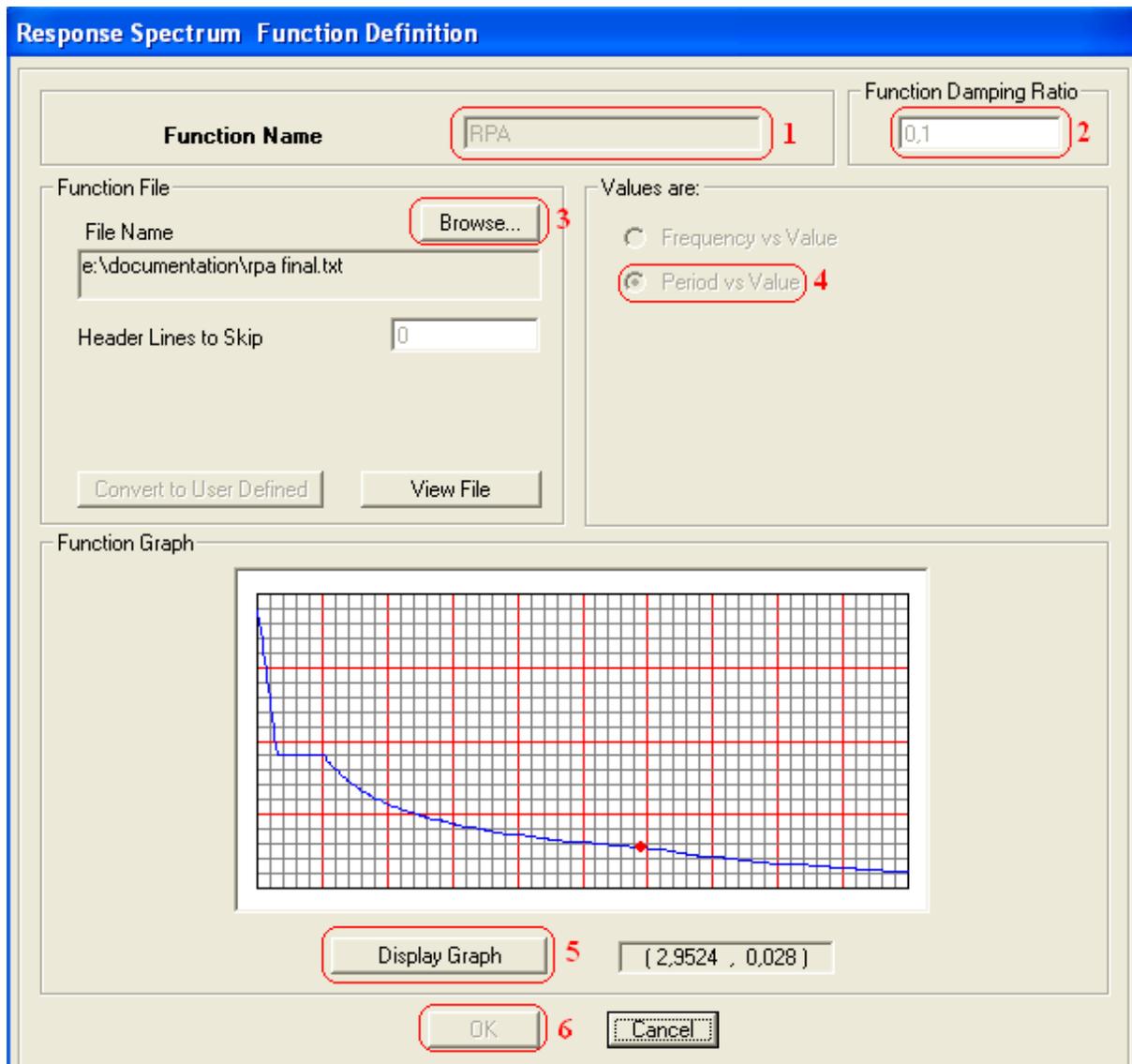
On démarre le logiciel en cliquant sur l'icône ^{RPA} ₉₉

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur sauvegarde fichier format ETABS



Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

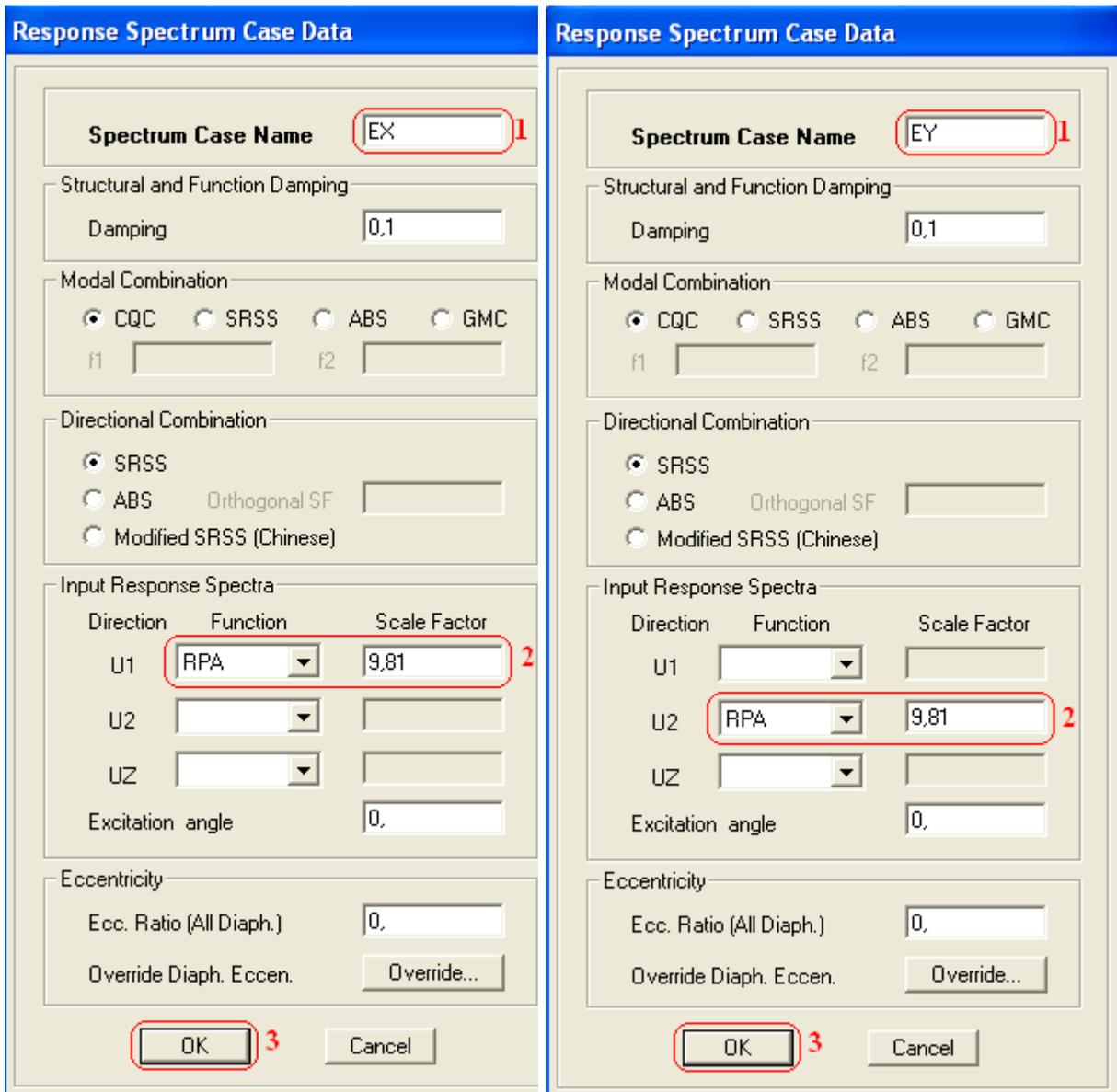
Define/Response Spectrum Functions / Spectrum from file
Function Name (nom du spectre): **RPA**.



Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **E** (séisme), pour cela on clique sur :

Define /Reponses spectrum cases/Add New Spectrum

Dans la partie **Input response spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).



6. Sixième étape :

La sixième étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

Define/ Load combinations

Dans la boîte de dialogue qui apparaît après avoir cliqué sur **Add New Combo**, on aura à introduire le Nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients, par exemple pour l'ELU (1.35G+1.5Q) :

Choisir G dans la Case Name et introduire 1.35 dans **Scale Factor** et cliquer sur **Add**

Choisir Q dans la Case Name et introduire 1.5 dans **Scale Factor** et Cliquer sur **Add**

Valider avec OK et on revient vers la fenêtre de «**Define Load combinations**»

Pour définir une autre combinaison on refait le même travail.

Pour modifier le coefficient d'une charge on procède avec « Modify »

Combinaisons aux états limites :

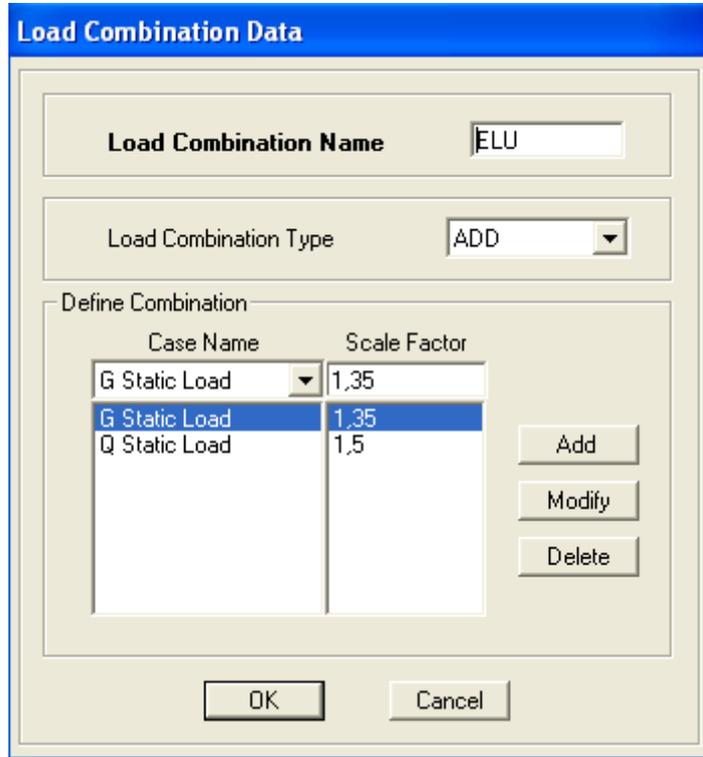
ELU : 1.35G+1.5Q

ELS : G+Q

Combinaisons accidentelles du RPA :

GQE : G+Q±E

08GE : 0.8G±E

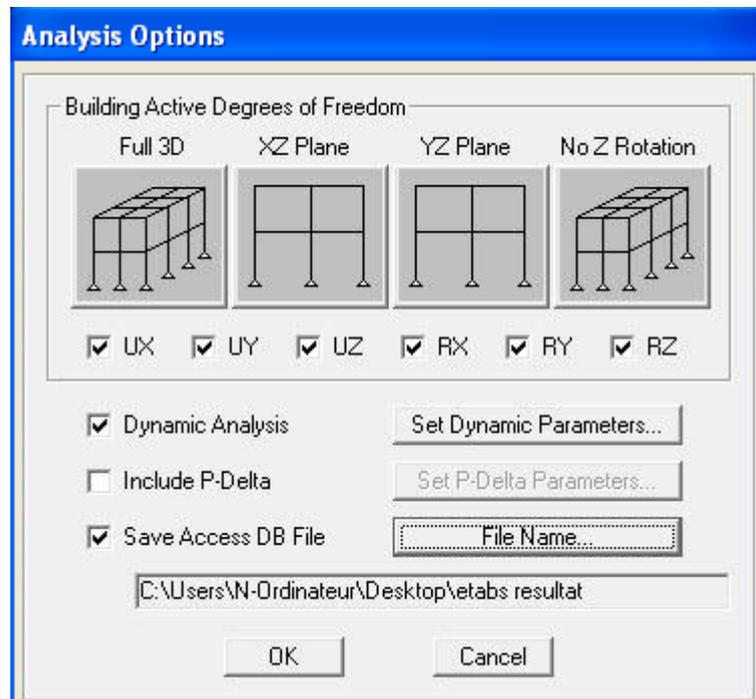


7. Septième étape :

La septième étape consiste à démarrer l'exécution du problème mais il y a lieu de spécifier le nombre de modes propres à prendre en considération et la création d'un fichier résultat et l'indication de son contenu.

Modes de vibration:

Analyze /Set analyz Options /Cocher Dynamic Analysis



Cliquer sur Set Dynamic Parameter

On spécifie le nombre de modes à prendre en considération là où c'est écrit « Number of Modes » et on valide avec « OK », valider une autre fois dans la fenêtre de « Analysis option ».

Dynamic Analysis Parameters

Number of Modes 12

Type of Analysis
 Eigenvectors Ritz Vectors

EigenValue Parameters
Frequency Shift (Center) 0.
Cutoff Frequency (Radius) 0.
Relative Tolerance 1.000E-07
 Include Residual-Mass Modes

Starting Ritz Vectors
List of Loads Ritz Load Vectors
Add ->
<- Remove

OK Cancel

8. Huitième étape :**Exécution :**

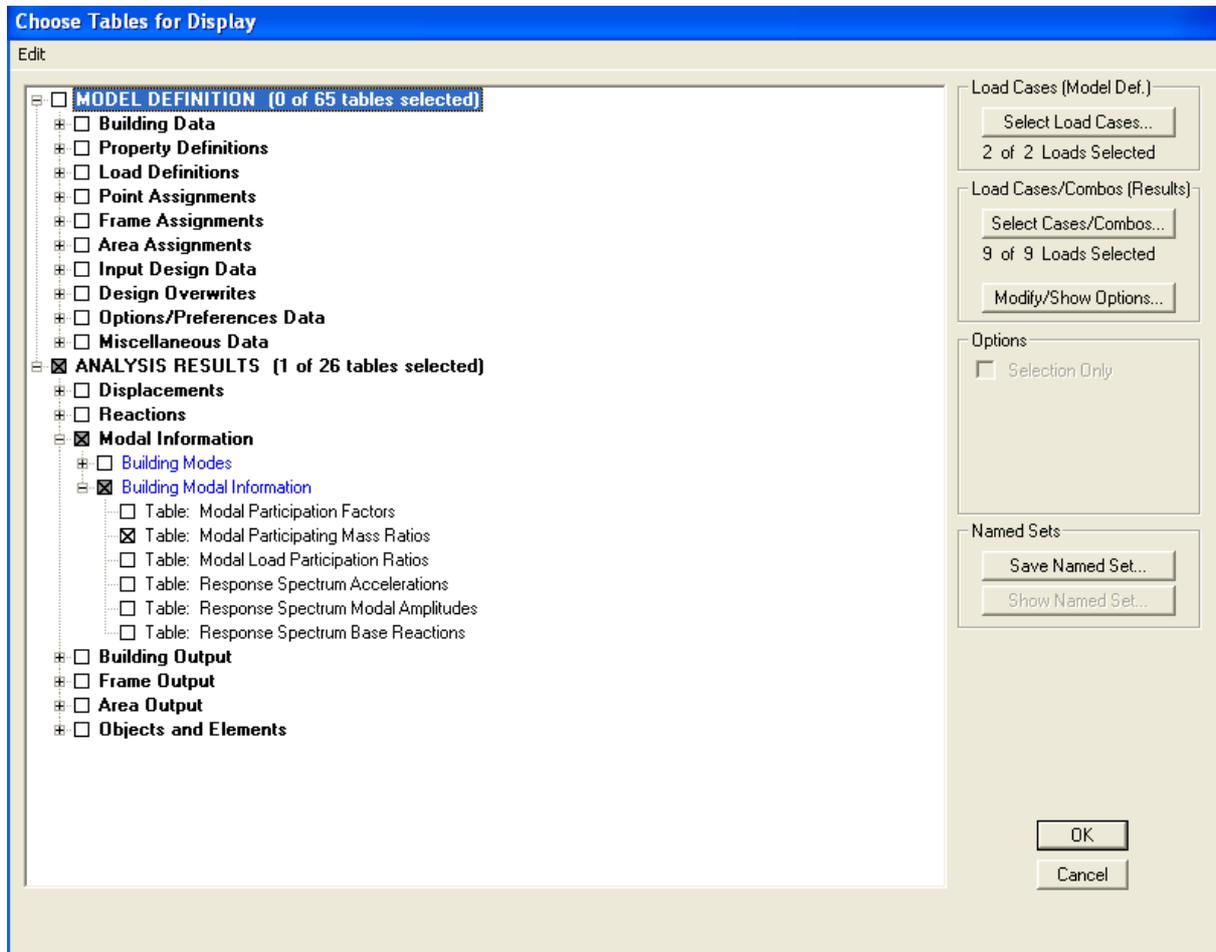
Analyze /Run (f5) ou on clique sur 

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 faite bien avant avec : File /Save as.

VI-3-2) Visualisation des résultats:

Période et participation modale :

Dans la fenêtre display / show tables, on clique sur Modal Information et on sélectionne la combinaison « Modal ».



Les pourcentages de masses mobilisées sont donnés par sunUX, sunUY

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

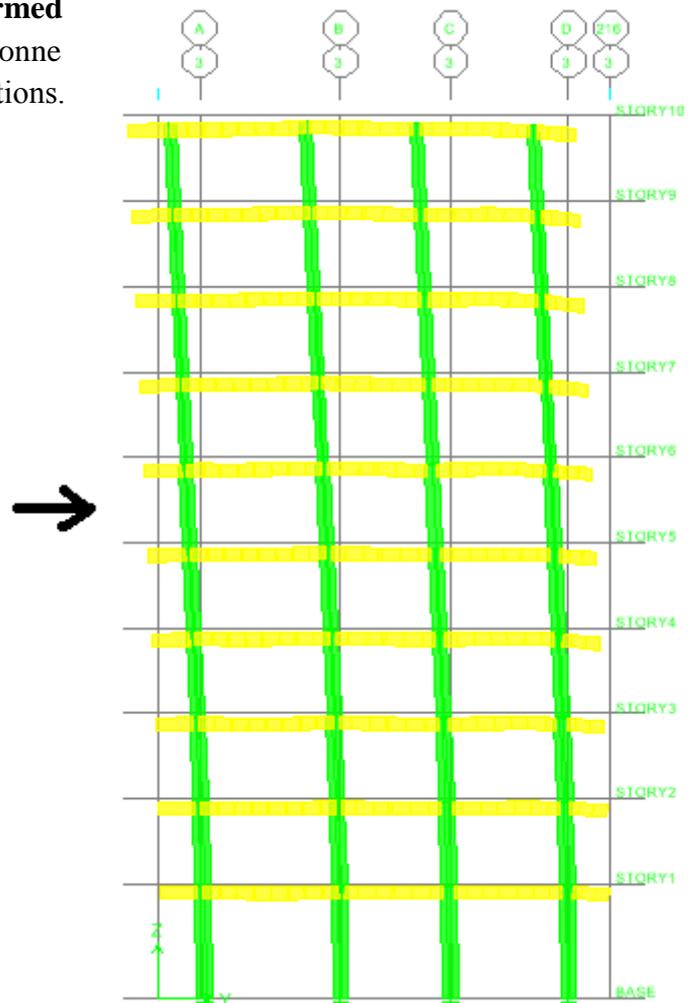
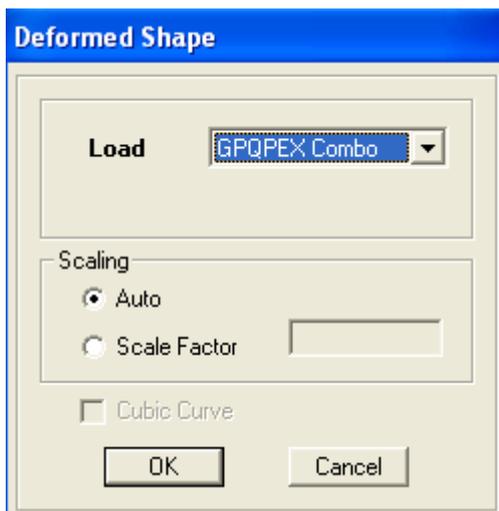
Modal Participating Mass Ratios

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0,704132	68,1499	3,3834	0,0000	68,1499	3,3834	0,0000	4,5908
	2	0,517196	3,4498	70,8517	0,0000	71,5997	74,2351	0,0000	94,8942
	3	0,486010	3,0920	0,0048	0,0000	74,6917	74,2399	0,0000	0,0046
	4	0,201236	12,9233	0,5378	0,0000	87,6150	74,7777	0,0000	0,0260
	5	0,148038	0,0065	10,2995	0,0000	87,6215	85,0772	0,0000	0,1354
	6	0,144520	1,0608	4,7504	0,0000	88,6823	89,8276	0,0000	0,0849
	7	0,095838	4,9128	0,1473	0,0000	93,5951	89,9749	0,0000	0,0054
	8	0,073320	0,2212	0,3461	0,0000	93,8163	90,3210	0,0000	0,0165
	9	0,070638	0,2011	4,6422	0,0000	94,0174	94,9632	0,0000	0,1953
	10	0,056904	2,4593	0,0565	0,0000	96,4767	95,0197	0,0000	0,0008
	11	0,045619	0,1659	0,2376	0,0000	96,6425	95,2572	0,0000	0,0019
	12	0,044085	0,1205	2,1853	0,0000	96,7630	97,4425	0,0000	0,0176

OK

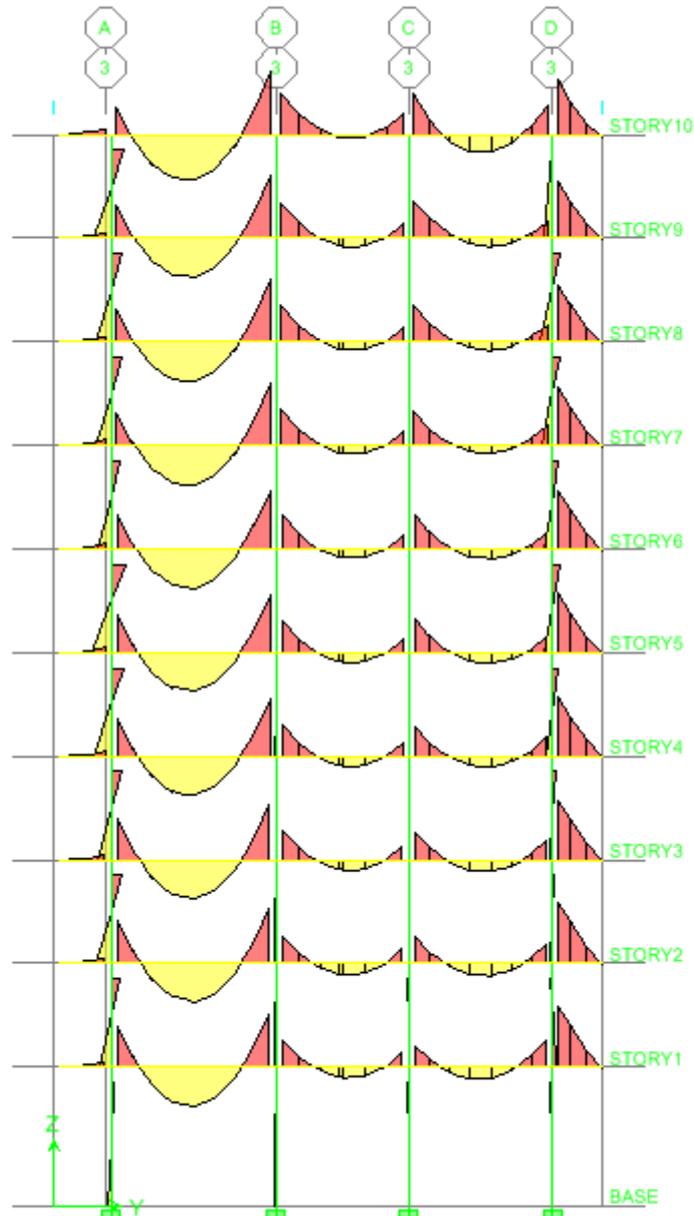
▪ Déformée de la structure :

On clique sur l'icône « **Show Deformed Shape** » et on sélectionne une combinaison d'actions.



