

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



Mémoire de fin d'étude

*En vue d'obtention du diplôme de MASTER professionnel en génie civil.
Option : constructions civiles et industrielles.*

thème

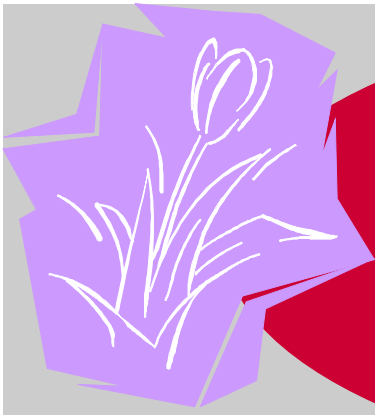
*Étude d'un bâtiment (R+8+s sol) à usage
d'habitation contreventé par voiles et portiques*



Etudié par :
M^{elle} Haloui faiza
M^{elle} Cheballah ouahiba

Dirigé par :
M^r MEHADDENE

Année 2011/2012

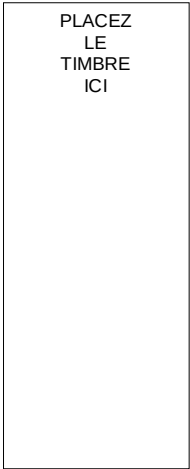


Remerciements

Au terme de ce modeste travail, nous exprimons nos plus sincères remerciements à Monsieur MEHADDENE, Notre promoteur pour l'intérêt particulier qu'il a manifesté à l'égard de ce travail et la passion avec laquelle il a dirigé et orienté.

Il nous est agréable de remercier tous les enseignants qui ont contribué à notre formation ainsi que tous le personnel de la bibliothèque du département génie civil.

Nom de l'organisation



Adresse activité principale
Adresse ligne 2
Adresse ligne 3
Adresse ligne 4

Adresse publipostage ligne 1
Adresse publipostage ligne 2
Adresse publipostage ligne 3
Adresse publipostage ligne 4
Adresse publipostage ligne 5

Sommaire :

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

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.....**Page**

Chapitre III : Calcul des éléments

Acrotère

Plancher.....

Balcons.....**Page**

Salle machine.....**Page**

Escalier.....**Page**

Chapitre IV : Etude de contreventement

Chapitre V : Etude sous charges verticales

Chapitre VI : Etude au séisme**Page 113**

Chapitre VII : Etude sous charges horizontales.....**Page 134**

Chapitre VIII : Combinaisons d'actions.....**Page 141**

Chapitre IX : Ferrailage de la structure**Page 178**

Chapitre X : Etude de l'infrastructure**Page 197**

Conclusion.....Page 293



πIntroduction :

Le projet qui nous a été confié, dans le cadre de la préparation du projet de fin d'étude, porte sur l'étude et le calcul des éléments d'un bâtiment (R+8 + sous sol) à usage d'habitation, cet ouvrage de génie civil doit être calculé de façon à assurer sa stabilité et une bonne qualité en terme de fonctionnement.

On se base pour le calcul de leurs différents éléments sur les règles de calcul de Bâtiment, notamment les documents techniques réglementaires (**DTR**).

Pour cela nos calculs se font à l'état limite ultime(**ELU**) et à l'état limite de service(**ELS**).

De plus, les bâtiments sont calculés et vérifiés sous différentes actions possibles (charges permanentes, charges d'exploitation, séisme, ...etc.).

I - Présentation de l'ouvrage :

I.1 Description :

Ce projet consiste en l'étude et le calcul d'un bâtiment (**R+8+SSOL**) à usage d'habitation qui sera implanté a **TIZI OUZOU**, classé zone de moyenne sismicité (**zone IIa**) selon le **RPA 99** version **2003**.

Il comporte un :

- ü **01** sous sol.
- ü **01** RDC.
- ü **08** étages courants à usage d'habitation.
- ü **02** cages d'escaliers.
- ü **01** cage d'ascenseur.

I. 2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage:

- Hauteur totale de bâtiment..... H =28,22m.
- Hauteur du RDC H RDC = 3,74m.
- Hauteur de l'étage courantHe = 3,06m.
- Hauteur du sous sol.....Hs sol = 3,40m

- Longueur totale du bâtiment 23,40 m
- Largeur totale du bâtiment 19,80 m

Remarque :

D'après l'étude technique effectuée sur le sol d'implantation de l'ouvrage, la contrainte admissible du sol de **2.5 bars**.

I.3. Eléments de l'ouvrage :

Ø Ossature du bâtiment :

Ce bâtiment est en ossatures mixte, composée de :

Portiques transversaux et longitudinaux et les voiles en béton armé disposés suivant les deux sens (transversal et longitudinal) constituant un système de contreventement assurant avec les portiques la rigidité et la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales et verticales.

Ø La maçonnerie :

Murs extérieurs: ils sont réalisés en double cloison de 25cm d'épaisseur (en Brique) creuse de 10cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

Murs intérieurs: ils sont réalisés en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

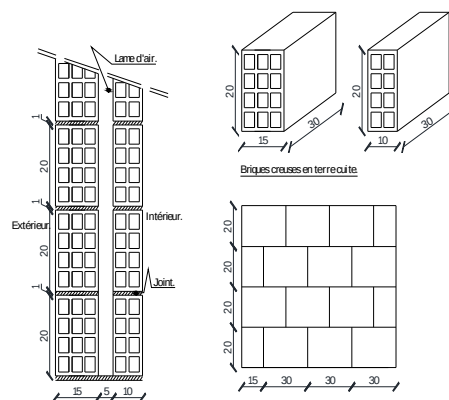


Fig.I.1. Echontillons de maçonnerie

Ø Les planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages; ils sont réalisés en corps creux et d'une dalle de compression de 4cm d'épaisseur reposant sur des poutrelles préfabriquées.

Et qui ont pour fonctions :

- supporte leur poids propre et les surcharges, et transmettent les résultantes aux éléments porteurs de la structure (poutres principales).
- Isolation thermique et acoustique entre les différents niveaux.
- Passage des conduites de fumée et les canalisations.
- Protéger contre les incendies...etc

Le plancher terrasse est inaccessible ; il a une forme de pente de 1% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales, ainsi que d'une étanchéité multicouches avec une protection mécanique en gravier roulé.

Ø Les escaliers :

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier à deux volées, il est composé d'un palier et de paillasse en béton armé la réalisation s'effectuera par étage.

Ø Cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte un ascenseur, sa cage sera réalisée en voiles.

Ø Les Revêtements:

Plâtre pour les cloisons intérieures et plafond.

Mortier de ciment pour les façades extérieures.

Carrelage pour les planchers et les escaliers.

Revêtements en céramique pour les murs de cuisine et les salles d'eau.

II- Les caractéristiques mécaniques des matériaux :

1. Le béton :

Le béton est un mélange de plusieurs composants : ciment, eau, granulats et le plus souvent, adjuvants qui doivent constituer un ensemble

homogène. Les composants sont très différents en fonction de la nature recherchée. La pâte de ciment, élément actif du béton enrobe les granulats. L'objectif est de remplir les vides existants entre les grains.

Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage et l'âge du béton. La composition du béton doit être conforme aux règles BAEL91 (modifié99) et du RPA99 (version2003).

Le dosage courant par 1m^3 sera comme suit:

- Ciment 350kg/m^3 en CPJ 325(Art A1-1)
- Sable propre ($D_g \leq 5\text{mm}$)
- Gravions ($D_g \leq 25\text{mm}$)
- Eau 175 l/m^3

a) Résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} :

-Le béton est défini par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours (f_{c28}), elle est mesurée par compression axial de cylindres droits de révolution de 200 cm^2 de section, d'une hauteur de 32 cm et 16cm de diamètre.

La résistance à la compression est calculée selon le BAEL91 (modifié99) :

• Pour : $J < 28$ jours :

$$-f_{cj} = j / (4,76 + 0,83j) f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa.}$$

$$-f_{cj} = j / (1,40 + 0,95j) f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40\text{MPa}$$

• Pour : $J > 28$ jours :

$$-f_{cj} = 1.10 f_{c28} (\text{MPa}) \quad \text{pour } f_{c28} \geq 40\text{MPa}$$

Pour notre cas : $f_{c28} = 25\text{ Mpa}$.

b) Résistance à la traction f_{tj} :

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge (j) jours selon le BAEL91 (modifié99) (art A 2.1. 12) :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

Pour notre cas : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ Mpa}$

c) Contrainte limite à la compression :(art 4.3.41BAEL91) :

v Les différents états limites :

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

1) Etat limite ultime (ELU) :

C'est la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à la limite :

- De la résistance des matériaux : concerne le non rupture des différents éléments de l'ouvrage.
- De la limite de déformation (instantanée ou différée) et l'ouverture des fissures.
- De la stabilité de forme.

Soit : f_{bu} la contrainte limite ultime à la compression :

$$f_{bc} = 0.85 f_{cj} / \theta \gamma_b \quad [\text{Mpa}] \quad (\text{art A.4.3.41 BAEL 91}).$$

Avec θ : Coefficient dépendant de la durée d'application des combinaisons d'actions.

$\theta = 1$: si la durée d'application est supérieure à 24h heures ($t \geq 24h$).

$\theta = 0.9$: si la durée d'application est entre 1heure et 24 heures ($1 h \leq t \leq 24h$).

$\theta = 0.85$: si la durée d'application est inférieure à 1 heure ($t \leq 1h$).

Pour : **J = 28 jours** et en situation courante :

$$\theta = 1 \quad \gamma_b = 1,5 \rightarrow f_{c28} = 25 \text{ MPA}$$

$$\gamma_b = 1.5 \text{ en situation courante: } f_{bc} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_b = 1.15 \text{ en situation accidentelle: } f_{bc} = 18.48 \text{ Mpa.}$$

- Nous adoptons le diagramme parabole rectangle de calcul défini ci-dessous

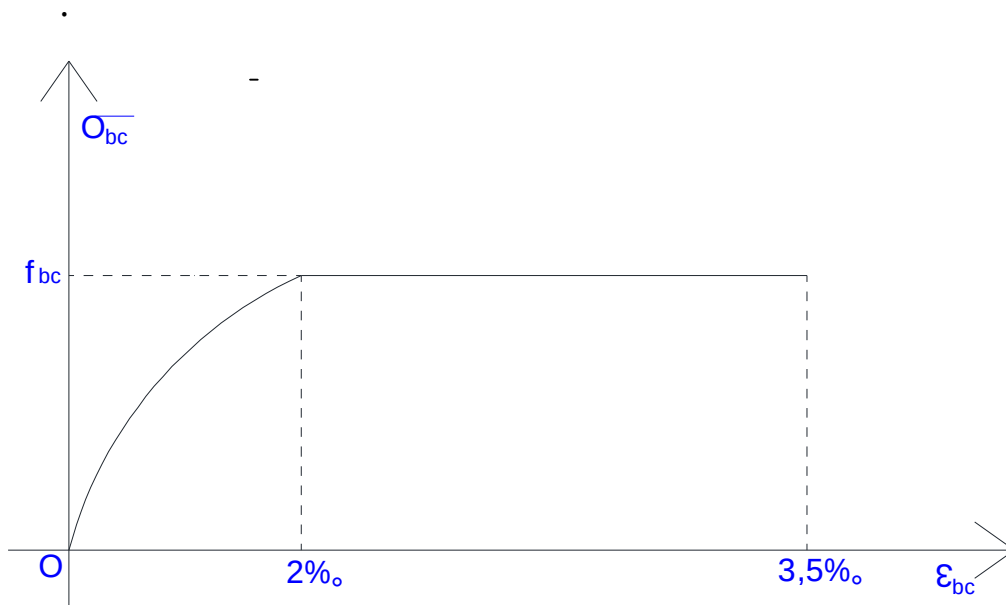


Fig.1.3. Diagramme contraintes-déformations du béton à ELU

Pour :

- $0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$ il s'agit d'une compression pure avec (ϵ_{bc} raccourcissement du béton)
- $2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$ il s'agit d'une compression avec flexion.

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

2) Etat limite de service (ELS) :

C'est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des structures ne sont pas vérifiées, il correspond à :

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

Soit σ_{bc} la contrainte limite de service à la compression :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{cj} \quad (\text{Contrainte admissible à l'ELS})$$

Au 28^{ème} jour $f_{cj} = f_{c28} = 25 \rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ MPA}$ **(ART/ A.4.5.2 BAEL)**

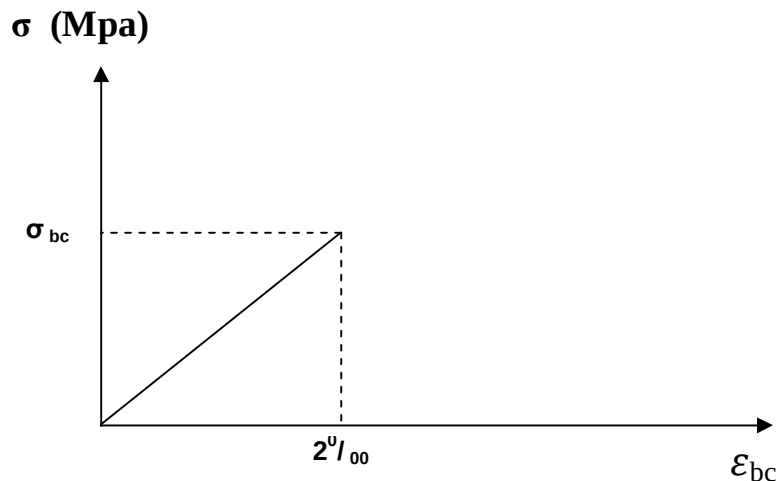


Fig. I.4 : Diagramme de contrainte -déformation du béton à ELS.

- **Contrainte limite de cisaillement : [ART/A.5.1.21 BAEL91] :**

$\tau_u = \min (0.13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa})$ pour une fissuration peu nuisible .

$\tau_{u1} = \min (0.10 f_{c28} ; 4 \text{ Mpa})$ pour une fissuration préjudiciable .

- **Module d'élasticité :**

Par définition le module d'élasticité est le rapport entre la contrainte normale et la déformation engendrée ; selon la durée d'application de la contrainte, nous distinguons deux types de modules :

a- Longitudinal :

✚ Module d'élasticité instantanée : [ART/A.2.1.21 BAEL91]

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

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3} \quad [\text{Mpa}] \quad \text{et } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad \text{soit : } E_{ij} = 32164,195 \text{ Mpa}$$

✚ Module d'élasticité différée : [ART/A.2.1.22 BAEL91]

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

$$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3} \quad [\text{Mpa}]. \quad \text{Et soit : } E_{vj} = 10818,865 \text{ Mpa}$$

b- module d'élasticité transversale G :

$$G = E/2(1+\nu) \quad [\text{Mpa}] \quad \text{avec } \nu : \text{coefficient de poisson}$$

E : module de Young

- **Coefficient de poisson :** [ART/A.2.1.3 BAEL91]

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

- $\nu = 0.2$ à l'état limite de service (béton fissuré)
- $\nu = 0$ à l'état limite ultime (béton non fissuré)

2. les aciers :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression.

Les armatures utilisées pour le ferrailage des éléments de notre ouvrage sont :

- Les aciers à haute adhérence (HA), de nuance feE400.
- Les aciers ronds lisses, de nuance fe E 235.
- Treillis soudé à haute adhérence ($\emptyset 4, 5 \text{ mm}$), de limite d'élasticité $f_e = 520 \text{ MPa}$.
- Le module d'élasticité longitudinale est pris égal à : $E = 200\,000 \text{ MPa}$

a)Diagramme contrainte –déformation:

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

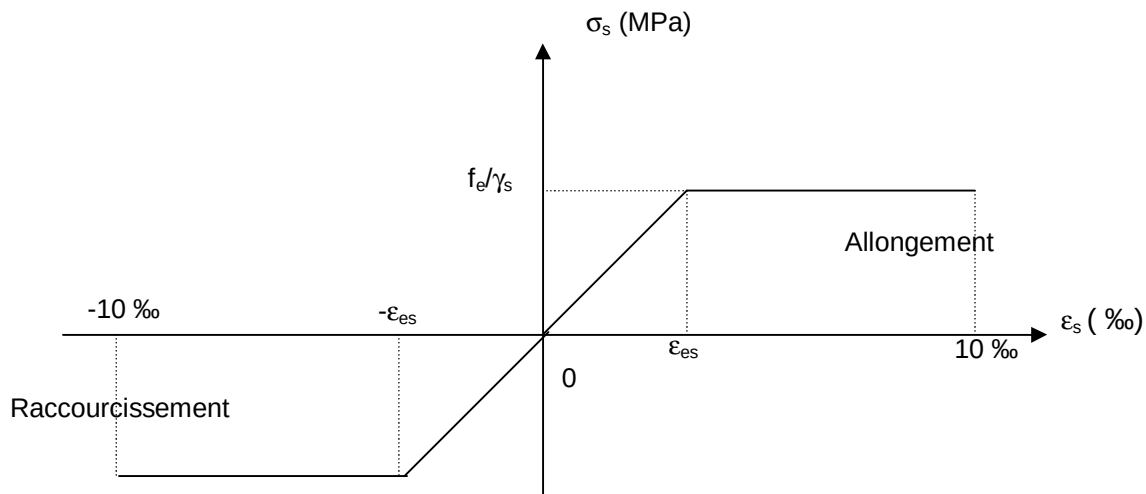


Fig. I .5 : Diagramme contrainte –déformation de l’acier

σ_s : contrainte limite de déformation de l’acier

f_e : nuance de l’acier

$\square_s$: coefficient de sécurité

b) Limite d’élasticité longitudinale :

Le module d’élasticité longitudinale (E_s), a une valeur constante quelque soit la nuance de l’acier.

$E_s = 200\,000$ MPA (art. A.22.1 BAEL 99)

c) Coefficient de poisson des aciers :

Le coefficient de poisson ν pour les aciers est pris égal à **0,3**.

d) La limite élastique f_e :

C’est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne une déformation résiduelle de 2‰.

e) Contrainte limite de l’acier :

1. Etat limite ultime ELU :

La contrainte limite de déformation de l’acier est donnée dans (art A 4.3.2 BAEL91) par : $\sigma_s = f_e / \square_s$

- Avec : ☐ σ_s coefficient de sécurité
- ☐ $\sigma_s = 1.15$ en situation durable
- ☐ $\sigma_s = 1.00$ en situation accidentelle

2. Etat limite de service ELS :

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures, et cela en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service. On distingue trois cas de fissurations :

*Fissuration peu nuisible (BAEL 91/Art 4-5-32) :

C'est le cas des éléments situés dans des locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas des vérifications à effectuer.

*Fissuration préjudiciable (BAEL 91/Art 4-5 -33) :

C'est le cas des éléments exposés aux intempéries, dans ce cas la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 2/3 f_e, 110 (\eta f_{tj})^{1/2} \}$$

Avec :

η est le coefficient de sécurité

$\eta=1, 0$pour les rend lisse

$\eta=1, 6$ pour les hautes adhérences si $\Phi \geq 6$ mm

$\eta=1, 3$pour les hautes adhérences si $\Phi < 6$ mm

Les valeurs obtenues sont :

$$\bar{\sigma}_s = 159.79 \text{ Mpa pour les R L}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa pour les H A}$$

*Fissuration très préjudiciable :

C'est le cas d'un milieu agressif ou on doit assurer une étanchéité. Dans ce cas, la

contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \} \quad (\text{BAEL 91/ Art 4.5.34})$$

Avec :

η : est le coefficient de fissuration .

$\eta=1, 0$pour les rend lisse.

$\eta=1, 6$ pour les hautes adhérences.

$\eta=1, 3$Pour les hautes adhérences.

Les valeurs obtenues sont :

$\overline{\sigma}_s = 165 \text{ Mpa}$ pour les H A

$\overline{\sigma}_s = 130 \text{ Mpa}$ pour les R L

f) protection des armatures : (art A.7.2BAEL 91) .

Pour avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets intempéries et des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit :

- **$C \geq 5 \text{ cm}$** : pour les ouvrages exposés à la mer, aux brouillards ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- **$C \geq 3 \text{ cm}$** : pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisation)
- **$C \geq 1 \text{ cm}$** : pour des parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations atmosphériques.

Pour notre cas, on va prendre :

- Pour les éléments exposés aux intempéries, **$C=3\text{cm}$**
- Pour les éléments qui se trouvent à l'intérieur de la structure, **$C=2\text{cm}$.**

Introduction :

La partie de calcul des éléments, portera sur l'étude complète et spécifique pour chaque élément structural secondaire, ces éléments ont une influence plus ou moins directe sur la structure globale, l'étude sera basée sur le dimensionnement, et les différentes vérifications en suivant les règles **BAEL91** (modifié **99**) et **RPA 99** modifié en **2003**.

II.1-les planchers :

Les planchers sont en corps creux associés à des poutrelles qui sont disposées suivant le sens de la petite portée, la hauteur du plancher est donnée par :

$$ht \geq \frac{L}{22,5} \text{ (BAEL 91 modifier 99. Art B.6.5.1)}$$

Avec:

ht : hauteur totale du plancher.

L : la portée libre maximale de la plus grande travée, dans le sens des poutrelles.

Soit :

$$L = 400 - 30 = 370 \text{ cm}$$

$$ht \geq 370 / 22.5 = 16.44 \text{ cm on prend : } ht = (16 + 4) = 20 \text{ cm}$$

Avec:

Epaisseur du corps creux : 16 cm.

Epaisseur de la dalle de compression : 4 cm

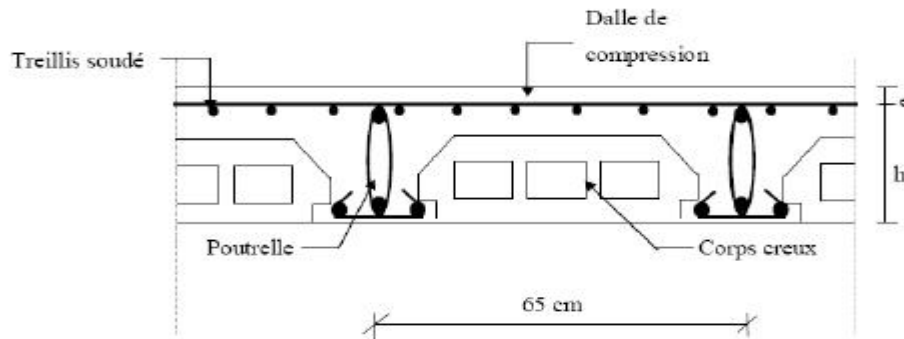


Fig. II.1 Schéma d'un plancher à corps creux.

II.2 : Les poutres :

Les poutres sont généralement des éléments en béton armé coulés sur place, elles permettent l'acheminement des charges et des efforts.

Si h et b sont les dimensions géométriques de la section rectangulaire de la poutre, alors elles doivent vérifier les conditions suivantes :

D'après les prescriptions préconisées par le **RPA99** version **2003**, les dimensions des poutres :

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

II.2.1 : Poutres principales :

Ce sont des poutres porteuses, constituent des appuis pour les poutrelles. Leurs hauteurs est donnée par :

$$L / 15 \leq h_t \leq L / 10 \quad (\text{Art A.4.14 BAEL 91}).$$

Avec :

L : Portée libre entre nus d'appuis dans le sens considéré.

h_t : Hauteur de la poutre principale.

$$L = 430 - 30 = 400 \text{ cm.}$$

D'où la hauteur de la poutre principale est déterminée par :

$$400/15 \leq ht \leq 400/10$$

$$26,66 \leq ht \leq 40$$

On opte pour : **ht = 35 cm.**

- La largeur des poutres est déterminée par :

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \text{ cm} \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

On opte pour : **b = 25 cm.**

La section des poutres principales est : **(25 X 35) cm².**

• **Vérification des conditions du RPA : (Art 7.5, 1)**

$b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$; Condition vérifiée

$ht = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$; Condition vérifiée

$ht/b = 35/25 = 1,4 \text{ cm} < 4$; Condition vérifiée

II.2.2-Poutres secondaires :

Assurent le chaînage et qui sont perpendiculaires aux poutres principales, leur hauteur est donnée par :

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

$$\text{avec : } L = 400 - 30 = 370 \text{ cm}$$

D'où :

$$370/15 \leq ht \leq 370/10 \Rightarrow 24,26 \text{ cm} \leq ht \leq 37 \text{ cm. On opte pour : } \mathbf{ht = 35 \text{ cm.}}$$

- La largeur des poutres secondaires est donnée par :

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

On opte pour : **b = 25 cm.**

La section des poutres secondaires est : **(25 X 35) cm²**

• **Vérification des conditions du RPA : (Art 7.5, 1)**

$b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$; Condition vérifiée

$ht = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$; Condition vérifiée

$ht/b = 35/25 = 1,4 \text{ cm} < 4$; Condition vérifiée

 **Conclusion :**

On adoptera des poutres dont les dimensions sont les suivants :

- Poutres principales : ht=35cm ; b=25 cm
- Poutres secondaires : ht= 35cm ; b=25 cm

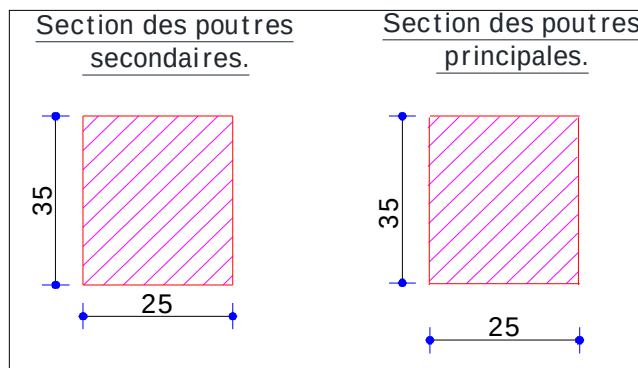


Fig. II.2 : Dimensions des poutres principales et secondaires.

II-3) les voiles :

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

a) L'épaisseur :

D'après le (RPA99/Version2003) l'épaisseur d'un voile est au moins égale à 15cm, de plus, cette épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités

$$e_p \geq \frac{h_e}{20}$$

$$\text{Donc : } e_p = \frac{h_e}{20}$$

h_e : la hauteur maximale d'étage: $h_e = 374 - 24 = 350$ cm

$$e_p = \frac{350}{20} = 17.5 \text{ cm}$$

Enfin on adopte une épaisseur de 20 cm pour tous les voiles.



Fig. II. 3 : Epaisseur des voiles

b) Longueur minimale du voile : (Art 7.7.1 / RPA 99 version 2003)

La longueur minimale $l_{\min}$ du voile devra satisfaire la condition $l_{\min} \geq 4e$.

Avec :

- $l_{\min}$: portée minimale des voiles.

$$4e = 4 \times 20 = 80 \text{ cm.}$$

dans notre projet $l_{\min} = 4,4 \text{ m} \implies l_{\min} \geq 4e$. La condition est vérifiée

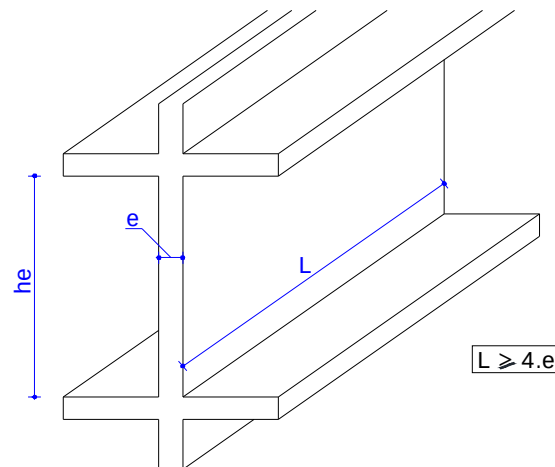


Fig.II.4. Coupe en élévation d'un voile

II.4 : Les poteaux :

Les poteaux sont dans un premier temps dimensionnés à ELS en compression simple en supposant que seul le béton reprend les charges normales. Cependant la section calculée n'est pas définitive tant que les autres vérifications vis-à-vis des autres sollicitations ne sont pas faites.

La section du poteau est obtenue par la formule suivante :

$$S \geq N / \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{ou} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

Avec :

S : section du poteau.

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

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton à la compression simple.

Remarque :

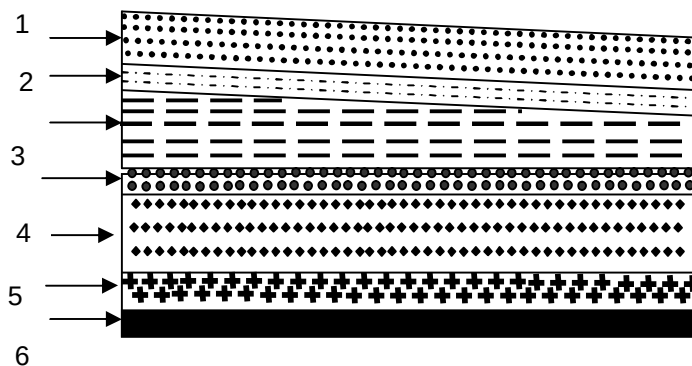
L'effort normal « N » sera déterminé à partir de la descente de charge par les règles du BAEL 91.