- **Diagramme des efforts internes:**

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show Member forces/Stresses Diagram** dans le menu **Display**



- **Efforts internes dans les éléments barres:**

- **Les poutres :**

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres, ensuite on clique sur : **Display/Show tables**.

Dans **Frame Output**, on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**.

	Story	Beam	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
▶	STORY9	B193	G	0,150	0,00	-0,38	0,00	0,073	0,00
	STORY9	B193	G	0,617	0,00	-0,11	0,00	0,073	0,00
	STORY9	B193	G	1,083	0,00	0,15	0,00	0,073	0,00
	STORY9	B193	G	1,550	0,00	0,41	0,00	0,073	0,00
	STORY9	B193	G	2,017	0,00	0,68	0,00	0,073	0,00
	STORY9	B193	G	2,483	0,00	0,94	0,00	0,073	0,00
	STORY9	B193	G	2,950	0,00	1,20	0,00	0,073	0,00
	STORY9	B193	Q	0,150	0,00	-0,06	0,00	0,013	0,00
	STORY9	B193	Q	0,617	0,00	-0,02	0,00	0,013	0,00
	STORY9	B193	Q	1,083	0,00	0,03	0,00	0,013	0,00
	STORY9	B193	Q	1,550	0,00	0,07	0,00	0,013	0,00
	STORY9	B193	Q	2,017	0,00	0,12	0,00	0,013	0,00
	STORY9	B193	Q	2,483	0,00	0,16	0,00	0,013	0,00
	STORY9	B193	Q	2,950	0,00	0,21	0,00	0,013	0,00
	STORY9	B193	EX	0,150	0,00	3,25	0,00	0,068	0,00
	STORY9	B193	EX	0,617	0,00	3,25	0,00	0,068	0,00
	STORY9	B193	EX	1,083	0,00	3,25	0,00	0,068	0,00
	STORY9	B193	EX	1,550	0,00	3,25	0,00	0,068	0,00

- **Les poteaux :**

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

- **Efforts internes dans les voiles :**

Pour extraire les contraintes dans les voiles, dans **Area Output**, on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

Area Element Forces

Edit View

Area Element Forces

Story	AreaObj	AreaType	AreaElm	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	StepIur
STORY10	W129	Wall	23	80	08GMEY	Combination	Max	
STORY10	W129	Wall	23	10	08GMEY	Combination	Max	
STORY10	W129	Wall	23	10	08GMEY	Combination	Max	
STORY10	W129	Wall	23	80	08GMEY	Combination	Max	
STORY10	W129	Wall	23	80	08GMEY	Combination	Min	
STORY10	W129	Wall	23	10	08GMEY	Combination	Min	
STORY10	W129	Wall	23	10	08GMEY	Combination	Min	
STORY10	W129	Wall	23	80	08GMEY	Combination	Min	
STORY9	W108	Wall	24	301	G	LinearStatic	-	
STORY9	W108	Wall	24	302	G	LinearStatic	-	
STORY9	W108	Wall	24	302	G	LinearStatic	-	
STORY9	W108	Wall	24	301	G	LinearStatic	-	
STORY9	W108	Wall	24	301	Q	LinearStatic	-	
STORY9	W108	Wall	24	302	Q	LinearStatic	-	
STORY9	W108	Wall	24	302	Q	LinearStatic	-	
STORY9	W108	Wall	24	301	Q	LinearStatic	-	
STORY9	W108	Wall	24	301	EX	LinRespSpec	Max	

OK

➤ **Déplacements:**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche « **Displacements** ».

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**, La colonne **Ux** correspond au sens xx, et **Uy** au sens yy.

Point Displacements

Edit View

Point Displacements

Story	Point	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
STORY9	1	G	0,0020	0,0000	-0,0031	0,00017	0,00012	0,00009
STORY9	1	Q	0,0005	0,0000	-0,0007	0,00006	0,00003	0,00002
STORY9	1	EX	0,0118	0,0025	0,0005	0,00011	0,00036	0,00022
STORY9	1	EY	0,0045	0,0117	0,0002	0,00034	0,00016	0,00084
STORY9	1	ELS	0,0026	0,0000	-0,0038	0,00023	0,00015	0,00011
STORY9	1	ELU	0,0036	-0,0001	-0,0052	0,00032	0,00020	0,00015
STORY9	1	GPGPEX MAX	0,0144	0,0024	-0,0032	0,00034	0,00051	0,00033
STORY9	1	GPGPEX MIN	-0,0092	-0,0025	-0,0043	0,00012	-0,00022	-0,00011
STORY9	1	GPGMEX MAX	0,0144	0,0024	-0,0032	0,00034	0,00051	0,00033
STORY9	1	GPGMEX MIN	-0,0092	-0,0025	-0,0043	0,00012	-0,00022	-0,00011
STORY9	1	08GPEX MAX	0,0134	0,0025	-0,0019	0,00025	0,00046	0,00029
STORY9	1	08GPEX MIN	-0,0102	-0,0025	-0,0030	0,00003	-0,00027	-0,00015
STORY9	1	08GMEX MAX	0,0134	0,0025	-0,0019	0,00025	0,00046	0,00029
STORY9	1	08GMEX MIN	-0,0102	-0,0025	-0,0030	0,00003	-0,00027	-0,00015
STORY9	1	GPGPEY MAX	0,0071	0,0116	-0,0035	0,00057	0,00030	0,00095
STORY9	1	GPGPEY MIN	-0,0019	-0,0117	-0,0040	-0,00011	-0,00001	-0,00073
STORY9	1	GPGMEY MAX	0,0071	0,0116	-0,0035	0,00057	0,00030	0,00095

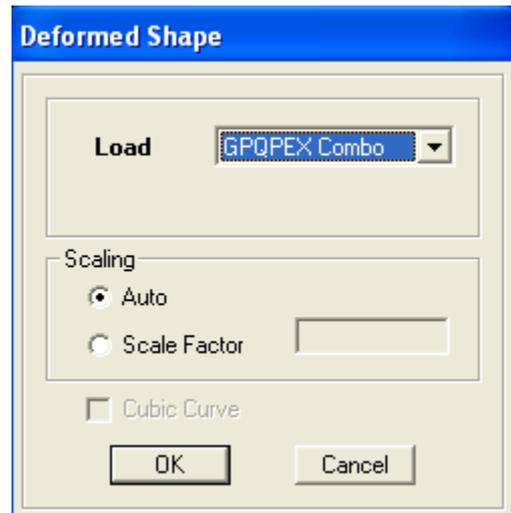
OK

Tableau des déplacements au niveau 9

Pour visualiser les déplacements, le menu « **Show deformed Shape** » conduit à la fenêtre ci-contre :

Il faut spécifier le cas de chargement dans l'option **Load**.

L'option **Scaling** permet de spécifier un facteur de multiplication pour le déplacement ou bien laisser ETABS en choisir 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. Elle est donc représentative de la flexion dans les membrures.

Il est possible d'animer les déplacements en cliquant sur **Start Animation** à droite, en bas de l'écran. La structure ira d'un mode à un autre.

De plus, il est possible de créer un fichier vidéo, sous forma de vidéo « AVI », de l'animation avec le menu **View** et **Creat OpenGL View**, on peut également imprimer la structure déformée avec le menu **File** et **Print Graphics**.

Le tableau affiché ne nous permet pas d'avoir **directement** les efforts max recherchés, On choisit de l'exporter sur **Excel** afin de mieux exploiter les résultats.

➤ **Effort tranchant et moment sismique à la base :**

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **EX et EY** ».

Support Reactions

Edit View

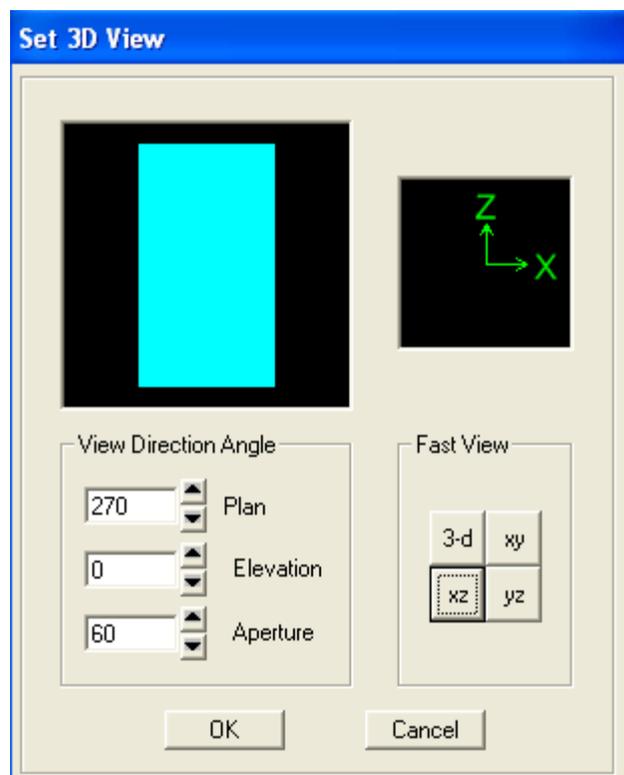
Support Reactions

	Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
▶	BASE	1	EX	3,53	0,15	44,28	0,246	2,006	0,020
	BASE	1	EY	1,38	0,35	14,60	1,074	0,766	0,070
	BASE	2	EX	8,42	7,36	85,22	2,214	4,705	0,020
	BASE	2	EY	4,80	37,13	197,04	11,655	2,150	0,070
	BASE	3	EX	1,12	0,02	3,70	0,052	2,130	0,020
	BASE	3	EY	0,52	0,17	27,10	0,634	0,904	0,070
	BASE	4	EX	6,31	0,10	37,71	0,027	3,113	0,020
	BASE	4	EY	2,68	0,24	35,56	0,775	1,279	0,070
	BASE	5	EX	5,23	3,82	146,61	1,201	3,207	0,020
	BASE	5	EY	3,32	37,09	201,02	11,820	1,592	0,070
	BASE	6	EX	15,10	0,14	137,00	0,307	5,932	0,020
	BASE	6	EY	1,52	0,59	37,69	1,466	0,491	0,070
	BASE	7	EX	1,83	7,54	74,54	2,413	3,511	0,020
	BASE	7	EY	0,08	37,52	119,12	12,293	0,194	0,070
	BASE	8	EX	40,14	0,10	85,31	0,145	14,304	0,020
	BASE	8	EY	1,91	0,46	47,30	1,306	0,742	0,070
	BASE	9	EX	27,94	0,03	153,24	0,049	11,265	0,020

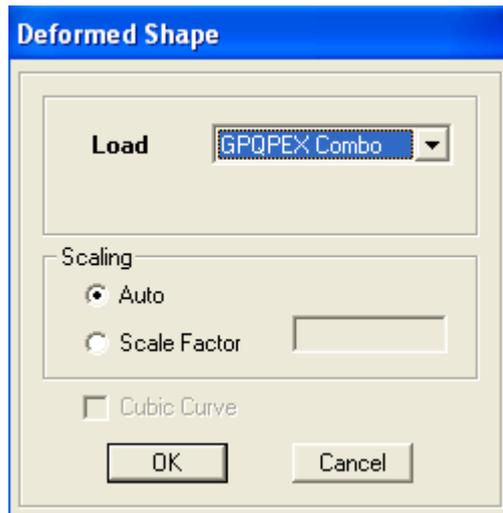
Navigation icons: [Home] [Left] [Right] [End] [OK]

➤ **Effort tranchant de niveau :**

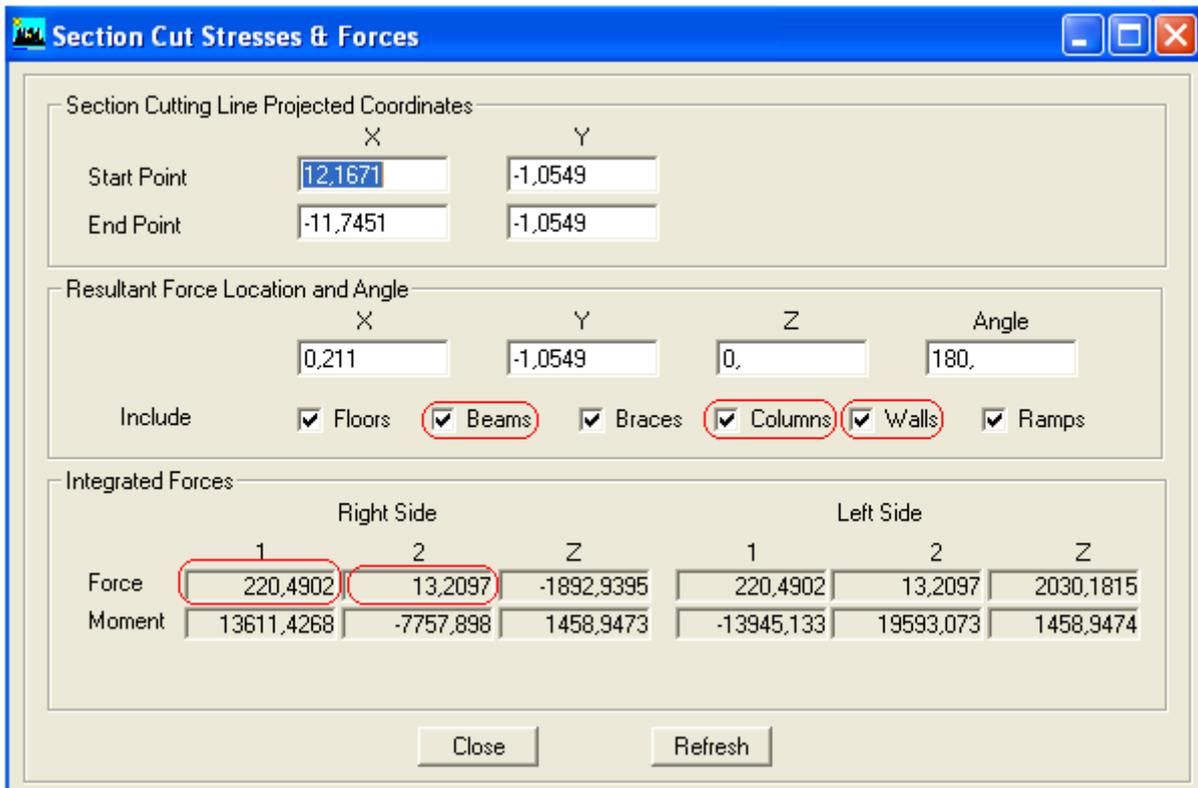
Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D, puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan **xz**.



Dans **Display**, on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **EX** (puis **EY**).



Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.



➤ **Remarque**

En désélectionnant la case **Walls** nous aurons l'effort repris par les portiques, et on désélectionnant la case **Beames** et **Columns**, nous aurons l'effort repris par les voiles.

Les résultats choisis avec **Set Option** dans le menu **Analyze** se retrouve 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, Word ou bloc note de Windows, pour le faire :

Fermer L'ETABS sans arrêter l'analyse.

Chercher le fichier **Out** avec l'outil de recherche de Windows.

VI-4) Vérification des Exigences du (RPA99/version 2003) :**IV-4-1) L'excentricité :**

D'après le RPA 99/Art 4.2.7, pour toutes les structures comportant des planchers à diaphragmes rigides dans leurs plans, on suppose qu'à chaque niveau, et dans chaque direction, la résultante des force horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment.
- Excentricité théorique résultante des plans (e_x, e_y) :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_x < 5 \% L_x = 0.05 \times 25.3 = 1.26 \\ e_y < 5 \% L_y = 0.05 \times 20.30 = 1.015 \end{array} \right.$$

Tableau IV.3: l'excentricité de chaque étage.

NIV	XCM	YCM	XCR	YCR	e_x	e_y
1	6.349	6.181	6.178	6.212	0.171	0.034
2	6.367	6.168	6.269	6.44	0.098	0.171
3	6.369	6.163	6.264	6.517	0.105	0.253
4	6.37	6.157	6.231	6.569	0.139	0.338
5	6.37	6.157	6.189	6.607	0.181	0.418
6	6.372	6.152	6.149	6.634	0.223	0.485
7	6.373	6.148	6.109	6.656	0.264	0.547
8	6.373	6.148	6.069	6.674	0.304	0.605
9	6.373	6.148	6.027	6.692	0.346	0.665
10	6.38	6.297	5.988	6.708	0.392	0.72

VI-4-2) La période :**Article : 4.2.4. Estimation de la période fondamentale de la structure**

1. La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad (4-6)$$

- h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

• C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.

$$C_T=0.05$$

$$h_N=31.62\text{m}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

$$D_x=17.82 \text{ m}$$

$$D_y=15.83\text{m}$$

$$T = 0.05 \times (31.62)^{3/4} = 0.67\text{s}$$

$$T_x = 0.09 \times h_N / \sqrt{D} = 0.09 \times 31.62 / \sqrt{17.82} = 0.67\text{s}$$

$$T_y = 0.09 \times h_N / \sqrt{D} = 0.09 \times 31.62 / \sqrt{15.83} = 0.71\text{s}$$

$$T = T_{\min} = 0.67$$

VI-4-2-1) Vérification de la période :

❖ Valeur de T trouvé par ETABS :

$$T_{etabs}=0.70\text{s}$$

❖ Valeur de T trouvé par La formule empirique :

$$T_{RPA}=0.67\text{s} \quad T=1.3 \times 0.67=0.87$$

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

Interprétation :

- La période fondamentale obtenue par l'ETABS est inférieure à celle du RPA99

$$T_{ETABS}=0.70\text{s} < T = 0.87\text{s} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Le premier et le deuxième mode sont des modes de translation.
- Le troisième mode est un mode de torsion.

VI-4-3) Participation massique et le nombre de modes à considérer :

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-1 Modal Participations Mass Ratios

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0.704132	68.1499	3.3834	68.1499	3.3834
2	0.517196	3.4498	70.8517	71.5997	74.2351
3	0.48601	3.092	0.0048	74.6917	74.2399
4	0.201236	12.9233	0.5378	87.615	74.7777
5	0.146038	0.0065	10.2995	87.6215	85.0772
6	0.14452	1.0608	4.7504	88.6823	89.8276
7	0.095838	4.9128	0.1473	93.5951	89.9749
8	0.07332	0.2212	0.3461	93.8163	90.321
9	0.070638	0.2011	4.6422	94.0174	94.9632
10	0.056904	2.4593	0.0565	96.4767	95.0197
11	0.045619	0.1659	0.2376	96.6425	95.2572
12	0.044085	0.1205	2.1853	96.763	97.4425

• La participation massique dépasse le seuil de 90% au huitième (8) modes; donc Nous avons 8 modes à considéré

VI-4-4) Le déplacement relatif des niveaux :

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 doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta_k \leq \bar{\Delta}_k = 1\%h_e$$

- **Calcul des déplacements relatifs** : (Art 4.4.3. RPA 99/ version 2003)

Le déplacement horizontal à chaque niveau « i » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R\delta_{ek} \quad \text{Avec :}$$

R : Coefficient de comportement (R = 5).

δ_{ek} : Déplacements dus aux forces sismiques.

❖ Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

➤ Sens longitudinal X :

Tableau V.2 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens longitudinal

NIVEAUX	R	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	Δ_k (m)	$\bar{\Delta}_{k k}$ (m)=1%he	Conditions
9	5	0.012	0.06	0.0045	0.0306	Vérifiée
8	5	0.0111	0.0555	0.005	0.0306	Vérifiée
7	5	0.0101	0.0505	0.006	0.0306	Vérifiée
6	5	0.0089	0.0445	0.0065	0.0306	Vérifiée
5	5	0.0076	0.038	0.0075	0.0306	Vérifiée
4	5	0.0061	0.0305	0.007	0.0306	Vérifiée
3	5	0.0047	0.0235	0.0075	0.0306	Vérifiée
2	5	0.0032	0.016	0.0065	0.0306	Vérifiée
1	5	0.0019	0.0095	0.006	0.0306	Vérifiée
RDC	5	0.0007	0.0035	0.0035	0.0408	Vérifiée

➤ Sens transversal : Y

Tableau V.3 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens transversal

NIVEAUX	R	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	Δ_k (m)	$\bar{\Delta}_{k k}$ (m)=1%he	Conditions
9	5	0.0085	0.0425	0.0035	0.036	Vérifiée
8	5	0.0078	0.039	0.004	0.036	Vérifiée
7	5	0.007	0.035	0.0045	0.036	Vérifiée
6	5	0.0061	0.0305	0.0045	0.036	Vérifiée
5	5	0.0052	0.026	0.005	0.036	Vérifiée
4	5	0.0042	0.021	0.005	0.036	Vérifiée
3	5	0.0032	0.016	0.005	0.036	Vérifiée
2	5	0.0022	0.011	0.0045	0.036	Vérifiée
1	5	0.0013	0.0065	0.004	0.036	Vérifiée
RDC	5	0.0005	0.0025	0.0025	0.0408	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.