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

II.5) Détermination des charges et surcharges :

Ø Les charges permanentes :

a) Plancher terrasse :(inaccessible)



⁷
Fig. II.5 : Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible

01-Couche de gravier roulé ép. = 5cm	$0,20 \times 5 = 1,00 \text{ KN/m}^2$
02- Etanchéité multicouche ép. = 2cm	$0,06 \times 2 = 0,12 \text{ KN/m}^2$
03-Béton en forme de pente ép. = 7cm	$1,54 \text{ KN/m}^2$
04- Feuilles de polyane	$0,01 \text{ KN/m}^2$
05-Isolation thermique (liège).....	$0,04 \times 5 = 0,2 \text{ KN/m}^2$
06-Plancher à corps creux (20+4).....	$2,80 \text{ KN/m}^2$
07-Enduit de plâtre ep =2cm	$0,1 \times 2 = 0,20 \text{ KN/m}^2$
G =5,87KN/m²	

b) plancher d'étage courant :

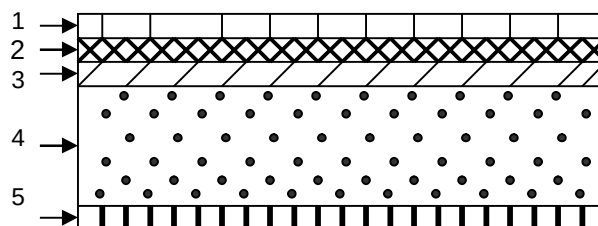


Fig. II.6: Coupe transversale du plancher d'étage courant

01-Revêtement en carrelage ep = 2cm	$0,2 \times 2 = 0,40 \text{ KN/m}^2$
02- Mortier de pose ep = 2cm	$0,2 \times 2 = 0,40 \text{ KN/m}^2$

03- Couche de sable $e_p = 2\text{cm}$	$0.22 \times 2 = 0.44 \text{ KN/m}^2$
04- Dalle en corps creux (20+4) cm.....	2.80 KN/m^2
05- Enduit de plâtre $e_p = 2\text{cm}$	$0.1 \times 2 = 0.20 \text{ KN/m}^2$
06- Cloison $e_p = 10\text{cm}$	$0.1 \times 10 = 1.00 \text{ KN/m}^2$

$$G = 5,24 \text{ KN/m}^2$$

c) Plancher terrasse (dalle pleine) :

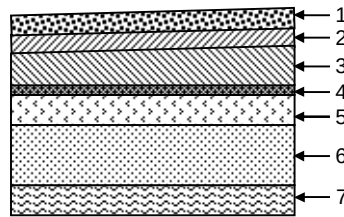


Fig. II.7: Coupe transversale d'une dalle pleine

1- Protection lourde	($e_p = 5 \text{ cm}$).....	$1,00 \text{ KN /m}^2$
2- Etanchéité multiple	($e_p : 2\text{cm}$).....	$0,12 \text{ KN/m}^2$
3- Forme de pente	($e_p = 7\text{cm}$).....	$1,54 \text{ KN /m}^2$
4- Pare vapeur (Feuille polyane)	($e_p = 0,002$).....	0.01 KN/m^2
5- Isolation thermique en liège	($e_p = 5 \text{ cm}$).....	$0,16 \text{ KN /m}^2$
6- Dalle pleine en béton armé	($e_p = 15 \text{ cm}$)...	$3,75 \text{ KN /m}^2$
7- Enduit de plâtre	($e_p = 2 \text{ cm}$)	$0,20 \text{ KN /m}^2$

$$G = 6,78 \text{ KN /m}^2$$

d) Les balcons :

Dans notre cas ils sont en dalle pleine

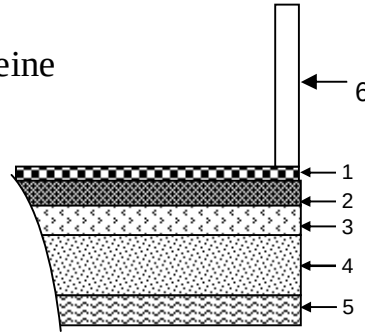


Fig. II.8: Coupe transversale d'un balcon

- 1-Revêtements en carrelage (ep=2cm)..... $0,20 \times 2 = 0,40 \text{ KN/m}^2$
- 2-Mortier de pose (ep= 2cm)..... $0,18 \times 2 = 0,36 \text{ KN/m}^2$
- 3-Couche de sable (ep=3cm)..... $0,12 \times 3 = 0,36 \text{ KN/m}^2$
- 4- Dalle pleine (ep = 12cm)..... $0,25 \times 12 = 3,00 \text{ KN/m}^2$
- 5-Enduit de ciment (ep=2cm)..... $0,22 \times 2 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
- 6- Garde corps :
- maçonnerie en brique creuses (ep=10cm)..... $0,9 \text{ KN/m}^2$
- enduit de ciment (ep=2cm) $2 \times 0,18 = 0,36 \text{ KN/m}^2$

$$\mathbf{G = 5,82 \text{ KN/m}^2}$$

e) Murs extérieurs :

- 01-Mortier de ciment ep = 2cm..... $0,36 \text{ KN/m}^2$
- 02- Briques creuses ep = 10cm..... $0,90 \text{ KN/m}^2$
- 03- Lambe d'air ep = 5cm
- 04-Briques creuses ep = 10cm..... $0,90 \text{ KN/m}^2$
- 05-Enduit de plâtre ep = 2cm..... $0,2 \text{ KN/m}^2$

$$\mathbf{G = 2,36 \text{ KN/m}^2}$$

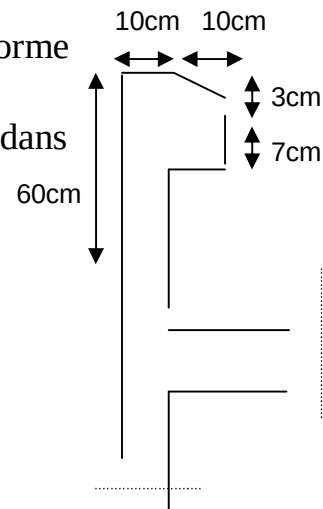
f) Murs intérieurs :

- 01-Enduit de plâtre ep = 2cm..... $0,2 \text{ KN/m}^2$
- 02-Briques creuses ep = 10cm..... $0,90 \text{ KN/m}^2$
- 03--Enduitde plâtre ep = 2cm..... $0,2 \text{ KN/m}^2$

$$\mathbf{G = 1,30 \text{ KN/m}^2}$$

g) L'acrotère:

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse dont il forme un écran contre toute chute et de plus il participe dans la mise hors eau de la structure.



- **Section de l'acrotère :**

$$S=(0,60.0,1)+(0,1.0,07)+(0,03.0,1/2)$$

$$S=0,0685 \text{ m}^2$$

FIG II-9

- **Charge permanente:**

$$Ga=\rho_b.s=25.0,0685=1,7125 \text{ KN/m}$$

$$Ga=1,7125 \text{ KN/m}$$

Ø Evaluation des charges d'exploitations :

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

Plancher terrasse.....	Q=1.00 KN/m ²
Planchers d'étage courants	Q=1.50 KN/m ²
Plancher du rez- de – chaussée	Q=1.50 KN/m ²
Sous sol.....	Q=2.50 KN/m ²
Balcons.....	Q=3.50 KN/m ²
Escaliers.....	Q=2.50 KN/m ²

II .6) : Loi de dégression des charges d'exploitations : (DTR B.C22)

La dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, bâtiment à usage d'habitation.

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment. $Q_1, Q_2, Q_3...$ etc.

Les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, 3,..., numérotés à partir du sommet du bâtiment.

La loi de dégression des charges est la suivantes :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2} \sum_{i=1}^n Q_i$$

Avec : le coefficient $\frac{3+n}{2}$ étant valable pour $n \geq 5$
 Q_0

Q_1	Q_0
Q_2	$Q_0 + Q_1$
Q_3	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$
Q_4	$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
Q_5	$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
Q_6	$Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
Q_7	$Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$
Q_8	$Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$
Q_9	$Q_0 + 0,69(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$
Q_{10}	

Fig. II.10.Loi de dégression des surcharges

La descente des charges est effectuée pour un poteau choisi en fonction de sa surface d'influence (le poteau le plus sollicité).

Dans notre cas, on dimensionne le poteau (C4).

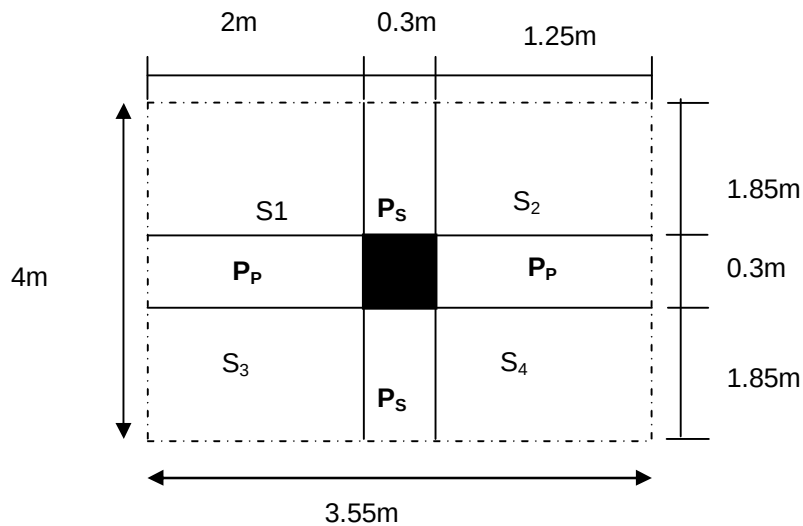


Fig. II.11 : Localisation du poteau le plus sollicité.

II .7) Descente de charge :

7 .1 : Charges et surcharges revenant au poteau (C4) :

Détermination de l'effort « N » revenant au poteau le plus sollicité.

a- Surface d'influence voir figure (localisation du poteau le plus sollicité)

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 \quad S = (2+1.25) \times 1.85 + (2+1.25) \times 1.85 = 12.025 \text{ m}^2$$

b- Poids propre des poutres:

- Poutres principales:

$$G_{pp} = [(0.25 \times 0.35 \times 1.85) + (0.25 \times 0.35 \times 1.85)] \times 25 = 8.094 \text{ KN}.$$

- Poutres secondaires :

$$G_{ps} = [(0.25 \times 0.35 \times 2) + (0.25 \times 0.35 \times 1.25)] \times 25 = 7.109 \text{ KN}.$$

D'où le poids propres des poutres est $G_p = G_{pp} + G_{ps}$

$$G_p = 8.094 + 7.109$$

$$G_p = 15.203 \text{ KN}$$

c- Poids propre des planchers :

Poids du plancher terrasse: $G_t = 5.87 \times 12.025 = 70.587 \text{ KN}.$

Poids du plancher d'étage courant: $G_e = 5.24 \times 12.025 = 63.011 \text{ KN}.$

d - Charges d'exploitation :

$$S = 4 \times 3.55 = 14.2 \text{ m}^2$$

Plancher terrasse inaccessible : $1.00 \times 14.2 = 14.2 \text{ KN}$

Plancher étage courant (habitation) : $1.5 \times 14.2 = 21.3 \text{ KN}$

Plancher RDC : $1,5 \times 14.2 = 21.30 \text{ KN}$

Plancher sous sol : $2.5 \times 14.2 = 35.5 \text{ KN}$

Ø Calcul des surcharges d'exploitations selon la loi de dégression :

Niveaux	Charges Permanents [KN]					Charges d'exploitations [KN]		Efforts normaux [KN]	Sections [cm ²]	
	Poids des planchers	Poids poutres	Poids poteaux	G_{tot}	G Cumulé	Q	Q Cumulé	$N = G_c + Q_c$	$S \geq N / \overline{\sigma}_{bc}$	Section adoptée
8	70.587	15.203	0	85.79	85.79	14.2	14.2	99.99	66.66	25x25
7	63.01	15.203	6.885	85.098	170.888	21.3	35.5	206.388	137.592	25x25
6	63.01	15.203	6.885	85.098	255.986	21.3	54.67	310.656	207.104	25x25
5	63.01	15.203	6.885	85.098	341.084	21.3	71.71	412.758	275.15	25x25
4	63.01	15.203	6.885	85.098	426.182	21.3	86.26	512.442	341.628	25x25
3	63.01	15.203	6.885	85.098	511.28	21.3	99,4	610.86	407.952	25x25
2	63.01	15.203	6.885	85.098	596.378	21.3	110,05	706.428	470.952	25x25
1	63.01	15.203	6.885	85.098	681.476	21.3	120.7	802.176	534.784	25x25
RDC	63.01	15.203	6.885	85.098	766.574	21,3	131.35	897.924	598.616	30x30
S-SOL	63.01	15.203	6.885	85.098	851.672	35.5	227.2	1078.872	719.248	30x30

Fig. II.12 : Tableau récapitulatif de la descente de charge sur le poteau C4

Remarque :

Le calcul relatif aux autres poteaux nous va conduire à des sections transversales inférieures à celles déterminées pour le poteau étudié, mais pour des raisons pratiques on adopte les mêmes sections pour chaque niveau.

A fin d'éviter le risque d'éclatement du béton sous l'effet du surferrailage et de Permettre une meilleure répartition des armatures, on élargit la section des poteaux et on optera pour des sections suivantes :

* **30 x 30 cm²** pour: le 1^{ère}, 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} étage.

* **35x 35 cm²** pour : le RDC et sous sol.

7.2: Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA (Art 7.4.1) :

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

- $\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$ en zone **I** et **IIa**
- $\text{Min}(b, h) \geq 30\text{ cm}$ en zone **II_b** et **III** .
- $\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$
- $1/4 < b/h < 4$

Dans notre cas on a :

1- $\text{Min}(b, h) = \text{Min}(30, 30) \geq 25\text{ cm}$ en **zone IIa** condition vérifiée

2 - $\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$

Pour le : le 1^{ère}, 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} etage.

$b=30\text{cm}$,

$h_e = 3.06\text{-ht plancher} = 306-20= 286\text{cm}$

$h_e/20 = 286/20=14.3$ donc $b=30\text{cm} \geq 14.3\text{cm}$ condition vérifiée.

Pour le RDC :

$b=35\text{cm}$

$h_e = 374-20=354\text{ cm}$

$h_e/20 = 17.7\text{cm}$ donc $b=35\text{cm} \geq 17.7\text{cm}$ condition vérifiée

Pour le S .SOL :

$b=35\text{cm}$

$h_e= 340-20=320\text{cm}$

$h_e/20 = 16\text{cm}$ donc $b=35\text{cm} \geq 16\text{cm}$ condition vérifiée

$$3) \quad \frac{1}{4} < \frac{h}{b} < 4$$

Condition vérifiée pour tous les niveaux étant donné qu'on a que des poteaux carrés ($b/h = 1$).

7.3) Vérification des poteaux au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui survient dans le cas des éléments élancés soumis à un effort de compression.

Il faut vérifier que l'élancement λ des poteaux : $\lambda = L_f / i \leq 50$.

Avec :

L_f : longueur de flambement ($L_f = 0.7 L_0$).

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

L_0 : hauteur libre du poteau

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

I : moment d'inertie du poteau ($I_{yy} = hb^3/12$; $I_{xx} = bh^3/12$).

$$\lambda = L_f / i = 0.7 L_0 / \sqrt{I/S} = 0.7 L_0 \times \sqrt{12} / h$$

• Les vérifications :

- Poteaux (30 x 30) cm² : $L_0 = 3.06$ m $\leftrightarrow \lambda = 24.73 < 50$ (1^{ère}, 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème}

5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème} étage.

- Poteau (35 x 35) cm² : $L_0 = 3.74$ m $\leftrightarrow \lambda = 25.911 < 50$ (RDC)

- Poteau (35x 35) cm² : $L_0 = 3.40$ m $\leftrightarrow \lambda = 23.555 < 50$ (S SOL)

Conclusion :

La condition de non flambement des poteaux est vérifiée.

Introduction :

Dans ce chapitre, nous baserons sur le calcul des différents éléments secondaire de la structure se fers pour une bande de 1m de largeur à l'ELU et la vérification sera faite à l'ELS. Le calcul se fera Conformément aux règles (**BAEL 91 modifiées 99**).

III.1) Calcul de l'acrotère :

L'acrotère sera calculé comme une console encastrée au niveau de la poutre du la plancher terrasse de dimensions :

-Epaisseur $e=10\text{cm}$.

-Hauteur $H=60\text{cm}$

Il sera soumise a son poids propre G et à une poussé latérale $Q=1\text{KN/ml}$, due à la main courante .Le calcul se fera en flexion composée de moment $M=Q .H$; et d'un effort normal $N=G$.

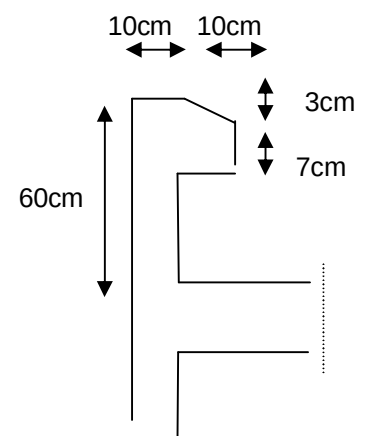


Fig.III.1 : Coupe transversale de l'acrotère

III.1.1) Calcul des sollicitations de l'acrotère :**a) Les charges et les surcharges à considérer :**

-Poids propre de l'acrotère : $G= \rho.S.Q$

$$G=25[(0,6.0,10) + (0,07.0,10)+(0,03.0,10/2)].1,00 = 1,712 \text{ KN/ml}$$

Avec :

ρ : Masse volumique du béton.

S : section longitudinale de l'acrotère.

Q : Poussé latérale: $Q = 1\text{KN/ml}$.

b) Calcul du moment de renversement M dû a la surcharge Q :

$$M = Q.H = 1.0,6 = 0,6\text{KN.m}$$

H : hauteur de l'acrotère.

c)- Effort tranchant : $T = Q.1\text{ml} = 1\text{KN}$.

d)- Effort normal du au poids propre G : $N = G.1\text{ml} = 1,712\text{KN}$.

Schéma statique :

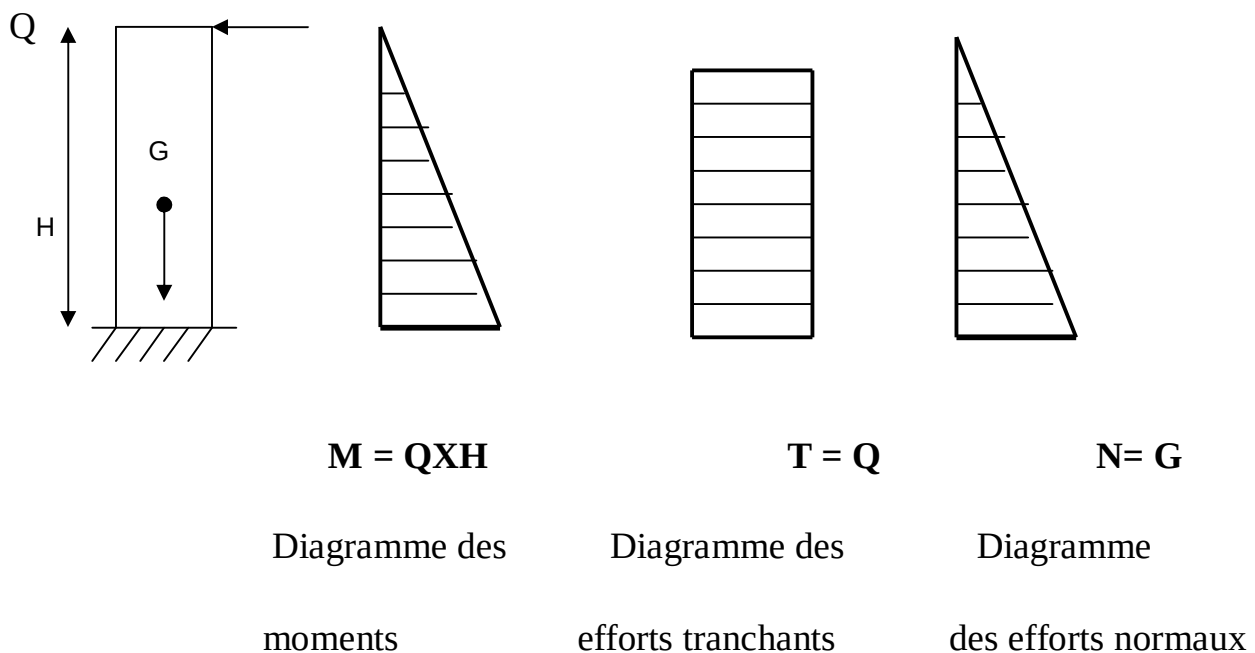


Fig. .III.2. Représentation des diagrammes des efforts internes.

III.1.2) Combinaisons des charges à considérée :(BAEL 91, modifier 99) :

• **Calcul a l'ELU :**

La combinaison des charges à considérer selon le (BAEL91, modifier 99/Art A.3.3.21).

$$\begin{aligned}
 \text{-Effort normale de compression : } N_u &= 1,35G & \Rightarrow & N_u = 1,35 \times 1,71 \\
 & & \Rightarrow & N_u = 2,312 \text{ KN/ml}
 \end{aligned}$$

-Effort normale due a la main courante : $T_u=1,5Q \Rightarrow T_u= 1,5\text{KN/ml}$.

-Moment de flexion : $M_u=1,5.M \Rightarrow M_u= 1,5 \times 0,6 \Rightarrow M_u=0,9\text{KN.m}$.

• **Calcul a l'ELS :**

Selon le **(BAEL91, modifier 99 / Arta.3.3.3)** la combinaison à considérer est : **G+Q.**

-Effort normal de compression : $N_s=1,712\text{KN/ml}$.

-Effort tranchant due al main courante : $T_s= Q = 1\text{KN/ml}$.

-Moment de flexion : $M_s = M = 0,60\text{KN.ml}$

III. 1.3) Ferrailage de l'acrotère:

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire d'épaisseur « $e = 10\text{cm}$ » et de largeur « $b = 100\text{cm}$ », soumise à un effort normal « N » et un moment de renversement « M ».

Le calcul se fera à L'ELU puis vérifié à L'ELS.

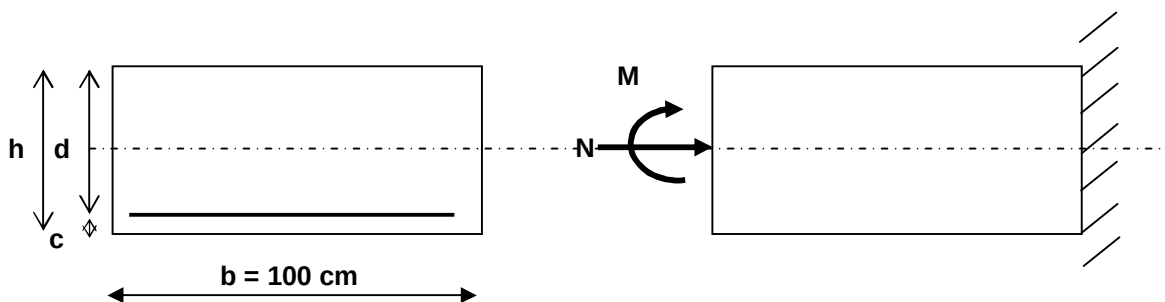


Fig. .III.3 : Schéma de calcul de l'acrotère.

v Calcul des armatures à l'ELU :

a) calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,312} = 0,389 \text{ m} = 39 \text{ cm}.$$

$$a = \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2\text{cm} \Rightarrow e_u > \frac{h}{2} - c$$

Avec:

a: distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures tendues.

$e_u > \frac{h}{2} - c \Rightarrow$ le centre de pression se trouve à l'extérieur de la zone délimitée par les armatures. L'effort normal N est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis elle se ramène à la flexion composée.

b) Calcul en flexion simple : (section fictive)

- **Moment fictif :**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0,9 + 2,312 \left(\frac{0,1}{2} - 0,03 \right) = 0,946 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,946 \times 1000}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,0135 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,0135 \Rightarrow \beta = 0,9935$$

$$\text{Les armatures fictives: } A_f = \frac{M_f}{b d s_{st}} = \frac{0,946 \times 1000}{0,993 \times 7 \times 348} = 0,39 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec :}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_f = 0,39 \text{ cm}^2$$

c) Calcul en flexion composée : (armatures réelles)

La section d'acier réelle est déterminée par la relation suivante :

$$A = A_f - \frac{N_u}{s_{st}} = 0,390 - \frac{2,312}{348 \times 10^{-1}} = 0,323 \text{ cm}^2$$

d) Vérification de l'acrotère au séisme : (Art 6.2.3 / RPA 99)

L'acrotère est un élément non structural soumis à une force horizontale.

$$F_p = 4AC_p w_p$$

Avec

A: coefficient d'accélération de zone, dans notre cas :

$$A = 0.15 \text{ (Zone IIa, groupe d'usage 2)}$$

C_p : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires

$$C_p = 0.8$$

w_p : poids de l'élément

$$w_p = 1.712 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.8 \times 0.15 \times 1.712 = 0,821 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

D Il est inutile de calculer l'acrotère au séisme.

**Ø Condition de non fragilité du béton (de la section minimale)
(BAEL91/**

Art 4.2.1):

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_s - (0,455 \times d)}{e_s - (0,185 \times d)} \right]$$

Avec:

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,822}{1,7125} = 0,48m = 48cm$$

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

$$\text{D'où : } A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 7 \times 2,1}{400} \times \left[\frac{48 - (0,455 \times 7)}{48 - (0,185 \times 7)} \right] = 0,811cm^2$$

$A_{\min} = 0,811 \text{ cm}^2 > A = 0,323 \text{ cm}^2$ La condition de non fragilité n'est pas vérifiée.

Conclusion :

La condition de non fragilité n'étant pas vérifiée, c'est la section imposée par cette dernière condition qui sera prise en considération.

Donc, on adopte une section : $A = A_{\min} = 0,811 \text{ cm}^2$

Soit : 4HA8 $\Rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

Ø Armatures de repartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2$$

On prend 4HA8 = $2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

Ø Vérification au cisaillement : [Art A.5.1 ; 1..BAEL91]

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

$$t_u = \frac{1,5}{100 \times 7} = 0,0021 \text{ KN} / \text{cm}^2$$

V_u : la valeur de l'effort tranchant.

b : largeur de la bande considérée = 100 cm.

d : hauteur utile de la section, $d = h - c$.

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée comme étant préjudiciable, il est nécessaire de vérifier la condition suivante :

$$t_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{t}_u$$

$$\bar{t}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{g_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{t}_u = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4MPa \right) = \min (2,5 MPa ; 4MPa) = 2,5 MPa$$

$$t_u < \bar{t}_u \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

Ø Vérification de l'adhérence des barres : [Art A 6.1, 3..BAEL]

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

Ψ_s : Coefficient de scellement.

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

Avec $\sum U_i$: Somme des périmètres ultimes des barres

$$\sum U_i = \pi \times n \times \phi = 3,14 \times 4 \times 0,8 = 10,048 \text{ cm}$$

n: Nombre de barres

$$\text{D'où : } t_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 7 \times 10,048} = 0,237 MPa$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{La section est vérifiée.}$$

v Espacement des barres :

Armatures principales: $S_t < \min(3h, 33cm) = 30cm$

$$S_t = 25cm \leq 30cm \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Armatures de répartitions: $S_t = \min(4h, 45cm) = 40cm$

$$S_t = 25cm \leq 40cm \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Ø Ancrage des barres :

La longueur de scellement droit est :

$$L_s = \frac{f_{fe}}{4f_s} = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.84} = 281,69 \text{ mm} \quad \text{soit } L_s = 30 \text{ cm}$$

Avec :

$$\tau_s = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa.}$$

Selon [Art A.6.1, 23.BAEL 91]:

La longueur de scellement « L_s » est donnée par :

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

Les barres étant comprimées, un scellement d'une longueur de $0,6L_s = 20 \text{ cm}$ et un crochet normal suffiraient largement pour garantir son ancrage.

- Calcul à L'ELS :

Le calcul consiste à vérifier les contraintes limites dans les aciers.

Ø Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

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

$$s_{bc} = \frac{1}{K_1} \times s_{st}$$

$$r_1 = \frac{A_s \times 100}{b \times d} = \frac{2,01 \times 100}{100 \times 7} \times = 0,287 \Rightarrow b_1 = 0,916$$

$$K_1 = 44,52$$

$$s_{st} = \frac{M_s}{b_1 d A_s} = \frac{0,6 \times 1000}{0,916 \times 7 \times 2,01} = 46,55 \text{ MPa}$$

$$s_{bc} = \frac{1}{K_1} \times s_{st} = \frac{1}{44,52} \times 46,55 = 1,04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Ø Vérification des contraintes d'ouvertures des fissures dans l'acier : [Art. A.4.5.23]

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\bar{s}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{h \cdot f_{t28}} \right\}$$

Avec : $\eta = 1,6$: coefficient de fissuration (barres à haute adhérence)

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

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

$$s_{st} = \frac{M_s}{b_1 \times d \times A_{st}} = 46,55 \text{ MPa}$$

$$s_{st} < \bar{s}_{st} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

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

Armatures principales.....4 HA8 = 2,01cm²/ml avec S_t = 25cm.

Armatures de répartitions.....4 HA8 = 2,01cm² avec S_t = 25

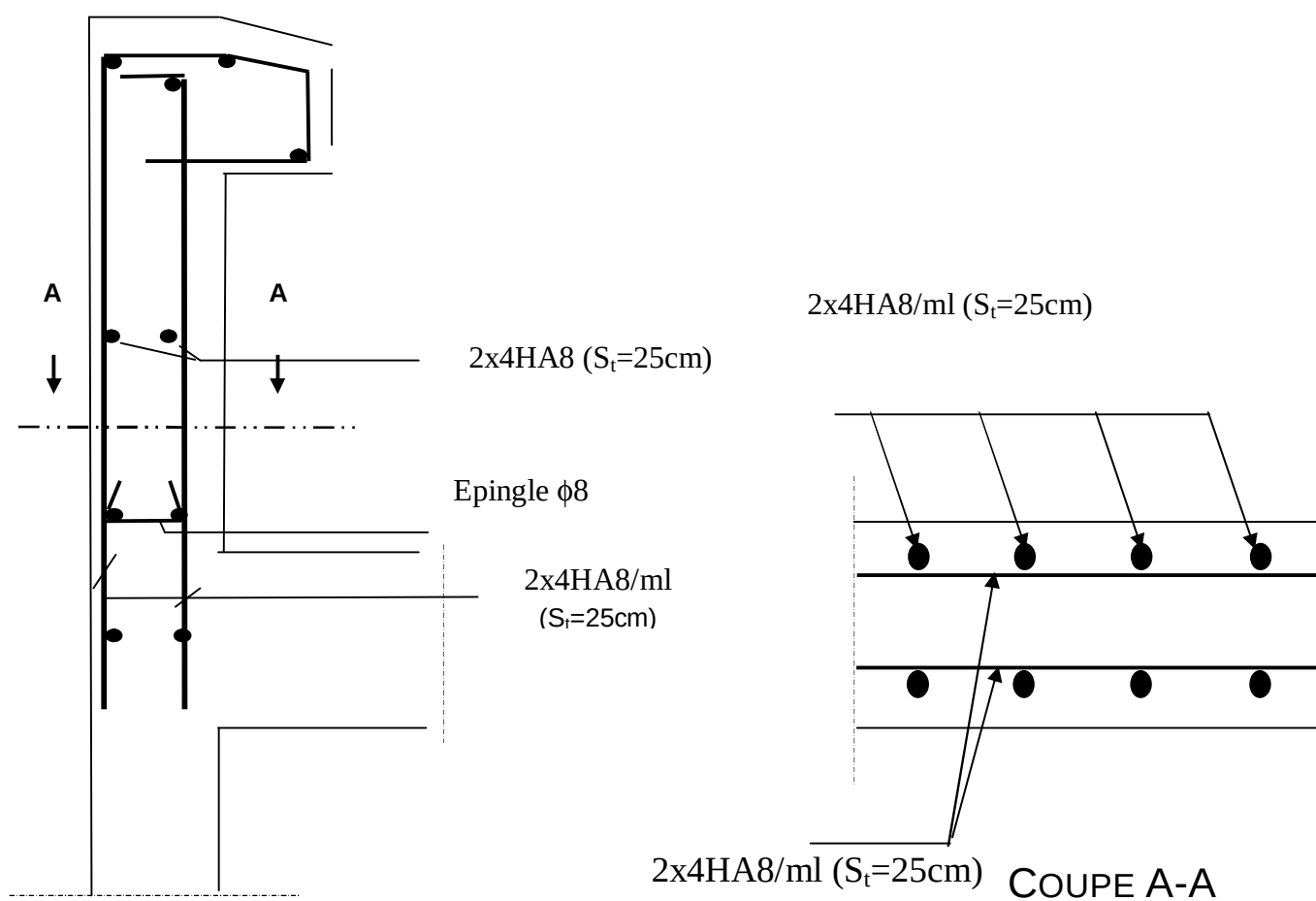


Fig. III.4 : Plan de ferrailage de l'acrotère.

III.2) Calcul des planchers :

III.2.1-Introduction :

Les planchers de notre projet sont réalisés en corps creux, d'une dalle de compression (16+4) 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 : assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles égale à 65cm.

Remplissage en corps creux : utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur égale à **16cm**.

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.2.2-Ferraillage de la dalle de compression : [Art B 6.8.423 /BAEL 91 modifié 99]

La dalle de compression est coulée sur place, armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés).

Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 p.ml) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 33 cm (3 p.ml) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

1) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

Les sections de ces armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\text{- si : } l \leq 50 \text{ cm} \quad \text{alors } A_{\perp} = \frac{200}{f_e}$$

$$\text{- si : } 50 \leq l \leq 80 \text{ cm} \quad \text{alors } A_{\perp} = \frac{200}{f_e} \times 0,02 l = \frac{4 l}{f_e}$$

Les armatures parallèles aux poutrelles doivent avoir une section A :

$$A \text{ (cm}^2 \text{ / ml)} \geq \frac{A_c}{2}$$

Avec :

l : Écartement entraxe des poutrelles.

f_e : Limite d'élasticité en MPa.

$A_{\perp}$: Armatures perpendiculaires aux poutrelles.

$A_{//}$: Armatures parallèles aux poutrelles.

Dans notre cas $L=65\text{cm}$ donc :

$$A_{\perp} = 4.l / f_e = 4 \times 65 / 520 = 0,5 \text{ cm}^2 \text{ / ml}$$

L :Distance entre axes des poutrelles ($l= 65\text{cm}$)

Nous adapterons : $5T4 \text{ / ml} = 0.63 \text{ cm}^2$, Avec un espacement : $e = 100/5=20\text{cm}$

2) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0.63 / 2 = 0.315 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons : $5T4/\text{ml}=0.63 \text{ cm}^2$, Avec un espacement : $e = 100/5=20 \text{ cm}$

Donc : nous adopterons un treillis soudé de type $5 \times 20 \times 20 \text{ cm}$

Conclusion :

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé de nuance

TLE 520 de dimension **(5X 20 X 20) cm.**

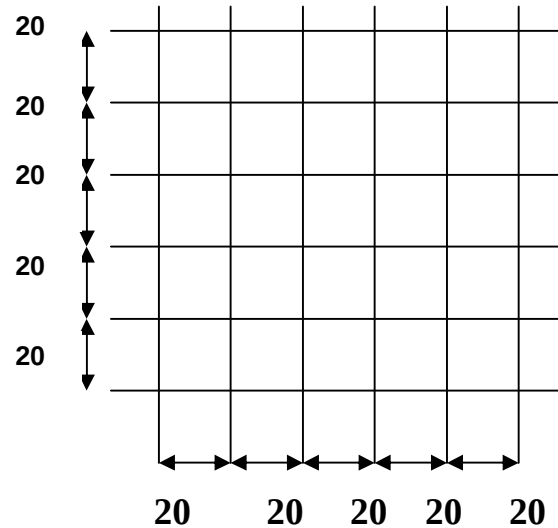


Fig.III.5. Schéma de treille sodée

III.2.3-Etude des poutrelles :

Les poutrelles seront considérées comme des poutres continues sur appuis de section transversale en T.

- **Dimensionnement de la poutrelle :**

h : hauteur de la poutrelle ($h=16+4=20\text{cm}$).

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

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 :

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

L_1 : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles. ($65 - 12$), ($L_1=53\text{ cm}$)

L : longueur de la plus grande travée. ($L = 400\text{cm}$)

$$b_1 \leq \min (26,5; 40; 32) \quad b_1 = 26,5\text{cm}.$$

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

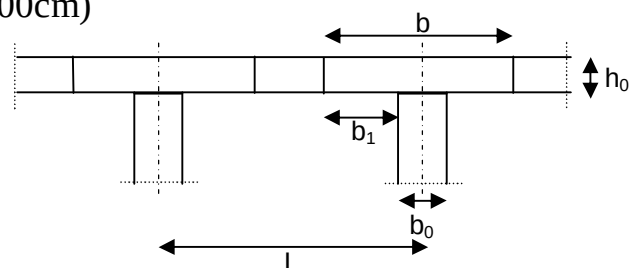


Fig. III. 6. Dimensions de la poutrelle

Ü 1ere étape: Avant coulage de la dalle de compression:

La poutrelle sera considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités. Elle doit supporter en plus de son poids propre, la charge due au poids de l'ouvrier ainsi que le poids du corps creux.

• Charges permanentes :

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

-Poids du corps creux..... $G = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$.

-Poids de l'ouvrier..... $Q = 1 \text{ KN/ml} \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$.

D'où :

$$G = G_{\text{poutrelle}} + G_{\text{corps creux}} = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN /ml}$$

$$Q = 0,65 \text{ KN /ml}$$

1. Ferrailage à l'ELU:

-La combinaison de charge à considérer est:

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

$$\text{Alors : } q_u = 1,35 (0,12 + 0,62) + 1,5 (0,65) = 1,974 \text{ KN/ml.}$$

$$q_u = 1,974 \text{ KN/ml.}$$

-Le moment en travée:

$$M_0 = M_{\max} = q_u \cdot l^2 / 8 = 1,974 \cdot 4^2 / 8 = 3,948 \text{ KN.m}$$

-L'effort tranchant:

$$T = q_u \cdot l / 2 = 1,974 \times 4 / 2 = 3,948 \text{ KN.}$$

2. Calcul des armatures:

Soit : l'enrobage $c = 2 \text{ cm}$.

Hauteur utile : $d = h - c$

$$\text{Alors : } d = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$$

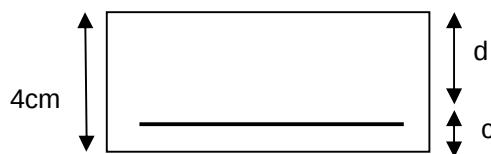


Fig. III.7: section de la poutrelle.

$$m = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{3,948}{0,12 \times 0,02^2 \times 14,2 \times 10^3} = 5,792$$

$m = 5,792 > \mu_r = 0,392 \implies$ section est doublement armée (SDA).

Conclusion :

Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures. Par conséquent, il est nécessaire de prévoir un **étiage** pour soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

ü 2ème étape : Après coulage de la dalle de compression:

Après coulage de béton, les poutrelles sont calculées comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

Pour déterminer les moments en travées, aux appuis et les efforts tranchants le **BAEL 91** propose trois méthodes de calculs qui sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de trios moments.
- Méthode Caquot.

La poutrelle sera soumise dans ce cas au :

- **Poids propre du plancher :**

$$G = 5,24 \times 0,65 = 3,406 \text{ KN/ml}$$

$$\mathbf{G=3,406KN/ml}$$

- **Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$$

$$\mathbf{Q=0,975KN/ml}$$

- **La combinaison des charges est:**

-à **ELU** :

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

$$q_u = (1,35 \times 3,406) + (1,5 \times 0,975) = 6,061 \text{ KN/ml}$$

-à **ELS** :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 3.406 + 0.975 = 4.381 \text{ KN/ml}$$

✚ Choix de la méthode de calcul :

1) Méthode forfaitaire :

Charges revenant à la poutrelle :

$$G = 3.406 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 0.975 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 6.061 \text{ KN /ml}$$

$$q_s = 4.381 \text{ KN/ml}$$

• Vérification des conditions d'application de la méthode :

a) Hypothèse 1:

$$\left\{ \begin{array}{ll} Q < 2G & \text{on a: } Q = 0,975 \text{ KN/ml} < 2 \times 0,975 \\ Q \leq 5 \text{ KN} & \text{et } Q = 0,975 < 5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \quad \text{Condition vérifiée}$$

b) Hypothèse 2:

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les

différentes travées en continuité.

Condition vérifiée

c) Hypothèse 3: les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1,25 :

$$C. a. d : 0.8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 400/400=1 \\ 400/400=1 \\ 400/400=1 \\ 400/400=1 \end{array} \right. \quad \text{Condition vérifiée}$$

d) Hypothèse 4: la fissuration est considérée non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements.

Condition vérifiée.

Conclusion :

Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

4) Principe de la méthode :

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

Ø Exposé de la méthode :

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

- M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de Comparaison
- $M_0 = \frac{qL^2}{8}$ dont L longueur entre nus des appuis.
- M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.
- M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite.
- M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

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

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

- $0,6 M_0$ pour une poutre à deux travées ;
- $0,5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;
- $0,4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

5-Application de la méthode forfaitaire :

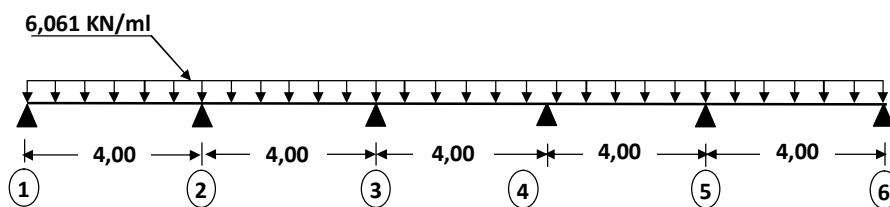
Ø Calcul de coefficient a (BAEL 91/Art B.1.1.2) :

$$a = \frac{0,975}{3,406 + 0,974} = 0,222$$

$0 < 0,222 < 0,670$ Condition vérifiée.

Ø Calcul des sollicitations pour la poutre :

Cette catégorie contient les poutres ayant six (06) travées.



a) Calcul des moments fléchissant :

$$M_{01} = M_{02} = M_{03} = M_{04} = M_{05} = M_{06} = q_u l^2 / 8$$

Avec :
$$M_{01} = \frac{6,061 \times 4^2}{8} = 12,122 \text{ KN.m}$$



①

②

③

④

⑤

⑥

b) Calcul des moments sur appuis:

$$M_1 = 0,3.M_{01} = 0,3 \times 12,122 = 3,636 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0,5.\max(M_{01}, M_{02}) = 0,5 \times 12,122 = 6,061 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0,4.\max(M_{02}, M_{03}) = 0,4 \times 12,122 = 4,849 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0,4.\max(M_{03}, M_{04}) = 0,4 \times 12,122 = 4,849 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 0,5.\max(M_{04}, M_{05}) = 0,5 \times 12,122 = 6,061 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = 0,3.M_{05} = 0,3 \times 12,122 = 3,636 \text{ KN.m}$$

c) Calcul des moments en travées :

$$1 + 0,3a = 1,066 \quad , \quad \frac{1 + 0,3a}{2} = 0,533 \quad , \quad \frac{1,2 + 0,3a}{2} = 0,633$$

$$\bullet \begin{cases} M_{t(1-2)} + \frac{M_1 + M_2}{2} \geq \max[1,05M_{01} ; 1,066M_{01}] \\ M_{t(1-2)} \geq 0,633.M_{01} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t(1-2)} + \frac{3,636 + 6,061}{2} \geq 1,066 \times 12,122 \\ M_{t(1-2)} \geq 0,633 \times 12,122 = 7,673 \end{cases}$$

$$M_{t(1-2)} \geq \max(8,073 ; 7,673)$$

On prend: $M_{t(1-2)} = 8,073 \text{ KN.m}$

$$\bullet \begin{cases} M_{t(2-3)} + \frac{M_2 + M_3}{2} \geq \max[1,05M_{02} ; 1,066M_{02}] \\ M_{t(2-3)} \geq 0,533M_{02} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t(2-3)} + \frac{6,061 + 4,849}{2} \geq 1,066 \times 12,122 \\ M_{t(2-3)} \geq 6,461 \end{cases}$$

$$M_{t(2-3)} \geq \max (7,467 ; 6,461)$$

On prend: $M_{t(2-3)} = 7,467 \text{ KN.m}$

$$\bullet \begin{cases} M_{t(3-4)} + \frac{M_3 + M_4}{2} \geq \max [1,05M_{03}; 1,066M_{03}] \\ M_{t(3-4)} \geq 0,533M_{03} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t(3-4)} + \frac{4,849 + 4,849}{2} \geq 1,066 \times 12,122 \\ M_{t(3-4)} \geq 0,533 \times 12,122 \end{cases}$$

$$M_{t(3-4)} \geq \max (8,073 ; 6,461)$$

On prend: $M_{t(3-4)} = 8,073 \text{ KN.m}$

$$\bullet \begin{cases} M_{t(4-5)} + \frac{M_4 + M_5}{2} \geq \max [1,05M_{04}; 1,066M_{04}] \\ M_{t(4-5)} \geq 0,533M_{04} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t(4-5)} + \frac{4,849 + 6,061}{2} \geq 1,066 \times 12,122 \\ M_{t(4-5)} \geq 0,533 \times 12,122 \end{cases}$$

$$M_{t(4-5)} \geq \max (7,467 ; 6,461)$$

On prend: $M_{t(4-5)} = 7,467 \text{ KN.m}$

$$\bullet \begin{cases} M_{t(5-6)} + \frac{M_5 + M_6}{2} \geq \max [1,05M_{05}; 1,066M_{05}] \\ M_{t(5-6)} \geq 0,633M_{05} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t(5-6)} + \frac{6,061 + 3,636}{2} \geq 1,066 \times 12,122 \\ M_{t(5-6)} \geq 7,673 \end{cases}$$

$$M_{t(5-6)} \geq \max (8,073 ; 7,673)$$

On prend: $M_{t(5-6)} = 8,073 \text{ KN.m}$

d) Calcul des efforts tranchant :

L'effort tranchant au niveau d'une travée est donné par la formule suivante :

$$T = \frac{q_u \cdot l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

l : La longueur de la travée.

M_i , M_{i+1} : Moments en valeurs algébriques aux appuis (i) et (i+1) respectivement.

• **La travée (1-2) :** $l = 4 \text{ m}$

$$T_1 = \frac{6,061 \times 4}{2} + \frac{-6,061 + 3,636}{4} = 11,516 \text{ KN}$$

$$T_2 = -\frac{6,061 \times 4}{2} + \frac{-6,061 + 3,636}{4} = -12,728 \text{ KN}$$

• **La travée (2-3) :** $l = 4 \text{ m}$

$$T_2 = \frac{6,061 \times 4}{2} + \frac{-4,849 + 6,061}{4} = 12,425 \text{ KN}$$

$$T_3 = -\frac{6,061 \times 4}{2} + \frac{-4,849 + 6,061}{4} = -11,819 \text{ KN}$$

• **La travée (3-4) :** $l = 4 \text{ m}$

$$T_3 = \frac{6,061 \times 4}{2} + \frac{-4,849 + 4,849}{4} = 12,122 \text{ KN}$$

$$T_4 = -\frac{6,061 \times 4}{2} + \frac{-4,849 + 4,849}{4} = -12,122 \text{ KN}$$

• **La travée (4-5) :** $l = 4 \text{ m}$

$$T_4 = \frac{6,061 \times 4}{2} + \frac{-6,061 + 4,849}{4} = 11,819 \text{ KN}$$

$$T_5 = -\frac{6,061 \times 4}{2} + \frac{-6,061 + 4,849}{4} = -12,425 \text{ KN}$$

- **La travée (5-6) :** $l = 4 \text{ m}$

$$T_5 = \frac{6,061 \times 4}{2} + \frac{-3,636 + 6,061}{4} = 12,728 \text{ KN}$$

$$T_6 = -\frac{6,061 \times 4}{2} + \frac{-3,636 + 6,061}{4} = -11,516 \text{ KN}$$

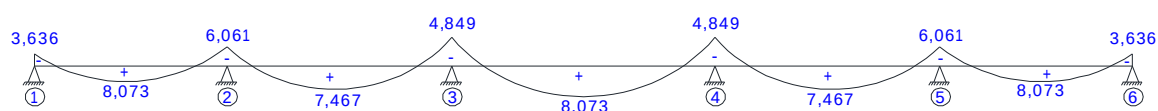


Fig.III.4. Diagramme des moments fléchissants en [KN.m]

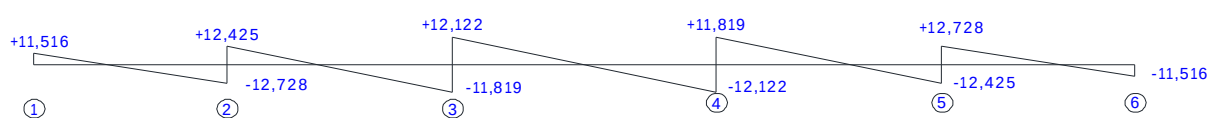


Fig.III.5. Diagramme des efforts tranchants en [KN]

Ferrailage:**ü Armatures longitudinal :****• En travée :**

Le calcul des armatures en travée s'effectue comme une section en T, on considérant le moment maximum $M_t^{\max} = 8,073 \text{ KNm}$.

-Le moment équilibré par la table de compression M :

$$\text{Avec } M = f_{bc} b h_0 \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14,2 \times 65 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) \times 10^{-3} = 59,072 \text{ KNm}.$$

$$\mathbf{M = 59,072 \text{ K Nm}}$$

$$\text{D'où } M_t^{\max} = 8,073 \text{ KNm} < M = 59,072 \text{ KNm}$$

Donc l'axe neutre est dans la table de compression $\longrightarrow$ le calcul se fera pour une section rectangulaire $b \times h$

$$m = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{8,073 \times 10^2}{65 \times 18^2 \times 14,2 \times 10^{-1}} = 0,026 < m_l = 0,392$$

$$m < m_l \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$A_s = \frac{M_t^{\max}}{b d s_s}$$

$$m = 0,026 \Rightarrow b = 0,987$$

$$A_s = \frac{8,073 \times 10^2}{0,987 \times 18 \times 348 \times 10^{-1}} = 1,306 \text{ cm}^2$$

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

• **En appuis :**

La table de compression est entièrement tendue, la section à considérée pour le calcul est une section rectangulaire de hauteur utile $d=18$ cm et de largeur $b_0=12$ cm .

$$M_a^{\max} = 6,061 \text{ KNm}$$

$$m = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{6,061 \times 10^2}{12 \times 18^2 \times 14,2 \times 10^{-1}} = 0,11 < m_l = 0,392$$

$$m = 0,11 \Rightarrow b = 0,942$$

$$A_s = \frac{M_a^{\max}}{b d s_s} = \frac{6,061 \times 10^2}{0,942 \times 18 \times 348 \times 10^{-1}} = 1,027 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A^a = 2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

Soit : 1HA12 filant et 1HA12 comme chapeau

ü Armatures transversals :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$f_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; f_l \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 1 \right\} = 0,571 \text{ cm}^2$$

f_l : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

On choisi un cadre Ø8; avec $A_t = 2\text{HA}8 = 1,00 \text{ cm}^2$

Ø Espacement des armatures transversals:

$$S_t \leq \min \{ 0,9 \times d ; 40 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq \min \{ 16,2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \}$$

On prend $S_t = 15$ cm constant le long de la poutrelle

v Calcul des ancrages (BAEL91/ Art 6.1,23) :

Les barres rectilignes de diamètre ϕ et de limite d'élasticité f_e sont ancrées sur une longueur L_s , dite longueur de scellement droit.

La longueur de scellement droit d'après les règles BAEL91 modifié 99.

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

Avec :

τ_{su} : contrainte d'adhérence

$$\tau_{su} = 0,6 \gamma_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$\psi_s = 1,5$ pour HA ψ_s : coefficient de scellement

pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et Fe400 ;

$$\frac{L_s}{f} = 35,3$$

Pour $\phi = 10 \text{ mm} \Rightarrow L_s = 35,3 \text{ cm}$; soit $L_s = 35 \text{ cm}$

et $L_a = 0,4 L_s = 14 \text{ cm}$

a) Vérification à l'ELU**v Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91, A 4.2.1) :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{c28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,261 \text{ cm}^2$$

§ **En travée:** $A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > 0,261 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

§ **Aux appuis:** $A_a = 2,26 \text{ cm}^2 > 0,261 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

v Vérification au cisaillement:

Fissuration peu nuisible, on doit vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}_u$.

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{12,728 \times 10}{18 \times 12} = 0,59 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_d} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$x t_u = 0,59 MPa < \bar{t}_u = 3,33 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification à L'ELS :

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

$$q_s = G + Q = 4,381 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 6,061 \text{ KN/mL}$$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,381}{6,061} = 0,723$$

Ø Moments fléchissants :

- Sur appuis : $M_{ser}^a = 6,061 \times 0,723 = 4,382 \text{ KN.m}$
- en travées : $M_{ser}^t = 8,073 \times 0,723 = 5,837 \text{ KN.m}$

Ø Vérification de la résistance à la compression du béton :

1- Aux appuis :

$$r_1 = \frac{100 \times A^a}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2,26}{12 \times 18} = 1,046 \Rightarrow \begin{cases} b_1 = 0,858 \\ K = 0,049 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

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

$$s_s = \frac{M_{ser}^a}{b_1 \times d \times A^a}$$

$$s_s = \frac{4,382 \times 10^3}{0,858 \times 18 \times 2,26} = 125,55 \text{ MPa}$$

La contrainte dans le béton est:

$$s_{bc} = K \times s_s = 0,049 \times 125,55 = 6,152 \text{ MPa}$$

$$s_{bc} = 6,152 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2- En travée:

$$r_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,088 \Rightarrow \begin{cases} b_1 = 0,856 \\ K = 0,051 \end{cases}$$

$$s_s = \frac{M_t^{ser}}{b_1 \times d \times A_{st}}$$

$$s_s = \frac{5,837 \times 10^3}{0,856 \times 18 \times 2,35} = 161,204 \text{ MPa}$$

$$s_{bc} = K \times s_s = 0,051 \times 161,204 = 8,221 \text{ MPa}$$

$$s_{bc} = 8,221 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Ø Etat limite d'ouverture des fissures :

Nous avons une fissuration peu préjudiciable $\Rightarrow$ aucune vérification n'est nécessaire .

Ø Verification de la flèche :

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

$$1) \frac{h}{l} > \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{l} > \frac{1}{10} \times \frac{M_t^s}{M_0}$$

$$3) \frac{A}{b_0 \times d} < \frac{4,2}{f_e}$$

$$\text{Nous avons : } \frac{h}{l} = \frac{20}{400} = 0,05 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$$

La première condition n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est obligatoire

Ø Calcul de la flèche :

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

$\bar{f}$: La flèche admissible

E_v : Module de déformation différée ($E_v = 10818,865 \text{ MPa}$)

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

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

I_0 : Moment d'inertie totale de la section homogène

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

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b} \right) \times \rho}$$

Avec ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure

$$r = \frac{A_{st}}{b_o d} = 0,011$$

Ø Calcul des paramètres :

$$S_{xx'} = b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_0) \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + (15 \times A_t \times d)$$

$$= 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 2,35 \times 18)$$

$$S_{xx'} = 3458,5 \text{ cm}^3$$

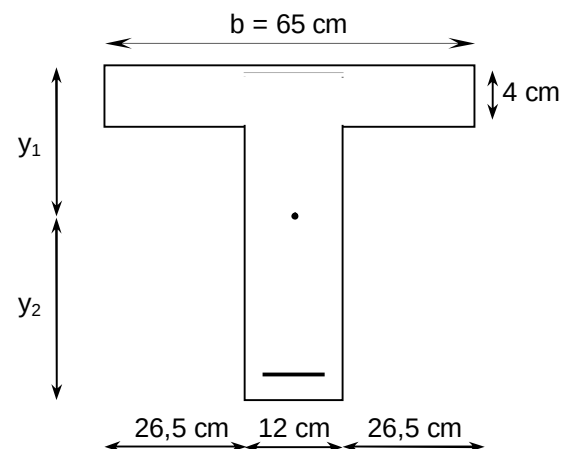
$$B_0 = (b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + (15 \times A_t)$$

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

Position de l'axe neutre: $y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$

$$y_1 = \frac{3458,5}{487,25} = 7,098 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7,098 = 12,902 \text{ cm}$$



$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 \times A_t \times (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = 20003,22 \text{ cm}^4$$

$$r = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,011$$

La contrainte dans les aciers tendus est $\sigma_s = 161,204 \text{ MPa}$

§ Calcul des coefficients :

$$m = \max \left(1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 161,204 + 2,1} ; 0 \right) = 0,600$$

$$l_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0,011} = 1,495$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 20003,22}{1 + (0,6 \times 1,495)} = 11599,12 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{5,837 \times 10^6 \times (4000)^2}{10 \times 10818,865 \times 11599,12 \times 10^4} = 7,442 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4000}{500} = 8 \text{ mm}$$

$f < \bar{f} \Rightarrow$ La flèche est vérifiée.

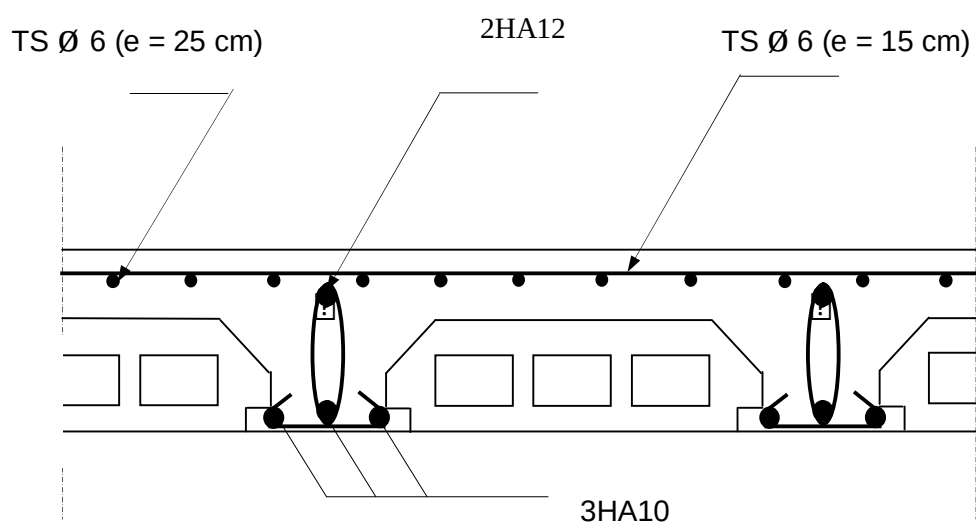


Fig. III .8 : Plan de ferrailage du plancher.

III-4) Etude des balcons :**III.4.1.Introduction :**

Le balcon se calcule comme une console encastree au niveau de la poutre du plancher soumis à des charges permanentes dues à son poids propre G , au poids propre du garde corps.