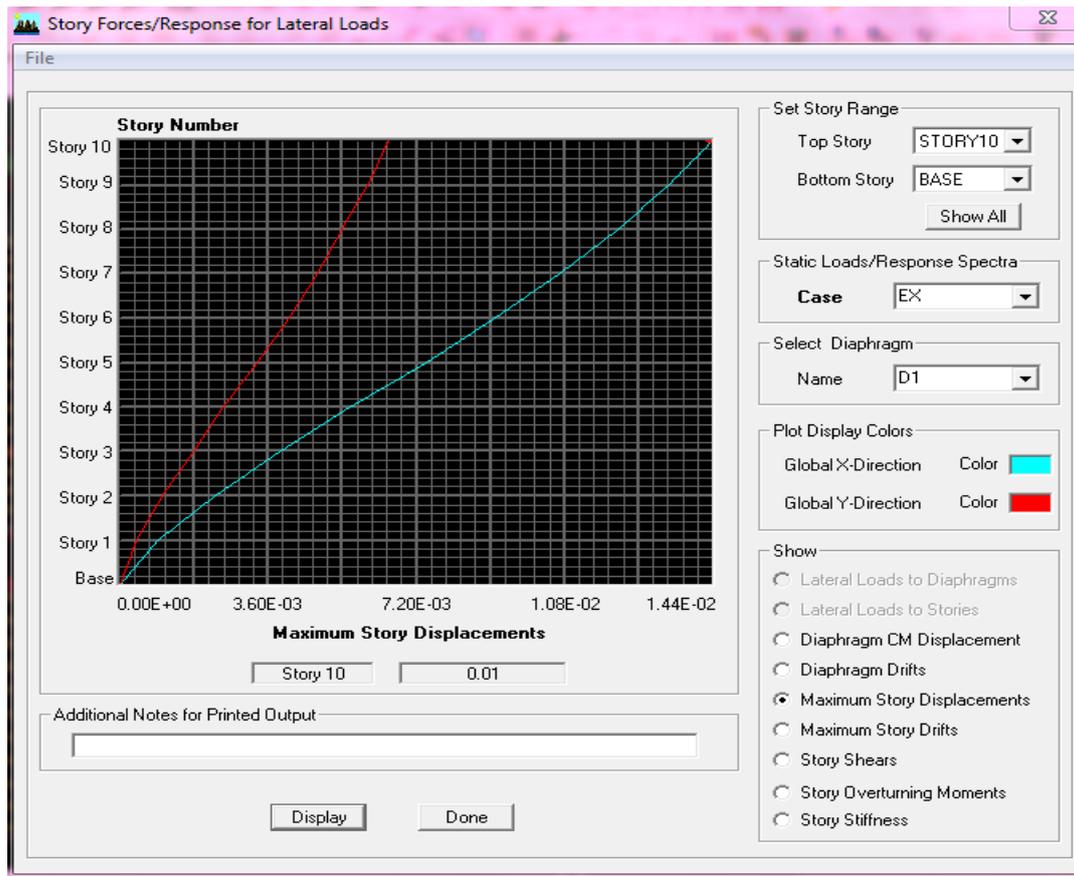
VI-4-5) Vérification des déplacements :

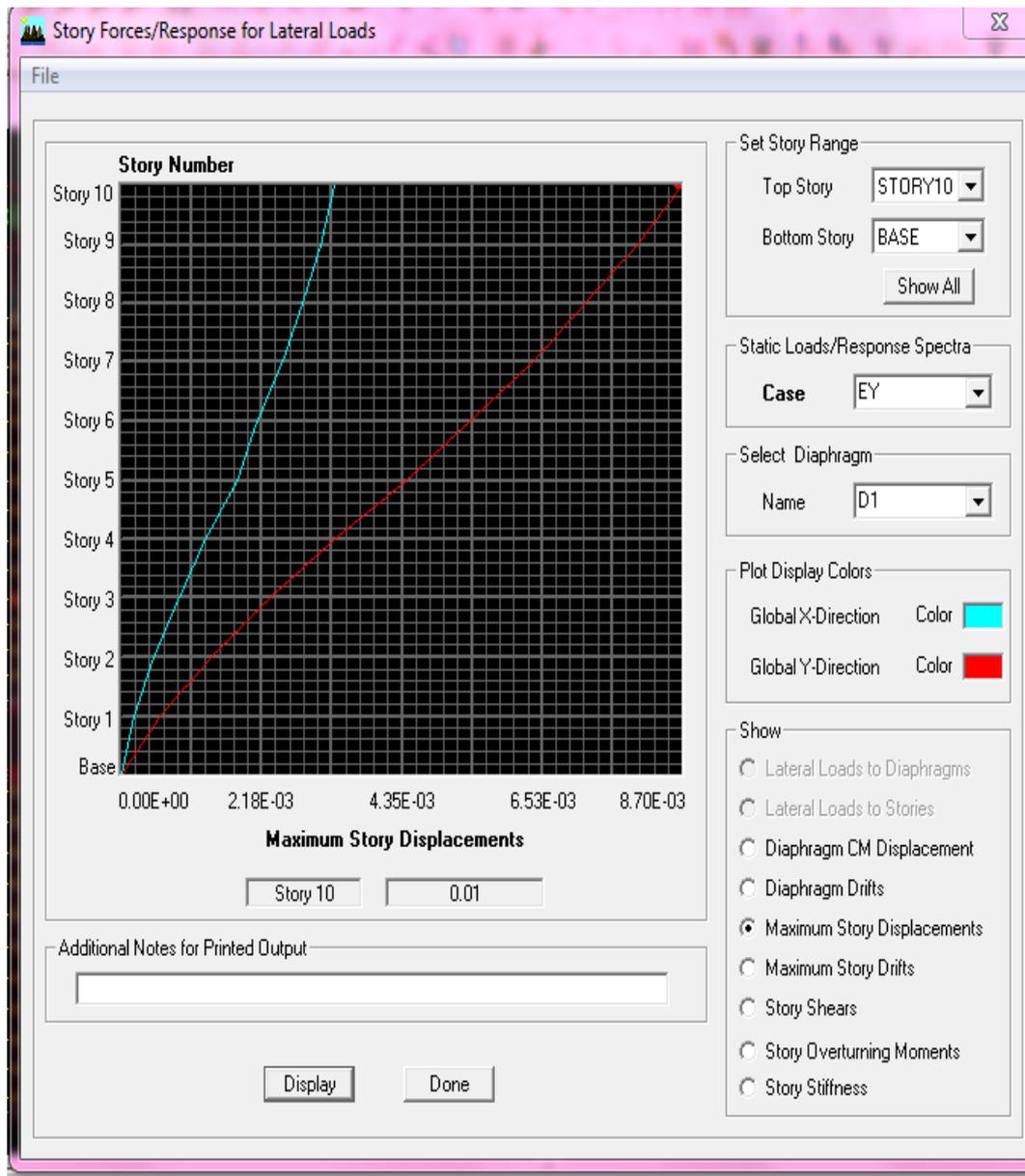
On doit aussi vérifier que les déplacements relatifs entre étages voisins ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage [RPA99ver 2003/Art 5.10].

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel **ETABS**.

- **Vérification du déplacement max :**

$$\bar{f} = \frac{h}{500} = \frac{31.62}{500} = 0.063\text{m}$$

**Vérification des déplacements selon Ex**



Vérification des déplacements selon Ey

Vérifications des résultats des déplacements Max :

On a bien :

$$Dep_x = 0.01m < \bar{f} = 0.063m$$

$$Dep_y = 0.01m < \bar{f} = 0.063 m$$

} **Le déplacement Max est vérifiée**

VI-4-6) Vérification de la résultante des forces sismiques à la base :**Rpa99 /Article : 4.2.3. Calcul de la force sismique totale**

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W$$

- **D** : **Facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$$T_1 = 0.15s \quad , \quad T_2 = 0.50s \text{ (RPA/Tableau 4-7)}$$

T : donnée par la formule empirique.

$$T = 0.70 \text{ sec.} \quad T_2 < T < 3.0s$$

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7 = 0.882$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.882 (0.5/0.67)^{\frac{2}{3}} = 1.81 \\ D_y = 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.882 (0.5/0.71)^{\frac{2}{3}} = 1.75 \end{cases}$$

W : **poids total de la structure**,

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

- W_{Qi} : charges d'exploitatio

- β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5.

Valeurs du coefficient de pondération β :

Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés $\beta=0,20$

W : poids total de la structure, donné par ETABS.

$$W = 3626.81 + (0.2)559.85 = 3838.78 \text{ t}$$

$$\mathbf{Q} : \text{facteur de qualité} \quad \begin{cases} Q_x = 1.15 \\ Q_y = 1.05 \end{cases}$$

Coefficient d'accélération de zone. (RPA tab 4.1) $A = 0.15$

R: Coefficient de comportement global de la structure $R=5$

$$\begin{cases} \mathbf{V}_x = ((0.15 \times 1.81 \times 1.15) / 5) \times 3838.78 = 239.71 \text{ t} \\ \mathbf{V}_y = ((0.15 \times 1.75 \times 1.10) / 5) \times 3838.78 = 221.69 \text{ t} \end{cases}$$

RPA 99/Article : 4.3.6. Résultante des forces sismiques de calcul

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V/V_t$

Tableau VI.4: valeur de $V_{x_{etabs}}$ et $V_{y_{etabs}}$

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EX	1	U1	296.88	66.5	0	-1509.05	6674.908	-1389.366
EX	2	U1	18.13	-83.16	0	1874.922	401.535	-641.277
EX	3	U1	17.97	-0.79	0	19.691	412.52	-114.964
EX	4	U1	70.78	14.49	0	-62.954	134.727	-333.193
EX	5	U1	0.18	-3.4	0	7.722	0.23	-22.748
EX	6	U1	6.03	-10.8	0	28.608	8.406	-105.033
EX	7	U1	36.38	6.29	0	-23.408	161.28	-186.399
EX	8	U1	1.77	2.54	0	-10.704	8.287	5.085
EX	9	U1	1.8	-8.24	0	32.903	8.05	-63.673
EX	10	U1	21.65	3.25	0	-7.42	45.507	-108.437
EX	11	U1	1.47	2.04	0	-3.58	2.82	4.285
EX	12	U1	1.23	-4.92	0	8.615	2.088	-38.622
EX	All	All	322.39	92.47	0	2052.546	6930.6	1834.118
EY	1	U2	66.5	14.89	0	-338.008	1495.095	-311.2
EY	2	U2	-83.16	381.49	0	-8601.038	-1842.005	2941.801
EY	3	U2	-0.79	0.03	0	-0.868	-18.188	5.069
EY	4	U2	14.49	2.97	0	-12.887	27.579	-68.206
EY	5	U2	-3.4	65.69	0	-149.235	-4.44	439.624
EY	6	U2	-10.8	19.34	0	-51.242	-15.056	188.136
EY	7	U2	6.29	1.09	0	-4.046	27.879	-32.222
EY	8	U2	2.54	3.65	0	-15.387	11.913	7.31
EY	9	U2	-8.24	37.73	0	-150.668	-36.861	291.563
EY	10	U2	3.25	0.49	0	-1.113	6.829	-16.273
EY	11	U2	2.04	2.83	0	-4.966	3.911	5.944
EY	12	U2	-4.92	19.64	0	-34.389	-8.335	154.173
EY	All	All	92.47	401.24	0	8714.928	2021.486	2969.146

		MMS	MSE	$\frac{VMMS}{VMSE} \geq 80\%$	Vérification
Séisme	sens	$V_{x_{etabs}}=322.39 \text{ t}$	$V_x=239.71 \text{ t}$	$1.34 > 0.80$	Condition vérifiée
Séisme	sens	$V_{y_{etabs}}=401.24 \text{ t}$	$V_y= 221.69 \text{ t}$	$1.81 > 0.80$	Condition vérifiée

VI-4-7) Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ: (Art 5.9. RPA 99/ version 2003)

Les effets du 2° ordre (ou effet P-?) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges exploitation associées au dessus du niveau K

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi^+} + \beta W_{qi})$$

$$V_k : \text{effort tranchant d'étage au niveau "k"} : \quad V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : hauteur de l'étage « k »

Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau VI.5 : justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Niveaux	P(KN)	Sens x-x				Sens y-y			
		$\Delta_k(m)$	$V_k h_k$	$\theta_x \leq 0.10$	Obs	$\Delta_k(m)$	$V_k h_k$	$\theta_y \leq 0.10$	Obs
10	29.51	0.012	176.7456	0.0020	vérifiée	0.0085	216.2502	0.00164	vérifiée
9	88.44	0.0111	341.6796	0.0029	vérifiée	0.0078	425.646	0.00231	vérifiée
8	147.37	0.0101	479.5938	0.0031	vérifiée	0.007	600.8616	0.00248	vérifiée
7	206.29	0.0089	600.4332	0.0031	vérifiée	0.0061	753.372	0.00244	vérifiée
6	265.22	0.0076	703.8	0.0029	vérifiée	0.0052	883.881	0.00228	vérifiée
5	324.15	0.0061	792.4176	0.0025	vérifiée	0.0042	993.7962	0.00199	vérifiée
4	383.07	0.0047	864.5112	0.0021	vérifiée	0.0032	1082.016	0.00166	vérifiée
3	442	0.0032	919.683	0.0015	vérifiée	0.0022	1148.724	0.00123	vérifiée
2	500.93	0.0019	961.8804	0.0010	vérifiée	0.0013	1198.2348	0.00079	vérifiée
1	559.85	0.0007	1315.3512	0.0003	vérifiée	0.0005	1637.0592	0.00024	vérifiée

VI-4-8) Effort normal réduit (Art 7.4.3.1 RPA 99/ version 2003)

On entend par effort normal réduit le rapport :

$$\gamma = \frac{N_d}{B_c F_{28}} \leq 0.30 \quad N_d = 660.6 \text{ Kn}$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : Section brute du béton égale à 40x40

F_{c28} : La résistance caractéristique de béton.

$$\gamma = \frac{660.6}{(0.40)^2 25000} = 0.17 \leq 0.3 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Toutes les recommandations sont satisfaites nous pouvons ainsi extraire les efforts avec lesquel nous allons ferrailer notre structure dans le chapitre suivant.

S T O R Y D A T A

STORY	SIMILAR TO	HEIGHT	ELEVATION
STORY10	None	3,060	31,620
STORY9	STORY10	3,060	28,560
STORY8	STORY10	3,060	25,500
STORY7	STORY10	3,060	22,440
STORY6	STORY10	3,060	19,380
STORY5	STORY10	3,060	16,320
STORY4	STORY10	3,060	13,260
STORY3	STORY10	3,060	10,200
STORY2	STORY10	3,060	7,140
STORY1	STORY10	4,080	4,080
BASE	None		0,000

S T A T I C L O A D C A S E S

STATIC CASE DIRECTION	CASE TYPE	AUTO LOAD	SELF WT MULTIPLIER	NOTIONAL FACTOR
G	DEAD	N/A	1,0000	
Q	LIVE	N/A	0,0000	

R E S P O N S E S P E C T R U M C A S E S

RESP SPEC CASE: EX

BASIC RESPONSE SPECTRUM DATA

MODAL COMBO	DIRECTION COMBO	MODAL DAMPING	SPECTRUM ANGLE	TYPICAL ECCEN
CQC	SRSS	0,1000	0,0000	0,0000

RESPONSE SPECTRUM FUNCTION ASSIGNMENT DATA

DIRECTION	FUNCTION	SCALE FACT
U1	RPA	9,8100
U2	----	N/A
UZ	----	N/A

RESP SPEC CASE: EY

BASIC RESPONSE SPECTRUM DATA

MODAL COMBO	DIRECTION COMBO	MODAL DAMPING	SPECTRUM ANGLE	TYPICAL ECCEN
CQC	SRSS	0,1000	0,0000	0,0000

RESPONSE SPECTRUM FUNCTION ASSIGNMENT DATA

DIRECTION	FUNCTION	SCALE FACT
U1	----	N/A
U2	RPA	9,8100
UZ	----	N/A

M A S S O U R C E D A T A

MASS FROM	LATERAL MASS ONLY	LUMP MASS AT STORIES
-----------	-------------------	----------------------

Masses &LoaYes	Yes
----------------	-----

M A S S O U R C E L O A D S

LOAD	MULTIPLIER
------	------------

G	1,0000
Q	0,2000

D I A P H R A G M M A S S D A T A

STORY X-M	DIAPHRAGM Y-M	MASS-X	MASS-Y	MMI
STORY10 6,380	D10 6,297	4,867E+01	4,867E+01	2,521E+03
STORY9 6,373	D9 6,148	5,914E+01	5,914E+01	3,120E+03
STORY8 6,373	D8 6,148	5,914E+01	5,914E+01	3,120E+03
STORY7 6,373	D7 6,148	5,914E+01	5,914E+01	3,120E+03
STORY6 6,372	D6 6,152	5,953E+01	5,953E+01	3,138E+03
STORY5 6,370	D5 6,157	6,004E+01	6,004E+01	3,161E+03
STORY4 6,370	D4 6,157	6,004E+01	6,004E+01	3,161E+03
STORY3 6,369	D3 6,163	6,052E+01	6,052E+01	3,183E+03
STORY2 6,367	D2 6,168	6,111E+01	6,111E+01	3,210E+03
STORY1 6,349	D1 6,181	6,504E+01	6,504E+01	3,392E+03

A S S E M B L E D P O I N T M A S S E S

STORY	UX	UY	UZ	RX
RY	RZ			
STORY10	4,867E+01	4,867E+01	0,000E+00	
0,000E+00,000E+00	2,521E+03			
STORY9	5,914E+01	5,914E+01	0,000E+00	
0,000E+00,000E+00	3,120E+03			
STORY8	5,914E+01	5,914E+01	0,000E+00	
0,000E+00,000E+00	3,120E+03			
STORY7	5,914E+01	5,914E+01	0,000E+00	
0,000E+00,000E+00	3,120E+03			
STORY6	5,953E+01	5,953E+01	0,000E+00	
0,000E+00,000E+00	3,138E+03			
STORY5	6,004E+01	6,004E+01	0,000E+00	
0,000E+00,000E+00	3,161E+03			
STORY4	6,004E+01	6,004E+01	0,000E+00	
0,000E+00,000E+00	3,161E+03			
STORY3	6,052E+01	6,052E+01	0,000E+00	
0,000E+00,000E+00	3,183E+03			
STORY2	6,111E+01	6,111E+01	0,000E+00	
0,000E+00,000E+00	3,210E+03			
STORY1	6,504E+01	6,504E+01	0,000E+00	
0,000E+00,000E+00	3,392E+03			
BASE	1,574E+01	1,574E+01	0,000E+00	
0,000E+00,000E+00,000E+00				
Totals	6,081E+02	6,081E+02	0,000E+00	
0,000E+00,000E+00	3,113E+04			

C E N T E R S O F C U M U L A T I V E M A S S & C E N T E R S O F R I G I D I T Y

STORY	DIAPHRAGM	/-----CENTER OF MASS-----//--		
CENTER OF RIGIDITY--/				
LEVEL	NAME	MASS	ORDINATE-X	ORDINATE-Y
ORDINATE-X	ORDINATE-Y			
STORY10	D10	4,867E+01	6,380	6,297
5,988	7,708			
STORY9	D9	5,914E+01	6,373	6,148
6,027	7,692			
STORY8	D8	5,914E+01	6,373	6,148
6,069	7,674			
STORY7	D7	5,914E+01	6,373	6,148
6,109	7,656			
STORY6	D6	5,953E+01	6,372	6,152
6,149	7,634			
STORY5	D5	6,004E+01	6,370	6,157
6,189	7,607			
STORY4	D4	6,004E+01	6,370	6,157
6,231	7,569			
STORY3	D3	6,052E+01	6,369	6,163
6,264	7,517			

STORY2	D2	6,111E+01	6,367	6,168
6,269	7,440			
STORY1	D1	6,504E+01	6,349	6,181
6,178	7,212			

MODAL PERIODS AND FREQUENCIES

MODE CIRCULAR FREQ NUMBER (RADIAN/TIME)	PERIOD (TIME)	FREQUENCY (CYCLES/TIME)
Mode 1 8,92330	0,70413	1,42019
Mode 2 12,14857	0,51720	1,93350
Mode 3 12,92809	0,48601	2,05757
Mode 4 31,22291	0,20124	4,96928
Mode 5 43,02435	0,14604	6,84754
Mode 6 43,47628	0,14452	6,91947
Mode 7 65,56054	0,09584	10,43428
Mode 8 85,69492	0,07332	13,63877
Mode 9 88,94863	0,07064	14,15661
Mode 10 110,41767	0,05690	17,57352
Mode 11 137,73300	0,04562	21,92089
Mode 12 142,52593	0,04408	22,68371

MODAL LOAD PARTICIPATION RATIOS

(STATIC AND DYNAMIC RATIOS ARE IN PERCENT)

TYPE	NAME	STATIC	DYNAMIC
Load	G	0,0725	0,0000
Load	Q	0,1448	0,0000
Accel	UX	99,9915	96,7630
Accel	UY	99,9915	97,4425
Accel	UZ	0,0000	0,0000
Accel	RX	99,9999	99,9734
Accel	RY	99,9999	99,9595
Accel	RZ	116,2571	97,3083

STORY DRIFTS

STORY	DIRECTION	LOAD	MAX DRIFT
STORY10	X	EX	1/2810
STORY9	X	EX	1/2435
STORY8	X	EX	1/2130
STORY7	X	EX	1/1915
STORY6	X	EX	1/1786
STORY5	X	EX	1/1723
STORY4	X	EX	1/1739
STORY3	X	EX	1/1875
STORY2	X	EX	1/2234
STORY1	X	EX	1/4789
STORY10	Y	EY	1/4122
STORY9	Y	EY	1/3709
STORY8	Y	EY	1/3395
STORY7	Y	EY	1/3151
STORY6	Y	EY	1/2985
STORY5	Y	EY	1/2925
STORY4	Y	EY	1/2985
STORY3	Y	EY	1/3221
STORY2	Y	EY	1/3777
STORY1	Y	EY	1/7389

DISPLACEMENTS AT DIAPHRAGM CENTER OF MASS

STORY RZ	DIAPHRAGM	LOAD	UX	UY
STORY10 0,00036	D10	EX	0,0120	0,0028
STORY9 0,00033	D9	EX	0,0112	0,0026
STORY8 0,00030	D8	EX	0,0101	0,0023
STORY7 0,00027	D7	EX	0,0089	0,0020
STORY6 0,00023	D6	EX	0,0076	0,0017
STORY5 0,00019	D5	EX	0,0062	0,0014
STORY4 0,00015	D4	EX	0,0047	0,0010
STORY3 0,00010	D3	EX	0,0032	0,0007
STORY2 0,00006	D2	EX	0,0019	0,0004
STORY1 0,00002	D1	EX	0,0007	0,0002
STORY10 0,00008	D10	EY	0,0027	0,0086
STORY9 0,00007	D9	EY	0,0025	0,0079
STORY8 0,00007	D8	EY	0,0023	0,0071
STORY7 0,00006	D7	EY	0,0020	0,0062
STORY6 0,00005	D6	EY	0,0017	0,0052
STORY5 0,00004	D5	EY	0,0014	0,0042
STORY4 0,00003	D4	EY	0,0011	0,0032
STORY3 0,00002	D3	EY	0,0007	0,0022
STORY2 0,00001	D2	EY	0,0004	0,0013
STORY1 0,00001	D1	EY	0,0002	0,0005

Introduction :

Ces chapitres sont l'objectif principal de toute notre étude et dans lequel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque élément sous la sollicitation la plus défavorable issue du chapitre précédent.

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont, les poutres soumises à la flexion simple dans un plan, les poteaux soumis à la flexion composée dans les deux plans et les voiles soumis à la flexion composée dans un seul plan.

VIII-1) Les poutres :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Ils seront ferrillés en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables.