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m de largeur. L'épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante :

$$e \geq L/10$$

Avec :

L : largeur du balcon ($L= 1.2m$)

$$e \geq 120/10 = 12cm$$

$$e = 12cm$$

III.4.2 Détermination des sollicitations :**a) Charges permanentes****§ Dalle pleine :**

-Revêtement en carrelage ($ep=2cm$).....	$0,20 \times 2 = 0,4KN /m^2$
-Mortier de pose ($ep= 2cm$).....	$0,18 \times 2 = 0,36KN /m^2$
-Couche de sable ($ep=3cm$).....	$0,12 \times 3 = 0,36KN/m^2$
- Dalle pleine ($ep = 12cm$).....	$0.25 \times 12 = 3.00 KN/m^2$
- Enduit de ciment ($ep=2cm$).....	$0.22 \times 2 = 0.44 KN /m^2$

$$G1 = 4,56KN /m^2$$

§ Garde corps :

-maçonnerie en brique creuses ($ep=10cm$).....	$0.9KN/m^2$
-enduit de ciment ($ep=2cm$)	$2 \times 0,18 = 0.36KN/m^2$

$$G2 = 1,26 KN/ m^2$$

b) Charges d'exploitations :

$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$ dalle pleine

$Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$ garde corps

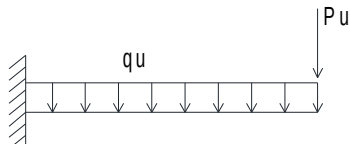


Fig.III.9. Schéma statique du balcon

III.4.3 Ferrailage du balcon :

Le ferrailage se fait à **ELU**, et les vérifications se font à **L'ELS**.

4-3 .1) Calcul à l'état limite ultime**a) Combinaison des charges :****• Dalle :**

$$q_u = 1.35G + 1.5 Q = 1.35 \times (4.56) + 1.5 \times (3.5) = 11.406 \text{ KN/ml}$$

• Garde corps :

$$g_{u1} = 1.35 \times 1.26 \times 1,2 = 1.701 \text{ KN.}$$

$$q_{u1} = 1.5 \times 1.00 \times 1,2 = 1.50 \text{ KN.}$$

Ø Calcul des sollicitations :**-L'effort tranchant :**

$$T_u = q_u l + g_{u1} = (11.406 \times 1.20) + 1.701 = 15.39 \text{ KN.}$$

-Le moment fléchissant :

$$M_u = q_u l^2 / 2 + g_{u1} \cdot l + q_{u1} \cdot H$$

$$M_u = 11,406 \cdot 1,2^2 / 2 + 1,701 \cdot 1,2 + 1,5 \cdot 1,2 = 11,41 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 11,41 \text{ KN.m}$$

-Effort normal:

$$N = q_{u1} = 1.50 \text{ KN.}$$

a) Armatures principales :

Soit l'enrobage $c=3\text{cm}$. Hauteur utile : $d= h-c$ alors $d = 12- 3 =9 \text{ cm}$

$$\mu_b = M_t / b_0 d^2 f_{bc} \quad \text{avec } f_{bc} = 0.85 \times f_{c28} / \gamma_b = 0.85 \times 25 / 1 \times 1.5$$

$$= 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{11,41 \cdot 10^6}{1000 \cdot 90^2 \cdot 14,2} = 0,099 < \mu_r = 0,392 \quad \Longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,099 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0,9535$$

$$A_t = \frac{M_U}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{M_U}{\beta \cdot d f_e / \gamma_s} = \frac{11,41 \cdot 10^6}{0,9535 \cdot 90 \cdot 400 / 1,15} = 343,4 \text{ mm}^2 = 3,43 \text{ cm}^2$$

Soit : 5 HA 10 = 3,93 cm² avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

b) Armatures de répartition :

$$A_r = A/4 = 3.43/4 = 0.857 \text{ cm}^2$$

Soit : 4 HA 6 = 1.13 cm² avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$

III.4.4 Vérification à l'état limite ultime ELU :

Condition de non fragilité : (BAEL 91/ Art. A.4.2, 1) :

$$A_{\min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23 \cdot 100 \cdot 9 \cdot 2,1 / 400 = 1,087 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,087 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 3,92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,087 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

§ Espacement des barres :**• Armatures principales:**

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

$$e < \min \{ 3h, 33 \text{ cm} \} = 33 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Armatures de répartition:**

$$e = 25 \text{ cm}$$

$$e < \min \left\{ 4h, 45 \text{ cm} \right\}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :(BAEL 91 / Art. A.5.1,2)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min (0,15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ Mpa}) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{15,39 \cdot 10^3}{1000 \cdot 90} = 0,171 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Pas de risque de cisaillement ; donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (ART. 4.2.1..BAEL91)**

$$\bar{V}_u = 0,4 f_{c28} \cdot 0,9 \frac{db}{\gamma_b} = 0,4 \times 25 \cdot 10^{-3} \times 0,9 \times \frac{0,09 \times 1}{1,5} = 540 \text{ KN}$$

$$T_u = 15,39 \text{ KN} \leq \bar{V}_u = 540 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres : (ART. 4.2.1..BAEL91)**

$$t_{se} \leq \bar{t}_{se} = \gamma_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$t_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \sum U_i} = \frac{15,39 \times 10^3}{0,9 \times 90 \times 15,7} = 1,21 \text{ MPa}$$

Avec :

□ U_i : somme des périmètres utiles des armatures.

$$\square U_i = n \pi \Phi$$

$$\sum U_i = 5 \times 3,14 \times 10 = 15,7 \text{ cm}$$

$$t_{se} = 1,129 \text{ MPa} \leq \bar{t}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

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

- **Ancrage des barres aux appuis :**

- La longueur de scellement droit est donnée par la loi:

$$L_s = \frac{f \times f_e}{4 \bar{t}_s}$$

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

$$L_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2,835} = 352,73 \text{ mm} \quad \text{on prévoit des crochets de longueur}$$

Soit des crochets de longueur $L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 35,27 = 14,11 \text{ cm.}$

Soit $L_a = 15 \text{ cm.}$

III-4-5) Calcul à l'ELS :

Ø Combinaisons des charges :

- Pour la dalle :

$$q_s = (G + Q) \cdot 1 = (4,56 + 3,5) \cdot 1 = 8,06 \text{ KN/ ml}$$

- Pour le garde corps :

$$g_s = G_2 = 1,26 \text{ KN/ ml}$$

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

a) Le moment:

$$M_s = -(q_s L^2 / 2 + g_s \cdot 1 + Q \cdot H) = -(8,06 \cdot 1,22^2 / 2 + 1,26 \cdot 1,20 + 1 \cdot 1)$$

$$M_s = -8,315 \text{ KN.m}$$

b) Ferrailage a l'ELS:

$$\mu_b = M_s / b_0 d^2 f_{bc}$$

$$\mu_b = 8,315 \cdot 10^6 / 1000 \cdot 90^2 \cdot 14,2 = 0,072 < \mu_r = 0,392 \quad \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,963$$

$$A = M_u / \beta d \sigma_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot f_e / \gamma_s} = \frac{8,315 \cdot 10^6}{0,963 \cdot 90 \cdot 400 / 1,15} = 275 \text{ mm}^2 = 2,75 \text{ cm}^2$$

$$A < A_{\text{adoptée}} \quad \text{c.a.d.} \quad 2,75 \text{ cm}^2 < 3,43 \text{ cm}^2$$

Vérification des contraintes de compressions dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

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

La section est rectangulaire.

La nuance des aciers est FeE 400 .

$$\alpha \leq \frac{f_{cj}}{100} + \frac{y-1}{2} \quad \text{avec :} \quad y = \frac{M_u}{M_s}$$

Pour une section rectangulaire (bxh) = (100x12) ; armé par des aciers de nuances FeE400.

Soit à vérifier α :

$$Y = \frac{M_u}{M_s} = \frac{11,41}{8,315} = 1,40$$

$$\alpha = \frac{1,4 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45$$

On a: $M_s = 8,315 \text{ KN m}$

$$\mu = 0,072 \quad \Longrightarrow \quad \alpha = 0,154 < 0,45$$

Donc toutes les conditions sont vérifiées. Alors le calcul de σ_{bc} n'est pas nécessaire.

Ø -Vérification de la flèche : (BAEL 91 modifié 99 / ART B .6.5.2)

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

$$1. \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{12}{120} = 0,1 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2. \quad \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0} \Rightarrow 0,1 \geq \frac{8,315}{10 \cdot 8,315} = 0,1 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$3. \quad \frac{At}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,43}{100,9} = 0,003 \leq \frac{4,2}{400} = 0,01 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

Ø Etat limite d'ouverture des fissurations : la fissuration est préjudiciable,

$$s_{st} \leq \bar{s}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{h f_{t28}} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$s_{st} = h \frac{M_{Ser}}{I} (d - y) = 15 \frac{6,11 \cdot 10^6}{63245600} (120 - 34,1) = 124,48 \text{ MPa}$$

$$s_{st} < \bar{s}_{st} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

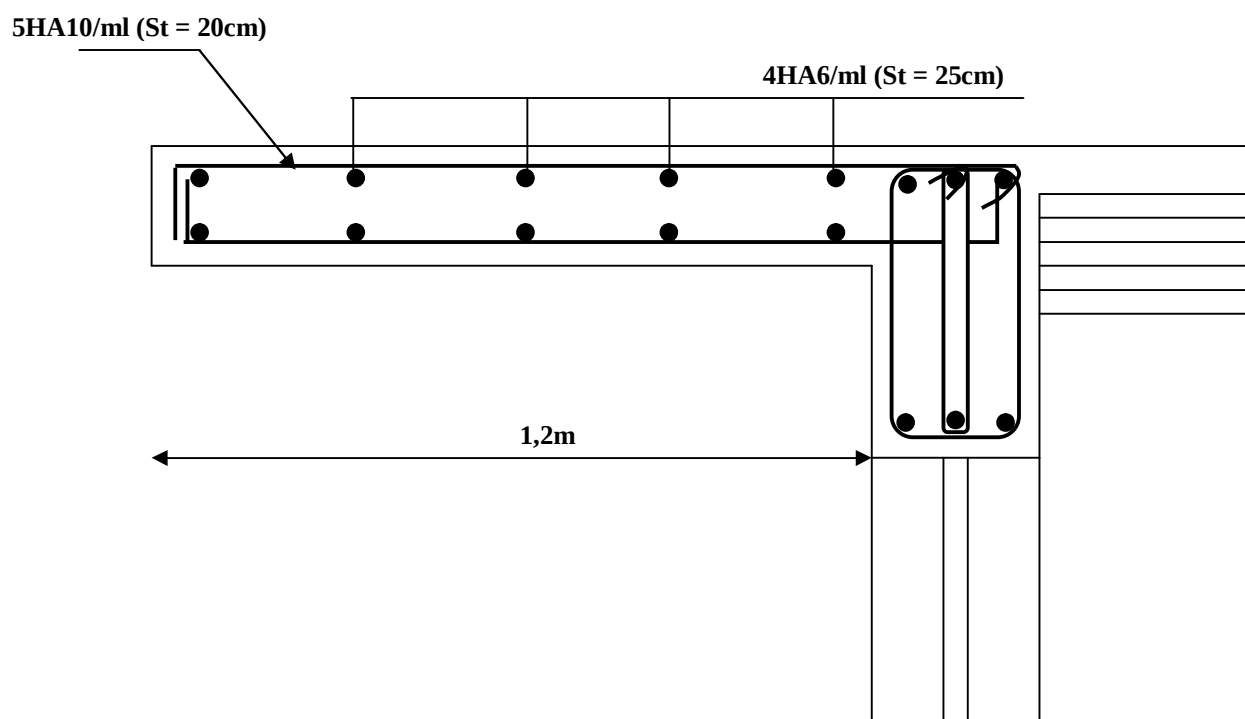


Fig. III.9 : Plan de ferrailage du balcon.

III-5) Calcul de la dalle pleine de la salle machine :

1) Introduction :

Notre immeuble est constitué d'une cage d'ascenseurs de caractéristiques suivantes:

- La vitesse d'entraînement $V = (1\text{m/s})$.
- La surface de la dalle est de $1,8\text{ m}^2 (1,00 \times 1,80)$.
- La charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargé est de 9 tonnes.

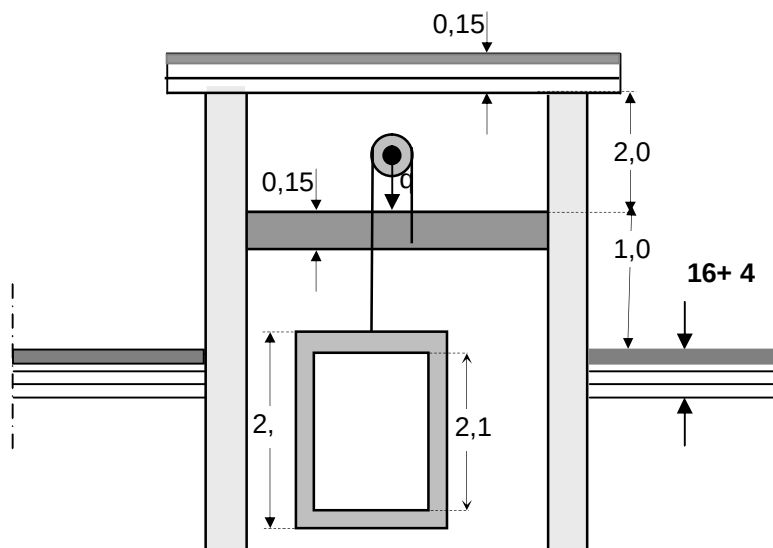


Fig.III.10 : schéma de la salle machine.

2) Dimensionnement :

$$h_t \geq \frac{L_x}{30} = \frac{100}{30} = 3,33\text{ cm}$$

h_t doit être au moins égale à 12cm (RPA99 version 2003) ;

Soit : $h_t = 15\text{cm}$

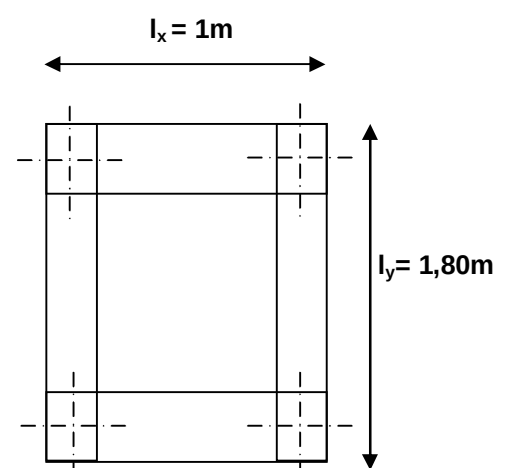


Fig.III.11: dimensions de la dalle

3) Calcul de la dalle pleine de la salle machine :

a) calcul des moments :

L'étude des dalles reposant librement sur leurs pourtours et soumises à des charges localisées s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

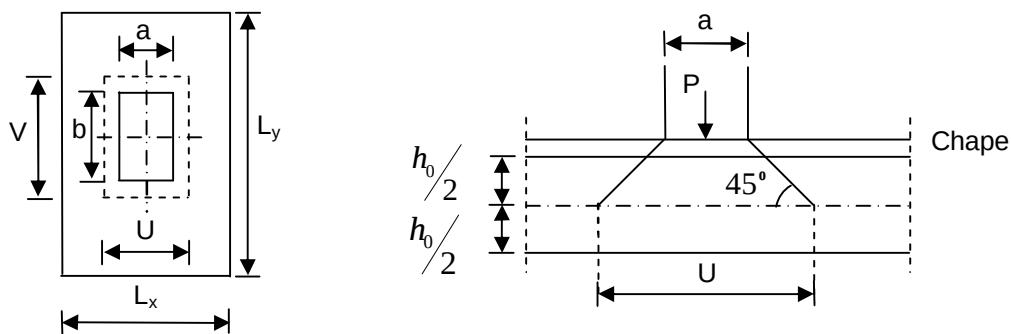


Fig. III.12: Répartition de la charge sur la dalle.

$$U = a + k \times h_r + h_0$$

$$V = b + k \times h_r + h_0$$

Avec :

h_0 : épaisseur de la dalle (15 cm).

$K = 2$, car le revêtement est aussi solide que le béton.

$h_r = 5$ cm épaisseur du revêtement.

a, b : côtés du rectangle dans lequel la charge est centrée .

$$a = b = 75 \text{ cm}$$

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

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

$$U = V = 100 \text{ cm}$$

- **Evolution des moments M_x et M_y du système de levage :**

$$M_x = q_u (M_1 + \nu \cdot M_2)$$

$$M_y = q_u (M_2 + \nu \cdot M_1)$$

Avec :

ν : Coefficient de POISSON

$\nu = 0$ à l'ELU

$\nu = 0,2$ à l'ELS

M_1 et M_2 déterminés à partir des rapports $\frac{U}{L_x}$ et $\frac{V}{L_y}$ dans les abaques de PIGEAUD

suivant le rapport ($\rho = \frac{L_x}{L_y}$)

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,00}{1,80} = 0,55$$

$0,4 < 0,55 < 1$ donc la dalle travail dans les deux sens.

$$\frac{U}{L_x} = \frac{100}{100} = 1$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{100}{180} = 0,55$$

D'où : $M_1 = 0,073$

$$M_2 = 0,027$$

ELU :

$$q_u = 1,35G = 1,35 \times 9000 = 12150 \text{ kg} = 121,5 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = q_u \times M_1 = 121,5 \times 0,073 = 8,869 \text{ KN/ml}$$

$$M_{y1} = q_u \times M_2 = 121,5 \times 0,027 = 3,280 \text{ KN/ml}$$

- Evolution des moments M_x et M_y dus au poids propre de la dalle:

$$\rho = 0,55 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0879 \\ \mu_y = 0,250 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

Ø Poids de la dalle:

$$G = (25 \times 0,15 + 22 \times 0,05) \times 1 \text{ ml} = 4,85 \text{ KN /ml}$$

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

$$q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1 = 8,047 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0,0879 \times 8,047 \times 1^2 = 0,707 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y2} = 0,250 \times 0,707 = 0,177 \text{ KN.m.}$$

Ø Les moments globaux :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8,869 + 0,707 = 9,576 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3,280 + 0,177 = 3,457 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

Ø Détermination des moments fléchissant :

Notre dalle est constituée d'un panneau non continu sur ses quatre côtés, donc les moments en travée et ceux d'encastrement vont être comme le montre la figure ci-dessous.

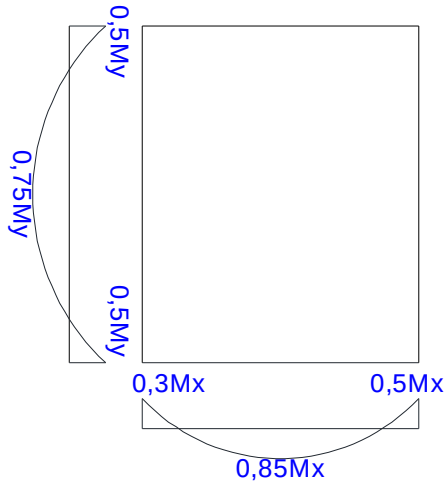


Fig.III.13 Coefficients qui tiennent compte de l'encastrement partiel

Ø Les moments en travées :

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 M_x = 0,85 \times 9,567 = 8,132 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,75 M_y = 0,75 \times 3,457 = 2,593 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Ø Les moments aux appuis :

$$\begin{cases} M_x^a = 0,5 M_x = 0,5 \times 9,576 = 2,873 \text{ KN.m} \\ M_y^a = 0,5 M_y = 0,5 \times 3,457 = 1,728 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Ø Ferrailage :

a) Détermination de la section d'armature :

§ Sens X – X :

- en travée

$$m_b = \frac{M_x^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{8,132 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,034 \text{ p } m_e = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$m_b = 0,034 \xrightarrow{\text{tableau}} b = 0,983$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{b \cdot d \cdot s_s} = \frac{8,132 \times 10^3}{0,983 \times 13 \times 348} = 1,829 \text{ cm}^2.$$

Soit 5 f 10 $\Rightarrow A_t = 3,93 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

- **aux appuis**

$$m_b = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{2,873 \cdot 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,012 \text{ p } m_e = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$m_b = 0,012 \xrightarrow{\text{tableau}} b = 0,994$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{b \cdot d \cdot s_s} = \frac{2,873 \cdot 10^3}{0,994 \times 13 \times 348} = 0,639 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA8 $\Rightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 20 \text{ cm}$

§ Sens y-y :

- **en travée**

$$m_b = \frac{M_y^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{2,593 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,010 \text{ } \langle m_e = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$m_b = 0,010 \xrightarrow{\text{tableau}} b = 0,995$$

$$A_t = \frac{M_y^t}{b d \frac{f_e}{g_s}} = \frac{2,593 \times 10^3}{0,995 \times 13 \times 348} = 0,576 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA10 $\Rightarrow A_t = 3,92 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Aux appuis**

$$m_b = \frac{M_y^a}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{1,728 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,006 < m_e = 0,392 \Rightarrow SSA.$$

$$m_b = 0,006 \xrightarrow{\text{tableau}} b = 0,997$$

$$A_a = \frac{1,728 \times 10^3}{0,997 \times 13 \times 348} = 0,383 \text{ cm}^2$$

Soit 5 HA8 $\Rightarrow A_a = 2,51 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 20 \text{ cm}$

b) Vérification à L'E.L.U :
1) condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91) :
Ø Armatures inférieures :

$$r_x = r_0 \frac{(3 - \frac{I_x}{I_y})}{2}$$

Avec $r_0 = 0,0008$ pour $[F_e 400]$

r_x : Taux minimaux d'acier en travée dans le sens x - x.

$$r_x = \frac{A_{\min}}{S}$$

$A_{\min}$: section minimale d'armatures

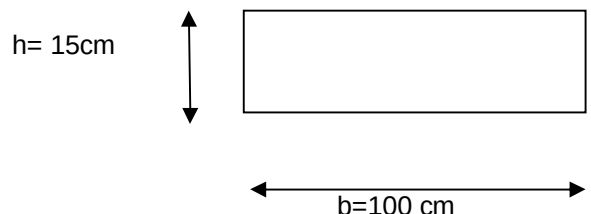
S : section totale du béton (100x150).

$$r_x = 0,0008 \times (3 - 0,55) / 2 = 0,001$$

$$A_{\min} = 0,001 \times (15 \times 100) = 1,50 \text{ cm}^2.$$

Ø Armatures supérieurs :

$$r_y = A_{\min} / bh \geq r_0 = 0,0008$$



r_y : Taux minimaux d'acier dans le sens y-y

$$A_{\min} = 0,0008 \times (15 \times 100) = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$3,92 \text{ cm}^2 > 1,50 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée (sens x -x).}$$

$$2,51 \text{ cm}^2 > 1,20 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée (sens y -y).}$$

Ø Diametre maximal des barres

On doit verifier que $f_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{15}{10} = 1,5 \text{ cm}$.

$$f_{\max} = 8 \text{ mm} \leq 15 \text{ mm}. \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

f : Diamètre des armatures longitudinales

2) Poinçonnement :

On n'admet aucune armature transversale n'est nécessaire si la condition suivante est satisfaite.

$$P \leq 0,045 m_c h f_{c28} / g_b$$

$$P = 90 \text{ KN.}$$

$$\mu_c = 2(U + V) = 2 \times (1 + 1) = 4 \text{ m.}$$

m_c : Périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$P \leq 0,045 \times 4 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5}$$

$$P \leq 450 \text{ KN.}$$

$$90 \text{ KN} < 450 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

D'où Aucune armature transversale n'est nécessaire.

3) Ecartement des barres : (Art A.8.2.42 BAEL 91)

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes : (charges concentrées)

- Direction la plus sollicitée : min (2h, 25 cm).
- Direction perpendiculaire : min (3h, 33 cm).

Ø Sens x-x:

- Armatures supérieures : $St = 20 \text{ cm} < \min (2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.
- Armatures inférieures : $St = 20 \text{ cm} < \min (2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

Ø Sens y-y:

- Armatures supérieures : $St = 20 \text{ cm} < \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.
- Armatures inférieures : $St = 20 \text{ cm} < \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

4) Vérification de la contrainte tangentielle :

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge et on a $u = v$, donc :

- Au milieu de u , on a :
- $$V_u = P / (2u + v) = P / 3v$$

$$V_u = \frac{90}{2 \times 1 + 1} = 30 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{30 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,230 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa} \} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.230 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

c) Vérification de l'E.L.S :

1) Les moments à l'E.L.S :

Ø Moment engendré par le système de levage :

$$M_{x1} = (M_1 + v M_2) q_s.$$

$$M_{y1} = (M_2 + \nu M_1) q_s.$$

$$q_s = p = 90 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x1} = (0,073 + 0,2 \times 0,027) \times 90 = 7,056 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = (0,027 + 0,2 \times 0,073) \times 90 = 3,744 \text{ KN.m}$$

Ø Moment engendré par le poids propre de la dalle :

$$q_s = G + Q = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN/m}^2.$$

$$r = 0,55 \rightarrow \begin{cases} m_x = 0,0921 \\ m_y = 0,420 \end{cases}$$

$$M_{x2} = m_x q_s l_x^2 = 0,0921 \times 5,85 \times 1^2 = 0,539 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = m_y \times M_{x2} = 0,420 \times 0,539 = 0,226 \text{ KN.m}$$

• Superposition des moments:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7,056 + 0,539 = 7,595 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3,744 + 0,226 = 3,97 \text{ KN.m.}$$

2) La section d'armature :

§ Sens x-x :

-Aux appuis :

$$M_a = 0,3 \times M_x$$

$$M_a = 0,3 \times 7,595 = 2,278 \text{ KN.m}$$

$$m_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2,278 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,010 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$m_b = 0,010 \xrightarrow{\text{tableau}} b = 0,995$$

$$A_a = \frac{Ma}{\beta d f_e / \gamma_s} = \frac{2,278 \times 10^3}{0,995 \times 13 \times 348} = 0,506 \text{ cm}^2.$$

-En travée :

$$M_t = 0,85 \times M_x$$

$$M_t = 0,85 \times 7,595 = 6,456 \text{ KN.m}$$

$$m_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6,456 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,026 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$m_b = 0,026 \xrightarrow{\text{tableau}} b = 0,987$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d f_e / \gamma_s} = \frac{6,456 \times 10^3}{0,987 \times 13 \times 348} = 1,446 \text{ cm}^2.$$

§ Sens y-y :

-Aux appuis :

$$M_a = 0,5 \times M_y$$

$$M_a = 0,5 \times 3,97 = 1,985 \text{ KN.m}$$

$$m_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1,985 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,008 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$m_b = 0,008 \xrightarrow{\text{tableau}} b = 0,996$$

$$A_a = \frac{M_a}{b d f_e / \gamma_s} = \frac{1,985 \times 10^3}{0,996 \times 13 \times 348} = 0,44 \text{ cm}^2$$

- En travée :

$$M_t = 0,75 \times M_y$$

$$M_t = 0,75 \times 3,97 = 2,977 \text{ KN.m}$$

$$m_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{2,977 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,012 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A.}$$

$$m_b = 0,012 \xrightarrow{\text{tableau}} b = 0,994$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d f_e / \gamma_s} = \frac{2,977 \times 10^3}{0,994 \times 13 \times 348} = 0,662 \text{ cm}^2.$$

Conclusion :

Les armatures adoptées à l'E.L.U sont largement suffisant.

d) Vérification des contraintes dans le béton :

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ Avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

§ Sens X-X :

• Aux appuis :

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{2,873}{2,278} = 1,261$$

$$m_u = 0,012 \rightarrow a = 0,0151$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,261 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,308 > a = 0,0151 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• En travée :

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{8,132}{6,456} = 1,26$$

$$m_u = 0,034 \rightarrow a = 0,0432$$

$$\frac{g-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,26-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,38 > a = 0,0432 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

§ Sens Y-Y :

- **Aux appuis :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{1,728}{1,985} = 0,87$$

$$m_u = 0,006 \rightarrow a = 0,0075$$

$$\frac{g-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{0,87-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,185 > a = 0,0075 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{2,593}{2,977} = 0,871$$

$$m_u = 0,010 \rightarrow a = 0,0126$$

$$\frac{g-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{0,871-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,185 > a = 0,0126 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

e) Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu préjudiciable $\longrightarrow$ Aucune vérification n'est nécessaire.

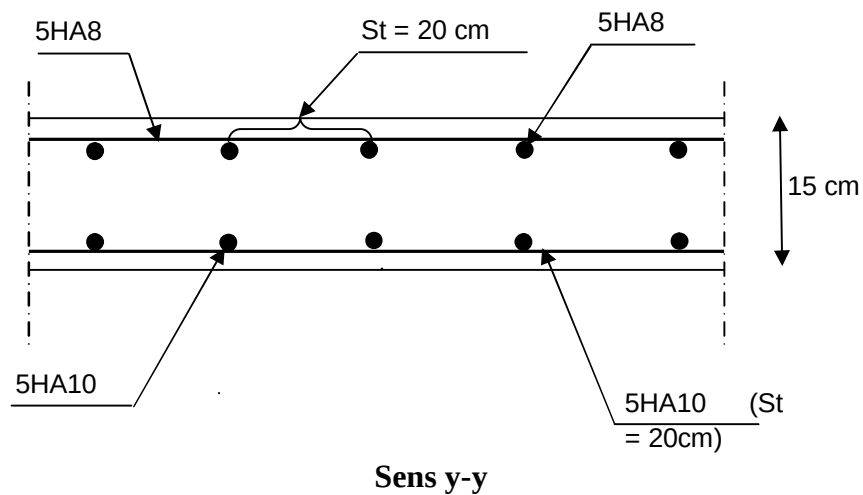
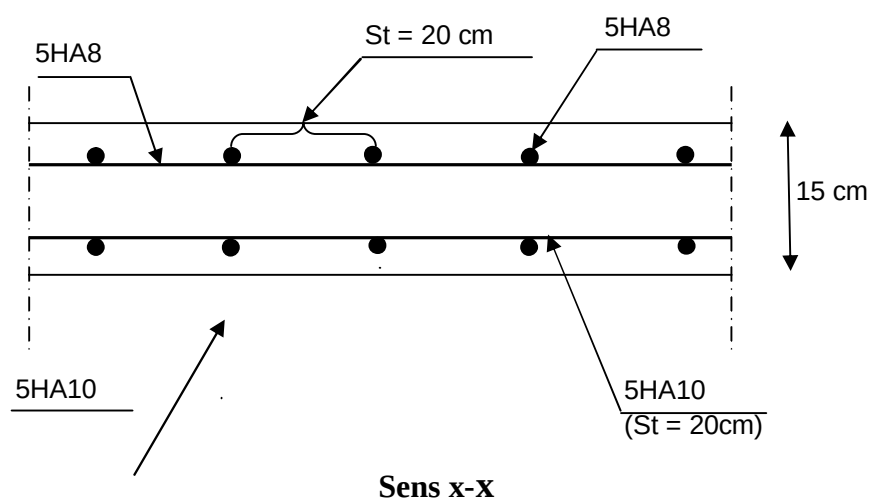


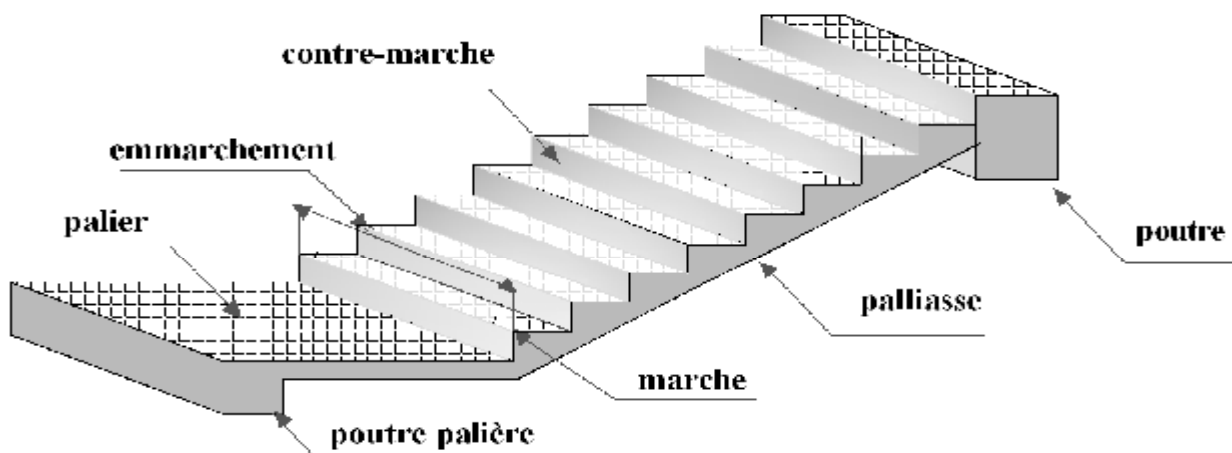
Fig. III.13 : Plan de ferrailage de la dalle pleine de la salle machine

III- 5) Les escaliers

III-5-1) Introduction :

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

Notre bâtiment est composé de deux cages d'escalier à paillasse adjacente et un palier de repos réalisés en béton coulé sur place.



principaux termes relatifs à un escalier

- **III- Le giron g** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulé, séparant deux contre marches : $28 \text{ cm} \leq g \leq 36 \text{ cm}$. un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est : $2h + g = 59 \text{ à } 64 \text{ cm}$.
 - **Une volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) compris entre deux paliers consécutifs.
 - **Un palier** : est la plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
 - **L'emmarchement** : représente la largeur de la marche.
- n : nombre de contre marches
 $m = (n-1)$: nombre de marches.

H : hauteur de paillasse (H= 1,53m)

L_1 : portée de la paillasse projetée ($L_1 = 2,40$ m)

L_2 : largeur de palier ($L_2 = 1,30$ m)

L : somme de la longueur linéaire de la paillasse et celle du palier ($L= 3.70$ m)

Notre ouvrage est dote d'une cage d'escalier, ses dernier, ses derniers sont droits, réalisées en béton armé coulées sur place.

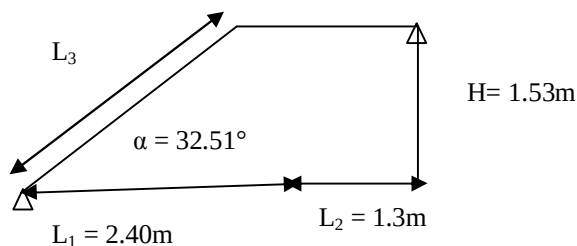


Fig .III.3.2 Schéma statique de l'escalier

5.2) dimensionnement :

Le dimensionnement des marches et contres marches se fera par la formule de « BLONDEL » qui est : $59 \leq g+2h \leq 64$ cm (1) avec $16,5\text{cm} \leq h \leq 17,5\text{cm}$

a) Calcul de nombre de marche :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \quad \text{nombre de contre marche}$$

$$n-1 = 9-1 = 8 \quad \text{nombre de marche}$$

b) Calcul de girong :

$$59 \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm}$$

Pour $h = 17$ cm en aura : $25 \leq g \leq 30$

Donc en prend : $g = 30$ cm

5.3) pré dimensionnement de la paillasse :

L'épaisseur de la paillasse et de palier est donnée par formule suivante :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20} \dots\dots\dots(2) \quad \text{avec } L_0 : \text{est la portée des l'escalier.}$$

$$\text{Tg } \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{1,53}{2,40} = 0,637; \quad \alpha = 32, 51$$

$$\text{Cos } \alpha = \frac{L_1}{L_3} \quad L_3 = \frac{L_1}{\text{Cos } \alpha} = \frac{2,40}{\cos 32,51} = 2, 85$$

$$L_0 = L_3 + L_2 = 2.85 + 1.3 = 4.15\text{cm}$$

$$(2) = \frac{415}{30} \leq e_p \leq \frac{415}{20} \quad 13,83 \text{ cm} \leq e_p \leq 20,75\text{cm} \quad \text{on prend } e_p = 15\text{cm}$$

5.4) Détermination des charges et surcharges :

a) les charges permanentes :

§ La volée

$$\emptyset \text{ Poids propre de la paillasse } \rho_{BA} \times e_p \times \cos \alpha \quad 25 \times \frac{0,15}{\cos 32,51} = 3,16\text{KN/m.}$$

$$\emptyset \text{ Poids propre de la marche } \rho_{BA} \times h/2 = 25 \times \frac{0,17}{2} \times 1 = 2,125 \text{ KN/m.}$$

$$\emptyset \text{ Poids de revêtement } \rho_M + e_M \times 1 :$$

- carrelage : $22 \times 0,02 \times 1 = 0,44 \text{ KN/m}$
- Mortier de pose : $22 \times 0,02 \times 1 = 0,44 \text{ KN/m}$
- Lit de sable : $19 \times 0,03 \times 1 = 0,57\text{KN/m}$

$$\emptyset \text{ Poids du gauche corps : } \frac{10 \times 0,02 \times 1 = 0,2 \text{ KN/m}}{G_{tot} = 6.93 \text{ KN/m}}$$

§ Palier

$$\emptyset \text{ Poids propre de palier : } 25 \times 0,15 \times 1 = 3,75\text{KN/m}$$

$$\emptyset \text{ Poids de revêtement : } 1,45 \text{ KN/m}$$

$$G_{tot} = 5,20 \text{ KN/M}$$

Les surcharges d'exploitation

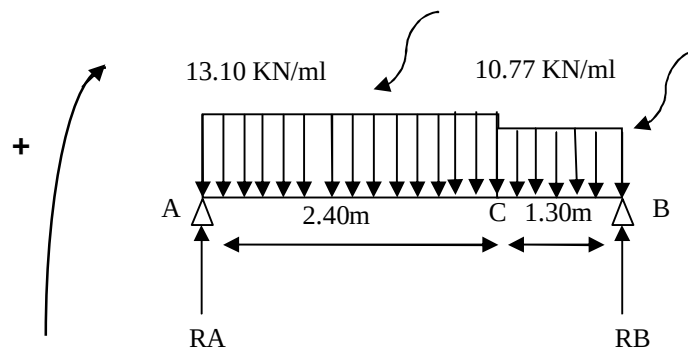
Paillasse $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

5.5) Calcul à L'ELU

Ø Combinaison des charges $1,35G + 1,5Q$

$$q_u (\text{volée}) = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 6,93 + 1,5 \times 2,5) = 13,10 \text{ KN/ml}$$

$$q_u (\text{palier}) = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5,20 + 1,5 \times 2,5) = 10,77 \text{ KN/ml}$$



§ Calcul des efforts internes :

Ø Réaction d'appuis

$$\sum F_y = 0$$

$$R_A + R_B = (13,10 \times 2,4) + (10,77 \times 1,3) \quad R_A + R_B = 45,44 \text{ KN/ml}$$

$$\sum M_B = 0 \quad R_A \times 3,7 - (13,10 \times 2,4 \times 2,5) - (10,77 \times 1,3 \times 0,65) = 0$$

$$R_A = 23,70 \text{ KN} \quad R_B = 21,74 \text{ KN}$$

Ø Effort tranchants et moment fléchissant :

Tronçon AC : $0 \leq x \leq 2,4\text{m}$

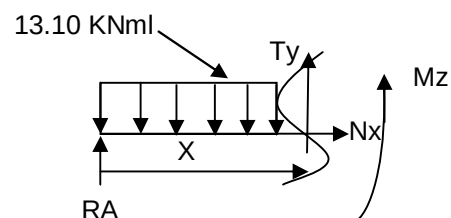
$$\sum F_x = 0 \Rightarrow N_x = 0$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow T_y + R_A - 13,10x = 0$$

$$T_y(x) = 13,10x - 23,70$$

$$\text{Pour } x = 0 \quad T(0) = -23,70 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x = 2,4\text{m} \quad T(2,4) = 7,74 \text{ KN}$$



$$\Sigma M_z = 0 \Rightarrow -R_A \times 13.10 \frac{x^2}{2} + M_z = 0$$

$$M_z = 23.70 \times -13.10 \frac{x^2}{2}$$

Pour $x = 0$ $M(0) = 0 \text{ KN m}$

Pour $x = 2.4 \text{ m}$ $M(2.4) = 19.15 \text{ KN/m}$

Tronçon BC : $0 \leq x \leq 1.3 \text{ m}$

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow N_x = 0$$

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow T_y - R_B + 10.77 x = 0 \quad T_y(x) = -10.77x + 21.74 \quad 10.77 \text{ KN/ml}$$

Pour $x = 0$ $T(0) = 21.74 \text{ KN}$

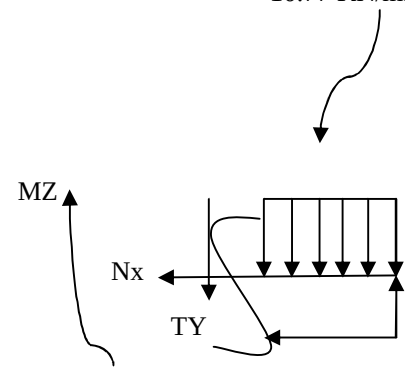
Pour $x = 1.3 \text{ m}$ $T(1.3) = 7.74 \text{ KN}$

$$\Sigma M_z = 0 \Rightarrow -R_B x + 10.77 \frac{x^2}{2} + M_z = 0$$

$$M_z = 21.74 x - 10.77 \frac{x^2}{2}$$

Pour $x = 0$ $M(0) = 0 \text{ KN/m}$

Pour $x = 1.3 \text{ m}$ $M(1.3) = 19.15 \text{ KN/m}$



Le moment max :

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -13.10x + 23.70 = 0 \quad x = 1.80 \text{ m} \quad M_{\max} = 21.43 \text{ K.m}$$

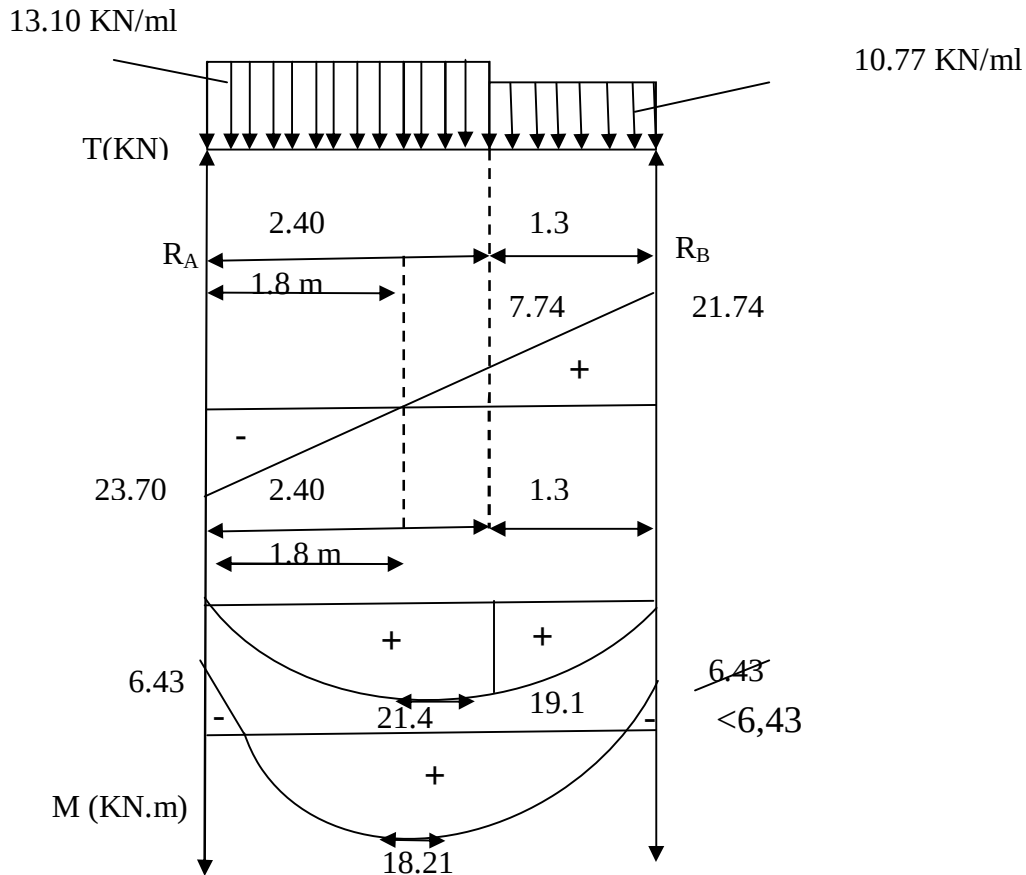
Remarque

Afin de tenir compte du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment $M\mu_{\max}$ au niveau des appuis et en travée

$$M_{u_{ap}} = (-0.3) \quad M_{u_{\max}} = (-0.3) \times 21.43 = -6.43 \text{ KN/m}$$

$$M_{u_{ap}} = (0.85) \quad M_{u_{\max}} = (0.85) \times 21.43 = 18.21 \text{ KN/m}$$

Ø Diagramme des efforts tranchants et moment fléchissant :



5.6) Calcul des armatures :

Le ferrailage se fera pour bonde de 1m en flexion simple. Pour cela on utilise les résultats des efforts tranchants et moment fléchissant définis dans la figure précédente.

a) Armatures principales :

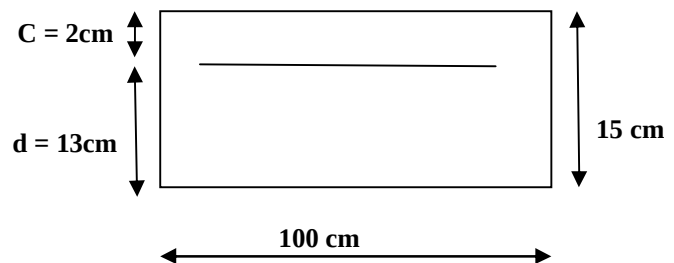
§ Aux appuis

$$d = 13 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm} \quad c = 2 \text{ cm}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$\mu_a = \frac{M_{uapp}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6.43 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.026$$

$$\mu_a = 0.026 < \mu_I = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$



$$\mu_a = 0.026 \longrightarrow \beta = 0.987$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires : $A_{uapp} = 0$

$$A_a = \frac{M_{uapp}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6.43 \cdot 10^3}{0.987 \times 13 \times 348} = 1.44 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA10 = 3.14 cm² avec $S_t = 25 \text{ cm}$

§ En travée

$$\mu = \frac{M_{uapp}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{18.21 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.076$$

$$\mu = 0.076 < \mu_I = 0.392 \Rightarrow \text{SSA } \beta = 0.960$$

$$\mu = 0.076 \longrightarrow \beta = 0.960$$

$$A_{tr} = \frac{M_{utr}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{18.21 \times 10^3}{0.960 \times 13 \times 148} = 4.19 \text{ cm}^2$$

On opte pote pour 5HA12 = 5.65 cm². Avec : $S_t = 20 \text{ cm}$

b) Armatures de répartition

$$\text{Sur appuis : } A_r = \frac{A_{app}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 4HA8 = 2.01 cm² Avec $S_t = 25 \text{ cm}$

$$\text{En travée : } A_r = \frac{A_{tr}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 4HA8 = 2.01 cm² Avec $S_t = 25 \text{ cm}$

5.7) vérification à l'ELU :

a) Espacement des armatures : (ART A.8.2.4.2 /BAEL91)

Espacement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales : $S_t \leq \text{Min}(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$, avec $h = 17 \text{ cm}$

Aux appuis : $S_t = 25 \leq 33 \text{ cm}$

En travée : $S_t = 25 \leq 45 \text{ cm}$

} Condition vérifiée

Armatures secondaires : $S_t \leq \min (4h ; 45 \text{ cm}) = 45\text{cm}$.

Avec $h = 25\text{cm}$

b) Condition de nos fragilité : (ART A.4.2.1 / BAEL 91)

$$A \geq A_{\min} = \frac{0.23 db f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } A_{\text{ap}} = 3.14 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2 \\ \text{En travées : } A_{\text{tr}} = 5.65 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \text{ Condition vérifiée}$$

c) Vérification à l'effort tranchant : (ART A.5.211 / BAEL 91)

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = \frac{26.70 \times 10^3}{10^3 \times 130} = 0.205 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min (2.5 ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \end{array} \right\} \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{Condition vérifiée}$$

d) Vérification de l'adhérence d'entraînement des barres : (Art A.6.1.3 / BAEL 91).

Il faut vérifier que $\tau_{se} \leq \tau_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{\tau_y^{\max}}{0.9d \Sigma u_i} \text{ avec } \Sigma u_i : \text{somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\Sigma u_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{23.70 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 188.4} = 1.07 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\tau_{se} = 1.07 \text{ MPa} < \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

e) Influence de l'effort tranchant aux appuis :

§ Influence sur le béton

(Art 5.1.313 / BAEL 91)

$$T_u \leq 0.4 ba \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } a = 0.9d = 11.7 \text{ cm}$$

$$T_u = 23.70 \text{ KN} \leq 0.4 \times 100 \times 11.7 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1}$$

$$T_u = 23.70 \text{ KN} < 780 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

§ Influence sur les armatures inférieure : (Art 5.1.313 / BAEL 91)

$$A_s \geq \left(T_u + \frac{M_{app}}{0.9d} \right) \frac{1.15}{f_e} \Rightarrow 3.14 \geq \left(23.70 \times 10^3 - \frac{6.43 \times 10^6}{0.9 \times 130} \right) \frac{1.15}{400}$$

$$A_s = 3.14 \text{ cm}^2 \geq -0.89 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

f) Ancrage des barres aux appuis : (Art A.6.1.23 / BAEL 91)

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} \quad \text{avec } \bar{\tau}_{se} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 2.84 \text{ MPa}$$

$$\Psi_s = 1.5 \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.33 \text{ cm} \quad \text{On prend } l_s = 45 \text{ cm}$$

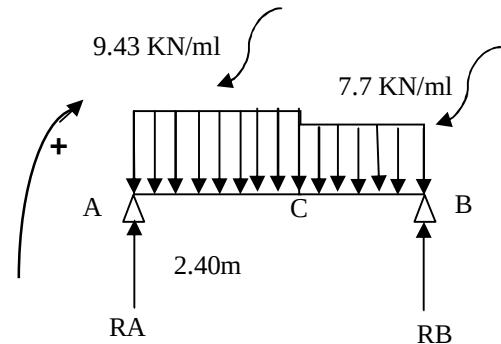
Pour les armatures comportant des crochets, on prend $l_a = 0.4 l_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$

5.8) Vérification à l'ELS :

§ Combinaison des charges G+Q

$$q_s (\text{volée}) = G + Q = (6.93 + 2.5) = 9.43 \text{ KN/ml}$$

$$q_s (\text{palier}) = G + q = (5.20 + 2.5) = 7.7 \text{ KN/ml}$$



Calcul des efforts internes :

Ø Réactions d'appuis

$$\Sigma F_{/yy'} = 0$$

$$R_A + R_B = (9.43 \times 2.4) + (7.7 \times 1.3) \quad R_A + R_B = 32.64 \text{ KN/ml}$$

$$\Sigma M / B = 0 \quad R_A \times 3.7 - (9.43 \times 2.4 \times 2.5) - (7.7 \times 1.3 \times 0.65) = 0$$

$$R_A = 17.05 \text{ KN}$$

$$R_B = 15.6 \text{ KN}$$

Ø Effort tranchants et moments fléchissant :

Tronçon AC : $0 \leq x \leq 2.4\text{m}$

$$\Sigma F_x = 0 \quad N_x = 0$$

$$\Sigma F_y = 0 \quad T_y + R_A - 9.43x = 0$$

$$T_y(x) = 9.43x - 13.05$$

$$\text{Pour } x = 0 \quad T(0) = -13.05 \text{ KN}$$

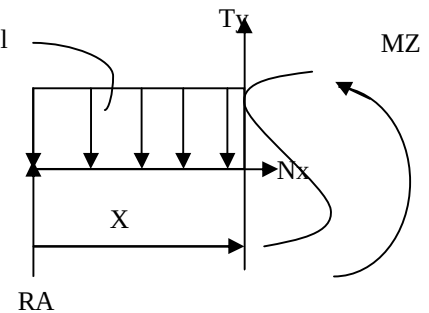
$$\text{Pour } x = 2.4\text{m} \quad T(2.4) = 5.58 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_z = 0 \Rightarrow -R_A x + 9.43 \frac{x^2}{2} + M_z = 0$$

$$M_z = 13.05x - 9.43 \frac{x^2}{2}$$

$$\text{Pour } x = 0 \quad M(0) = 0 \text{ KNm}$$

$$\text{Pour } x = 2.4 \text{ m} \quad M(2.4) = 13.76 \text{ KNm}$$



Tronçon BC : $0 \leq x \leq 1.3\text{m}$

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow N_x = 0$$

$$\Sigma F_y = 0 \quad T_y - R_B + 7.7x = 0 \quad T_y(x) = -7.7x + 15.60$$

$$\text{Pour } x = 0 \quad T(0) = 15.60 \text{ KN}$$

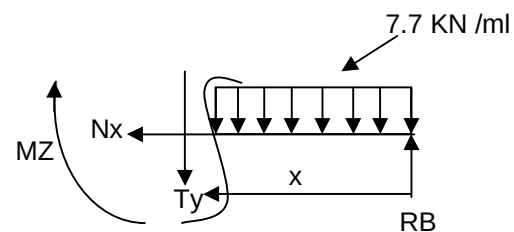
$$\text{Pour } x = 1.3\text{m} \quad T(1.3) = 5.6 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_z = 0 \quad -R_B x + 7.7 \frac{x^2}{2} + M_z = 0$$

$$M_z = 15.60x - 7.7 \frac{x^2}{2}$$

$$\text{Pour } x = 0 \quad M(0) = 0 \text{ KNm}$$

$$\text{Pour } x = 1.3\text{m} \quad M(1.3) = 13.76 \text{ KNm}$$



Le moment max :

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -9.43x + 13.05 = 0 \quad x = 1.80\text{m} \quad M_{\max} = 15.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{s_{ap}} = (-0.3) \quad M_{s_{max}} = (-0.3) \times 15.41 = -4.41 = -4.62 \text{ KN.m}$$

$$M_{s_{ap}} = (0.85) \quad M_{s_{max}} = (0.85) \times 15.41 = 13.10 \text{ KN.m}$$

5.9) Vérification des contraintes dans le béton : (ART A.4.5.2/BAEL 91).

a) Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K \cdot \bar{\sigma}_s \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

Ø Aux appuis

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.245$$

$$\xrightarrow{\text{(Tableau)}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_I = 0.921 \\ K = 0.020 \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \cdot A_{s,d}} = \frac{4.62 \times 10^3}{0.921 \times 3.14 \times 13} = 122.88 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0.020 \times 122.88 = 2.45 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.45 \text{ Mpa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Ø En travée

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.43$$

$$\xrightarrow{\text{(Tableau)}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_I = 0.899 \\ K = 0.029 \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \cdot A_{s,d}} = \frac{13.10 \times 10^3}{0.899 \times 5.65 \times 13} = 198.39 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0.029 \times 198.39 = 5.75 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.75 \text{ Mpa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

b) Etat limite d'ouverture des fissures : (ART A.4.5.3 / BAEL 91)

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, alors il est inutile de vérifier.

c) Etat limite de déformation : (ART A.6.5.2 / BAEL 91)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

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

h: Hauteur de la poutre

L : longueur libre de la plus grande travée

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

A : Section d'armature en travée

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

M_t : Moment max en travée.

M₀: Moment max isostatique

§ Verification :

$$h = 15 \text{ cm} ; \quad L = 240 \text{ cm} ; \quad A_{\text{utr}} = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{str}} = 13.10 \text{ KNm} ; M_0 = 6.79 \text{ KNm} ; f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{240} = 0.06 \geq \frac{1}{16} = 0.06 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.06 < \frac{M_t}{10M_0} = \frac{13.10}{10 \times 6.79} = 0.193 \text{ Condition non vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.004 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \text{ Condition vérifiée}$$

§ Calcul de la flèche

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

avec : **q_s**: chargement en travée (à l'ELS).

E_v: Module de déformation longitudinal déferée.

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f c_{28}} = 10818.86 \text{ Mpa}$$

I : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène avec (n=15) par rapport à l'axe

Passant par le CDG.

$\bar{f}$: Flèche admissible pour L est au plus égale à 5m (

BAEL.ART B .6.5.3)

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{240}{500} = 0.48 \text{ cm}$$

Ø Calcul du moment d'inertie I :

Position du centre de gravité

$$V_i = \frac{S_{xx}}{B_0} \quad \text{avec } S_{xx}: \text{Moment statique}$$

B_0 : Section homogène.

$$B_0 : B + n A_{utr} = 100 \times 15 + 15 \times 5.65 = 1584.75 \text{ cm}^2$$

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_{utr}d = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 13 = 12351.75 \text{ cm}^3$$

D'où:

$$V_1 = \frac{12351.75}{1584.75} = 7.79 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - v_1 = 15 - 7.79 = 7.21 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100 (7.79^3 + 7.21^3)}{3} + 15 \times 5.65 \times (7.21 - 2)^2 = 30551.61 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 9.43 \times 240^4 \times 10}{348 \times 10818.86 \times 30551.61 \times 10^2} = 0.13 \text{ cm}$$

Donc : $f < \bar{f} = 0.48 \Rightarrow$ condition vérifiée

La flèche est vérifiée

III.6) Calcul de la poutre palière :

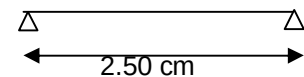
c'est une poutre de section (b x h) semi encastré à ses extrémités .