- ELU (1.35G +1.5Q)
ELS (Q+G)
- accidentelles (G+Q±E et 0.8G±E) et suivant les règles du RPA99.
Ensuite on effectuera les vérifications à l'ELU, à l'ELS et au RPA99.

I. Recommandations du RPA99 :**1. Armatures longitudinales :**

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

$$\rightarrow \text{Poutre principales : } A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2.$$

$$\rightarrow \text{Poutre secondaires : } A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2.$$

b) Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

→ 4% en zone courante.

→ 6% en zone de recouvrement.

- Poutres principales : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2$ (en zone courante).
 $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).
- Poutres secondaires : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$. (en zone courante).
 $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$. (en zone de recouvrement).

c) La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone II a.

d) L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

2. Armatures transversales :

- Les quantités minimale des armatures transversales est de :

$$A_t \geq 0.003 \times S_t \times b$$

- L'espace maximum entre les armatures transversales est de :

$$\rightarrow S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_{\min} \right) \text{ en zone nodale.}$$

$$\rightarrow S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Avec : Φ_{\min} : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

- Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

II. Etapes de calcul de ferrailage :

a. Armatures longitudinale :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

A_{st} : section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

A_c : section supérieure la plus comprimée.

Un moment de flexion M_u supporté par la section.

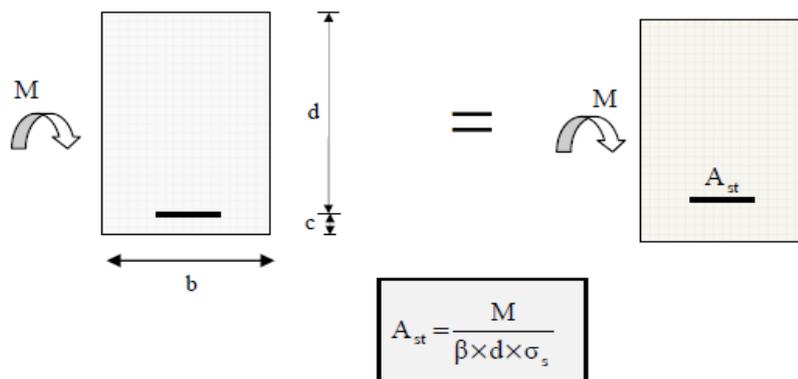
-Calcul du moment réduit « μ » :

-Définition du moment réduit limite « μ_l » :

Le moment réduit limite μ_l est égale à 0.392 pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

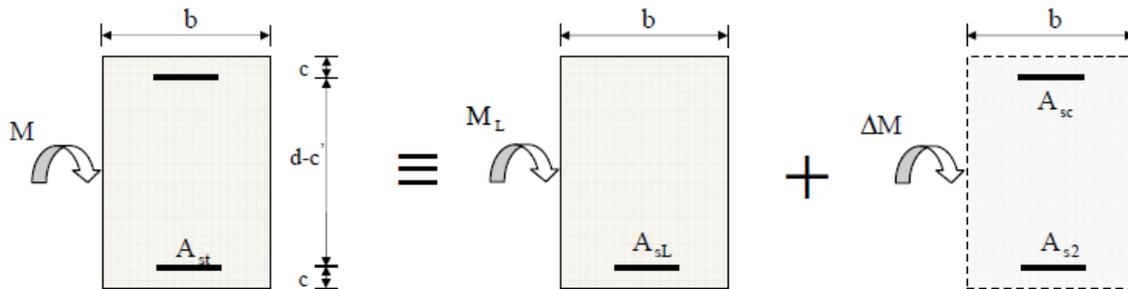
-On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_l » :

- ✓ **1ercas** : ($\mu \leq \mu_l$) Section simplement armée (SSA)
Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc}=0$)



✓ 2^{ème} cas : ($\mu \geq \mu_1$) Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections



$$A_{st} = A_{st1} + A_{st2} = \frac{M_l}{\beta_1 d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

III -FERRAILLAGE :

Après avoir extrait les moments, nous allons passer au ferrailage.

**En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

M_{ELU} : Moment max à l'ELU.

M_{Acc} : Moment max dû aux combinaisons accidentelles.

a) Poutres principales (30 x 45) cm²

Ferrailage en travée :

Niv	Combinaison	Mmax (KN.m)	μ	Obs	β	As cal (cm ²)	Ferrailage	section adopté
9	ELU	37.92	0.050	SSA	0.974	2.66	3HA14 (fil)	4.62
8	ELU	34.03	0.045	SSA	0.977	2.38	3HA14 (fil)	4.62
7	ELU	34.64	0.046	SSA	0.976	2.43	3HA14 (fil)	4.62
6	ELU	34.54	0.046	SSA	0.976	2.42	3HA14 (fil)	4.62
5	ELU	34.80	0.046	SSA	0.976	2.44	3HA14 (fil)	4.62
4	ELU	34.95	0.047	SSA	0.976	2.45	3HA14 (fil)	4.62
3	ELU	34.89	0.046	SSA	0.976	2.45	3HA14 (fil)	4.62
2	ELU	35.07	0.047	SSA	0.976	2.46	3HA14 (fil)	4.62
1	ELU	35.18	0.047	SSA	0.976	2.47	3HA14 (fil)	4.62
RDC	ELU	34.77	0.046	SSA	0.976	2.44	3HA14 (fil)	4.62

Ferrailage en appuis :

Niv	Combinaison	Mmax (KN.m)	μ	Obs	β	As cal (cm ²)	Ferrailage	section adopté
9	0.8G±E	58.14	0.077	SSA	0.960	4.15	3HA14 (fil) +2HA12(chap)	6.88
	G+Q±E							
8	0.8G±E	58.26	0.078	SSA	0.960	4.16	3HA14 (fil) +2HA12(chap)	6.88
	G+Q±E							
7	0.8G±E	58.27	0.078	SSA	0.960	4.16	3HA14 (fil) +2HA12(chap)	6.88
	G+Q±E							
6	0.8G±E	58.71	0.078	SSA	0.959	4.19	3HA14 (fil) +2HA12(chap)	6.88
	G+Q±E							
5	0.8G±E	59.73	0.078	SSA	0.959	4.19	3HA14 (fil) +2HA12(chap)	6.88
	G+Q±E							
4	0.8G±E	63.84	0.085	SSA	0.956	4.57	3HA14 (fil) +2HA12(chap)	6.88
	G+Q±E							
3	0.8G±E	66.44	0.088	SSA	0.954	4.77	3HA14 (fil) +2HA12(chap)	6.88
	G+Q±E							
2	0.8G±E	69.21	0.092	SSA	0.952	4.98	3HA14 (fil) +2HA12(chap)	6.88
	G+Q±E							
1	0.8G±E	71.88	0.096	SSA	0.950	5.18	3HA14 (fil) +2HA12(chap)	6.88
	G+Q±E							
RDC	0.8G±E	71.12	0.095	SSA	0.950	5.12	3HA14 (fil) +2HA12(chap)	6.88
	G+Q±E							

b) - Poutres secondaires : (30 x 40) cm²

Ferrailage en travée :

Niv	Combinaison	M _{max} (KN.m)	μ	Obs	β	As cal (cm ²)	section choisi	section adopté
9	ELU	27.67	0.047	SSA	0.976	2.20	3HA12(fil)	3.39
8	ELU	25.52	0.044	SSA	0.978	2.03	3HA12 (fil)	3.39
7	ELU	23.20	0.040	SSA	0.980	1.84	3HA12 (fil)	3.39
6	ELU	21.58	0.037	SSA	0.981	1.71	3HA12 (fil)	3.39
5	ELU	19.48	0.033	SSA	0.995	1.54	3HA12 (fil)	3.39
4	ELU	17.67	0.030	SSA	0.985	1.39	3HA12 (fil)	3.39
3	ELU	15.17	0.026	ssa	0.987	1.19	3HA12 (fil)	3.39
2	ELU	11.64	0.020	SSA	0.990	0.91	3HA12 (fil)	3.39
1	ELU	8.90	0.015	SSA	0.992	0.70	3HA12 (fil)	3.39
RDC	ELU	7.61	0.013	SSA	0.993	0.60	3HA12 (fil)	3.39

Ferrailage en appuis :

Niv	Combinaison	Mmax (KN.m)	μ	Obs	β	As cal (cm ²)	Ferrailage	section adopté
9	0.8G±E G+Q±E	41.91	0.072	SSA	0.963	3.38	3HA12(fil) +2HA12(chap)	5.65
8	0.8G±E G+Q±E	41.82	0.072	SSA	0.963	3.38	3HA12 (fil) +2HA12(chap)	5.65
7	0.8G±E G+Q±E	44.69	0.077	SSA	0.960	3.62	3HA12 (fil) +2HA12(chap)	5.65
6	0.8G±E G+Q±E	46.76	0.080	SSA	0.958	3.79	3HA12 (fil) +2HA12(chap)	5.65
5	0.8G±E G+Q±E	48.36	0.083	SSA	0.957	3.93	3HA12 (fil) +2HA12(chap)	5.65
4	0.8G±E G+Q±E	50.17	0.086	SSA	0.955	4.08	3HA12 (fil) +2HA12(chap)	5.65
+3	0.8G±E G+Q±E	49.20	0.084	SSA	0.956	4.00	3HA12 (fil) +2HA12(chap)	5.65
2	0.8G±E G+Q±E	46.04	0.079	SSA	0.959	3.73	3HA12 (fil) +2HA12(chap)	5.65
1	0.8G±E G+Q±E	41.55	0.071	SSA	0.963	3.35	3HA12 (fil) +2HA12(chap)	5.65
RDC	0.8G±E G+Q±E	31.19	0.053	SSA	0.973	2.49	3HA12 (fil) +2HA12(chap)	5.65

IV. Vérification à l'ELS :

- **Etat d'ouverture des fissures :** La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.
- **Etat limite de compression de béton :** Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissible.

➤ Poutre principale

En travée et en appuis:

Niveaux	Section (cm ²)	Appuis Travée	M _{ser} (KN.m)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
9	30x45	Appuis	42.20	164.15	348	5.42	15	Vérifiée
	30x45	Travée	27.69	157.46	348	4.11	15	Vérifiée
8	30x45	Appuis	57.81	224.88	348	7.42	15	Vérifiée
	30x45	Travée	24.74	140.69	348	3.67	15	Vérifiée
7	30x45	Appuis	58.06	225.85	348	7.45	15	Vérifiée
	30x45	Travée	25.19	143.25	348	3.74	15	Vérifiée
6	30x45	Appuis	58.29	226.74	348	7.48	15	Vérifiée
	30x45	Travée	25.11	142.79	348	3.72	15	Vérifiée
5	30x45	Appuis	57.65	224.25	348	7.40	15	Vérifiée
	30x45	Travée	25.29	143.81	348	3.75	15	Vérifiée
4	30x45	Appuis	57.96	225.46	348	7.44	15	Vérifiée
	30x45	Travée	25.40	144.44	348	3.77	15	Vérifiée
3	30x45	Appuis	58.24	226.55	348	7.47	15	Vérifiée
	30x45	Travée	25.36	144.21	348	3.76	15	Vérifiée
2	30x45	Appuis	60.63	235.85	348	7.78	15	Vérifiée
	30x45	Travée	25.49	144.95	348	3.78	15	Vérifiée
1	30x45	Appuis	67.47	262.45	348	8.66	15	Vérifiée
	30x45	Travée	27.57	156.78	348	4.09	15	Vérifiée
RDC	30x45	Appuis	67.89	264.09	348	8.71	15	Vérifiée
	30x45	Travée	25.27	143.70	348	43.75	15	Vérifiée

➤ **Poutres secondaires :****En travée et en appuis :**

Niveaux	Section (cm ²)	Appuis Travée	M _{ser} (KN.m)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
9	30x40	Appuis	31.37	168.09	348	5.32	15	Vérifiée
	30x40	Travée	29.65	258.85	348	6.07	15	Vérifiée
8	30x40	Appuis	26.26	140.71	348	4.45	15	Vérifiée
	30x40	Travée	16.37	142.91	348	3.35	15	Vérifiée
7	30x40	Appuis	25.90	138.78	348	4.39	15	Vérifiée
	30x40	Travée	16.86	147.19	348	3.45	15	Vérifiée
6	30x40	Appuis	24.36	130.53	348	4.13	15	Vérifiée
	30x40	Travée	15.67	136.80	348	3.21	15	Vérifiée
5	30x40	Appuis	21.71	116.33	348	3.68	15	Vérifiée
	30x40	Travée	14.15	123.53	348	2.90	15	Vérifiée
4	30x40	Appuis	20.00	107.17	348	3.39	15	Vérifiée
	30x40	Travée	12.84	112.09	348	2.63	15	Vérifiée
3	30x40	Appuis	17.75	95.11	348	3.01	15	Vérifiée
	30x40	Travée	11.01	96.12	348	2.26	15	Vérifiée
2	30x40	Appuis	14.47	77.54	348	2.45	15	Vérifiée
	30x40	Travée	8.48	74.03	348	1.74	15	Vérifiée
1	30x40	Appuis	11.95	64.03	348	2.03	15	Vérifiée
	30x40	Travée	6.46	56.40	348	1.32	15	Vérifiée
RDC	30x40	Appuis	9.57	51.28	348	1.62	15	Vérifiée
	30x40	Travée	5.51	48.10	348	1.13	15	Vérifiée

- **Vérification du BAEL 91 :**

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{sadopt} \geq A_{min} .$$

Poutres principales :

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 42 \times \frac{2,1}{400} = 1.52cm^2 .$$

$$\left. \begin{array}{l} A_s = 4.62cm^2 \geq A_{min} \Rightarrow \text{condition vérifiée .} \\ A_s = 6.88cm^2 \geq A_{min} \Rightarrow \text{condition vérifiée .} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{(En travée)} \\ \text{(Sur appuis)} \end{array}$$

Poutres secondaires :

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1.34cm^2 .$$

$$\left. \begin{array}{l} A_s = 3.39cm^2 \geq A_{min} \Rightarrow \text{condition vérifiée .} \\ A_s = 5.65cm^2 \geq A_{min} \Rightarrow \text{condition vérifiée .} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{(En travée)} \\ \text{(Sur appuis)} \end{array}$$

- **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

Avec :
$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0,9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres des barres

Sens principal :

$$\sum U_i = 3\pi\Phi = 3 \times 3,14 \times 1,4 = 13.188cm$$

$$\tau_{se}^{max} = \frac{87.5 \times 10^3}{0,9 \times 420 \times 131.88} = 1.755MPa .$$

$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3.15MPa > 1.755MPa \Rightarrow$ Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

Sens secondaire :

$$\sum U_i = 3\pi\Phi = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 11.304 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{43.4 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 113.04} = 1.33 \text{ MPa.}$$

$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} > 1.33 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée, donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible donc $\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$.

Sens principal:

$$V_u = T_{\max} = 87.50 \text{ KN.}$$

$$D'où : \quad \tau_u = \frac{87.5 \times 10^3}{300 \times 420} = 0.69 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Sens secondaire :

$$V_u = T_{\max} = 43.4 \text{ KN.}$$

Alors :

$$\tau_u = \frac{43.4 \times 10^3}{300 \times 370} = 0.39 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant aux appuis :**

- **Influence sur le béton :**

$$\text{Il faut vérifier que : } V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times d \times b \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Sens principale :

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times 0.30 \times 0.42 \times 16.67 \times 10^3 = 756.15 \text{ KN.}$$

$$V_u = 87.5 \leq 756.15 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Sens secondaire :

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times 0,30 \times 0,37 \times 16,67 \times 10^3 = 666 \text{ KN.}$$

$$V_u = 43,4 \leq 666 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Influence sur les armatures :**

$$A_{adopt} \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right).$$

Avec : M_u : est pris avec son signe.

Si : $\left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) < 0$ la vérification n'est pas nécessaire.

Sens principal :

$$\frac{1,15}{400} \left(87,5 + \frac{-90,5}{0,9 \times 0,42} \right) = -0,44 \text{ cm}^2 \quad \text{la vérification n'est pas nécessaire.}$$

Sens secondaire :

$$\frac{1,15}{400} \left(43,4 + \frac{-42,95}{0,9 \times 0,37} \right) = -0,25 \text{ cm}^2 \quad \text{la vérification n'est pas nécessaire.}$$

➤ **Calcul de la longueur de scellement droit des barres :**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835$$

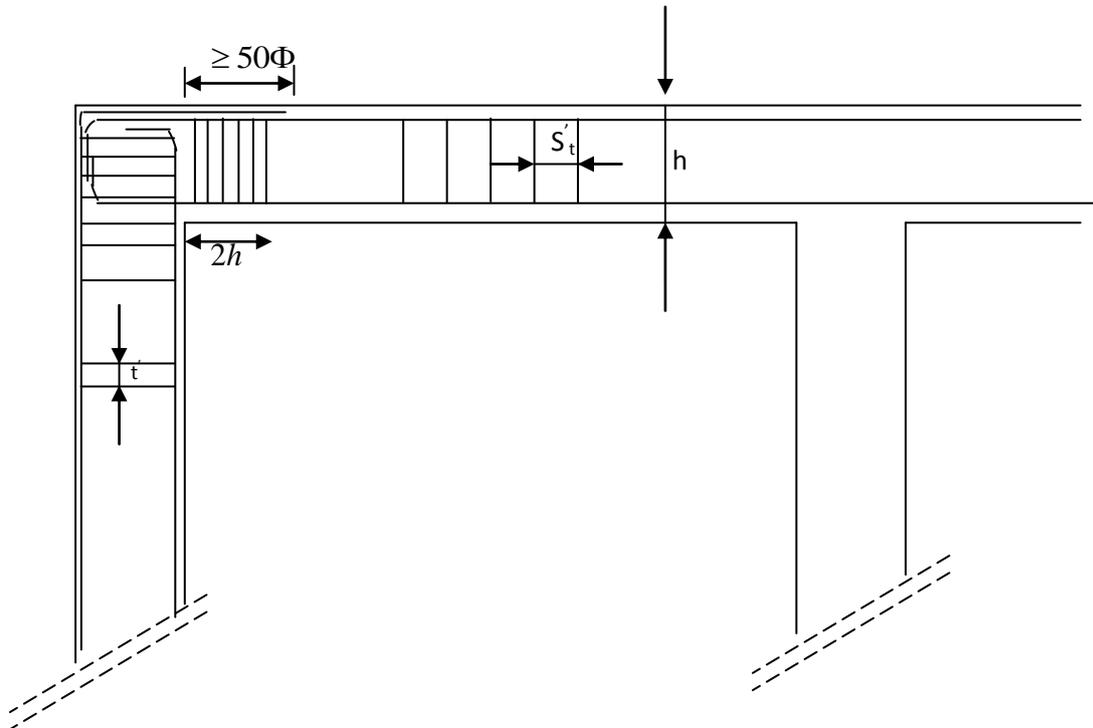
Pour les $\Phi 14$: $l_s = 49,38 \text{ cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « **0.4** l_s » pour barre à haute adhérence.

Pour les $\Phi 14$: $l_s = 19,75 \text{ cm}$

Vérification de RPA99 révisé 2003 :

Dispositions constructives :



a. Espacement d'armatures :

Sens principal :

Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30\text{cm}\right)$

$$S_t \leq \min\left(\frac{45}{4}, 12 \times 1.4, 30\right) = 11.25\text{cm}.$$

Soit à prendre : **St = 10 cm**

Zone courante : $S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5\text{cm}.$

Soit à prendre : **St = 20 cm**

Sens secondaire :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30\text{cm}\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}, 12 \times 1.2, 30\text{cm}\right) = 10\text{cm}.$$

Soit à prendre : **$S_t = 10 \text{ cm}$** .

$$\text{Zone courante : } S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{cm}.$$

Soit à prendre : **$S_t = 20 \text{ cm}$**

b. Diamètre des armatures transversal :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_L, \frac{b}{10}\right)$$

Sens principal :

$$\Phi_t \leq \min(1.28, 1.4, 3.0)$$

Sens secondaire :

$$\Phi_t \leq \min(1.14, 1.2, 3.5)$$

On prend pour les deux cas un diamètre de **8mm**

Soit en cadre et une épingle : **4HA8** → $A^{adop}_t = 2.01\text{cm}^2$.

c. Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0,003S_t b$$

Sens principal :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 30 = 0.90\text{cm}^2.$$

$$A_t^{adop} \geq A_t^{\min} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Sens secondaire :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 30 = 0.90\text{cm}^2.$$

$$A_t^{adop} \geq A_t^{\min} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Disposition constructive :

Conformément au CBA 93 annexe E₃, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

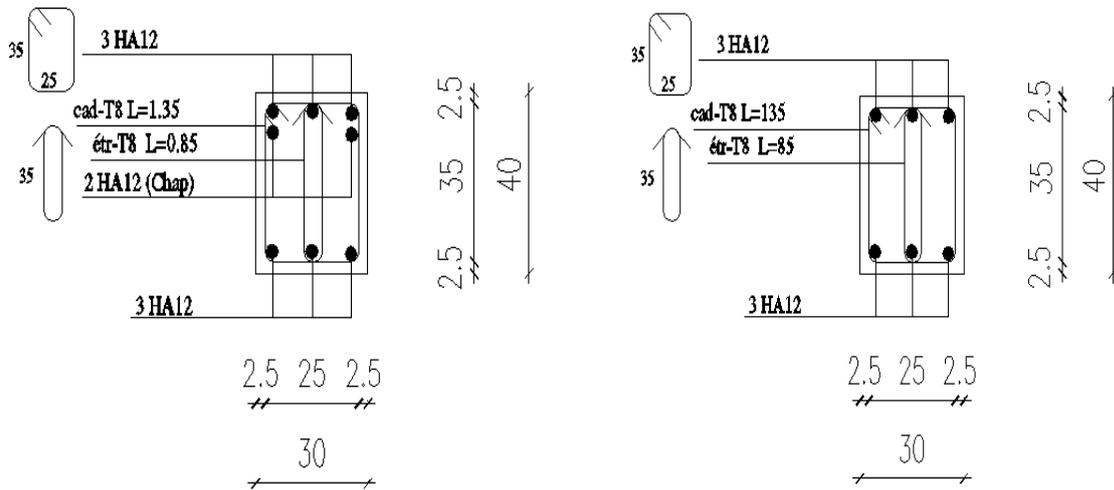
La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale à :

- ✓ $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- ✓ $\frac{1}{4}$ 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.