4.1) Pré dimensionnement :

§ Hauteur

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$$



Avec :

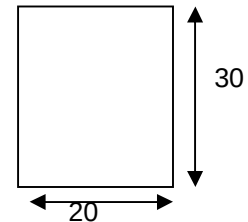
L_{max} : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis

h_t : hauteur de la poutre

Fig III 23 : schéma de la poutre palière

$$L_{max} = 250 \text{ cm} \Rightarrow \frac{250}{15} \leq h_t \leq \frac{250}{10} \text{ donc : } 16.67 \leq h_t \leq 25$$

On opte pour $h_t = 25 \text{ cm}$



§ Largeur

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \quad \text{D'ou : } 10 \text{ cm} \leq b \leq 17.5 \text{ cm}$$

On prend $b = 20 \text{ cm}$

Donc la poutre palière pour dimension : $(b \times h) = (20 \times 30) \text{ cm}^2$

Fig III 24 : Section de la poutre

Vérification aux exigences du R.P.A (Art.7.4.1/RPA99)

$$b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 20 = 20 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$h_t \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 30 = 30 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h_t}{b} \leq 4 \dots\dots\dots \frac{30}{20} = 1.66 < 4 \quad \text{condition vérifiée}$$

4.2) Détermination des charges :

$$\text{Poids propre de la poutre : } G_p = 25 \times 0.15 \times 0.25 \times 1 = 0.937 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids propre de mur : } G = 2.36 \times (3.06 - 0.3) = 6.51 \text{ KN/ml}$$

Réaction du palier à : ELU $T_u = 21.74 \text{ KN}$

ELS $T_s = 15.6 \text{ kN}$

$$G_{\text{Tot}} = 0.937 + 6.51 = 7.444 \text{ KN/ml}$$

Combinaison de charges :

$$\text{ELU} \quad q_u = 1.35 \text{ G} + \frac{2T_u}{L}$$

$$q_u = 1.35 \times 7.447 + \frac{2 \times 21.74}{2.50} = 27.445 \text{ KN/ml}$$

4.3) Calcul des efforts à l'ELU

§ Moment isostatique

$$M_{0u} = M_u^{max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{27.445 \times 2.5^2}{8} = 21.44 \text{ KN}$$

§ Effort trenchant

$$T_u = T_u^{max} = \frac{q_u x l}{2} = \frac{27.445 \times 2.5}{2} = 34.31 \text{ KN}$$

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

Sur appuis : $M_a = -0.3 \times M_y^{max} = -0.3 \times 21.44 = -6.432 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0.85 \times M_u^{max} = 0.85 \times 21.44 = 18.224 \text{ KN.m}$

Les résultats ainsi sont mentionnés dans le diagramme suivant :

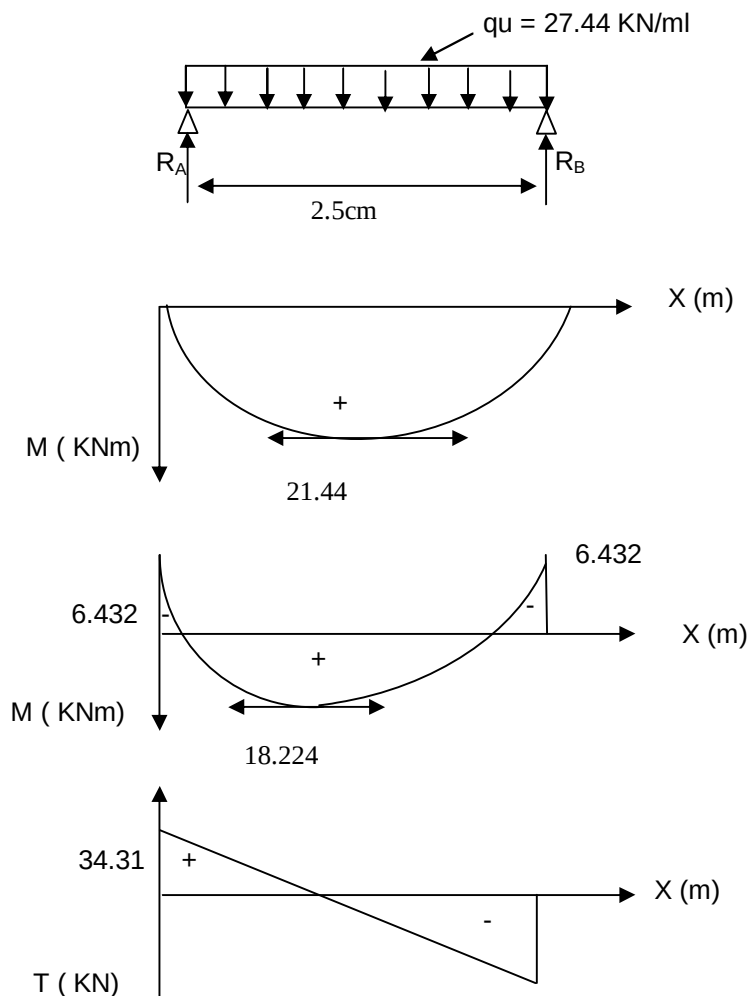


Fig .III.1. Diagramme de moment fléchissant et de l'effort tranchant

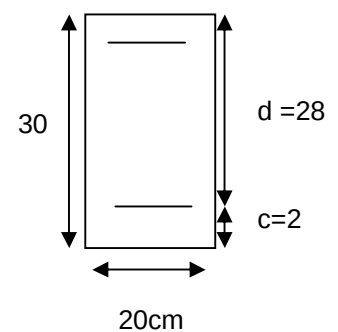
4.4) Calcul des armatures :

§ En travée

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{18.224 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14.2} = 0,084$$

$$\mu_b = 0.084 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,084 \Rightarrow B = 0.956$$



$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{18.224 \times 10^3}{0.911 \times 28 \times 348} = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{On opte pour : } 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

§ Sur appuis

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6.432 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14.2} = 0.030$$

$$\mu_b = 0.030 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.03 \Rightarrow B = 0.985$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6.432 \times 10^3}{0.985 \times 28 \times 348} = 0.669 \Rightarrow \text{On opte pour } 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$$

4.5) Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité :

(ART.A.4.2.1/BAEL99)

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 20 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.68 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_a = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.68 \text{ cm}^2 \\ A_t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.68 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification au cisaillement :

(ART.A.5.2.2/BAEL91)

$$T_u^{\max} = 34.31 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{34.31 \times 10}{20 \times 28} = 0.63 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.1 f_{c28} ; 4 \text{ Mpa} \right\} = 2.5 \text{ Mpa}$$

Condition est vérifiée

$$\tau_u = 0.63 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

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

(Art

.A.6.1.3 /BAEL 91)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \tau_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9 d \cdot \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset$$

$$\tau_{se} = \frac{34.31}{0.9 \times 28 \times 4 \times 3.14 \times 1.2} = 1.2 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 1.2 \text{ Mpa} < \tau_{se} = 3.15 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres.

c) Influence de l'effort tranchant sur le béton :

Nous devons vérifier que : $T_u^{max} < T_u = \frac{0.4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b}$

$$T_u = \frac{0.4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} \text{ avec : } a = 0.9d$$

$$T_u = \frac{0.4 \times 25 \times 0.9 \times 0.28 \times 10^3 \times 0.20}{1.5} = 336 \text{ KN}$$

$$T_u^{max} = 34.31 < 336 \text{ KN condition vérifier}$$

e) Influence sur les armatures longitudinales inférieures :

On doit vérifier que : $A_u \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left[T_u^{max} + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right]$

$$A_u = \frac{1.15}{f_e} \times \left[T_u^{max} + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right] = \frac{1.15 \times 10}{400} \times \left[34.31 + \frac{(-9.99) \times 10^3}{0.9 \times 28} \right] = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.35 \text{ cm}^2 > A_u = 0.26 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

f) les armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) = \min (10 ; 0.86 ; 2) = 8.6 \text{ mm}$$

On choisit un diamètre : $\phi 6$

Donc on adopte $4HA6 = 1.13 \text{ cm}^2 \longrightarrow (1 \text{ cadre} + 1 \text{ étrier}) \phi 6$

$$S_t \leq \min (0.9d ; 40\text{cm}) = \min (25.2 ; 40\text{cm}) = 25.2 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 20\text{cm}$

g) Espacement des barres : (Art 7.5.2.2/RPA99)

§ En zone nodale :

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow s \leq \frac{A_t}{0.003 \times b} = \frac{1.13}{0.003 \times 20} = 18.83 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi \right) = \min (7,5 \text{ cm} ; 14,4 \text{ cm}) = 18,83 \text{ cm} \quad \text{soit } S_t = 6 \text{ cm}$$

§ En zone courante (travée) :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} \quad , \text{ soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

4.6) Calcul à l'ELS :

$$q_s = G + \frac{2T_s}{L} = (8,01.) + \frac{(2 \times 15.6)}{2.5} = 20,49 \text{ KN}$$

§ Moment isostatique :

$$M_{os} = M_s^{max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{20,49 \times 2.5^2}{8} = 16 \text{ KN/ml}$$

§ Effort tranchant :

$$T_s = T_s^{max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{20,49 \times 2.5}{2} = 25,61 \text{ KN}$$

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

$$\text{Sur appuis : } M_{sa} = -0.3 \times M_s^{max} = -0.3 \times 16 = -4.80 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_{st} = 0.85 \times M_s^{max} = 0.85 \times 16 = 13.6 \text{ KN.m}$$

4.7) vérification des contrainte dans le béton et l'acier :

a) Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K. \bar{\sigma}_s \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$

Ø Aux appuis

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{b.d} = \frac{100 \times 2.35}{20 \times 28} = 0.42$$

$$\begin{array}{l} \text{(Tableau)} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta_I = 0.9 \\ K = 0.029 \end{array} \right. \end{array}$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_I . A_s . d} = \frac{4,8 \times 10^3}{0.9 \times 2.35 \times 28} = 81.05 \text{ Mpa}$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{bc} &= K. \sigma_s = 0.029 \times 81.05 = 2.35 \text{ Mpa} \\ \sigma_{bc} &= 2.35 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{aligned} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

Ø En travée

$$\rho_I = \frac{100 A_t}{b.d} = \frac{100 \times 4.52}{20 \times 28} = 0,81$$

$$\xrightarrow{\text{(Tableau)}} \left\{ \begin{aligned} \beta_I &= 0.870 \\ K &= 0.043 \end{aligned} \right.$$

Donc :

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_I . A_s . d} = \frac{13.233 \times 10^3}{0.870 \times 4.52 \times 28} = 123.52 \text{ Mpa}$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{bc} &= K. \sigma_s = 0.036 \times 123.52 = 5.31 \text{ Mpa} \\ \sigma_{bc} &= 5.31 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{aligned} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

b) Etat d'ouverture des fissures :

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, alors il est inutile de vérifier.

c) vérification de la flèche :

Pour que la flèche soit vérifiée les conditions suivantes doivent satisfaites

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{250} = 0.12 > \frac{1}{16} = 0.06 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.12 > \frac{M_{tr}}{10M_0} = \frac{13.6}{10 \times 16} = 0.085 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{b.d} = \frac{4.52}{20 \times 28} = 8,07 \times 10^{-3} < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

On se dispose du calcul de la flèche car les trois conditions sont vérifiées.

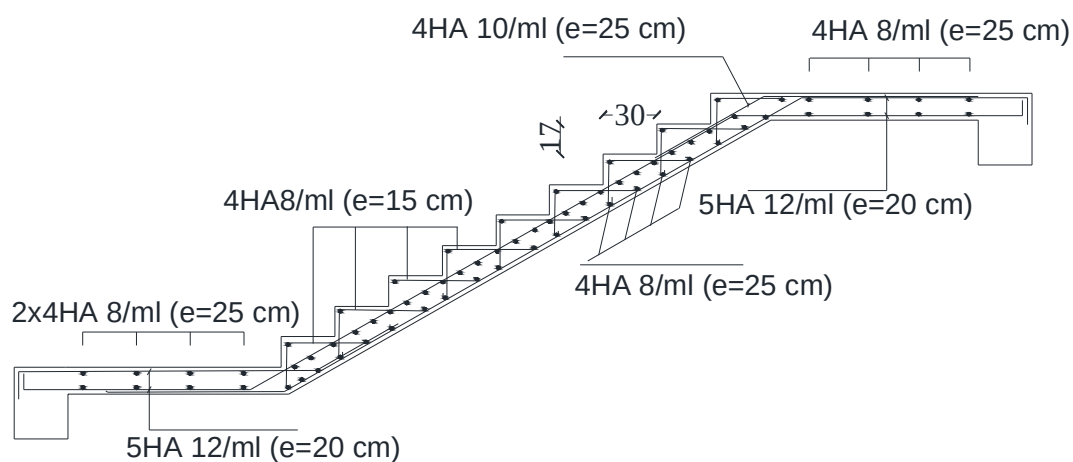


Fig III-6-2 : Ferrailage de l'escalier.

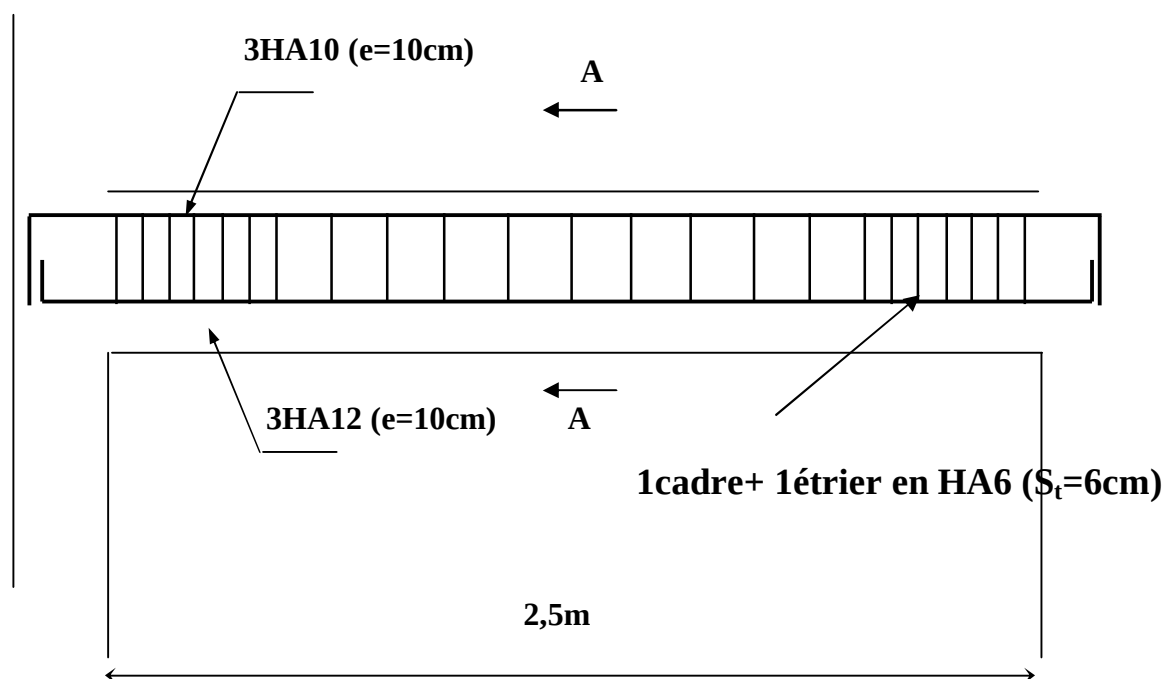
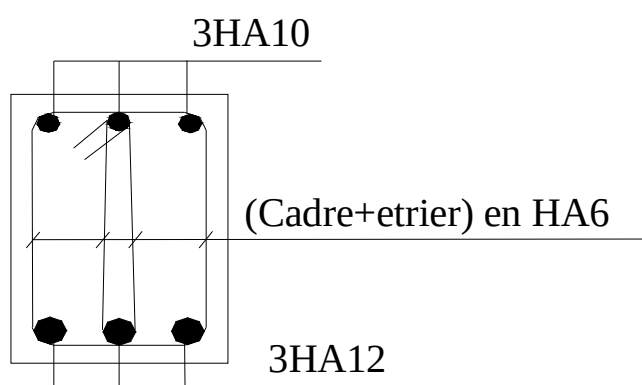


Fig III-6-3 : Ferrailage de la poutre palière



Coupe A-A

Introduction :

L'étude de contreventement est une étape importante et décisive dans l'étude du bâtiment, le contreventement d'une structure est constitué de l'ensemble des éléments verticaux et horizontaux destinés à assurer la stabilité de la structure sous n'importe quelle sollicitation (Séisme, vent) dans le cas de notre structure, le contreventement est assuré par des portiques et des voiles disposés dans les deux sens (longitudinale et transversale) formant un contreventement mixte, et cela nous permet de connaître le pourcentage d'efforts sismique que doit reprendre les portiques et les voiles, à cet effet nous devons passer par plusieurs étapes.

IV-1) Etude des refends:**a) Calcul des inerties :****• Inertie des voiles pleins:****-Sens longitudinal :**

$$I_y = \frac{eL^3}{12}$$

$$I_x = \frac{Le^3}{12}$$

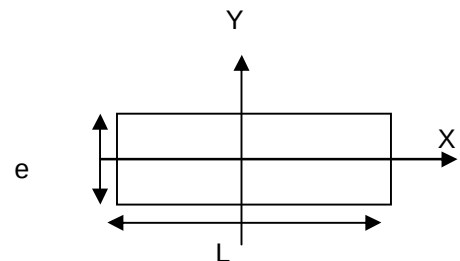
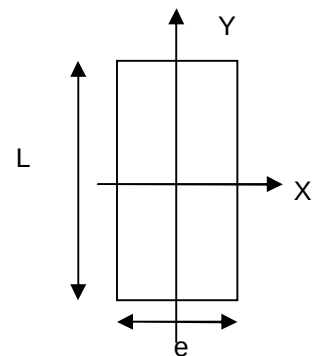
$I_x \lll I_y$ ($e \lll L$), I_x est négligeable devant I_y

-Sens transversal :

$$I_y = \frac{Le^3}{12}$$

$$I_x = \frac{eL^3}{12}$$

$I_y \lll I_x$ ($e \lll L$), I_y est négligeable devant I_x

**Fig V-1:refend longitudinal****Fig. V-2: refend transversal**

- **Inertie équivalente des voiles avec ouvertures:**

-Voiles à une seule file d'ouvertures:

$$I_e = \frac{I}{\frac{60}{11} \frac{2mc}{I_0} \frac{\Psi_0(a, x)}{a^2} + 1}$$

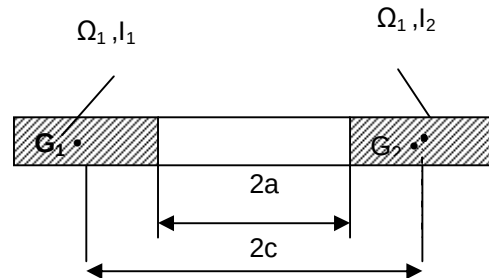


fig V-3: refend à une seule file d'ouvertures

$\Psi_0(\alpha, \xi)$ Sera déterminé dans l'abaque B.23.b en

Fonction de α et ξ $\xi = \frac{z}{Z}$

z : niveau considéré, Z : Hauteur du bâtiment.

α : Degré de monolithisme. $\alpha = \omega Z$

ω : Coefficient de monolithisme.

$$\omega^2 = \frac{3E'i}{EI_0} \frac{I}{m} \frac{c}{a^3 h}$$

E: Module d'élasticité du matériau constituant le refend.

i: Inertie de linteau. $i = e h^3/12$ e : épaisseur de linteau.

h : hauteur de linteau.

E': Module d'élasticité du matériau constituant le linteau (généralement $E = E'$).

a: Demi-portée libre de l'ouverture.

h: Hauteur d'étage.

$$a_n = \frac{11}{20} + \frac{9}{20n} - \frac{1}{30n^2} - \frac{1}{30n^3} \quad \text{Si } n < 11 \text{ niveaux.}$$

$a_n = 1$ Si $n \geq 11$ niveaux.

Dans notre cas $n=10 \Rightarrow a_n = 1,08$

I: Inertie totale de refend. $I = I_1 + I_2 + 2mc = I_0 + 2mc$. ($I_0 = I_1 + I_2$).

c : Demi-distance entre les centres de gravité des deux éléments de refend.

m: Moment statique de chacun des éléments de refends par rapport au c.d.g de l'ensemble.

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2}}$$

Ω_1, Ω_2 : Aires des trumeaux 1

Sens X-X: (VL1, VL2, VL3, VL4)

$$\Omega_1 = 0.20 \times 1.75 = 0.35 \text{ m}^2$$

$$\Omega_2 = 0.20 \times 1.75 = 0.35 \text{ m}^2$$

$$I_1 = 0.089 \text{ m}^4 \quad I_2 = 0.089 \text{ m}^4$$

$$I_0 = I_1 + I_2 = 0.179 \text{ m}^4$$

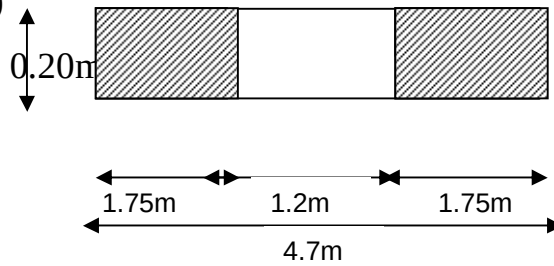
$$m = 0.516 \text{ m}^3$$

$$I = I_0 + 2mc = 1.701 \text{ m}^4$$

$$i = eB^3/12 = 0.006 \text{ m}^4$$

$$\omega^2 = 0.740.1 \text{ m}^{-2} \Rightarrow \omega = 0.86. \text{ m}^{-1}$$

$$\text{donc } \alpha = \omega Z = 0.86 \times 28.22 = 24.27 \text{ rd}$$



$\alpha > 10 \Rightarrow$ refend a petite ouverture

$$\psi_0 = \frac{2}{3} + \frac{2 - \alpha^2}{\alpha^3} \times \frac{\text{sh} \alpha}{\text{ch} \alpha} - \frac{2}{\alpha^2 \text{ch} \alpha}$$

$$\psi_0 = 0.63$$

$$I_e = 0.62 \text{ m}^4$$

Ø Tab. IV.1. Inertie des voiles dans les deux sens :

Sens transversal				Sens longitudinal			
voiles	L(m)	e(m)	Inertie (m ⁴)	voiles	L(m)	e(m)	Inertie (m ⁴)
VT ₅	4,4	0.20	1,42	VL ₁	4,7	0.20	1,62
VT ₆	4,4	0.20	1,42	VL ₂	4,7	0.20	1,62
VT ₇	4,4	0.20	1,42	VL ₃	4,7	0,2	1,62
VT ₈	4,4	0.20	1,42	VL ₄	4,7	0.20	1,62
VT ₉	4,4	0.20	1,42				Σ = 6,48
VT ₁₀	4,4	0.20	1,42				
			Σ = 8,52				

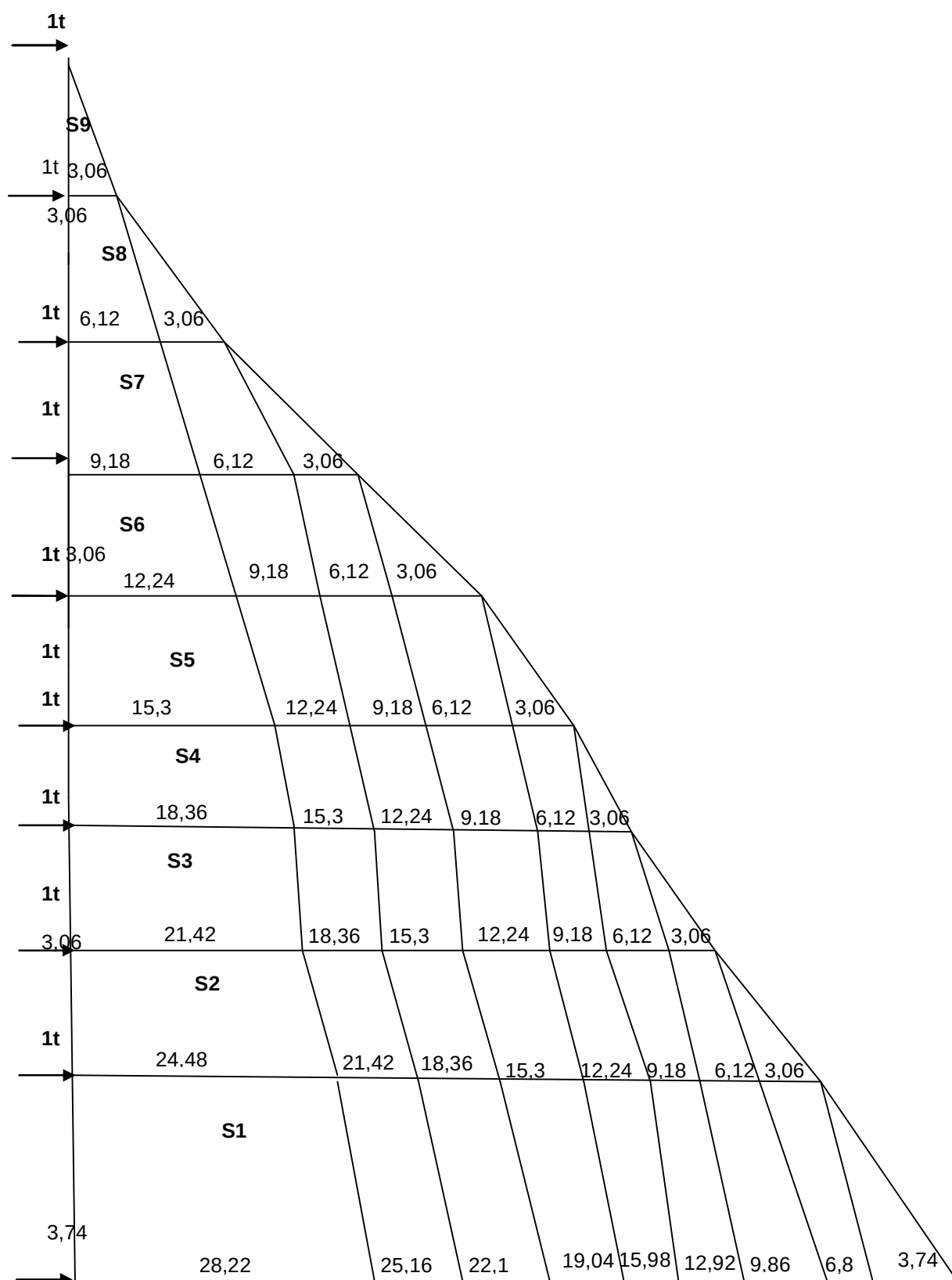


Fig. -IV-4- représentation des éléments de surfaces

IV-2)- calcul des inerties fictives des portiques :

Quand une ossature présente une interaction portique - voile ; il faut déterminer les inerties fictives des portiques afin de repartir les efforts horizontaux. Sur les voiles d'une part et sur les portiques d'autre part en fonction de leurs inerties.

IV-2-1)- Méthode par approximation successive :

- **Exposé de la méthode :**

Pour déterminer l'inertie fictive d'un portique, il suffit de calculer le déplacement au droit de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égale à 1 tonne. Ensuite comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de forces et pour une inertie égale $1m^4$.

I V -2-2)- Calculs des flèches dans les refends :

La flèche que prendrait un refend à un niveau * i * suite à une série de forces égale à l'unité (01 tonne), est donnée par la formule suivante :

$$F_i = \frac{\sum S_i \cdot d_i}{EI}; S_i = (b_i + b_{i+1}) \frac{h}{2}$$

$$d_i = \frac{2b_i + b_{i+1}}{3(b_i + b_{i+1})} \times h$$

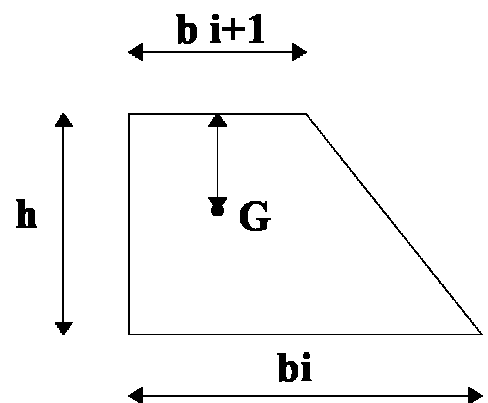
Où:

f_i : la flèche au niveau * i *

S_i : élément de surface du niveau * i *

d_i : distance entre le centre de gravité de trapèze et son petit côté (b_{i+1})

h : hauteur d'étage.



Ø Tab-IV-2)- Calcul des flèches par niveaux :

Niveau	h	bi	bi+1	Si	di	Sidi	FiEi
8	3,06	3,06	0	4,682	2,040	9,551	29745,8
7	3,06	9,18	3,06	18,727	1,785	33,428	25119,81
6	3,06	18,36	9,18	42,136	1,700	71,632	21037
5	3,06	30,6	18,36	74,909	1,658	124,161	16790,04
4	3,06	45,9	30,6	117,045	1,632	191,017	12719,82
3	3,06	64,26	45,9	168,545	1,615	272,200	8940,85
2	3,06	85,68	64,26	229,408	1,603	367,709	5596,46
1	3,06	110,16	85,68	299,635	1,594	477,544	2858,51
RDC	3,74	143,82	110,16	474,943	1,953	927,378	927,56

IV-3-1)- Calcul de la rotation d'étage :

• Pour les niveaux supérieurs :

Pour les premiers niveaux :

$$\text{-Poteaux encastrés : } Eq = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \cdot \sum Kt_n + 2 \cdot \sum Kp_n}$$

$$\text{-Poteaux articulés : } Eq = \frac{2M_n + M_{n+1}}{24 \cdot \sum Kt_n}$$

Avec :

M_n : moment d'étage n. ($M_n = T_n \cdot h_n$)

M_{n+1} : moment d'étage n+1. ($M_{n+1} = T_{n+1} \cdot h_{n+1}$)

T_n : effort tranchant au niveau *n*

T_{n+1} : effort tranchant au niveau *n+1*

$\sum K_{tn}$: Somme des raideurs des poutres de n^{ème} niveau.