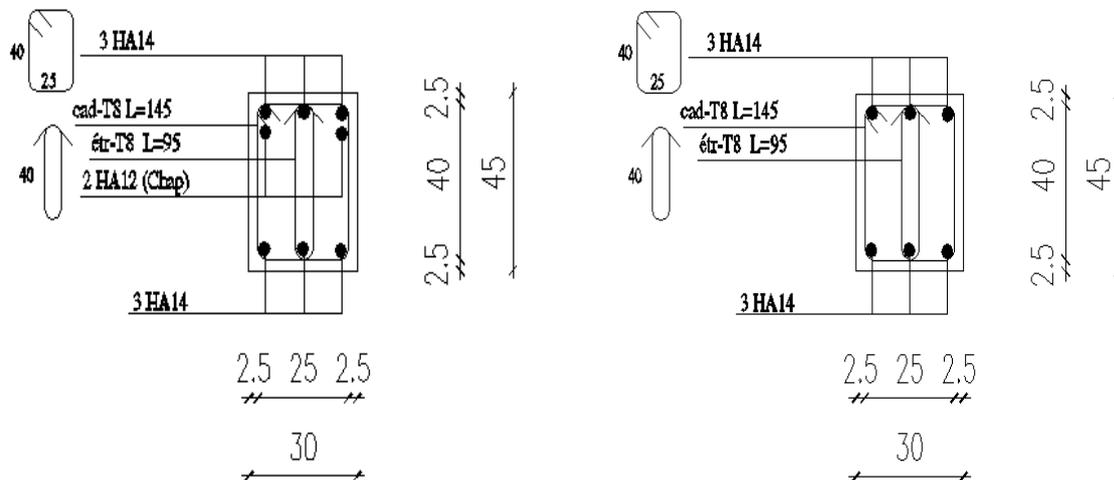
Tableaux récapitulatif:

Section des poutres	Armatures choisies en appui	Armatures choisies en travée	A _s adopté (cm ²)
Poutres principales (45x30)	3HA14 (fil) + 2HA12 (chap)	3HA14 (fil)	11.50
Poutres secondaires (40x30)	3HA12 (fil) + 2HA12 (chap)	3HA12 (fil)	9.04

Poutres Secondaires Aux Appuis Poutres Secondaires En Travée



Poutres Principales Aux Appuis Poutres Principales En Travée



VIII-2) Les poteaux :

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU ; puis en effectue des vérifications à l'ELS.

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.

Sous les combinaisons : (1.35G+1.5Q), (G+Q±E) et (0.8G±E)).

I. Recommandation du RPA 2003

1) Armature longitudinales:

- Les armatures longitudinal+es doivent être a haute adhérence, droites et sans crochets,
- Le diamètre minimal est de **12 mm**,
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en (zone IIa),
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être
Ferrillés symétriquement.

- Pourcentage minimal

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0.8 %** de la section du béton :

$$\text{Poteaux (40} \times \text{40)} : A_{min} = 0.8 \% \times b \times h = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{cm}^2$$

$$\text{Poteaux (35} \times \text{35)} : A_{min} = 0.8 \% \times b \times h = 0.008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{cm}^2$$

$$\text{Poteaux (30} \times \text{30)} : A_{min} = 0.8 \% \times b \times h = 0.008 \times 30 \times 30 = 7.2 \text{cm}^2$$

- Le pourcentage maximal

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement:

➤ **Zone courante:**

$$\text{Poteaux (40} \times \text{40)} : A_{min} = 4 \% \times b \times h = 0.4 \times 40 \times 40 = 64 \text{cm}^2$$

$$\text{Poteaux (35} \times \text{35)} : A_{min} = 4 \% \times b \times h = 0.04 \times 35 \times 35 = 49 \text{cm}^2$$

$$\text{Poteaux (30} \times \text{30)} : A_{min} = 4 \% \times b \times h = 0.04 \times 30 \times 30 = 36 \text{cm}^2$$

➤ **Zone de recouvrement:**

$$\text{Poteaux (40} \times \text{40)} : A_{min} = 6 \% \times b \times h = 0.6 \times 40 \times 40 = 96 \text{cm}^2$$

$$\text{Poteaux (35} \times \text{35)} : A_{min} = 6 \% \times b \times h = 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{cm}^2$$

$$\text{Poteaux (30} \times \text{30)} : A_{min} = 6 \% \times b \times h = 0.06 \times 30 \times 30 = 54 \text{cm}^2$$

2) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

- Le diamètre Φ_t des armatures transversales doit être égal au moins à ;

$$\Phi_t = \frac{1}{3} \Phi_L^{\max} .$$

Avec : Φ_L : le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

L'espacement des armatures transversales doit être au plus égal à

$$S_t \leq \min \{15\Phi_L^{\min}, 40cm, (a + 10)cm\} \text{ (BAEL 91 Art 8.1.3)}$$

Avec : a : est la petite dimension transversale des poteaux.

D'après le RPA 99révisée 2003 :

$$S_t \leq \min \{10\Phi_L^{\min}, 15cm\} \text{ En zone nodale.}$$

$$S_t \leq \Phi_L^{\min} \text{ En zone de recouvrement.}$$

3)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

→Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

(RPA99 révisée 2003)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e}$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : Hauteur totale de la section.

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.

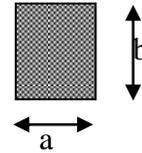
A_t : Armatures transversales.

S_t : espacement des armatures transversales.

λ_g élancement géométrique.

✓ **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 :**

(RPA99 révisé 2003/Art7.4.22)

$\frac{A_t}{bS_t}$ 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

II) Exposé de la méthode de calcul :

Pour la Détermination des armatures longitudinales 2cas peuvent représenter :

a) **Calcul des armatures à l'ELU :**

La section est partiellement comprimée si « **N** » et « **M** » vérifié la relation :

$$(d - c') N_u - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{C'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow \text{DAVIDOVICI P87.}$$

➤ **Section partiellement comprimée (SPC) :**

a) *Calcul de centre de pression* : $e = \frac{M_u}{N_u}$

La section est partiellement comprimée Si Le centre « C » se trouve a l'extérieur du segment délimité par les armatures.

(L'effort normal est un effort de traction ou de compression) :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C \right)$$

Si le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur du segment limite par les armatures, l'effort Normale est un effort de compression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - C .$$

Dans ce cas il faut vérifier en plus l'inégalité suivante

$$N_u (d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} .$$

Avec :

M_f : Moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

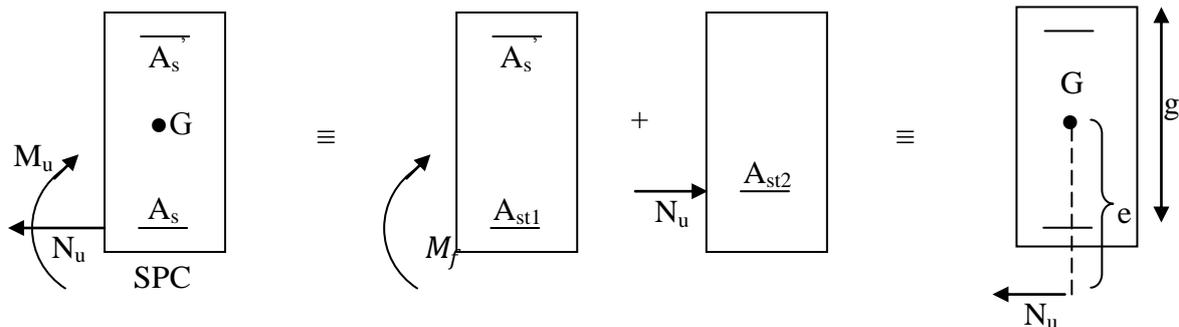
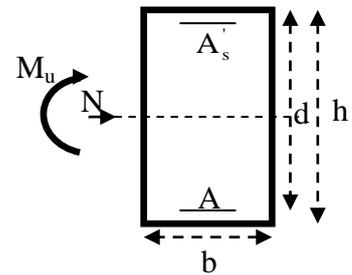
$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e \right) = M_U + N_U \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

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

$\gamma_b = 1,5$ et $\theta = 1$ Pour fissuration durable

$\gamma_b = 1,15$ et $\theta = 0,85$ Pour fissuration accidentelle

N_u : Effort de compression.



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} .$$

1^{er} cas :

$\mu \leq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la Section est simplement armée (SSA).

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réelle est :

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

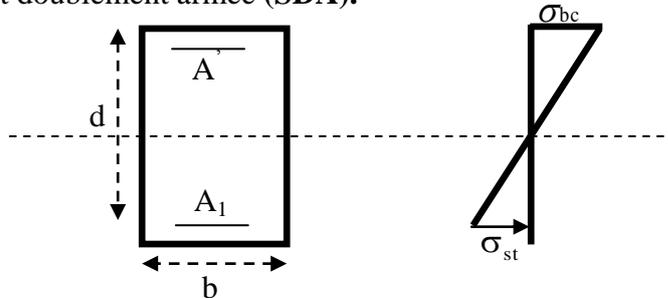
2^{ème} cas :

$\mu \geq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la Section est doublement armée (SDA).

On calcul :

$$M_r = \mu_\ell b d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$



Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est $A'_s = A'$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$.

➤ **Section entièrement comprimée (SEC) :**

La section est entièrement comprimée si :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right).$$

$$N_u (d - c') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}.$$

Deux cas peuvent se présenter :

1^{er} cas :

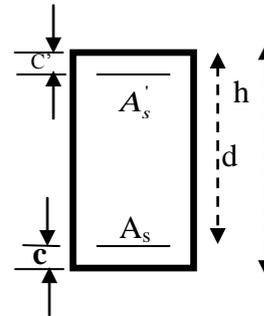
Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c à d :

$$N(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A_s' > 0.$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_s' = \frac{M_f (d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}.$$

$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A_s'.$$

**2^{ème} cas :**

Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieures comprimées c à d

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 < N_u (d - c') < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A_s' = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_s' = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,351 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}.$$

III) Vérifications à l'ELS :

Dans le cas des poteaux **b**, il y a lieu de vérifier :

➤ **E tat limite d'ouverture des fissures :**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

Etat limite de compression du béton :

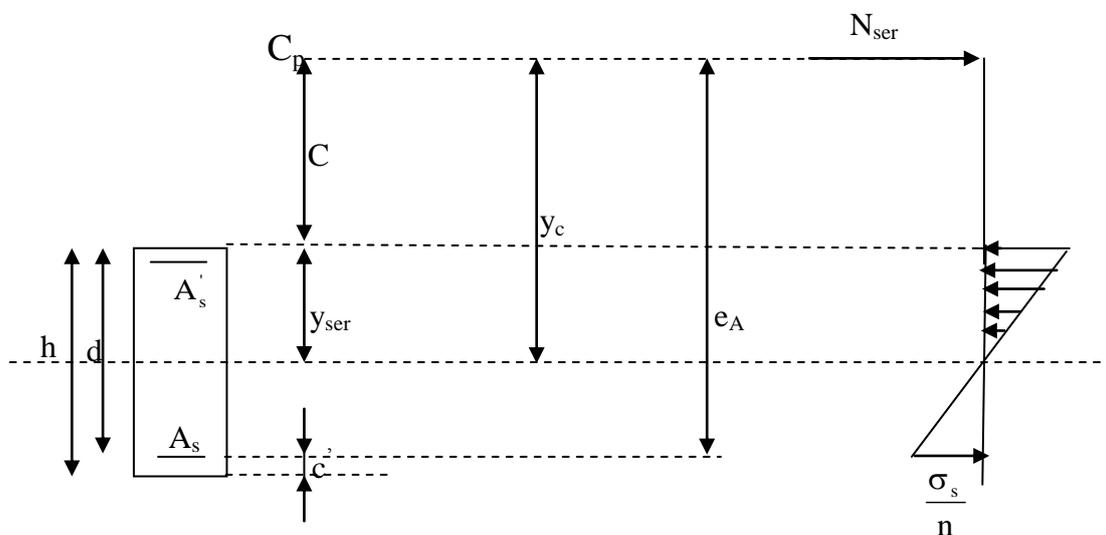
$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow \text{section entièrement comprimée.}$$

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

❖ **Section partiellement comprimée :**



Position de centre de pression

Y_c : est la distance de l'axe neutre au centre de pression « C_p » comptée positivement avec effort normal N_{ser} de compression.

C : distance de centre de pression (c) à la fibre la plus comprimée

$$C = d - e_a$$

Avec : e_a à le signe de N_{ser}

Si $N_{ser} < 0 \Rightarrow$ quelque soit la position du centre de pression à l'intérieur ou à l'extérieur de la section.

Si $N_{ser} > 0 \Rightarrow \begin{cases} c < 0 \text{ si } e_A > d \text{ (} C_p \text{ à l'extérieur de la section voir fig ci dessus).} \\ c > 0 \text{ si } e_A < d \text{ (} C_p \text{ à l'intérieur de la section voir fig ci dessus).} \end{cases}$

On pose: $Y_{ser} = Y_c + C_p$, $0 \leq y_{ser} \leq d$

$$e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right).$$

En écrivant le bilan des efforts appliqués à la section on montre que « y_c » est solution de :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

Avec :

$$p = -3C^2 - \frac{90A'_s(C_p - C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - C_p)$$

$$q = -2C^3 - \frac{90A'_s(C_p - C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - C_p)^2$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

On calcul : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$.

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ on calcul alors : $\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|p|}}$. puis $a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$

Après on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

1) $y_c = a \cos \varphi \left(\frac{\varphi}{3} \right)$.

2) $y_c = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right)$.

3) $y_c = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right)$

Si $\Delta > 0 \Rightarrow$ alors il faut calculer

$$t = 0,5(\sqrt{\Delta} - a)$$

$$z = t^{\frac{1}{3}} \Rightarrow Y_c = z - \frac{p}{3 \times z}$$

➤ **Calcul des contraintes :**

Hypothèse caractéristique à l'ELS :

H₁ : les sections droites restent planes après déformation, pas de glissement relatif entre l'acier et le béton

H₂ : le béton tendu est négligé.

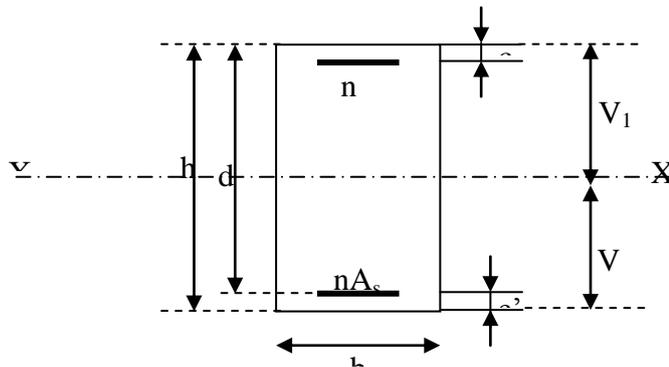
H₃ : les matériaux restent dans leur domaine élastique.

$$\varepsilon_{bc} = E_b \varepsilon_s \quad , \quad \varepsilon_{st} = E_s \varepsilon_s$$

D'après le BAEL, en particulier dans les règles CCBA88, elles permettent d'appliquer au béton armé des formules de la résistance des matériaux établis pour des corps homogénéisés.

➤ **Le moment d'inertie de la section est donné par rapport à l'axe neutre :**

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + 15 \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right]$$



Section homogénéisée de

La section rendue homogène c.à.d. la section obtenue en négligeant le béton tendu et en amplifiant quinze fois la section des armatures.

Nous avons alors : $K = \frac{N_{ser} y_c}{I} = \text{tg} \alpha$ (représente la pente K des diagrammes des contraintes).

Les contraintes valent $\sigma_{bc} = K y_{ser}$, $\sigma_s = nK(d - y_{ser})$ avec $n=15$.

Il faut vérifier : $\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$

La section est effectivement partiellement comprimée si $\sigma_b \geq 0$ si non on recommence le calcul avec la section entièrement comprimée.

❖ **Section entièrement comprimée :**

La section total homogène est : $S = bh + n (A_s + A'_s)$.

Le moment d'inerties de la section totale homogène :

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15[A_s(V_2 - C')^2 - A'_s(V_1 - C')^2]$$

On doit vérifier alors :

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_1 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

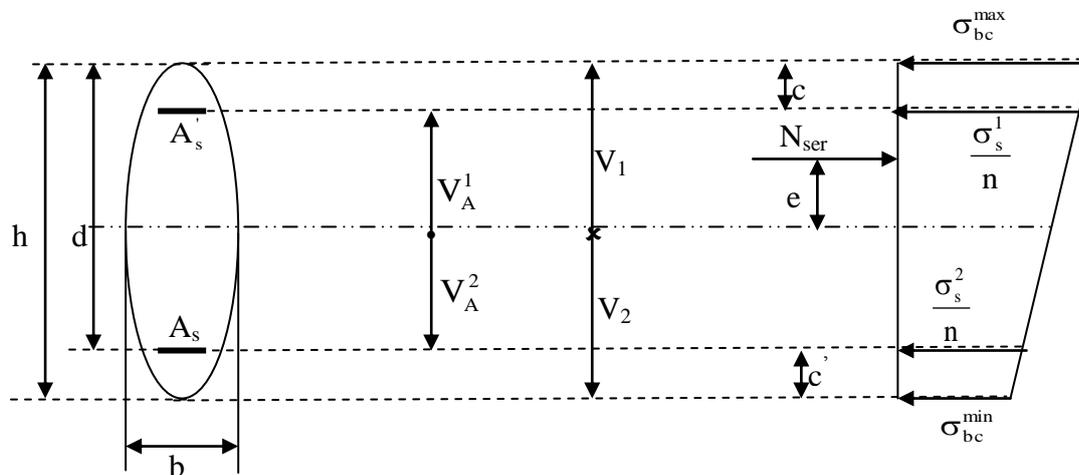
$$\sigma_{b2} = \left(\frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_2 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

Puisque : $\sigma_{b1} \geq \sigma_{b2}$ donc il suffit de vérifier $\sigma_{b1} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

N_s : effort de compression a' L'ELS.

M_s : Moment fléchissant a' L' ELS

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).



Remarque :

Les résultats numériques de calcul sont regroupés dans les tableaux suivants

Ferraillage des poteaux sens longitudinal:

NIV	N(K)	M(KN.m)	bxh(cm ²)	Obs	AS'(cm ²)	AS(cm ²)	Aadopté(c)	Choix des armatur
RDC 1 2	N _{max} = -1115.20	M _{cor} = 11.35	40x40	SEC	0	0	6.03	3HA16
	N _{min} = -391.4	M _{cor} =0.94		SEC	0	0		
	N _{cor} = -95.55	M _{max} = 41.25		SPC	1.9	0		
3 ... 5	N _{max} = -677	M _{cor} = 27.82	35x35	SEC	0	0	4.632	3HA14
	N _{min} = -28.9	M _{cor} = 1.35		SEC	0	0		
	N _{cor} = -444.1	M _{max} = 32.97		SEC	0	0		
6 ... 9	N _{max} = -337.6	M _{cor} =21.68	30x30	SEC	0	0	3.39	3HA12
	N _{min} = -27	M _{cor} =0.25		SEC	0	0		
	N _{cor} = -105.5	M _{max} =24.55		SPC	1.21	0		

Ferraillage des poteaux sens transversal :

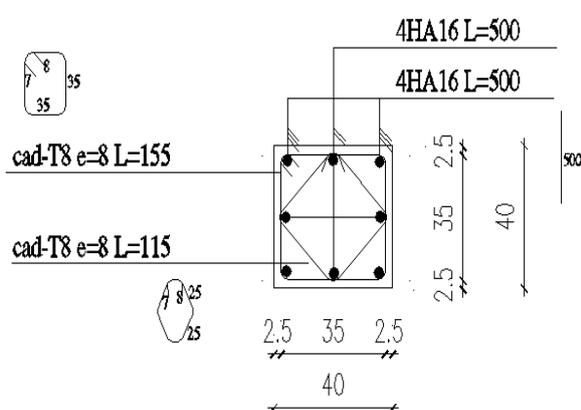
NIV	N (KN)	M (KN.m)	bxh(cm ²)	Obs	AS'(cm ²)	AS(cm ²)	Aadopté(cm ²)	Choix des armatures
RDC 1 2	N _{max} = -1115.20	M _{cor} = 2.16	40x40	SEC	0	0	6.03	3HA16
	N _{min} = -391.4	M _{cor} = 1.8		SEC	0	0		
	N _{cor} = -497.30	M _{max} 84.78		SPC	0.81	0		
3 ... 5	N _{max} = -677	M _{cor} = 1.6	35x35	SEC	0	0	4.632	3HA14
	N _{min} = -28.9	M _{cor} = 0		SEC	0	0		
	N _{cor} = -314.9	M _{max} 67.7		SPC	2.68	0		
6 ... 9	N _{max} = -337.6	M _{cor} = 1.5	30x30	SEC	0	0	3.39	3HA12
	N _{min} = -27	M _{cor} 5.67		SPC	0.19	0		
	N _{cor} = -170.5	M _{max} 3.796		SEC	0	0		

Tableau récapitulatif:

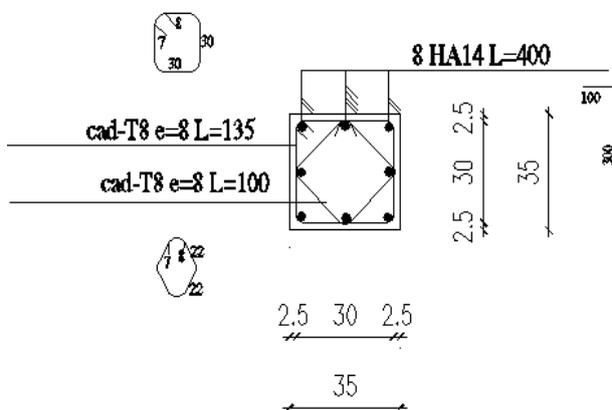
Section des poteaux	Section choisi	A _s adopté
40x40	8HA16	16.08
35x35	8HA14	12.31
30x30	8HA12	9.05

schémas:

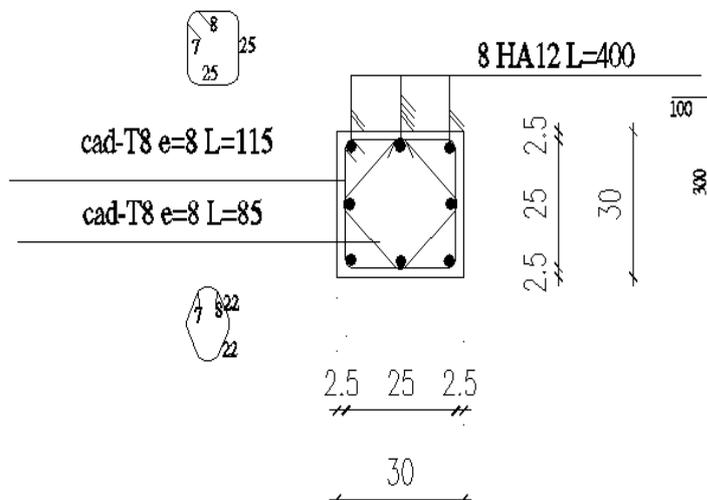
Poteaux RDC, 1er et 2ème étage



Poteaux 3ème, 4ème et 5ème étage



Poteaux 6ème, 7ème, 8ème et 9ème étage



- **Vérification de la section minimale :**

La section totale adoptée dans les deux sens est :

$$\text{ZONE I : } A_{\text{adopté}} = A_x + A_y = 8\text{HA}16 = 16.09 \text{ cm}^2$$

$$\text{ZONE II : } A_{\text{adopté}} = A_x + A_y = 8\text{HA}14 = 12.31 \text{ cm}^2$$

$$\text{ZONE III : } A_{\text{adopté}} = A_x + A_y = 8\text{HA}12 = 9.05 \text{ cm}^2$$

La section minimale :

$$\text{ZONE I : } A_{\text{min}} = 12.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{ZONE II : } A_{\text{min}} = 9.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{ZONE III : } A_{\text{min}} = 7.2 \text{ cm}^2$$

Vérification :

$$\text{ZONE I : } A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$$

$$\text{ZONE II : } A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$$

$$\text{ZONE III : } A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$$

}**Condition vérifiée**

IV. Vérification à l'ELS :

➤ **Etat limite de compression du béton :**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles,

Contrainte admissible de l'acier :

$$\bar{\sigma}_{st} : 348 \text{ Mpa (Contrainte admissible de l'acier)}$$

$$\bar{\sigma}_b : 15 \text{ Mpa (contrainte admissible du béton)}$$

Le calcul des contraintes sur le béton et de l'acier se fera dans les deux directions 3 – 3 et 2 – 2.