IV-3-2)- Calcul des déplacements :

$$Ey_n = \frac{M_n}{12 \cdot \sum Kp_n} + \frac{Eq_n + Eq_{n-1}}{2}$$

Avec :

$$D_n = \psi_n \cdot h \cdot E$$

h: hauteur libre d'étage

$\sum Kp_n$: Somme des raideurs des poteaux du n^{ème} niveau

E : module d'élasticité

q_n, q_{n-1} : rotation d'étage ; n : étage

IV-4-) Calcul de l'inertie fictive des portiques:

$$I_{ei} = \frac{f_i}{D_i}$$

Avec :

I_{ei} : inertie équivalente du niveau *i*

D_i : déplacement du portique au niveau *i*

f_i : flèche du refend au niveau *i*

Ø Tab .IV.3 . Inertie fictive des portiques longitudinaux :

Niveau	portiques	Raideurs et moments			Rotations et déplacements					Refends	Inerties fictives	
		$10^{-4} \sum_3 K_{pn}$ (m ³)	$10^{-4} \sum_3 K_{tm}$ (m ³)	M_n	M_{n+1} (t.m)	$E\theta_n$ (t/m ²)	$E\Psi_n$ (t.m ²)	$E\Delta_n$ (t.m)	$D_n = \sum \Delta_n$	fiEI (mm)	Ie(mm)	$\sum I_e$
9	(A1-F1)	12,6	12,218	3,06	0	104,354	254,558	778,947	61917,047	29745,8	0,480	2,882
	(A2-F2)	12,6	12,218	3,06	0	104,354	254,558	778,947	61917,047	29745,8	0,480	
	(A3-F3)	12,6	12,218	3,06	0	104,354	254,558	778,947	61917,047	29745,8	0,480	
	(A4-F4)	12,6	12,218	3,06	0	104,354	254,558	778,947	61917,047	29745,8	0,480	
	(A5-F5)	12,6	12,218	3,06	0	104,354	254,558	778,947	61917,047	29745,8	0,480	
	(A6-F6)	12,6	12,218	3,06	0	104,354	254,558	778,947	61917,047	29745,8	0,480	
8	(A1-F1)	12,6	12,218	6,12	3,06	303,063	608,469	3723,83	61138,1	25119,81	0,411	2,465
	(A2-F2)	12,6	12,218	6,12	3,06	303,063	608,469	3723,83	61138,1	25119,81	0,411	
	(A3-F3)	12,6	12,218	6,12	3,06	303,063	608,469	3723,83	61138,1	25119,81	0,411	
	(A4-F4)	12,6	12,218	6,12	3,06	303,063	608,469	3723,83	61138,1	25119,81	0,411	
	(A5-F5)	12,6	12,218	6,12	3,06	303,063	608,469	3723,83	61138,1	25119,81	0,411	
	(A6-F6)	12,6	12,218	6,12	3,06	303,063	608,469	3723,83	61138,1	25119,81	0,411	
7	(A1-F1)	12,6	12,218	9,18	6,12	561,278	1039,31	9540,87	57414,27	21037	0,366	2,198
	(A2-F2)	12,6	12,218	9,18	6,12	561,278	1039,31	9540,87	57414,27	21037	0,366	
	(A3-F3)	12,6	12,218	9,18	6,12	561,278	1039,31	9540,87	57414,27	21037	0,366	
	(A4-F4)	12,6	12,218	9,18	6,12	561,278	1039,31	9540,87	57414,27	21037	0,366	
	(A5-F5)	12,6	12,218	9,18	6,12	561,278	1039,31	9540,87	57414,27	21037	0,366	
	(A6-F6)	12,6	12,218	9,18	6,12	561,278	1039,31	9540,87	57414,27	21037	0,366	

Ø Tab .IV.4.Inertie fictive des portiques longitudinaux:(suite)

Niveau	portiques	Raideurs et moments				Rotations et déplacements				Refends	Inerties fictives	
		$10^{-4} \sum K_{pn}^3 (m^3)$	$10^{-4} \sum K_{tn}^3 (m^3)$	$M_n (t.m)$	$M_n (t.m)$	$E\theta_n (t/m^2)$	$E\Psi_n (t.m^2)$	$E\Delta_n (t.m)$	$D_n = \sum \Delta_n$	fiEI (mm)	Ie (mm)	$\sum Ie$
6	(A1-F1)	12,6	12,218	12,24	9,18	730,48	1455,4	4453,52	17013,5	16790,04	0,987	5,921
	(A2-F2)	12,6	12,218	12,24	9,18	730,48	1455,4	4453,52	17013,5	16790,04	0,987	
	(A3-F3)	12,6	12,218	12,24	9,18	730,48	1455,4	4453,52	17013,5	16790,04	0,987	
	(A4-F4)	12,6	12,218	12,24	9,18	730,48	1455,4	4453,52	17013,5	16790,04	0,987	
	(A5-F5)	12,6	12,218	12,24	9,18	730,48	1455,4	4453,52	17013,5	16790,04	0,987	
	(A6-F6)	12,6	12,218	12,24	9,18	730,48	1455,4	4453,52	17013,5	16790,04	0,987	
5	(A1-F1)	12,6	12,218	15,3	12,24	939,19	1846,7	5651,02	12559,98	12719,82	1,013	6,076
	(A2-F2)	12,6	12,218	15,3	12,24	939,19	1846,7	5651,02	12559,98	12719,82	1,013	
	(A3-F3)	12,6	12,218	15,3	12,24	939,19	1846,7	5651,02	12559,98	12719,82	1,013	
	(A4-F4)	12,6	12,218	15,3	12,24	939,19	1846,7	5651,02	12559,98	12719,82	1,013	
	(A5-F5)	12,6	12,218	15,3	12,24	939,19	1846,7	5651,02	12559,98	12719,82	1,013	
	(A6-F6)	12,6	12,218	15,3	12,24	939,19	1846,7	5651,02	12559,98	12719,82	1,013	
4	(A1-F1)	12,6	12,218	18,36	15,3	1147,9	2257,8	6908,96	6908,96	8940,85	1,294	7,765
	(A2-F2)	12,6	12,218	18,36	15,3	1147,9	2257,8	6908,96	37769	8940,85	0,237	
	(A3-F3)	12,6	12,218	18,36	15,3	1147,9	2257,8	6908,96	6908,96	8940,85	1,294	
	(A4-F4)	12,6	12,218	18,36	15,3	1147,9	2257,8	6908,96	6908,96	8940,85	1,294	
	(A5-F5)	12,6	12,218	18,36	15,3	1147,9	2257,8	6908,96	6908,96	8940,85	1,294	
	(A6-F6)	12,6	12,218	18,36	15,3	1147,9	2257,8	6908,96	6908,96	8940,85	1,294	

Ø Tab .IV.5.Inertie fictive des portiques longitudinaux:(suite)

Niveau	portiques	Raideurs et moments				Rotations et déplacements				Refends	Inerties fictives	
		$10^{-4} \sum_3 K_{pn(m)}$	$10^{-4} \sum_3 K_{tn(m)}$	M_n (t.m)	M_n (t.m)	$E\theta_n$ (t/m ²)	$E\Psi_n$ (t.m ²)	$E \Delta_n$ (t.m)	$D_n = \sum \Delta_n$	fiEI (mm)	Ie (mm)	$\sum Ie$
3	(A1-F1)	12,6	12,218	21,42	18,36	1356,6	2668,92	8166,9	30859,9	5596,46	0,181	1,088
	(A2-F2)	12,6	12,218	21,42	18,36	1356,6	2668,92	8166,9	30859,9	5596,46	0,181	
	(A3-F3)	12,6	12,218	21,42	18,36	1356,6	2668,92	8166,9	30859,9	5596,46	0,181	
	(A4-F4)	12,6	12,218	21,42	18,36	1356,6	2668,92	8166,9	30859,9	5596,46	0,181	
	(A5-F5)	12,6	12,218	21,42	18,36	1356,6	2668,92	8166,9	30859,9	5596,46	0,181	
	(A6-F6)	12,6	12,218	21,42	18,36	1356,6	2668,92	8166,9	30859,9	5596,46	0,181	
2	(A1-F1)	12,6	12,218	24,48	21,42	1565,31	3080	9424,8	22693	2858,51	0,126	0,756
	(A2-F2)	12,6	12,218	24,48	21,42	1565,31	3080	9424,8	22693	2858,51	0,126	
	(A3-F3)	12,6	12,218	24,48	21,42	1565,31	3080	9424,8	22693	2858,51	0,126	
	(A4-F4)	12,6	12,218	24,48	21,42	1565,31	3080	9424,8	22693	2858,51	0,126	
	(A5-F5)	12,6	12,218	24,48	21,42	1565,31	3080	9424,8	22693	2858,51	0,126	
	(A6-F6)	12,6	12,218	24,48	21,42	1565,31	3080	9424,8	22693	2858,51	0,126	
1	(A1-F1)	19,16	12,218	28,22	24,48	1797,21	3547,66	13268	13268,2	927,56	0,070	0,420
	(A2-F2)	19,16	12,218	28,22	24,48	1797,21	3547,66	13268	13268,2	927,56	0,070	
	(A3-F3)	19,16	12,218	28,22	24,48	1797,21	3547,66	13268	13268,2	927,56	0,070	
	(A4-F4)	19,16	12,218	28,22	24,48	1797,21	3547,66	13268	13268,2	927,56	0,070	
	(A5-F5)	19,16	12,218	28,22	24,48	1797,21	3547,66	13268	13268,2	927,56	0,070	
	(A6-F6)	19,16	12,218	28,22	24,48	1797,21	3547,66	13268	13268,2	927,56	0,070	

Ø Tab. IV.6. Inertie fictive des portiques transversaux :

Niveau	Portique	Raideurs et moments			Rotations et déplacements					Refends	Inerties fictives	
		$10^{-4} \sum K_{pn} (m^3)$	$10^{-4} \sum K_{tm} (m^3)$	$M_n (t.m)$	$M_{n+1} (t.m)$	$E\theta_n (t/m^2)$	$E\Psi_n (t.m^2)$	$E\Delta_n (t.m)$	$D_n = \sum \Delta_n$	$fiEI (mm)$	$I_e (mm)$	$\sum I_e$
9	(A1-A6)	12,6	11,525	3,06	0	110,629	257,659	788,547	23330,005	29745,8	0,540	3,240
	(B1-B6)	12,6	11,525	3,06	0	110,629	257,659	788,547	23330,005	29745,8	0,540	
	(C1-C6)	12,6	11,525	3,06	0	110,629	257,659	788,547	23330,005	29745,8	0,540	
	(D1-D6)	12,6	11,525	3,06	0	110,629	257,659	788,547	23330,005	29745,8	0,540	
	(E1-E6)	12,6	11,525	3,06	0	110,629	257,659	788,547	23330,005	29745,8	0,540	
	(F1-F6)	12,6	11,525	3,06	0	110,629	257,659	788,547	23330,005	29745,8	0,540	
8	(A1-A6)	12,6	11,525	6,12	3,06	331,887	626,02	1915,62	22541,458	25119,81	0,463	2,778
	(B1-B6)	12,6	11,525	6,12	3,06	331,887	626,02	1915,62	22541,458	25119,81	0,463	
	(C1-C6)	12,6	11,525	6,12	3,06	331,887	626,02	1915,62	22541,458	25119,81	0,463	
	(D1-D6)	12,6	11,525	6,12	3,06	331,887	626,02	1915,62	54276,81	25119,81	0,463	
	(E1-E6)	12,6	11,525	6,12	3,06	331,887	626,02	1915,62	52476,81	25119,81	0,479	
	(F1-F6)	12,6	11,525	6,12	3,06	331,887	626,02	1915,62	52476,81	25119,81	0,479	
7	(A1-A6)	12,6	11,525	9,18	6,12	553,145	1049,66	3211,96	20625,837	21037	0,402	2,412
	(B1-B6)	12,6	11,525	9,18	6,12	553,145	1049,66	3211,96	20625,837	21037	0,402	
	(C1-C6)	12,6	11,525	9,18	6,12	553,145	1049,66	3211,96	20625,837	21037	0,402	
	(D1-D6)	12,6	11,525	9,18	6,12	553,145	1049,66	3211,96	20625,837	21037	0,402	
	(E1-E6)	12,6	11,525	9,18	6,12	553,145	1049,66	3211,96	20625,837	21037	0,402	
	(F1-F6)	12,6	11,525	9,18	6,12	553,145	1049,66	3211,96	52361,19	21037	0,402	

Ø Tab. IV.7. Inertie fictive des portiques transversaux :(suite)

Niveau	Portique	Raideurs et moments			Rotations et déplacements					Refends	Inerties fictives	
		$10^{-4} \sum K_{pn} (m^3)$	$10^{-4} \sum K_{tn} (m^3)$	$M_n (t.m)$	$M_{n+1} (t.m)$	$E\theta_n (t/m^2)$	$E\Psi_n (t.m^2)$	$E\Delta_n (t.m)$	$D_n = \sum \Delta_n$	fiEI (mm)	Ie (mm ⁴)	$\sum Ie$
6	(A1-A6)	12,6	11,525	12,24	9,18	774,403	1473,3	4508,29	17413,881	16790,04	0,342	2,052
	(B1-B6)	12,6	11,525	12,24	9,18	774,403	1473,3	4508,29	17413,881	16790,04	0,342	
	(C1-C6)	12,6	11,525	12,24	9,18	774,403	1473,3	4508,29	17413,881	16790,04	0,342	
	(D1-D6)	12,6	11,525	12,24	9,18	774,403	1473,3	4508,29	17413,881	16790,04	0,342	
	(E1-E6)	12,6	11,525	12,24	9,18	774,403	1473,3	4508,29	49149,23	16790,04	0,342	
	(F1-F6)	12,6	11,525	12,24	9,18	774,403	1473,3	4508,29	49149,23	16790,04	0,342	
5	(A1-A6)	12,6	11,525	15,3	12,24	995,661	1896,94	5804,63	12905,589	12719,82	0,285	1,71
	(B1-B6)	12,6	11,525	15,3	12,24	995,661	1896,94	5804,63	12905,589	12719,82	0,285	
	(C1-C6)	12,6	11,525	15,3	12,24	995,661	1896,94	5804,63	12905,589	12719,82	0,285	
	(D1-D6)	12,6	11,525	15,3	12,24	995,661	1896,94	5804,63	12905,589	12719,82	0,285	
	(E1-E6)	12,6	11,525	15,3	12,24	995,661	1896,94	5804,63	12905,589	12719,82	0,285	
	(F1-F6)	12,6	11,525	15,3	12,24	995,661	1896,94	5804,63	12905,589	12719,82	0,285	
4	(A1-A6)	12,6	11,525	18,36	15,3	1216,92	2320,58	7100,96	7100,962	8940,85	0,230	1,38
	(B1-B6)	12,6	11,525	18,36	15,3	1216,92	2320,58	7100,96	7100,962	8940,85	0,230	
	(C1-C6)	12,6	11,525	18,36	15,3	1216,92	2320,58	7100,96	7100,962	8940,85	0,230	
	(D1-D6)	12,6	11,525	18,36	15,3	1216,92	2320,58	7100,96	7100,962	8940,85	0,230	
	(E1-E6)	12,6	11,525	18,36	15,3	1216,92	2320,58	7100,96	7100,962	8940,85	0,230	
	(F1-F6)	12,6	11,525	18,36	15,3	1216,92	2320,58	7100,96	38836,32	8940,85	0,230	

Ø Tab. IV.8. Inertie fictive des portiques transversaux :(suite)

Niveau	Portique	Raideurs et moments			Rotations et déplacements					Refends	Inerties fictives	
		$10^{-4} \sum K_{pn} (m^3)$	$10^{-4} \sum K_{tn} (m^3)$	$M_n (t.m)$	$M_{n+1} (t.m)$	$E\theta_n (t/m^2)$	$E\Psi_n (t.m^2)$	$E \Delta_n (t.m)$	$D_n = \sum \Delta_n$	fiEI (mm)	Ie (mm)	$\sum Ie$
3	(A1-A6)	12,6	12,218	21,42	18,36	1438,18	2744,22	8397,3	31735,35	5596,46	0,176	1,058
	(B1-B6)	12,6	12,218	21,42	18,36	1438,18	2744,22	8397,3	31735,353	5596,46	0,176	
	(C1-C6)	12,6	12,218	21,42	18,36	1438,18	2744,22	8397,3	31735,353	5596,46	0,176	
	(D1-D6)	12,6	12,218	21,42	18,36	1438,18	2744,22	8397,3	31735,353	5596,46	0,176	
	(E1-E6)	12,6	12,218	21,42	18,36	1438,18	2744,22	8397,3	31735,353	5596,46	0,176	
	(F1-F6)	12,6	12,218	21,42	18,36	1438,18	2744,22	8397,3	31735,353	5596,46	0,176	
2	(A1-A6)	12,6	12,218	24,48	21,42	1659,44	3167,85	9691,7	23338,06	2858,51	0,122	0,735
	(B1-B6)	12,6	12,218	24,48	21,42	1659,44	3167,85	9691,7	23338,06	2858,51	0,122	
	(C1-C6)	12,6	12,218	24,48	21,42	1659,44	3167,85	9691,7	23338,06	2858,51	0,122	
	(D1-D6)	12,6	12,218	24,48	21,42	1659,44	3167,85	9691,7	23338,06	2858,51	0,122	
	(E1-E6)	12,6	12,218	24,48	21,42	1659,44	3167,85	9691,7	23338,06	2858,51	0,122	
	(F1-F6)	12,6	12,218	24,48	21,42	1659,44	3167,85	9691,7	23338,06	2858,51	0,122	
1	(A1-A6)	12,6	12,218	28,22	24,48	1905,28	3648,76	13646,4	13646,36	927,56	0,068	0,408
	(B1-B6)	12,6	12,218	28,22	24,48	1905,28	3648,76	13646,4	13646,36	927,56	0,068	
	(C1-C6)	12,6	12,218	28,22	24,48	1905,28	3648,76	13646,4	13646,36	927,56	0,068	
	(D1-D6)	12,6	12,218	28,22	24,48	1905,28	3648,76	13646,4	13646,36	927,56	0,068	
	(E1-E6)	12,6	12,218	28,22	24,48	1905,28	3648,76	13646,4	13646,36	927,56	0,068	
	(F1-F6)	12,6	12,218	28,22	24,48	1905,28	3648,76	13646,4	13646,36	927,56	0,068	

Les inerties des portiques sont résumées dans les tableaux suivants:

Ø Tab. IV.9. Inertie fictives des portiques par niveaux:

Niveaux	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Sens xx	0,42	0,756	1,088	1,42	1,758	2,104	2,198	2,465	2,882
Sens yy	0,408	0,735	1,058	1,381	1,71	2,05	2,411	2,777	3,241

	Somme	Moyenne
Sensxx ² &é&a	15,091	1,677
Sensyy	15,771	1,752

Ø Tab. IV.10. Comparaison des inerties des voiles à celle des portiques :

	inertie moyenne des portiques	inertie moyenne des voiles	inertie totale	%des voiles	%des portiques
Sens XX	1,677	1,62	3,297	49,136	50,864
Sens XX	1,752	1,42	3,172	44,767	55,233

v Interprétation des résultats :

- Sens longitudinale :

Le pourcentage de l'inertie fictive des portiques par rapport à l'inertie total est de 50,864%.

Le pourcentage de l'inertie fictive des voiles par rapport à l'inertie total est de 49,136%.

- Sens transversale :

Le pourcentage de l'inertie fictive des portiques par rapport à l'inertie total est de 55,233%

Le pourcentage de l'inertie fictive des voiles par rapport à l'inertie total est de 44,767%.

Conclusion

On examinant les résultats obtenus par cette étude au contreventement, nous avons constaté que l'inertie des portiques est grande que l'inertie des voiles dans les deux sens.

Les voiles doivent reprendre au plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, et les charges horizontales ont reprises conjointement par les voiles et les portiques.

IV-4)- Calcul du centre de masse:

le centre de masse noté G, est définie comme état le barycentre de masse des éléments de la structure, sa position par rapport à un système d'axe (oxy) choisit arbitrairement est donnée par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum m_i \cdot X_{Gi}}{\sum m_i} \quad Y_G = \frac{\sum m_i \cdot Y_{Gi}}{\sum m_i}$$

Avec :

m_i : La masse de l'élément considéré

X_G, Y_G : coordonnées du centre de gravité de l'élément par rapport au système d'axe (oxy) choisit.

Ø Tab. IV.11. Centre de masse des voiles des étages courants:

Voiles	Li(m)	hi (m)	e (m)	Vi (m ³)	Mi (kn)	Xi (m)	Yi (m)	Mi x Xi	Mi x Yi
1	4,7	3,06	0,2	2,876	71,91	6,35	16,25	456,629	1168,538
2	4,7	3,06	0,2	2,876	71,91	13,4	16,25	963,594	1168,538
3	4,7	3,06	0,2	2,876	71,91	6,35	4,25	456,629	305,618
4	4,7	3,06	0,2	2,876	71,91	13,4	4,25	963,594	305,618
5	4,4	3,06	0,2	2,693	67,32	19,65	6,2	1322,838	417,384
6	4,4	3,06	0,2	2,693	67,32	0,1	6,2	6,732	417,384
7	4,4	3,06	0,2	2,693	67,32	0,1	18,2	6,732	1225,224
8	4,4	3,06	0,2	2,693	67,32	8,56	18,2	576,259	1225,224
9	4,4	3,06	0,2	2,693	67,32	15,35	18,2	1033,362	1225,224
10	4,4	3,06	0,2	2,693	67,32	19,65	18,2	1322,838	1225,224
				$\Sigma =$ 691,56				$\Sigma =$ 7109,206	8683,974

X_M	Y_M
10,280	12,557

Ø Tab. IV.12. Centre de masse des voiles de DRC :

Voiles	Li(m)	hi (m)	e (m)	Vi (m ³)	Mi (kn)	Xi (m)	Yi (m)	Mi x Xi	Mi x Yi
1	4,7	3,74	0,2	3,516	87,89	6,35	16,25	558,102	1428,213
2	4,7	3,74	0,2	3,516	87,89	13,4	16,25	1177,726	1428,213
3	4,7	3,74	0,2	3,516	87,89	6,35	4,25	558,102	373,533
4	4,7	3,74	0,2	3,516	87,89	13,4	4,25	1177,726	373,533
5	4,4	3,74	0,2	3,291	82,28	19,65	6,2	1616,802	510,136
6	4,4	3,74	0,2	3,291	82,28	0,1	6,2	8,228	510,136
7	4,4	3,74	0,2	3,291	82,28	0,1	18,2	8,228	1497,496
8	4,4	3,74	0,2	3,291	82,28	8,56	18,2	704,317	1497,496
9	4,4	3,74	0,2	3,291	82,28	15,35	18,2	1262,998	1497,496
10	4,4	3,74	0,2	3,291	82,28	19,65	18,2	1616,802	1497,496
				Σ =	845,24			Σ =	8689,030
									10613,746

X _M	Y _M
10,28	12,557

Ø Tab - IV -13-Le centre de masse des poutres principales

Poutres	Li (m)	Si (m ²)	Mi (t)	Mi (KN)	Xi (m)	Yi (m)	Mi Xi	Mi Yi
PP1	3,7	0,0875	0,809	8,09375	2,15	0,175	17,402	1,416
PP2	4	0,0875	0,809	8,75	6,3	4,175	55,125	36,531
PP3	2,5	0,0875	0,809	5,46875	9,85	8,175	53,867	44,707
PP4	4	0,0875	0,809	8,75	13,4	12,175	117,250	106,531
PP5	3,7	0,0875	0,809	8,09375	17,55	16,175	142,045	130,916
PP6	3,7	0,0875	0,809	8,09375	2,15	20,175	17,402	163,291
PP7	4	0,0875	0,809	8,75	6,3	0,175	55,125	1,531
PP8	2,5	0,0875	0,809	5,46875	9,85	4,175	53,867	22,832
PP9	4	0,0875	0,809	8,75	13,4	8,175	117,250	71,531
PP10	3,7	0,0875	0,809	8,09375	17,55	12,175	142,045	98,541
PP11	3,7	0,0875	0,809	8,09375	2,15	16,175	17,402	130,916
PP12	4	0,0875	0,809	8,75	6,3	20,175	55,125	176,531
PP13	2,5	0,0875	0,809	5,46875	9,85	0,175	53,867	0,957
PP14	4	0,0875	0,809	8,75	13,4	4,175	117,250	36,531
PP15	3,7	0,0875	0,809	8,09375	17,55	8,175	142,045	66,166
PP16	3,7	0,0875	0,809	8,09375	2,15	12,175	17,402	98,541
PP17	4	0,0875	0,809	8,75	6,3	16,175	55,125	141,531
PP18	2,5	0,0875	0,809	5,46875	9,85	20,175	53,867	110,332
PP19	4	0,0875	0,809	8,75	13,4	0,175	117,250	1,531
PP20	3,7	0,0875	0,809	8,09375	17,55	4,175	142,045	33,791
PP21	3,7	0,0875	0,809	8,09375	2,15	8,175	17,402	66,166
PP22	4	0,0875	0,809	8,75	6,3	12,175	55,125	106,531
PP23	2,5	0,0875	0,809	5,46875	9,85	16,175	53,867	88,457
PP24	4	0,0875	0,809	8,75	13,4	20,175	117,250	176,531
PP25	3,7	0,0875	0,809	8,09375	17,55	0,175	142,045	1,416
PP26	3,7	0,0875	0,809	8,09375	2,15	4,175	17,402	33,791
PP27	4	0,0875	0,809	8,75	6,3	8,175	55,125	71,531
PP28	2,5	0,0875	0,809	5,46875	9,85	12,175	53,867	66,582
PP29	4	0,0875	0,809	8,75	13,4	16,175	108,456	141,531
PP30	3,7	0,0875	0,809	8,09375	17,55	20,175	142,045	163,291
		Σ	24,27	234,9375			2305,340	2390,489

Xi	Yi
9,813	10,175

Ø Tab - IV -14-Le centre de masse des poutres secondaires :

Poutres	Li (m)	Si (m ²)	S (m ²)	Mi (KN)	Xi (m)	Yi (m)	Mi Xi	Mi Yi
PS1	3,700	0,088	0,088	8,094	0,125	2,150	1,012	17,402
PS2	3,700	0,088	0,088	8,094	4,125	6,150	33,387	49,777
PS3	3,700	0,088	0,088	8,094	8,425	8,150	68,190	65,964
PS4	3,700	0,088	0,088	8,094	11,225	10,150	90,855	82,152
PS5	3,700	0,088	0,088	8,094	15,525	12,150	125,655	98,339
PS6	3,700	0,088	0,088	8,094	19,525	2,150	158,030	17,402
PS7	3,700	0,088	0,088	8,094	0,125	6,150	1,012	49,777
PS8	3,700	0,088	0,088	8,094	4,125	8,150	33,387	65,964
PS9	3,700	0,088	0,088	8,094	8,425	10,150	68,190	82,152
PS10	3,700	0,088	0,088	8,094	11,225	12,150	90,855	98,339
PS11	3,700	0,088	0,088	8,094	15,525	2,150	125,655	17,402
PS12	3,700	0,088	0,088	8,094	19,525	6,150	158,030	49,777
PS13	3,700	0,088	0,088	8,094	0,125	8,150	1,012	65,964
PS14	3,700	0,088	0,088	8,094	4,125	10,150	33,387	82,152
PS15	3,700	0,088	0,088	8,094	8,425	12,150	68,190	98,339
PS16	3,700	0,088	0,088	8,094	11,225	2,150	90,855	17,402
PS17	3,700	0,088	0,088	8,094	15,525	6,150	125,655	49,777
PS18	3,700	0,088	0,088	8,094	19,525	8,150	158,030	65,964
PS19	3,700	0,088	0,088	8,094	0,125	10,150	1,012	82,152
PS20	3,700	0,088	0,088	8,094	4,125	12,150	33,387	98,339
PS21	3,700	0,088	0,088	8,094	8,425	2,150	68,190	17,402
PS22	3,700	0,088	0,088	8,094	11,225	6,150	90,855	49,777
PS23	3,700	0,088	0,088	8,094	15,525	8,150	125,655	65,964
PS24	3,700	0,088	0,088	8,094	19,525	10,150	158,030	82,152
PS25	3,700	0,088	0,088	8,094	0,125	12,150	1,012	98,339
PS26	3,700	0,088	0,088	8,094	4,125	2,150	33,387	17,402
PS27	3,700	0,088	0,088	8,094	8,425	6,150	68,190	49,777
PS28	3,700	0,088	0,088	8,094	11,225	8,150	90,855	65,964
PS29	3,700	0,088	0,088	8,094	15,525	10,150	125,655	82,152
PS30	3,700	0,088	0,088	8,094	19,525	12,150	158,030	98,339
		S=		242,813		S=	2385,646	1881,797

X _m	Y _m
9,825	7,750

Ø Tab. IV.15. Centre de masse des poteaux pour l'étage:

Portique	poteaux	Si (m ²)	Mi (kn)	Xi (m)	Yi (m)	Mi x Xi	Mi x Yi
1-1	A	0,09	6,885	0,15	0,15	1,033	1,033
	B	0,09	6,885	4,15	0,15	28,573	1,033
	C	0,09	6,885	8,45	0,15	58,178	1,033
	D	0,09	6,885	11,25	0,15	77,456	1,033
	E	0,09	6,885	15,55	0,15	107,062	1,033
	F	0,09	6,885	19,55	0,15	134,602	1,033
2-2	A	0,09	6,885	0,15	4,15	1,033	28,573
	B	0,09	6,885	4,15	4,15	28,573	28,573
	C	0,09	6,885	8,45	4,15	58,178	28,573
	D	0,09	6,885	11,25	4,15	77,456	28,573
	E	0,09	6,885	15,55	4,15	107,062	28,573
	F	0,09	6,885	19,55	4,15	134,602	28,573
3-3	A	0,09	6,885	0,15	8,15	1,033	56,113
	B	0,09	6,885	4,15	8,15	28,573	56,113
	C	0,09	6,885	8,45	8,15	58,178	56,113
	D	0,09	6,885	11,25	8,15	77,456	56,113
	E	0,09	6,885	15,55	8,15	107,062	56,113
	F	0,09	6,885	19,55	8,15	134,602	56,113
4-4	A	0,09	6,885	0,15	12,15	1,033	83,653
	B	0,09	6,885	4,15	12,15	28,573	83,653
	C	0,09	6,885	8,45	12,15	58,178	83,653
	D	0,09	6,885	11,25	12,15	77,456	83,653
	E	0,09	6,885	15,55	12,15	107,062	83,653
	F	0,09	6,885	19,55	12,15	134,602	83,653
5-5	A	0,09	6,885	0,15	16,15	1,033	111,193
	B	0,09	6,885	4,15	16,15	28,573	111,193
	C	0,09	6,885	8,45	16,15	58,178	111,193
	D	0,09	6,885	11,25	16,15	77,456	111,193
	E	0,09	6,885	15,55	16,15	107,062	111,193
	F	0,09	6,885	19,55	16,15	134,602	111,193
6-6	A	0,09	6,885	0,15	20,15	1,033	138,733
	B	0,09	6,885	4,15	20,15	28,573	138,733
	C	0,09	6,885	8,45	20,15	58,178	138,733
	D	0,09	6,885	11,25	20,15	77,456	138,733
	E	0,09	6,885	15,55	20,15	107,062	138,733
	F	0,09	6,885	19,55	20,15	134,602	138,733
	□		247,86			2441,421	2515,779
						X _M	Y _M
						9,85	10,15