Les contraintes obtenues sont :

$$\sigma_{bs} : \text{Contrainte max dans la fibre supérieure du béton}$$

$$\sigma_{ss} : \text{Contrainte max dans les aciers supérieures}$$

$$\sigma_{bi} : \text{Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.}$$

$$\sigma_{si} : \text{Contrainte max dans les aciers inférieurs}$$

Remarque :

Le calcul des contraintes est résumé dans les tableaux suivants

Niv	N _s (KN .m)	M _s (KN .m)	Sect (cm ²)	Obs	$\sigma_{b\ sup}$ (MPa)	$\sigma_{b\ inf}$ (MPa)	σ_b (MPa)	$\sigma_{s\ sup}$ (MPa)	$\sigma_{s\ inf}$ (MPa)	σ_s (MPa)	observation
ZI	N _{max} =812.8	M _{cor} = 1.56	40	SEC	4.5	4.3	15	67.6	64.8	400	vérifiée
	N _{min} = 289.5	M _{cor} =0.32	X	SPC	1.6	1.5		23.8	23.3		vérifiée
	N _{cor} = 442.7	M _{max} =15.92	40	SEC	3.5	1.3		50.4	21.5		vérifiée
ZII	N _{max} = 493.6	M _{cor} =1.12	35	SEC	3.6	3.4	15	54.0	51.0	400	vérifiée
	N _{min} =139.3	M _{cor} =0.21	X	SEC	1.0	1.0		15.1	14.5		vérifiée
	N _{cor} =252.5	M _{max} =12.66	35	SEC	3.1	0.4		43.7	10.1		vérifiée
ZIII	N _{max} =246.5	M _{cor} =0.05	30	SEC	2.4	2.4	15	35.8	35.6	400	vérifiée
	N _{min} = 12.1	M _{cor} =1.14	X	SEC	0.3	0.0		4.3	-1.3		vérifiée
	N _{cor} = 13.19	M _{max} =10.58	30	SPC	2.8	0.0		28.1	-83.0		vérifiée

Conclusion :

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

V- Recommandations et exigences du RPA99 :➤ **Le pourcentage maximal :**

Il doit être : $\left\{ \begin{array}{l} > 4\% \text{ En zone courante (ZC).} \\ > 6\% \text{ En zone de recouvrement (ZR).} \end{array} \right.$

Niveaux	Section (b × h) (cm ²)	Section Adopté (cm)	A _{max} (Z _C)	A _{max} (Z _R)	Observation
RDC, 1 à 2	40x40	16.09	64	96	<i>vérifiée</i>
3 à 5	35x35	12.32	49	73.5	<i>vérifiée</i>
6 à 9	30x30	9.05	36	54	<i>vérifiée</i>

➤ **Diamètre des aciers :**

D'après le (BAEL 91) le diamètre des armatures transversales est au moins égale à la valeur normalisée la plus proche du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_L^{\max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm.}$$

- Ils seront à haute adhérence, diamètre $\Phi_t = 8 \text{ mm.}$

$$\text{Soit } 4 \text{ HA } 8 = A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

➤ **Recommandations du l'RPA 99 révisé 2003 /Art7.4.22 :**

a) **En zone nodale :**

$$S_t \leq (10\Phi_L^{\min}, 15cm) = \min(10 \times 1,2, 15cm) = 12cm.$$

b) **En zone courante :**

$$S_t \leq \min(15\Phi_L^{\min}) = 18cm.$$

L'écartement (S_t) des armatures transversales sera égal à :

→ *En zone nodale* $S_t = 10cm.$

→ *En zone courante* $S_t = 15cm.$

Commentaire :

La zone nodale, très sensible aux séismes ou annexe des armatures en U superposées (Avec alternances d'orientation) afin de la consolider et ainsi, la rendre moins vulnérable (Voir schéma de ferrailage ultérieur).

La disposition des cadres dans la zone nodale est :

➤ **Poteaux de RDC :**

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60\right) = \max\left(\frac{408-40}{6}, 40, 40, 60\right) = 61$$

Soit $h' = 60$ cm

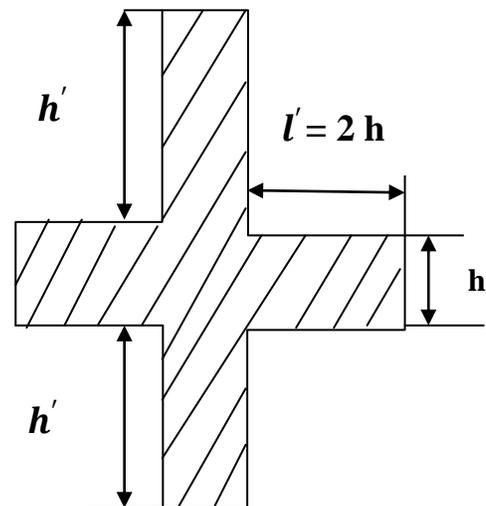
Soit 6 cadres espacés de 10 cm.

➤ **Poteaux d'étage courant :**

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60\right) = \max\left(\frac{300-40}{6}, 40, 40, 60\right) = 60$$

Soit $h' = 60$ cm

Soit 6 cadres espacés de 10 cm.



-Vérification de flambement :

Si l'élanement $\lambda \leq 50$, on ne tient pas en compte dans nos calculs du risque de flambement, et dans le cas contraire il y a lieu de le tenir en compte dans les calculs des poteaux en flexion composée.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} \quad , i = \sqrt{\frac{I}{B}}, L_f = 0.7 h_e$$

Avec :

L_f : longueur de flambement.

i : rayon de giration.

I : moment d'inertie du poteau.

B : l'aire de section transversale.

L_0 : Hauteur du poteau.

Niveau	Section (cm ²)	Hauteur(m)	L_f	λ	$\lambda \leq 50$
RDC	40x40	4.08	2.86	24.76	CV
1 et 2	40x40	3.06	2.142	18.55	CV
3 à 5	35x35	3.06	2.142	21.20	CV
5 à 9	30x30	3.06	2.142	24.73	CV

➤ **Vérification de la quantité d'armatures transversales :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} \quad , i = \sqrt{\frac{I}{B}}, L_f = 0.7 h_e$$

RDC : $L_f = 0,7 \times (4.08-0.4) = 2.576$ m

ETAGES COURANTE : $L_f = 0,7 \times (3.06-0.4) = 1.862$ m

➤ Pour le cas le plus défavorable :

$$\text{RDC} : L_f = 0.7 \times (4.08 - 0.4) = 2.576 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.576}{0.40} = 6.44$$

En zone nodale :

$$A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 40 \times 10 = 1.2 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 40 \times 15 = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1.8 \text{ cm}^2 \end{cases} < A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ Vérification de l'effort tranchant (RPA99/Art7.4.32) :

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

On a : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

$$\text{Avec : } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0,075 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0,04 \end{cases}$$

$$\tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.87 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{bu} = 0.04 \times 25 = 1.00 \text{ mpa}$$

sections cm^2	L_f	λ_g	ρ_B	f_{c28}	$\tau_{bu}(\text{Mpa})$
RDC	2.76	6.44	0.075	25	1.87
1et2	1.820	4.55	0.040	25	1.00
3.....5	1.820	5.20	0.075	25	1.87
6.....9	1.820	6.06	0.075	25	1.87

- **Poteaux (40x40) :**

$$\text{Sens X : } \tau_b = \frac{13.90 \times 10^3}{400 \times 370} = 0.0939 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.87 \text{ Mpa}$$

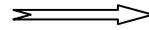


c v

$$\text{Sens-Y : } \tau_b = \frac{14.70 \times 10^3}{400 \times 370} = 0.0993 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.87 \text{ Mpa}$$

- **Poteaux (35x35) :**

$$\text{Sens X : } \tau_b = \frac{11.8 \times 10^3}{350 \times 320} = 0.105 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.87 \text{ Mpa}$$

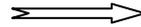


c v

$$\text{Sens-Y : } \tau_b = \frac{22.3 \times 10^3}{350 \times 320} = 0.199 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.87 \text{ Mpa}$$

- **Poteaux (30x30) :**

$$\text{Sens X : } \tau_b = \frac{6.3 \times 10^3}{300 \times 270} = 0.077 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.87 \text{ Mpa}$$



c v

$$\text{Sens-Y : } \tau_b = \frac{16.20 \times 10^3}{300 \times 270} = 0.20 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.87 \text{ Mpa}$$

➤ **Longueur de recouvrement : (BAEL91/Art6.122)**

$$L_R = 40 \Phi \quad (\text{FeE400, } \Psi_s \geq 1,5)$$

$$\rightarrow L_R = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm.}$$

VIII-3) Les voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux sur charges 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

Nous allons ferrailer nos voiles par zone. Car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau.

Zone 1 : RDC, 1^{ème} et 2^{ème} étage

Zone 2 : 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étage

Zone 3 : 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} étage

Tous les voiles seront donc calculés en flexion composée en situation accidentelle, et en compression centrée en situation durable ou transitoire sous les combinaisons :

$$1.35G+1.5Q ; G+Q+E \text{ et } 0.8G\pm E$$

De plus, une vérification sous l'effort tranchant sera effectuée.

I. Ferrailage des voiles:

La méthode utilisée est la méthode de la RDM qui se fait pour une bande de largeur(d).

a. Exposé de la méthode:

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations (N, M) les plus défavorables telque :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M v}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M v'}{I}$$

Avec :

B: Section du béton B=eL

I : Moment d'inertie du trumeau

v, v' : Bras de levier tq : v =v' =L/2

L : longueur du voile

Dans ce cas, le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats ETABS.

- **Découpage du diagramme des contraintes en bandes de longueur (d):**

Le découpage du diagramme des contraintes en bande de longueur (d) est donné par la formule suivante, qui reste applicable pour les sections entièrement et partiellement comprimées.

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) (\text{art.7.7.4. RPA2003})$$

Avec :

h_e : Hauteur entre nus des planchers du voile considéré

L_c : Longueur de la zone comprimée

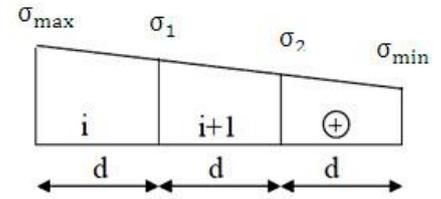
$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} L$$

- Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} .d .e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} .d .e$$

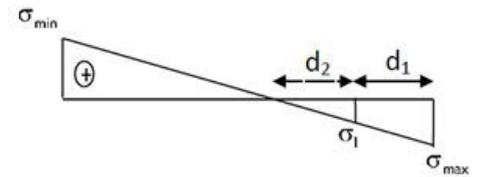
Avec : e: épaisseur du voile.



- Section partiellement comprimée :

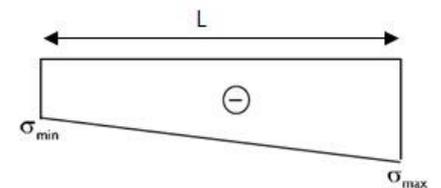
$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} .d_1 .e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} .d_2 .e$$



- Section entièrement tendue :

$$N = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} .L .e$$



b. Armatures verticales :

- Section entièrement comprimée pour une bande i:

$$A_{vi} = \frac{N_i B_i f_{c28}}{\sigma_s}$$

B : section du voile

Situation accidentelle: $\sigma_s = 400\text{MPa}$, $\sigma_{bc} = 18.48\text{MPa}$

Situation courante: $\sigma_s = 348\text{MPa}$, $\sigma_{bc} = 14.20\text{MPa}$

- Section partiellement comprimée ou entièrement tendue pour une bande i:

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Situation accidentelle: $\sigma_s = 400\text{MPa}$

Situation courante: $\sigma_s = 348\text{MPa}$

c. Armatures minimales :

- Section entièrement comprimée :

$$A_{min} \geq 4\text{cm}^2/\text{ml} (\text{Art A.8.1,21/BAEL91 modifiées 99}).$$

$$0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\%$$

- Section partiellement comprimée:

$$A_{min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \text{ Condition non fragilité (Art. A.4.2, 1/BAEL91 modifiées 99).}$$

$$A_{min} \geq 0.002B \text{ Section min (Art 7.7.4.1RPA99 version 2003)}$$

B : section du tronçon considéré

- **Section entièrement tendue:**

$$A_{\min} \geq \frac{Bf_{t28}}{f_e} \text{ Condition de non fragilité (Art. A.4.2, 1/BAEL91 modifié 99).}$$

$$A_{\min} \geq 0.002B \text{ Section min (Art 7.7.4.1RPA99 version2003)}$$

d. Armatures horizontales:

- **Exigence du RPA:**(Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003).

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10 ϕ**
- La section des armatures horizontales doit être : $A_H > 0.15\% .B$
- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser **1/10** de l'épaisseur du voile.

- **Exigence du BAEL** (Art A.8.2,4/BAEL 91 modifiées99)

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

- **Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux :** (Art 7.7.4.3)

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit:

Globalement dans la section du voile A_v et $A_h \geq 0,15\%B$

Zone courante : A_v et $A_h \geq 0,10\%B$

e. 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 révisé2003):

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre (04) épingles au mètre carré.

f. Espacement (Art 7.7.4.3/RPA99version 2003)

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes:

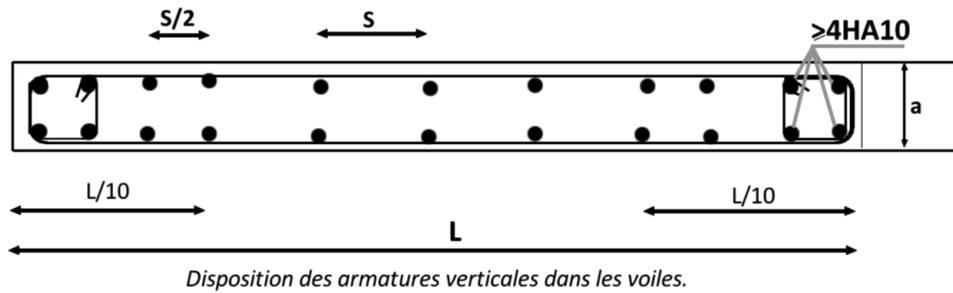
$$S_t \leq \min (1.5e ,30\text{cm})$$

$$S_t \leq \min (37.5\text{cm} ,30\text{cm}) \quad S_t \leq 30\text{cm}$$

Avec

e= épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres verticales doit être réduit de moitié sur **(1/10)** de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à **15cm**



g. Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à:

40 ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20 ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

h. Armatures de coutures (Art 7.7.4.3/RPA99version 2003)

Sur 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:

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_c} \quad \text{avec } T = 1.4 V_u$$

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.

II. Vérification:

a. Vérification à L'ELS:

Pour cet état, on considère:

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

• **Vérification de la contrainte de cisaillement:**

- D'après le RPA99 (Art 7.7.2/version 2003):

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{v}{b_0 d} \quad \text{avec } v = 1.4 v_u, \text{ calculé}$$

et :

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9h$)

h : Hauteur totale de la section brute

- D'après le BAEL (Art 5.1, 1/BAEL91 modifiées 99) :

Il faut vérifier que:

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

τ_u : Contrainte de cisaillement (Art 5.1, 2.11/BAEL91 modifiées 99)

Avec : $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$ et $\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right)$ pour une fissuration préjudiciable.

b. Exemple de calcul: (zone I voile V_{x1})

Soit à calculer le ferrailage du voile V_{L5} de longueur $L=2.75$ m (RDC) et d'épaisseur $e=20$ cm

- **Calcul de la longueur comprimée :**

Pour ce calcul il faut qu'on détermine la contrainte max et min (courbe enveloppe) dans le voile V_{L5} qui sont comme suites :

$$\sigma_{\max} = +2175.7 \text{ KN/m}^2 \text{ (traction)}$$

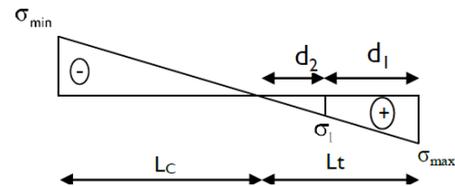
$$\sigma_{\min} = -6861.4 \text{ KN/m}^2 \text{ (compression)}$$

La section est partiellement comprimée:

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L$$

$$L_c = 0.66 \text{ m}$$

D'où la longueur tendue $L_t = 2.09 \text{ m}$



- **Détermination de la longueur de la bande « d »**

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) \quad d \leq \min \left(\frac{2.86}{2}, \frac{2}{3} \times 0.66 \right) = 0.44 \text{ m}$$

- **Ferrailage de voile :**

Pour le calcul du ferrailage on s'intéressera aux parties tendues du voile, en déterminant à chaque fois la longueur L_t .

Pour ce qui est des parties comprimées, nous avons une contrainte maximale de compression.

$\sigma = -6861.4 \text{ KN/m}^2$, le béton du voile parvient à lui seul de reprendre cet effort de compression.

- **Calcul de la section d'acier**

Bande 1 : on a $d_1 = 1.65 \text{ m}$ et $e = 20 \text{ cm}$

$$\sigma_{\max} = +2175.7 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = 1708.94 \text{ KN/m}^2$$

L'effort normal dans la bande 1 est égale à : $N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e = 637.08 \text{ KN}$

La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale à:

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{637.08 \times 10}{348} = 18.31 \text{ cm}^2$$

L'effort normal dans la bande 2 est égale à : $N_2 = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \cdot d_2 \cdot e = 76.55 \text{ KN}$

La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale:

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{76.55 \times 10}{348} = 2.199 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimal par bande tendue:**

Le pourcentage minimal exigé par le **RPA** pour chaque bande tendue est de 0,5 %B.

$$A_{\min} = 0.005 \times d \times e = 0.005 \times 1.65 \times 100 \times 20 = 16.40 \text{ cm}^2$$

- **Armature totale:**

$$\text{On adopte } 2 \times 9\text{HA}12 = 20.36 \text{ cm}^2$$

- **Vérifications:**

- **Armatures horizontales:**

$$A_h \geq \max \left(\frac{A_v}{4}; 0.15\%B \right)$$

$$A_h \geq \max \left(\frac{20.36}{4}; 0.0015 \times 200 \times 20 \right)$$

$$A_h \geq 5.09 \text{ cm}^2$$

$$A_h = 5.75 \text{ cm}^2/\text{nappe}$$

$$\text{On adopte: } 2 \times 5\text{HA}10 (e=20\text{cm}) = 7.90 \text{ cm}^2$$

- **Armature transversales:**

Les deux nappes d'armatures sont reliées par (04) épingles en HA8 pour un mètre carré de surface verticale.

- **Vérification des contraintes:**

L'effort tranchant V_u est obtenu en multipliant la contrainte de cisaillement **S12** par la surface de cisaillement: $V_u = \mathbf{S12.d.e}$

- **BAEL91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{986.32 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2000} = 2.067 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.067 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \ll \text{coura (ou } 3.26 \text{ MPa} \ll \text{accid)} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **RPA 2003 :**

$$\tau_b = \frac{V}{b_o d} = \frac{1.4 \times 986.32 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2000} = 2.89 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 2.89 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification à l'ELS:**

$$\sigma_b = \frac{N}{B+15A} = \frac{1589.4 \times 10^3}{200 \times 2000 + 15 \times 20.36 \times 10^2} = 2.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2.08 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

c. Ferrailage :

		VL5	VL8	VL9	VL14
L=2.75m		Zone	I	II	III
Caractéristiques géométriques	L[m]	2.75	2.75	2.75	
	e [m]	0.2	0.2	0.2	
	B [m²]	0.55	0.55	0.55	
Sollicitation de calcul	max [KN/m²]	2175.7	370.1	940.9	
	min [KN/m²]	-6861.4	-3204.6	-2442.9	
	Vu(kn)	986.32	1126.2	1010	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	Lc [m]	0.66206803	0.2847162	0.76466546	
	Lt [m]	2.08793197	2.4652838	1.98533454	
	d[m]	1.64	2.27	1	
	1	1708.93882	340.783077	473.925166	
	2	0	0	0	
	N(KN)	N1	637.080767	161.370459	141.482517
		N2	76.5488332	6.65494143	46.6974834
Av'(cm²)	A'1	18.3069186	4.63708214	4.06558956	
	A'2	2.19967911	0.19123395	1.34188171	
Ferrailage	Amin(cm²)	16.4	22.7	10	
	A adoptée(cm²)	20.36	24.88	11.31	
	Choix des barres /nappe	2*9HA12	2*11HA12	2*5HA12	
	St(cm)	18	18	18	
	AH/ml(cm²)	5.09	6.22	2.8275	
	Choix par nappe	2*5HA10	2*5HA10	2*5HA10	
	At(cm²)	4 épingles HA8			
Vérification des contraintes	Contrainte	ζ_u[Mpa]	2.06775681	2.36100629	2.11740042
		ζ_b [Mpa]	2.89485954	3.30540881	2.96436059
	ELS	NS [KN]	1589.4	1168.4	690.5
		σ_b [Mpa]	2.08286102	1.55047606	0.91629897

		VL1	VL4	VL15	
L=2.00m		Zone	I	II	III
Caractéristiques géométriques	L[m]	2	2	2	
	e [m]	0.2	0.2	0.2	
	B [m2]	0.4	0.4	0.4	
Sollicitation de calcul	max [KN/m²]	2298.4	676	213.66	
	min [KN/m²]	-7482.3	-5064.7	-432.35	
	Vu(kn)	277	36.3	33.5	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	Lc [m]	0.46998681	0.23551135	0.66147583	
	Lt [m]	1.53001319	1.76448865	1.33852417	
	d=Lt-d1[m]	1.22	1.6	0.9	
	1	1832.69531	612.982123	143.661208	
	2	0	0	0	
	N(KN)	N1	503.993628	206.23714	32.1589088
		N2	56.8159719	10.0828603	6.29989124
Av'(cm2)	A'1	14.4825755	5.92635459	0.92410657	
	A'2	1.63264287	0.28973736	0.18103136	
Ferrailage	Amin(cm2)	12.2	16	9	
	A adoptée(cm2)	18.46	18.1	9.05	
	Choix des barres /nappe	2*7HA14	2*8HA12	2*4HA12	
	St(cm)	20	20	20	
	AH/ml(cm2)	4.525	4.525	2.2625	
	Choix par nappe	2*5HA10	2*5HA10	2*5HA10	
	At(cm2)	4 épingles HA8			
	Contrainte	ζu[Mpa]	0.58071279	0.07610063	0.07023061
	ζb [Mpa]	0.8129979	0.10654088	0.09832285	
ELS	NS [KN]	1321.8	1028	624	
	σb [Mpa]	1.73217925	1.36416415	0.82805295	

VL3	VL7	VL12	VL13
-----	-----	------	------

L=1.75m		Zone	I	II	III	
Caractéristiques géométriques	L[m]		1.75	1.75	1.75	
	e [m]		0.2	0.2	0.2	
	B [m ²]		0.35	0.35	0.35	
Sollicitation de calcul	max [KN/m ²]		3003	1246.1	3129.2	
	min [KN/m ²]		-8256.7	-4200.3	-4921.4	
	Vu(kn)		380.5	102.3	399	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	Lc [m]		0.46673091	0.40038833	0.68021017	
	Lt [m]		1.28326909	1.34961167	1.06978983	
	d[m]		0.97	1.08	0.62	
	1		2269.91363	997.166837	1813.53753	
	2		0	0	0	
	N(KN)	N1		511.472622	242.272818	306.449727
		N2		71.1093782	26.8847816	81.5710734
Ferrailage	Av'(cm ²)	A'1	14.6974891	6.9618626	8.80602663	
		A'2	2.04337294	0.7725512	2.34399636	
	Amin(cm ²)		9.7	10.8	6.2	
	A adoptée(cm ²)		15.38	11.3	6.78	
	Choix des barres /nappe		2*5HA14	2*5HA12	2*3HA12	
	St(cm)		20	20	20	
	AH/ml(cm ²)		3.845	2.825	1.695	
	Choix par nappe		2*5HA10	2*5HA10	2*5HA10	
	At(cm ²)		4 épingles HA8			
Vérification des contraintes	Contrainte	ζu[Mpa]	0.79769392	0.21446541	0.83647799	
		ζb [Mpa]	1.11677149	0.30025157	1.17106918	
	ELS	NS [KN]	1054.2	776.3	461.6	
		σb [Mpa]	1.38149747	1.03015626	0.61254686	

		VL10	VL11			
L=1.00m		Zone	I	II	III	
Caractéristiques géométriques	L[m]		1	1	1	
	e [m]		0.2	0.2	0.2	
	B [m ²]		0.2	0.2	0.2	
Sollicitation de calcul	max [KN/m ²]		367	216.6	1377.8	
	min [KN/m ²]		-4534.1	-3029.6	-2235.9	
	Vu(kn)		11.5	84.6	35.1	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	Lc [m]		0.07488115	0.06672417	0.38127127	
	Lt [m]		0.92511885	0.93327583	0.61872873	
	d[m]		0.88	0.89	0.37	
	1		349.101091	206.556297	823.924893	
	2		0	0	0	
	N(KN)	N1		63.016896	37.6609105	81.463821
		N2		1.57510401	0.89388953	20.493379
Ferrailage	Av'(cm ²)	A'1	1.81083034	1.08221007	2.3409144	
		A'2	0.04526161	0.02568648	0.5888902	
	Amin(cm ²)		8.8	8.9	3.7	
	A adoptée(cm ²)		11.31	11.31	4.52	
	Choix des barres /nappe		2*5HA12	2*5HA12	2*2HA12	
	St(cm)		18	18	18	
	AH/ml(cm ²)		2.8275	2.8275	1.13	
	Choix par nappe		2*5HA10	2*5HA10	2*5HA10	
	At(cm ²)	4 épingles HA8				
Vérification des contraintes	Contrainte	ζu[Mpa]	0.02410901	0.17735849	0.07358491	
		ζb [Mpa]	0.03375262	0.24830189	0.10301887	
	ELS	NS [KN]	1589.4	386.8	236.1	
		σb [Mpa]	2.08286102	0.51328667	0.31330657	

VT10

5.00m		Zone	I	II	III
Caractéristiques géométriques	L[m]		5	5	5
	e [m]		0.2	0.2	0.2
	B [m ²]		1	1	1
Sollicitation de calcul	max [KN/m ²]		3280.8	3253.3	2535.5
	min [KN/m ²]		-6324.6	-6786.2	-6731
	Vu(kn)		1089.8	735	68.1
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc [m]		1.70778937	1.62025001	1.36810015
	Lt [m]		3.29221063	3.37974999	3.63189985
	d[m]		2.23	2.3	2.72
	1		2222.27094	2213.94779	1898.88496
	2		0	0	0
	N(KN)	N1		1227.18482	1257.46699
N2			236.051981	239.051009	173.159292
Av'(cm ²)	A'1		35.2639316	36.1341089	34.6595606
	A'2		6.78310291	6.86928188	4.97584171
Ferrailage	Amin(cm ²)		22.3	23	27.2
	A adoptée(cm ²)		39.82	39.82	39.82
	Choix des barres /nappe		2*13HA14	2*13HA14	2*13HA14
	St(cm)		18	18	18
	AH/ml(cm ²)		9.955	9.955	9.955
	Choix par nappe		2*6HA10	2*6HA10	2*6HA10
	At(cm ²)		4 épingles HA8		
	Vérification des contraintes	Contrainte	ζ _u [Mpa]	2.28469602	1.5408805
ζ _b [Mpa]			3.19857442	2.1572327	0.19987421
ELS		NS [KN]	1589.4	386.8	236.1
		σ _b [Mpa]	2.08286102	0.51328667	0.31330657

L=4.2m		VT7			
		Zone	I	II	III
Caractéristiques géométriques	L [m]	4.2	4.2	4.2	
	e [m]	0.2	0.2	0.2	
	B [m ²]	0.84	0.84	0.84	
Sollicitation de calcul	max [KN/m ²]	2783.9	1149.4	1221.2	
	min [KN/m ²]	-6530.4	-4051.5	-3176.5	
	Vu(kn)	398.2	493.5	124.6	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	Lc [m]	1.25531495	0.92820089	1.16630057	
	Lt [m]	2.94468505	3.27179911	3.03369943	
	d[m]	2.06	2.65	2.25	
	1	1947.52033	930.958747	905.725851	
	2	0	0	0	
	N(KN)	N1	974.672587	551.295068	478.558316
		N2	172.294213	57.8869322	70.9816836
Av'(cm ²)	A'1	28.007833	15.8418123	13.7516758	
	A'2	4.95098312	1.66341759	2.03970355	
Ferrailage	Amin(cm ²)	20.6	26.5	22.5	
	A adoptée(cm ²)	30.78	27.14	22.62	
	Choix des barres /nappe	2*10HA14	2*12HA12	2*10HA12	
	St(cm)	20	20	20	
	AH/ml(cm ²)	7.695	6.785	5.655	
	Choix par nappe	2*5HA10	2*5HA10	2*5HA10	
	At(cm ²)	4 épingles HA8			
	Vérification des contraintes	Contrainte	ζ _u [Mpa]	0.83480084	1.03459119
ζ _b [Mpa]			1.16872117	1.44842767	0.36570231
ELS		NS [KN]	1593	1262.7	448.3
		σ _b [Mpa]	2.08757871	1.67561291	0.59489765

VT3	VT4	VT5	VT6
-----	-----	-----	-----

L=1.50m		Zone	I	II	III
Caractéristiques géométriques	L[m]		1.5	1.5	1.5
	e [m]		0.2	0.2	0.2
	B [m²]		0.3	0.3	0.3
Sollicitation de calcul	max [KN/m²]		1650	727.8	1817.5
	min [KN/m²]		-6114	-4557.1	-3247.5
	Vu(kn)		138.2	24.1	48.5
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc [m]		0.31877898	0.20656966	0.53825271
	Lt [m]		1.18122102	1.29343034	0.96174729
	d[m]		0.96	1.17	0.6
	1		1340.98528	658.347013	1133.87375
	2		0	0	0
	N(KN)	N1	287.134587	162.1792	177.082425
		N2	29.6654132	8.12599951	41.0175751
Av'(cm²)	A'1	8.25099387	4.66032185	5.08857543	
	A'2	0.8524544	0.23350573	1.17866595	
Amin(cm²)		9.6	11.7	6	
A adoptée(cm²)		11.31	13.56	6.78	
Choix des barres /nappe		2*5HA12	2*6HA12	2*3HA12	
St(cm)		20	20	20	
AH/ml(cm²)		2.8275	3.39	1.695	
Choix par nappe		2*5HA10	2*5HA10	2*5HA10	
At(cm²)		4 épingles HA8			
Vérification des contraintes	Contrainte	ζ_u[Mpa]	0.28972746	0.05052411	0.10167715
		ζ_b [Mpa]	0.40561845	0.07073375	0.14234801
	ELS	NS [KN]	171.8	128.1	40.7
		σ_b [Mpa]	0.22513875	0.16998972	0.05400922

		VT1	VT2	VT11	VT12
L=2.00m					
	Zone	I	II	III	
Caractéristiques géométriques	L[m]	2	2	2	
	e [m]	0.2	0.2	0.2	
	B [m²]	0.4	0.4	0.4	
Sollicitation de calcul	max [KN/m²]	1361.5	1246.5	2906.7	
	min [KN/m²]	-6496.4	-5212.9	-3958.8	
	Vu(kn)	55.3	91	26.6	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	Lc [m]	0.34653024	0.38594916	0.84675552	
	Lt [m]	1.65346976	1.61405084	1.15324448	
	d[m]	1.43	1.35	0.58	
	1	1177.49054	1042.57868	1461.86349	
	2	0	0	0	
	N(KN)	N1	363.075648	309.025622	253.376682
N2		26.3133525	27.5293778	83.8005178	
Av'(cm²)	A'1	10.4332083	8.88004662	7.28093914	
	A'2	0.75613082	0.79107407	2.40806086	
Ferrailage	Amin(cm²)	14.3	13.5	5.8	
	A adoptée(cm²)	18.1	15.84	6.78	
	Choix des barres /nappe	2*8HA12	2*7HA12	2*3HA12	
	St(cm)	20	20	20	
	AH/ml(cm²)	4.525	3.96	2.2625	
	Choix par nappe	2*5HA10	2*5HA10	2*5HA10	
	At(cm²)	4 épingles HA8			
	Vérification des contraintes	Contrainte	ζu[Mpa]	0.11593291	0.19077568
ζb [Mpa]			0.16230608	0.26708595	0.07807128
ELS		NS [KN]	728.8	615.2	184.4
		σb [Mpa]	0.95507054	0.81637528	0.24470026

Introduction :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre les efforts de la superstructure au sol. De façon à assurer la stabilité de l'ouvrage (le terrain d'assise ne doit pas tasser, et la structure ne doit pas se déplacer).

Les fondations doivent être en équilibre sous :

➤ **Les sollicitations dues à la superstructure :**

La superstructure peut transmettre plusieurs types d'efforts à la fondation, tels que :

- **Un effort normal** : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;

- **Une force horizontale** : résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;

- **Un moment** : qui peut s'exercer dans de différents plans.

➤ **Les sollicitations dues au sol :**

Ces sollicitations sont fonction de la nature du sol et donc de sa capacité portante et donc de la contrainte admissible du sol et de la présence de la nappe phréatique. On distingue deux types de fondations selon leur modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

❖ **Fondations superficielles :**

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

❖ **Fondations profondes :**

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits.

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante

IX-1) Etude du sol :

L'étude géologique du site d'implantation de notre ouvrage a donné une contrainte admissible égale à 2 bars (sol meuble).

Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée d'eau

Remarque :

Les semelles reposent sur une couche de béton de propreté si le bon sol se trouve à une faible profondeur.

Dans le cas où le bon sol se situe à une profondeur plus importante (moins 2.5m) au devons extraire le mauvais sol (terrassement) et le remplacer par du gros béton (dosé à 150 Kg/m^3).

IX-2) Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La Nature de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain et sa résistance.
- Profondeur du bon sol.
- Le tassement du sol.
- Facilité d'exécution.
- Economie.

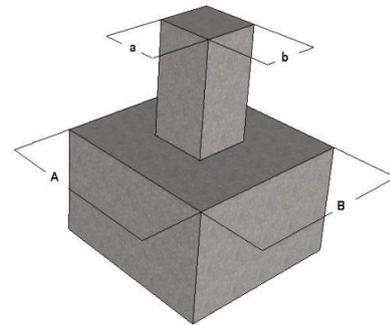
a) Semelles isolés sous poteaux

Pour le pré-dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{Smax} qui est obtenu à la base du poteau le plus sollicité.

Homothétie des dimensions : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{40}{40} = 1 \Rightarrow A = B$ poteau carré

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$D'où B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

**Exemple de calcul :**

$$N_{ser} = 812.04 \text{ kN}$$

$$\sigma_{sol} = 0.2 \text{ MPa}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{812.04}{200}} = 2.00 \text{ m} \Rightarrow A = B = 2.00 \text{ m}$$

Conclusion:

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors on opte pour des semelles filantes.

b) Semelles filantes :**1. Semelles filantes sous voiles :**

$$\frac{N_s}{s} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \times L} = \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G : Charge permanente revenant au voile considéré.

Q : Charge d'exploitation revenant au voile considéré.

σ_{sol} : contrainte admissible du sol. ($\sigma_{sol} = 0.20 \text{ MPa}$)

Les résultats du calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

➤ **Sens longitudinal :**

Voiles	G (KN)	Q (KN)	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m2)
VL1	645,6	143,6	789,2	1,95	2,0236	3,946
VL2	715,3	130,5	845,8	1,4	3,0207	4,229
VL3	632,3	143,5	775,8	1,6	2,4244	3,879
VL4	768,4	162,3	930,7	2	2,3268	4,6535
VL5	851,4	148,2	999,6	2,45	2,04	4,998
VL7	636,6	108,6	745,2	1,75	2,1291	3,726
VL8	993,3	206	1199,3	2,75	2,1805	5,9965
VL9	842,1	139,4	981,5	2,45	2,0031	4,9075
VL10	342	45,2	387,2	1	1,936	1,936
VL11	353,1	53,1	406,2	1	2,031	2,031
VL12	695,2	92,6	787,8	1,75	2,2509	3,939
VL13	740,7	135,1	875,8	2,5	1,7516	4,379
VL14	920,3	143,1	1063,4	2,5	2,1268	5,317
VL15	693,8	106,3	800,1	1,98	2,0205	4,0005
						57,938

Tableau IX.1 : Surface de la semelle filante sous voiles longitudinaux.

➤ **Sens transversal :**

Voiles	G (KN)	Q (KN)	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m2)
VT1	680,2	132,2	812,4	1,9	2,138	4,062
VT2	515,2	114,6	629,8	1,9	1,657	3,149
VT3	433,3	74,5	507,8	1,35	1,881	2,539
VT4	405,8	65,6	471,4	1,35	1,746	2,357
VT5	487,4	72	559,4	1,5	1,865	2,797
VT6	477,7	76,4	554,1	1,5	1,847	2,7705
VT7	1207,1	230,7	1437,8	4,2	1,712	7,189
VT10	1750,6	270,5	2021,1	5	2,021	10,1055
VT11	715,7	150,6	866,3	2	2,166	4,3315
VT12	690,1	145,2	835,3	2	2,088	4,1765
VT13	450,8	105,3	556,1	1,4	1,986	2,7805
VT14	340,9	111,6	452,5	1,4	1,616	2,2625
VT15	315,8	93,6	409,4	1,2	1,706	2,047
VT16	380,7	136,5	517,2	1,5	1,724	2,586
						53,153

Tableau IX.2 : Surface de la semelle filante sous voiles transversaux.

La surface totale des semelles filantes sous voiles est: $S_v=57.93+53.15=111.08 \text{ m}^2$

2. Semelles filantes sous poteaux :

✓ Hypothèse de calcul

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissant sur la semelle.

✓ Etape de calcul :

a) Déterminer la résultante des charges $R = \sum N_i$

b) Déterminer la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

c) Déterminer la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

✓ Application :

poteau	Ns	Ei	Ns*ei	Mi
1	483.4	6.4	3101.0	0.19
2	430.9	2.2	954.4	0.37
3	399.5	-1.7	-673.2	0.34
4	392.3	-6.4	-2516.6	0.09
	1706.1		865.7	0.99

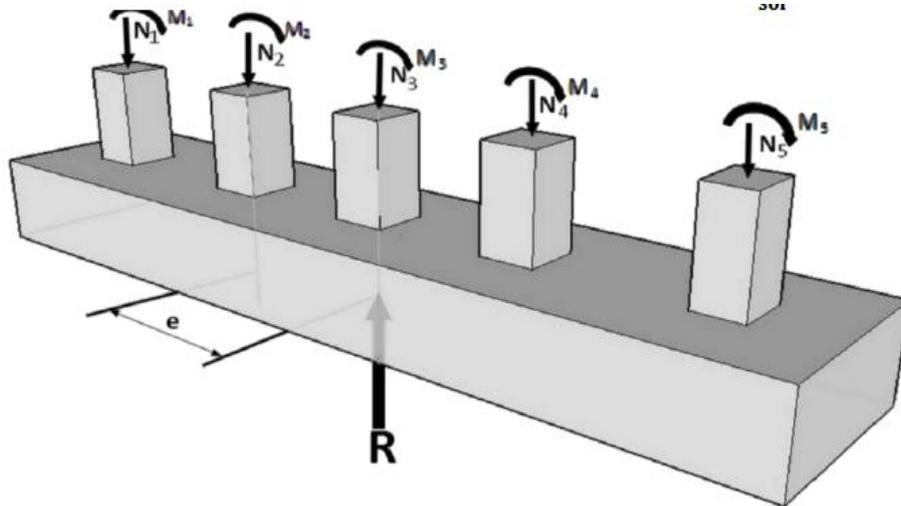
On a :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{865.7 + 0.99}{1706.1} = 0.507m$$

$$e = 0.507 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{15.42}{6} = 2.257m$$

Calcul de la Charge Q à (L/4):

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{1706.1}{15.42} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.507}{15.42}\right) = 121.55 \text{ kN/m}$$

✓ **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{121.55}{200} = 0.61 \text{ m} \text{ on prend } B = 0.70 \text{ m}$$

On aura donc , $S = 0.7 \times 12.53 = 8.77 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

$$S_p = 8.77 \times 5 = 43.85 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 43.85 + 111.08 = 154.93 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure :

$$S_{st} = \frac{15.42 + 11.98}{2} \times 12.83 = 175.77 \text{ m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{154.93}{175.77} = 0,88 \implies S_t > 50 \% S_{st}$$

La surface des semelles représente 88%

Conclusion :

Les semelles filantes présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

c) Radier :

Le radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature, qui est soumis à la réaction du sol diminué de son poids propre.

- Rigide dans son plan horizontal,
- Permet une meilleure répartition des charges sur le sol,
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels,
- Facilité de coffrage et le ferrailage ;
- Rapidité d'exécution.

✓ **Pré-dimensionnement du radier :**❖ **Epaisseur du tablier :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq L_{\max} / 20$$

Avec:

$$L_{\max} : \text{portée maximale} \implies L_{\max} = 5.42\text{m}$$

$$\underline{A.N.} : h_d \geq \frac{542}{20} = 271\text{cm} \rightarrow \text{soit : } h_d = \mathbf{30\text{cm.}}$$

❖ **Hauteur des nervures :**• **Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{\min} = 25\text{cm}$)

• **Selon la condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$L_{\max} = 5.42\text{m} \implies 542/8 = 67.75\text{cm} \leq h \leq 542/5 = 108.4\text{cm}$$

On prend : $h_n = 90\text{cm}$.

Soit : **$h = 90\text{cm}$** et **$b_n = 45\text{cm}$**

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 90\text{cm}$ Hauteur de la nervure.

$h_d = 30\text{cm}$ Hauteur de la dalle.

$b = 45\text{cm}$ Largeur de la nervure

✓ **Détermination des efforts :**

On prend la surface du radier égale à celle du bâtiment.

Remarque :

Le BAEL, nous impose un débord minimal qui sera calculé comme suite :

$$h_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{ cm}\right) = \max\left(\frac{90}{2}; 30\text{ cm}\right) = 45\text{ cm}$$

On opte pour un débord de $h_{deb} = 50\text{ cm}$

Donc : la surface totale du radier :

$$S_{rad} = S_{batiment} + S_{débord} = 175.77 + (0.5 \times (12.83 + 11.98 + 15.42 + 13.1)) = 202.43\text{m}^2$$

✓ **Combinaisons d'actions :**

$G = 36268.1\text{KN}$ (Les résultats du ETABS)

$Q = 5598.5\text{KN}$

$$\underline{\underline{L'ELU}} : N_u = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q = 1.35 \times 36268.1 + 1.5 \times 5598.5 = 57359.68\text{KN}$$

$$\underline{\underline{L'ELS}} : N_s = G + Q = 36268.1 + 5599.5 = 41866.6\text{KN}$$

✓ **Détermination de la surface nécessaire du radier :**

$$\underline{\underline{L'ELU}} : S_{nrad}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{57359.68}{1.33 \times 200} = 197.85\text{m}^2$$

$$\underline{\underline{L'ELS}} : S_{nrad}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{41866.6}{200} = 186.52\text{m}^2$$

D'où :

$$S_{nrad} = \max(S_{rad}^{ELU}; S_{rad}^{ELS}) = 197.85 m^2$$

$$S_{rad} = 202.43 > S_{nrad} = 197.85 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Charge permanente :**

Poids du bâtiment : 36268.1Kn

Poids du radier : $[(202.43 \times 25 \times 0.30) + [(0.9 - 0.30) \times 25 \times 59.51]] = 2559.65 \text{kn}$

Poids du remblai en TVO : $(0.9 - 0.3) (202.43 - 59.51) \times 17 = 1200.6 \text{kn}$

Poids de la dalle flottante : $[202.43 \times 0.12 \times 25] = 607.29 \text{kn}$

$$\mathbf{G_{rad} = 4367.54 \text{kn}}$$

$$\mathbf{G_{tot} = G_{bat} + G_{rad} = 36268.1 + 4367.54 = 40635.64 \text{kn}}$$

✓ **Combinaison d'actions :**

- **ELU:** $N_{u \text{ total}} = N_u + 1.35 G_{rad} = 57359.68 + 1.35 (40635.64) = 112217.79 \text{kn}$
- **ELS :** $N_{s \text{ total}} = N_s + G_{rad} = 41866.6 + 40635.64 = 82502.24 \text{kn}$

✓ **Vérifications :**

a. Vérification à la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\}$$

$$b = 1 \text{m}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 0,3 = 0,27 \text{m}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b \cdot L_{\max}}{S_{rad} \cdot 2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{112217.79 \times 1}{202.43} \times \frac{5.42}{2} = 653.3 \text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{653.3}{1 \times 0.27} = 2419.62 \text{kN/m}^2 = 2.419 \text{MPa}$$

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

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b. Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base de la structure ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base de la structure ;

H : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

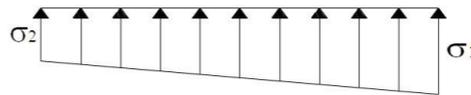


Figure. IX -1. Diagramme des contraintes sous le radier

On doit vérifier que :

$$\text{L'ELU} : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \sigma_{SOL}$$

$$\text{L'ELS} : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

$$\text{Avec} : \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot X_G$$

- **Calcul du centre de gravité du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 5.13m ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 5.93m$$

Avec: S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

- **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = 2713.83m^4$$

$$I_{yy} = 3920.11m^4$$

- **Calcul des moments :**

$$M_{xx} = 18702.39 + 3249.8 \times 0.9 = 21952.19 \text{ KN.m}$$

$$M_{yy} = 29883.18 + 4038.8 \times 0.9 = 33921.98 \text{ KN.m}$$

	ELU				ELS				Obser
	σ_1	σ_2	σ_m	$1.33\sigma_{sol}$	σ_1	σ_2	σ_m	σ_{sol}	
X - X	258.50	247.21	255.68	266	202.23	159.24	191.48	200	Vérifiée
Y - Y	270.12	196.58	251.74	266	212.05	149.42	196.39	200	vérifiée

- **Vérification au poinçonnement :**

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq (0,07 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}) / \gamma_b$$

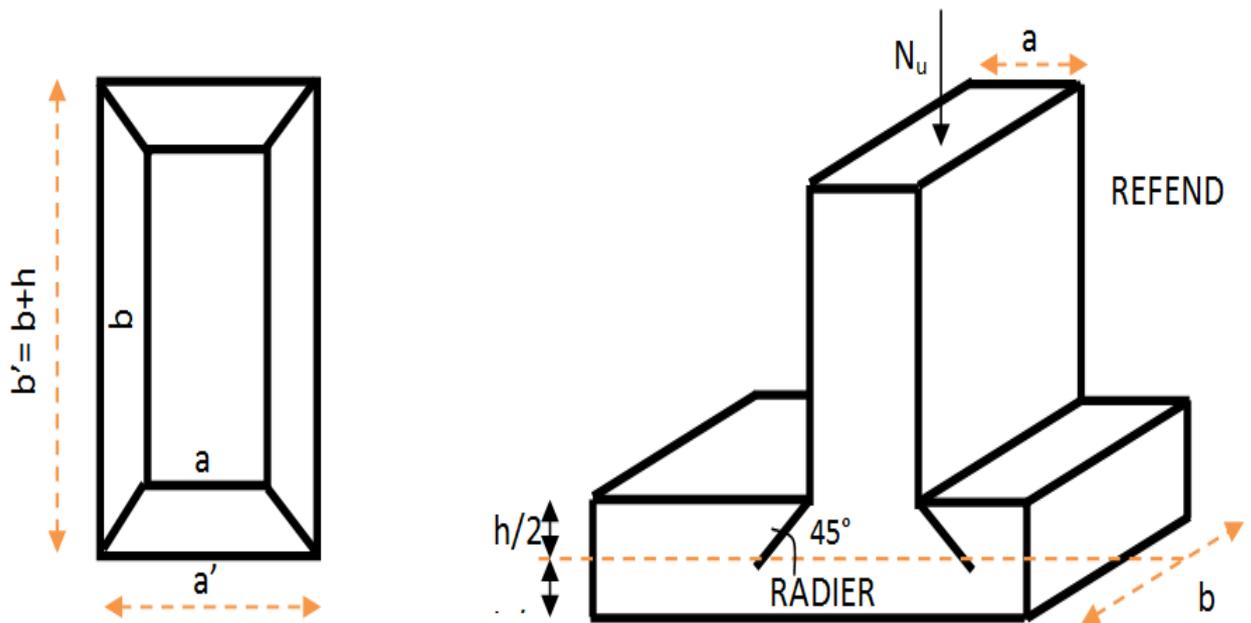
Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).



➤ **Calcul du périmètre utile μ_c :**

• **Poteaux :**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,4 + 0,4 + 2 \times 0,9) = 5,6 \text{ m}$$

$$N_u = 1115,20 \text{ KN}$$

$$N_u = 1115,20 \text{ kn} < (0,07 \times 5,6 \times 0,9 \times 25000) / 1,5 = 6533,33 \text{ KN}$$

• **Voile :**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,2 + 1 + 2 \times 0,9) = 5,2 \text{ m}$$

$$N_u = 4374,3 \text{ KN}$$

$$N_u = 4374,3 < 0,07 \times 0,9 \times 5,2 \times 25000 / 1,5 = 6066,67 \text{ KN}$$

✓ **Ferraillage du radier :**

A) Ferraillage de la dalle :

Le radier sera ferrailé comme une dalle pleine renversée, s'appuyant sur les nervures qui sont à sa partie supérieur est soumis la réaction du sol. 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^{eme} 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 :

- Dans le sens de la petite portée $L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée $L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont données par les tables de **PIGEAUD**.

Avec :
$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \text{ avec } (L_x < L_y)$$

Remarque :

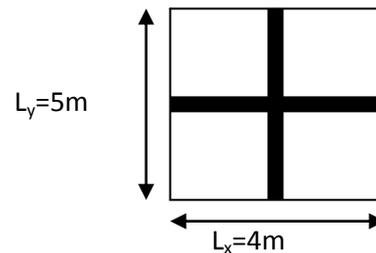
Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

1. Identification du panneau :

$$L_x = 4 \text{ m} ; L_y = 5 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{5} = 0,8$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$ 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.

L'E.L.U :

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 255.68 - \frac{4367.54}{202.43} = 234.10 \text{ kN/m}^2$$

L'E.L.S :

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 196.39 - \frac{4367.54}{202.43} = 174.82 \text{ kN/m}^2$$

2. Calcul a' L ELU :

$$q_u = 234.10 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0,8 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0,0565 \\ U_y = 0,595 \end{cases}$$

3. Calcul des moments M_{0X} et M_{0Y} :

$$M_{0X} = u_x \times q_x \times l_x^2 = 0,0565 \times 234.11 \times (4^2) = 211.63 \text{ Kn.m}$$

$$M_{0Y} = u_y \times M_{0X} = 0,595 \times 220.62 = 125.92 \text{ Kn.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte de semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments seront minorisés en leur affectant un coefficient de (-0,5) aux appuis et (0,75) en travée

4. Ferrailage dans le sens x - x :**➤ Aux appuis :**

$$M_{\text{app}} = -0,5M_x = -0,50 \times 211.63 = 105.81 \text{ Kn.m}$$

$$u_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{105.81 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,102 < u_1 = 0,392$$

La section est simplement armée. (SSA).

$$u_u = 0,102 \rightarrow \beta = 0.946 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{sa} = \frac{M}{Bd\sigma_{st}} = \frac{105.81 \times 10^5}{0,946 \times 27 \times 348 \times 100} = 11.91 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA20 = 15.70 cm²/ml ;

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

➤ **En travée :**

$$M_t = 0,75 \times 211,63 = 158,72 \text{ KN}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{158,72 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,153 < U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,153 \rightarrow \beta = 0,916 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{158,72 \times 10^5}{0,912 \times 27 \times 348 \times 100} = 15,44 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA20 = 15.7 cm²/ml

Avec : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm})$.

5. Ferrailage dans le sens y - y :

➤ **Aux appuis :**

$$M_{app} = (-0,5) \times 125,92 = -62,96 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{62,96 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,061 < 0,392 = U_1 \text{ La section est simplement armée}$$

$$\mu_u = 0,061 \rightarrow \beta = 0,969 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{62,96 \times 10^5}{0,969 \times 27 \times 348 \times 100} = 6,9 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA16 = 10.05 cm²/ml.

Avec : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(4h, 45 \text{ cm})$.

➤ **En travée :**

$$M_t = 0,75 \times 125,92 = 94,44 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{94,44 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,091 < U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,091 \rightarrow \beta = 0,952 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{st} = \frac{Mt}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{94,44 \times 10^5}{0,952 \times 27 \times 348 \times 100} = 10,56 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA20 = 15.71 cm²/ml** Avec : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(4h, 45 \text{ cm})$.

Tableau VI-3 : Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier

	Sens de la grande portée Y-Y	Sens de la petite portée X-X
Armatures en appuis	5 HA16/ml	5 HA20/ml
Armatures en travée	5HA20/ml	5 HA20/ml

Les armatures en travée constitueront le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \omega_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \quad \text{Avec : } \omega_0 = 0,0008 \text{ pour HA Fe E400}$$

Sens x - x :

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - 0,84}{2} = 2,592 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Sens y - y :

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Aux appuis : $A_{ua}^x = 15,71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,592 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$
 $A_{ua}^y = 10,05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

En travée : $A_{ut}^x = 15,71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,496 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$
 $A_{ut}^y = 15,71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

➤ **Calcul a LELS :**

$$q_s = 174.82 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0,8 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0632 \\ \mu_y = 0,71 \end{cases}$$

Calcul des moments M_u , M_y .

$$M_{0x} = \mu_u \times q_s \times L_x^2 = 0,0632 \times 174.82 \times 4^2 = 176.78 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_u = 0,71 \times 176.78 = 125.51 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments M_a , M_t dans les sens.

• **Sens xx :**

$$M_{app} = -0,5M_x = -0,5 \times 164.75 = -82.37 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75M_x = 0,75 \times 164.75 = 123.56 \text{ KN.m}$$

• **Sens yy :**

$$M_{app} = -0,5M_y = -0,5 \times 125.86 = -62.93 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75M_y = 0,75 \times 125.86 = 94.39 \text{ KN.m}$$

• **Vérification des contraintes dans le béton :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

Sens	Zone	Mu	Ms	γ	μ	α	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	110.31	82.37	1.34	0.106	0.1404	0.42	Vérifiée
	Travée	156.46	123.56	1.27	0.16	0.1517	0.39	Vérifiée
Y- Y	Appuis	84.27	62.93	1.34	0.081	0.1071	0.42	Vérifiée
	Travée	126.41	94.39	1.34	0.122	0.1631	0.42	Vérifiée

B) Ferrailage de la nervure :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

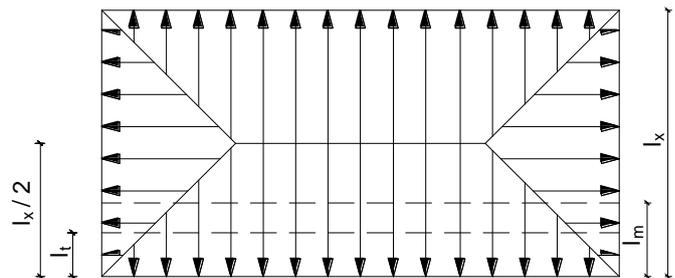
1. Chargement simplifié admis :

Cela consiste à trouver la largeur de dalle (panneau) correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal. Ainsi, sous ce chargement devenu uniformément repart, le calcul devient classique

- **Charge trapézoïdale :**

$$l_m = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right) = 1.53m$$

$$l_t = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{4} \right) = 1.29m$$



- **Charge triangulaire :**

$$l_m = 0.333 \times l_x = 1.33$$

$$l_t = 0.25 \times l_x = 1.00$$

- **Charges à considérer**

- **Sens longitudinal : charge trapézoïdale :**

$$l_t = 1.29m$$

$$l_m = 1.53 m$$

$$q_{Mu} = q_u \times L_m = 234.10 \times 1.53 = 358.17 KN/ml.$$

$$q_{Ms} = q_s \times L_m = 174.82 \times 1.53 = 267.47 KN/ml.$$

$$q_{Tu} = q_u \times L_t = 234.10 \times 1.29 = 301.98 KN/ml.$$

➤ **Sens transversal : charge triangulaire :**

$$l_t = 1.00\text{m}$$

$$l_m = 1.33\text{m}$$

$$q_{Mu} = q_u \times L_m = 234.10 \times 1.33 = 311.35 \text{KN/ml.}$$

$$q_{Ms} = q_s \times L_m = 174.82 \times 1.33 = 232.51 \text{KN/ml.}$$

$$q_{Tu} = q_u \times L_t = 234.10 \times 1.00 = 234.10 \text{KN/ml.}$$

Détermination des efforts :

➤ **Sens transversal :(y-y)**

$$\text{ELU : } q_u = 234.8 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_s = 174.1 \text{ KN/m}$$

1) **E.L.U**

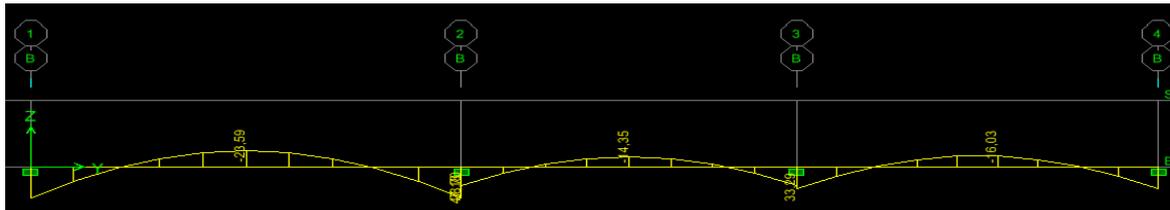
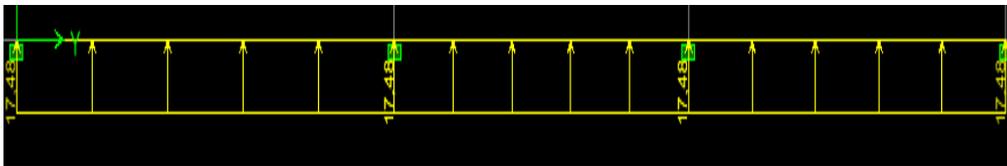


Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U

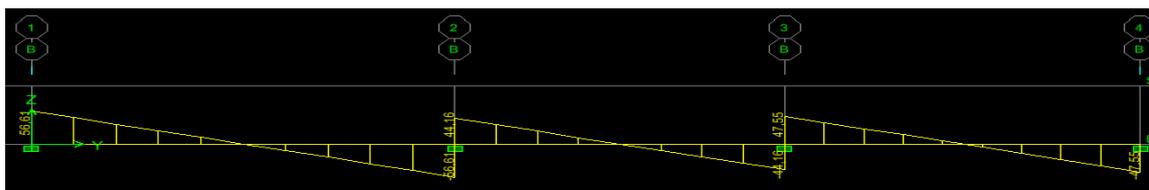


Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U

Le ferrailage se fera avec les moments Max aux appuis et en travées dans le sens longitudinal et transversal.

➤ **Calcul des armatures :**

$$M_t^{\max} = 235.9 \text{ KN}.$$

$$M_a^{\max} = 421 \text{ KN.m}$$

$$b = 45 \text{ cm}, h = 90 \text{ cm}, d = 85 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}, \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

➤ **Aux appuis :**

$$M_{\text{app}} = 421 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{\text{app}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{421 \times 10^6}{450 \times 850^2 \times 14,2} = 0,073 < 0,392 = U_1$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,073 \rightarrow \beta = 0,962$$

$$A_{sa} = \frac{M_{\text{app}}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{421 \times 10^6}{0,962 \times 850 \times 348} = 13,24 \text{ cm}^2$$

$$A_{as} = 13,24 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } 4HA 16 + 4HA 14 = 14,19 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée :**

$$M_t = 235,9 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{235,9 \times 10^6}{450 \times 850^2 \times 14,2} = 0,041 < U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,041 \rightarrow \beta = 0,979$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{235,9 \times 10^6}{0,979 \times 850 \times 348} = 7,29 \text{ cm}^2$$

$$A_{as} = 7,29 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } 4HA 16 = 8,04 \text{ cm}^2$$

2) E.L.S

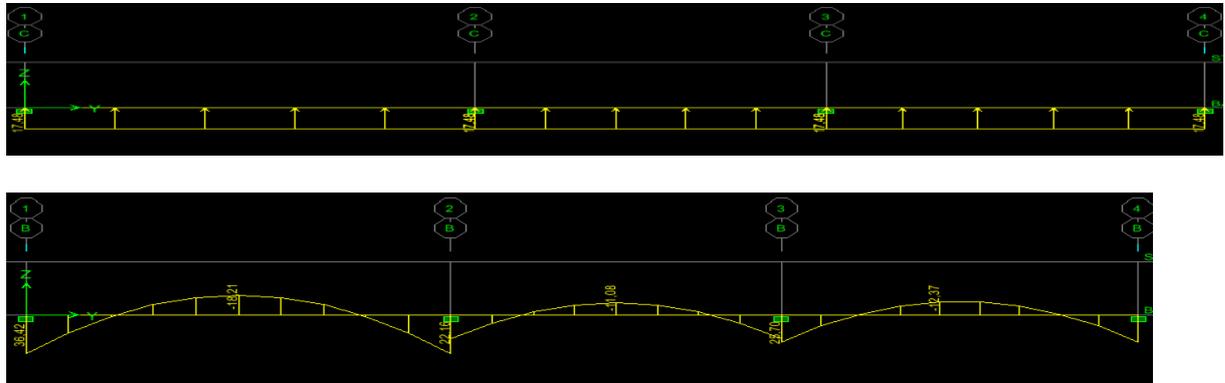


Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.S

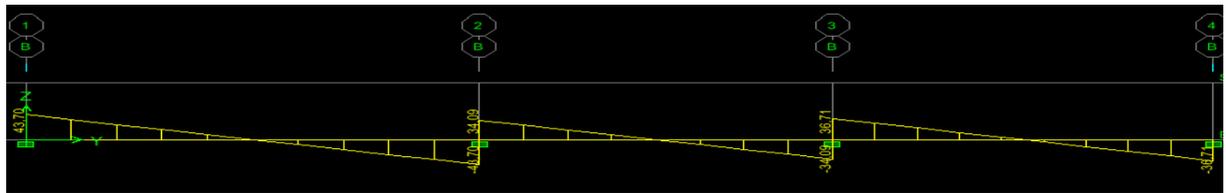


Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S

IX-3) Vérification à l'E.L.S :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

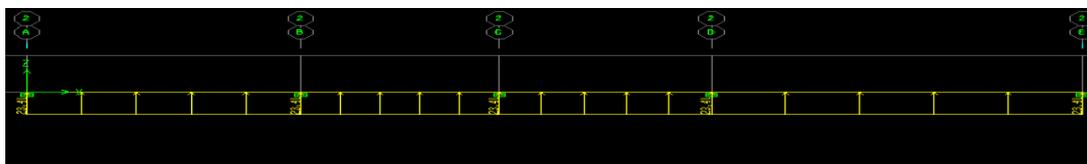
Sens	Zone	Mu	Ms	γ	μ	α	Rapport	Obs.
Y- Y	Appuis	421	364	1.16	0.073	0.095	0.33	Condition vérifiée
	Travée	235.9	182.1	1.29	0.041	0.052	0.395	Condition vérifiée

➤ Sens longitudinal : (X-X)

ELU : $q_u = 234.8 \text{ KN/m}$

ELS : $q_s = 174.1 \text{ KN/m}$

1) E.L.U



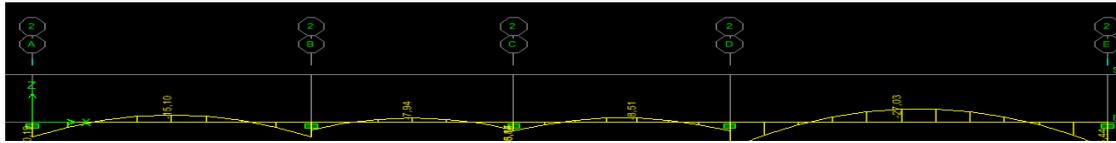


Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U

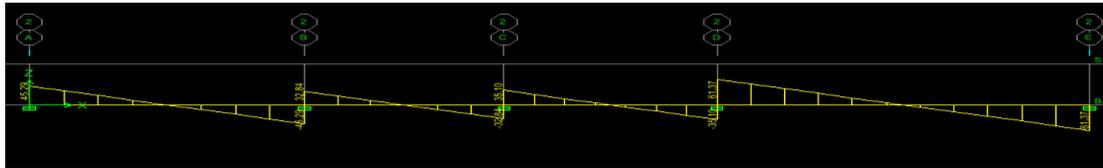


Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U

➤ **Calcul des armatures :**

$$M_t^{\max} = 270.3 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 554.4 \text{ KN.m}$$

$$b = 45 \text{ cm}, h = 90 \text{ cm}, d = 85 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}, \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

➤ **Aux appuis:**

$$M_{app} = 554.4 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{554.4 \times 10^6}{450 \times 850^2 \times 14,2} = 0,096 < 0,392 = U_1$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,096 \rightarrow \beta = 0.949$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{554.4 \times 10^6}{0,96 \times 850 \times 348} = 17.68 \text{ cm}^2$$

$$A_{as} = 17.68 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 4HA20 + 4HA16 = 20.60 \text{ cm}^2.$$

➤ **En travée :**

$$M_t = 270.3 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{270.3 \times 10^6}{450 \times 850^2 \times 14.2} = 0.047 < U_1 = 0.392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0.047 \rightarrow \beta = 0.976$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{270.3 \times 10^6}{0.976 \times 850 \times 348} = 8.38 \text{ cm}^2$$

$$A_{as} = 8.38 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } 4HA16 + 2HA14 = 11.12 \text{ cm}^2.$$

2) E. L.S

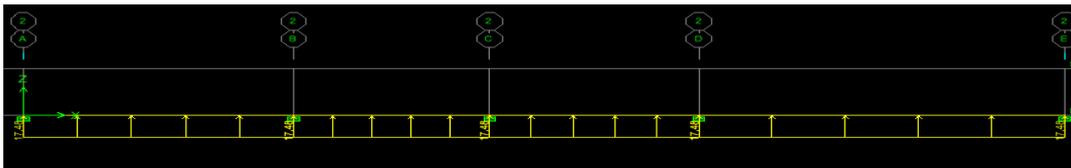


Diagramme de moment fléchissant à l'E.L.S



Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S

Vérification à l'E.L.S :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

Sens	Zone	Mu	Ms	γ	μ	α	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	554.4	427.9	1.296	0.096	0.127	0.397	Condition vérifiée
	Travée	270.3	208.7	1.295	0.047	0.060	0.398	Condition vérifiée

Vérification à l'ELU :

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 45 \times 95 \times 2.1}{400} = 5.16 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{app}} = 18.73 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5.16 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{\text{tra}} = 10.30 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5.1 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

Armatures transversales :

$$\text{Espacement des armatures : } \phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm ; Soit } \phi = 10 \text{ mm}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_l \right\} = \min \{25 ; 24\} = 24 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm : en zone nodale}$$

$$S_t = 20 \text{ cm : en zone courante}$$

- La quantité d'armatures transversale minimales :**

$$\text{En zone nodale : } A_{\min} = 0.003 S_t b = 2.025 \text{ cm}^2$$

$$\text{En zone courante : } A_{\min} = 0.003 S_t b = 2.7 \text{ cm}^2$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } T_{u \max} = 566.1 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{566.1 \times 10^3}{450 \times 850} = 1.324 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$