Ø Tab. IV.16. Centre de masse des poteaux pour le RDC

Portique	poteaux	Si (m ²)	Mi (kn)	Xi (m)	Yi (m)	Mi Xi	Mi Yi
1-1	A	0,122	11,454	0,175	0,175	2,004	2,004
	B	0,122	11,454	4,175	0,175	47,820	2,004
	C	0,122	11,454	8,475	0,175	97,073	2,004
	D	0,122	11,454	11,275	0,175	129,144	2,004
	E	0,122	11,454	15,575	0,175	178,396	2,004
	F	0,122	11,454	19,575	0,175	224,212	2,004
2-2	A	0,122	11,454	0,175	4,175	2,004	47,820
	B	0,122	11,454	4,175	4,175	47,820	47,820
	C	0,122	11,454	8,475	4,175	97,073	47,820
	D	0,122	11,454	11,275	4,175	129,144	47,820
	E	0,122	11,454	15,575	4,175	178,396	47,820
	F	0,122	11,454	19,575	4,175	224,212	47,820
3-3	A	0,122	11,454	0,175	8,175	2,004	93,636
	B	0,122	11,454	4,175	8,175	47,820	93,636
	C	0,122	11,454	8,475	8,175	97,073	93,636
	D	0,122	11,454	11,275	8,175	129,144	93,636
	E	0,122	11,454	15,575	8,175	178,396	93,636
	F	0,122	11,454	19,575	8,175	224,212	93,636
4-4	A	0,122	11,454	0,175	12,175	2,004	139,452
	B	0,122	11,454	4,175	12,175	47,820	139,452
	C	0,122	11,454	8,475	12,175	97,073	139,452
	D	0,122	11,454	11,275	12,175	129,144	139,452
	E	0,122	11,454	15,575	12,175	178,396	139,452
	F	0,122	11,454	19,575	12,175	224,212	139,452
5-5	A	0,122	11,454	0,175	16,175	2,004	185,268
	B	0,122	11,454	4,175	16,175	47,820	185,268
	C	0,122	11,454	8,475	16,175	97,073	185,268
	D	0,122	11,454	11,275	16,175	129,144	185,268
	E	0,122	11,454	15,575	16,175	178,396	185,268
	F	0,122	11,454	19,575	16,175	224,212	185,268
6-6	A	0,122	11,454	0,175	20,175	2,004	231,084
	B	0,122	11,454	4,175	20,175	47,820	231,084
	C	0,122	11,454	8,475	20,175	97,073	231,084
	D	0,122	11,454	11,275	20,175	129,144	231,084
	E	0,122	11,454	15,575	20,175	178,396	231,084
	F	0,122	11,454	19,575	20,175	224,212	231,084

X _M	Y _M
9,875	10,175

Ø Tab. IV.17.Centre de masse de plancher terrasse:

Eléments	Si (m ²)	Mi (kn)	Xi (m)	Yi (m)	Mi Xi	Mi Yi
1	13,69	80,360	2,15	2,15	172,775	172,775
2	14,8	86,876	6,3	2,15	547,319	186,783
3	9,25	54,298	9,85	2,15	534,830	116,740
4	14,8	86,876	13,4	2,15	1164,138	186,783
5	13,69	80,360	17,55	2,15	1410,323	172,775
6	13,69	80,360	2,15	6,15	172,775	494,216
7	14,8	86,876	6,3	6,15	547,319	534,287
8	9,25	54,298	9,85	6,15	534,830	333,930
9	14,8	86,876	13,4	6,15	1164,138	534,287
10	13,69	80,360	17,55	6,15	1410,323	494,216
11	13,69	80,360	2,15	10,15	172,775	815,657
12	14,8	86,876	6,3	10,15	547,319	881,791
13	9,25	54,298	9,85	10,15	534,830	551,120
14	14,8	86,876	13,4	10,15	1164,138	881,791
15	13,69	80,360	17,55	10,15	1410,323	815,657
16	13,69	80,360	2,15	14,15	172,775	1137,098
17	14,8	86,876	6,3	14,15	547,319	1229,295
18	9,25	54,298	9,85	14,15	534,830	768,310
19	14,8	86,876	13,4	14,15	1164,138	1229,295
20	13,69	80,360	17,55	14,15	1410,323	1137,098
21	13,69	80,360	2,15	20,15	172,775	1619,260
22	14,8	86,876	6,3	20,15	547,319	1750,551
23	9,25	54,298	9,85	20,15	534,830	1094,095
24	14,8	86,876	13,4	20,15	1164,138	1750,551
25	13,69	80,360	17,55	20,15	1410,323	1619,260
S=		1943,851	S=		19146,927	20507,623

X _M	Y _M
9,850	10,550

Ø Tab. IV.18.Centre de masse de l'étage:

élément	Si (m ²)	Mi (kn)	Xi (m)	Yi (m)	Mi Xi	Mi Yi
1	13,69	58,183	2,15	2,15	125,092	125,092
2	14,8	62,900	6,3	2,15	396,270	135,235
3	9,25	39,313	9,85	2,15	387,228	84,522
4	14,8	62,900	13,4	2,15	842,860	135,235
5	13,69	58,183	17,55	2,15	1021,103	125,092
6	13,69	58,183	2,15	6,15	125,092	357,822
7	14,8	62,900	6,3	6,15	396,270	386,835
8	9,25	39,313	9,85	6,15	387,228	241,772
9	14,8	62,900	13,4	6,15	842,860	386,835
10	13,69	58,183	17,55	6,15	1021,103	357,822
11	13,69	58,183	2,15	10,15	125,092	590,552
12	14,8	62,900	6,3	10,15	396,270	638,435
13	9,25	39,313	9,85	10,15	387,228	399,022
14	14,8	62,900	13,4	10,15	842,860	638,435
15	13,69	58,183	17,55	10,15	1021,103	590,552
16	13,69	58,183	2,15	14,15	125,092	823,282
17	14,8	62,900	6,3	14,15	396,270	890,035
18	9,25	39,313	9,85	14,15	387,228	556,272
19	14,8	62,900	13,4	14,15	842,860	890,035
20	13,69	58,183	17,55	14,15	1021,103	823,282
21	13,69	58,183	2,15	20,15	125,092	1172,377
22	14,8	62,900	6,3	20,15	396,270	1267,435
23	9,25	39,313	9,85	20,15	387,228	792,147
24	14,8	62,900	13,4	20,15	842,860	1267,435
25	13,69	58,183	17,55	20,15	1021,103	1172,377
	S=	1407,388		S=	13862,767	14847,938

X _M	Y _M
9,850	10,550

Ø Tab. IV.19.Centre de masse de RDC

Eléments	Si (m ²)	Mi (kn)	Xi (m)	Yi (m)	MiXi	Mi Yi
1	13,322	69,807	2,175	2,2	151,831	153,576
2	14,417	75,545	6,325	6,2	477,823	468,379
3	8,942	46,856	9,875	10,2	462,704	477,932
4	14,417	75,545	13,424	14,2	1014,117	1072,740
5	13,322	69,807	17,55	18,2	1225,118	1270,492
6	13,322	69,807	2,175	2,2	151,831	153,576
7	14,417	75,545	6,325	6,2	477,823	468,379
8	8,942	46,856	9,875	10,2	462,704	477,932
9	14,417	75,545	13,424	14,2	1014,117	1072,740
10	13,322	69,807	17,55	18,2	1225,118	1270,492
11	13,322	69,807	2,175	2,2	151,831	153,576
12	14,417	75,545	6,325	6,2	477,823	468,379
13	8,942	46,856	9,875	10,2	462,704	477,932
14	14,417	75,545	13,424	14,2	1014,117	1072,740
15	13,322	69,807	17,55	18,2	1225,118	1270,492
16	13,322	69,807	2,175	2,2	151,831	153,576
17	14,417	75,545	6,325	6,2	477,823	468,379
18	8,942	46,856	9,875	10,2	462,704	477,932
19	14,417	75,545	13,424	14,2	1014,117	1072,740
20	13,322	69,807	17,55	18,2	1225,118	1270,492
21	13,322	69,807	2,175	2,2	151,831	153,576
22	14,417	75,545	6,325	6,2	477,823	468,379
23	8,942	46,856	9,875	10,2	462,704	477,932
24	14,417	75,545	13,424	14,2	1014,117	1072,740
25	13,322	69,807	17,55	18,2	1225,113	1270,487
	S=	1687,803		S=	16657,956	17215,596

X _M	Y _M
9,870	10,200

Ø Tab. IV.20 : Centre de masse des murs de l'étage :

Murs	Li(m)	hi (m)	Si (m ²)	Mi (kn)	Xi (m)	Yi (m)	Mi Xi	MiYi
1	3,700	2,860	10,582	24,974	2,150	0,150	53,693	3,746
2	4,000	2,860	11,440	26,998	6,300	0,150	170,090	4,050
3	2,500	2,860	7,150	16,874	9,850	0,150	166,209	2,531
4	4,000	2,860	11,440	26,998	13,400	0,150	361,779	4,050
5	3,700	2,860	10,582	24,974	17,550	0,150	438,285	3,746
6	3,700	2,860	10,582	24,974	0,150	2,150	3,746	53,693
7	3,700	2,860	10,582	24,974	0,150	6,150	3,746	153,587
8	3,700	2,860	10,582	24,974	0,150	10,150	3,746	253,481
9	3,700	2,860	10,582	24,974	0,150	14,150	3,746	353,375
10	3,700	2,860	10,582	24,974	0,150	18,150	3,746	453,269
11	3,700	2,860	10,582	24,974	2,150	20,150	53,693	503,216
12	4,000	2,860	11,440	26,998	6,300	20,150	170,090	544,018
13	2,500	2,860	7,150	16,874	9,850	20,150	166,209	340,011
14	4,000	2,860	11,440	26,998	13,400	20,150	361,779	544,018
15	3,700	2,860	10,582	24,974	17,550	20,150	438,285	503,216
16	3,700	2,860	10,582	24,974	19,550	2,150	488,232	53,693
17	3,700	2,860	10,582	24,974	19,550	6,150	488,232	153,587
18	3,700	2,860	10,582	24,974	19,550	10,150	488,232	253,481
19	3,700	2,860	10,582	24,974	19,550	14,150	488,232	353,375
20	3,700	2,860	10,582	24,974	19,550	18,150	488,232	453,269
			S = 491,371				S = 4840,003	4987,414

X _M	Y _M
9,850	10,150

Ø Tab. IV.20 : Centre de masse des murs de RDC :

Murs	Li(m)	hi (m)	Si (m ²)	Mi (kn)	Xi (m)	Yi (m)	Mi Xi	Mi Yi
1	3,650	3,540	12,921	30,494	2,175	0,175	66,323	5,336
2	3,950	3,540	13,983	33,000	6,325	0,175	208,724	5,775
3	2,450	3,540	8,673	20,468	9,875	0,175	202,124	3,582
4	3,950	3,540	13,983	33,000	13,424	0,175	442,990	5,775
5	3,650	3,540	12,921	30,494	17,550	0,175	535,162	5,336
6	3,650	3,540	12,921	30,494	0,175	2,517	5,336	76,752
7	3,650	3,540	12,921	30,494	0,175	6,175	5,336	188,298
8	3,650	3,540	12,921	30,494	0,175	10,175	5,336	310,272
9	3,650	3,540	12,921	30,494	0,175	14,175	5,336	432,246
10	3,650	3,540	12,921	30,494	0,175	18,175	5,336	554,220
11	3,650	3,540	12,921	30,494	2,175	20,175	66,323	615,208
12	3,950	3,540	13,983	33,000	6,325	20,175	208,724	665,773
13	2,450	3,540	8,673	20,468	9,875	20,175	202,124	412,948
14	3,950	3,540	13,983	33,000	13,424	20,175	442,990	665,773
15	3,650	3,540	12,921	30,494	17,550	20,175	535,162	615,208
16	3,650	3,540	12,921	30,494	19,575	2,517	596,911	76,752
17	3,650	3,540	12,921	30,494	19,575	6,175	596,911	188,298
18	3,650	3,540	12,921	30,494	19,575	10,175	596,911	310,272
19	3,650	3,540	12,921	30,494	19,575	14,175	596,911	432,246
20	3,650	3,540	12,921	30,494	19,575	18,175	596,911	554,220
S =				569,352	S =		5921,888	6124,290

X _M	Y _M
10,401	10,757

Ø Tab-IV-21 : Centre de masse des balcons

balcon	Si (m ²)	Mi (kn)	Xi (m)	Yi (m)	MiXi	MiYi
1	5,3	30,846	2,34	21,06	72,180	649,617
2	5,3	30,846	17,44	21,06	537,954	649,617
3	3,65	21,243	2,925	0,65	62,136	13,808
4	1,75	10,185	9,275	0,775	94,466	7,893
5	1,75	10,185	10,43	0,775	106,179	7,893
6	3,65	21,243	16,82	0,65	357,201	13,808
$\Sigma =$		124,548		$\Sigma =$	1230,115	1342,636
					X_M	Y_M
					9,877	10,780

Ø Tab -IV-22: Centre de masse de l'acrotère :

Poutres	Li (m)	Mi (t)	Xi (m)	Yi (m)	Mi x Xi	Mi xYi
1	4	6,848	2,15	0,15	14,723	1,027
2	4,3	7,3616	6,3	0,15	46,378	1,104
3	2,8	4,7936	9,85	0,15	47,217	0,719
4	4,3	7,3616	13,4	0,15	98,645	1,104
5	4	6,848	17,55	0,15	120,182	1,027
6	4	6,848	0,15	2,15	1,027	14,723
7	4	6,848	0,15	6,15	1,027	42,115
8	4	6,848	0,15	10,15	1,027	69,507
9	4	6,848	0,15	14,15	1,027	96,899
10	4	6,848	0,15	18,15	1,027	124,291
11	4	6,848	2,15	0,15	14,723	1,027
12	4,3	7,3616	6,3	0,15	46,378	1,104
13	2,8	4,7936	9,85	0,15	47,217	0,719
14	4,3	7,3616	13,4	0,15	98,645	1,104
15	4	6,848	17,55	0,15	120,182	1,027
16	4	6,848	19,55	2,15	133,878	14,723
17	4	6,848	19,55	6,15	133,878	42,115
18	4	6,848	19,55	10,15	133,878	69,507
19	4	6,848	19,55	14,15	133,878	96,899
20	4	6,848	19,55	18,15	133,878	124,291
$S=134,906$			$S=$		1328,820	705,036
					X_m	Y_m
					9,85	5,226

Ø Tab -IV-23- Centre de masse des escaliers :

Elément	Si (m ²)	M i (KN)	X i(m)	Yi (m)	MiXi	MiYi
volée	2,712	18,794	9,265	17,500	174,126	328,895
palier	2,400	12,480	9,900	19,200	123,552	239,616
volée	2,712	18,794	10,535	17,500	197,995	328,895
poutre palière	0,037	0,276	9,950	19,825	2,742	5,46256068
		50,344			498,415	902,868561

Xi	yi
9,900	17,934

Ø Tab -IV-24 : Centre de masse de niveau terrasse :

Elément	Mi (KN)	Xi (m)	Yi (m)	MiXi	MiYi
Voiles	691,560	10,280	12,557	7109,237	8683,919
Poteaux	247,860	9,850	10,150	2441,421	2515,779
Acrotère	134,906	9,850	5,226	1328,824	705,019
Poutres principales	234,938	9,813	10,175	2305,447	2390,494
Poutres secondaires	242,813	9,825	7,750	2385,638	1881,801
Planchres	1943,851	9,850	10,550	19146,932	20507,628
Murs extérieures	491,371	9,850	10,150	4840,004	4987,416
	3987,299			39557,503	41672,055

Xi	Yi
9,921	10,451

Ø Tab -IV-24 : Centre de masse de niveau de l'étage :

Elément	Mi (KN)	Xi (m)	Yi (m)	MiXi	MiYi
Voiles	691,560	10,280	12,557	7109,237	8683,919
Poteaux	247,860	9,850	10,150	2441,421	2515,779
Balcons	124,548	9,877	10,780	1230,161	1342,627
Poutres principales	234,938	9,813	10,175	2305,447	2390,494
Poutres secondaires	242,813	9,825	7,750	2385,638	1881,801
Planchres	1407,388	9,850	10,550	13862,772	14847,943
Murs extérieures	491,371	9,850	10,150	4840,004	4987,416
	3440,478			34174,679	36649,979

Xi	Yi
9,933	10,653

Ø Tab -IV-24 : Centre de masse de niveau RDC :

Elément	Mi (KN)	Xi (m)	Yi (m)	MiXi	MiYi
Voiles	845,240	10,280	12,557	8689,067	10613,679
Poteaux	412,344	9,875	10,175	4071,897	4195,600
Balcons	124,548	9,877	10,780	1230,161	1342,627
Poutres principales	234,938	9,813	10,175	2305,447	2390,494
Poutres secondaires	242,813	9,825	7,750	2385,638	1881,801
Planchres	1687,803	9,870	10,200	16658,616	17215,591
Murs extérieures	569,352	10,401	10,757	5921,830	6124,519
	4117,038			41262,655	43764,311

Xi	yi
10,401	10,757

Ø Tab- IV-28: Tableau récapitulatif :

Niveaux	Terrasse	Etage	RDC
Xi	9,919	9,933	10,03
Yi	10,662	10,93	10,817

IV.5) Caractéristiques géométriques :

✚ Rigidités des portiques :

5-1)- Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres :

• Poteaux :
$$K_{pot} = \frac{I_{pot}}{h_c}$$

• Poutres :
$$K_{pout} = \frac{I_{pout}}{l_c}$$

Avec :

I_{pot} : moment d'inertie du poteau dans le sens considéré

I_{pout} : moment d'inertie de la poutre dans le sens considéré

h_c : hauteur de calcul
$$h_c = \bar{h} + \frac{c_p}{2} \leq h_0$$

l_c : largeur de calcul
$$l_c = \bar{l} + \frac{h_p}{2} \leq l_0$$

Où :

c_p : côté du poteau

h_p : hauteur de la poutre

$\bar{h}$: Hauteur entre nus des poutres

$\bar{l}$: Longueur entre nus des poteaux

h_0 : hauteur entre axes des poutres

l_0 : longueur entre axes des poteaux

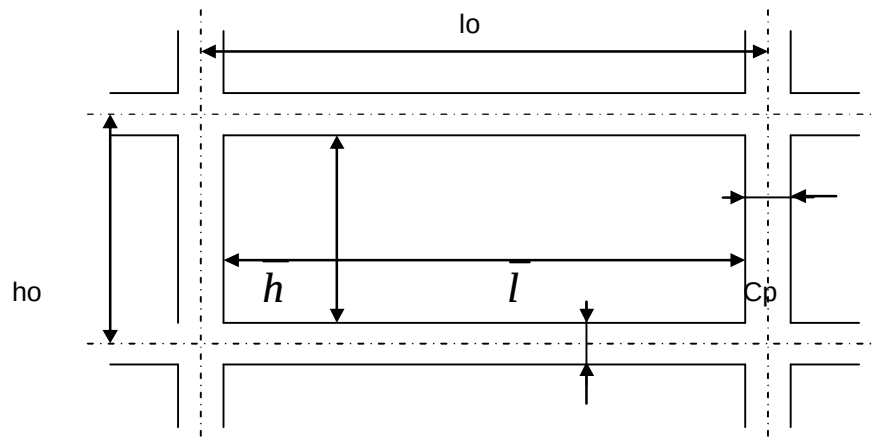


FIG-IV-5- COUPE VERTICALE D'UN NIVEAU.

5-2) calcul des coefficients $\bar{K}$ de rigidités relatifs aux portiques :

Etage courant :
$$\bar{K} = \frac{\sum K_{poutre}}{2.K_{poteau}}$$

R.D.C :
$$\bar{K} = \frac{\sum K_{poutre}}{.K_{poteau}}$$

5-3) calculs des coefficients de correction (aij) :

-Etage courant :

$$a_{ij} = \frac{\overline{K}}{2 + \overline{K}}$$

- R.D.C :

$$a_{ij} = \frac{0,5 + \overline{K}}{2 + \overline{K}} ; \text{ Si le poteau est encastré au niveau de la fondation}$$

$$a_{ij} = \frac{0,5 + \overline{K}}{1 + \overline{K}} ; \text{ Si le poteau est articulé au niveau de la fondation}$$

5-4) Calcul des rigidités des poteaux (i) au niveau (j) :

$$r_{ij} = \frac{12.Ei.I_p}{h_c^3}.a_{ij}$$

Avec:

Ei : Module de déformation du béton ($Ei = 32164,2 MPa = 3,2.10^5 \text{ dan/cm}^2$).

I_p : inertie du poteau

h_c : hauteur de calcul

5-5) Calcul de la rigidité d'un portique au niveau (j) dans le sens (x,x) et (y,y) :

$R_{jx} = \sum r_{ijx}$, pour chaque niveau dans le sens longitudinal (x,x)

$R_{jy} = \sum r_{ijy}$, pour chaque niveau dans le sens transversal (y,y)

Avec :

R_{jx} : rigidité relative au niveau (j) du portique longitudinal courant (L)

R_{jy} : rigidité relative au niveau (j) du portique transversal courant (T)

Ø Les Paramètres de calcul pour le sens longitudinal

Niveau	L(m)	h poutre	Lc(m)	h(m)
ETAGE	3,7	0,35	3,875	2,71
	4	0,35	4,175	2,71
	2,5	0,35	2,675	2,71
	4	0,35	4,175	2,71
	3,7	0,35	3,875	2,71
RDC	3,65	0,35	3,825	3,39
	3,95	0,35	4,125	3,39
	2,45	0,35	2,625	3,39
	3,95	0,35	4,125	3,39
	3,65	0,35	3,825	3,39

Ø Les paramètres de calcul pour le sens transversal:

Niveau	L(m)	h poutre	Lc(m)	h(m)
ETAGE	3,7	0,35	3,875	2,71
	3,7	0,35	3,875	2,71
	3,7	0,35	3,875	2,71
	3,7	0,35	3,875	2,71
	3,7	0,35	3,875	2,71
RDC	3,65	0,35	3,825	3,39
	3,65	0,35	3,825	3,39
	3,65	0,35	3,825	3,39
	3,65	0,35	3,825	3,39
	3,65	0,35	3,825	3,39

Les rigidités des portiques par niveaux sont données dans les tableaux suivants:

1-Sens longitudinale:

Ø Tab .IV.30: Portique (A1F1-A2F2-A3F3-A4F4-A5F5-A6F6):

Niveau	Poteau	$10^{-4}I_{POT}$	hc(m)	$10^{-4}K_{POT}$	Lc(m)	$10^{-4}I_{POUT}$	$10^{-4}K_{pout}$	K	aij	rij(KN/m)	Rij (KN/m)
ETAGE	A	6,75	2,86	2,36	3,875	8,932	2,305	0,977	0,328	3174,500	29596,337
	B	6,75	2,86	2,36	4,175	8,932	2,139	1,883	0,485	5400,954	
	C	6,75	2,86	2,36	2,675	8,932	3,339	2,321	0,537	5982,515	
	D	6,75	2,86	2,36	4,175	8,932	2,139	2,321	0,537	5982,515	
	E	6,75	2,86	2,36	3,875	8,932	2,305	1,883	0,485	5400,954	
	F	6,75	2,86	2,36		8,932		0,977	0,328	3654,899	
RDC	A	12,5	3,565	3,506	3,825	8,932	2,335	0,666	0,437	4206,120	30068,444
	B	12,5	3,565	3,506	4,125	8,932	2,165	1,284	0,543	5226,364	
	C	12,5	3,565	3,506	2,625	8,932	3,403	1,588	0,582	5601,738	
	D	12,5	3,565	3,506	4,125	8,932	2,165	1,588	0,582	5601,738	
	E	12,5	3,565	3,506	3,825	8,932	2,335	1,284	0,543	5226,364	
	F	12,5	3,565	3,506		8,932		0,666	0,437	4206,120	

2-Sens transversal :

Ø Tab .IV.30: Portique (A1A6-B1B6-C1C6-D1D6-E1E6-F1F6):

Niveau	Poteau	$10^{-4}I_{POT}$	hc(m)	$10^{-4}K_{POT}$	Lc(m)	$10^{-4}I_{POUT}$	$10^{-4}K_{pout}$	K	aij	rij (KN/m)	Rij (KN/m)
ETAGE	1	6,750	2,86	2,36	3,875	8,932	2,305	0,977	0,328	3174,656	25474,680
	2	6,750	2,86	2,36	3,875	8,932	2,305	1,953	0,494	4781,342	
	3	6,750	2,86	2,36	3,875	8,932	2,305	1,953	0,494	4781,342	
	4	6,750	2,86	2,36	3,875	8,932	2,305	1,953	0,494	4781,342	
	5	6,750	2,86	2,36	3,875	8,932	2,305	1,953	0,494	4781,342	
	6	6,750	2,86	2,36		8,932		0,977	0,328	3174,656	
RDC	1	12,5	3,565	3,506	3,825	8,932	2,335	0,666	0,437	4206,120	29587,200
	2	12,5	3,565	3,506	3,825	8,932	2,335	1,332	0,550	5293,740	
	3	12,5	3,565	3,506	3,825	8,932	2,335	1,332	0,550	5293,740	
	4	12,5	3,565	3,506	3,825	8,932	2,335	1,332	0,550	5293,740	
	5	12,5	3,565	3,506	3,825	8,932	2,335	1,332	0,550	5293,740	
	6	12,5	3,565	3,506		8,932		0,666	0,437	4206,120	

✚ Rigidités des voiles :

Dans le sens transversal: $R_{vy} = \frac{12.Ei.I_{xx}}{h_e^3}$, Ei = 32164,2MPa

Dans le sens longitudinal : $R_{vy} = \frac{12.Ei.I_{yy}}{h_e^3}$, Ei = 32164,2MPa

Ix et Iy : Inerties des voiles dans le sens longitudinal et transversal.

Ø Tab .IV.31.Rigidité des voiles dans le sens longitudinal :

étage					
VOILES	h(m)	Iy(m ⁴)	E (KN/m ²)	Rvx (KN/m)	Σ Rvx (KN/m)
VL1	3,06	1,42	32164200	19128118,1	76512472,41
VL2	3,06	1,42	32164200	19128118,1	
VL3	3,06	1,42	32164200	19128118,1	
VL4	3,06	1,42	32164200	19128118,1	
RDC					
VL1	3,74	1,42	32164200	10476697,8	41906791,15
VL2	3,74	1,42	32164200	10476697,8	
VL3	3,74	1,42	32164200	10476697,8	
VL4	3,74	1,42	32164200	10476697,8	

Ø Tab .IV.32.Rigidité des voiles dans le sens transversal:

	étage				
VOILES	h(m)	Ix(m ⁴)	E (KN/m ²)	Rvy (KN/m)	∑ Rvy (KN/m)
VT5	3,06	1,62	32164200	21824504,3	130947026
VT6	3,06	1,62	32164200	21824504,3	
VT7	3,06	1,62	32164200	21824504,3	
VT8	3,06	1,62	32164200	21824504,3	
VT9	3,06	1,62	32164200	21824504,3	
VT10	3,06	1,62	32164200	21824504,3	
RDC					
VT5	3,74	1,62	32164200	11953203	71719217,9
VT6	3,74	1,62	32164200	11953203	
VT7	3,74	1,62	32164200	11953203	
VT8	3,74	1,62	32164200	11953203	
VT9	3,74	1,62	32164200	11953203	
VT10	3,74	1,62	32164200	11953203	

Ø Tab .IV.33.Rigidité de l'ensemble (portiques +voiles) :

	Portiques		Voiles		Pourtiques+Voiles	
	$R_{ix}(KN/m)$	$R_{iy}(KN/m)$	$R_{vx}(KN/m)$	$R_{vy}(KN/m)$	$R_x(KN/m)$	$R_y(KN/m)$
Etage	29596,337	25474,68	76512472,4	130947026	76542068,7	130972500
RDC	30068,444	29587,2	41906791,2	71719217,9	41936859,6	71748805,1

IV-6)- Calcul le centre de torsion :

- Centre de torsion des voiles :

Le centre de torsion d'un groupe de refends est le point caractérisé par les propriétés suivantes :

- Une force dont la ligne d'action passe par le centre de torsion, engendre uniquement une translation suivant la direction de cette force.

-Un moment dont l'axe vertical passe par le centre de torsion engendre uniquement une rotation dont le sens même est celui du moment.

a- Détermination du centre de torsion C_j :

-Les coordonnées du centre de torsion sont données par les formules suivantes :

$$X_{cj} = \frac{\sum R_{jy} \cdot X_i}{\sum R_{jy}} ; \quad Y_{cj} = \frac{\sum R_{jx} \cdot Y_i}{\sum R_{jx}}$$

-Calcul du centre de torsion des voiles et des portiques

$$X_{cj} = \frac{(\sum R_{jy} \cdot X_G)_{voiles} + (\sum R_{jy} \cdot X_G)_{portique}}{(\sum R_{jy})_{voiles} + (\sum R_{jy})_{portique}}$$

$$Y_{cj} = \frac{(\sum R_{jx} \cdot Y_G)_{voiles} + (\sum R_{jx} \cdot Y_G)_{portique}}{(\sum R_{jx})_{voiles} + (\sum R_{jx})_{portique}}$$

Ø Tab. I V.34 : Centre de torsion des portiques longitudinaux :

Niveau	Portique	Rjx	$\sum Rjx$	Yi (m)	Rjx.Yi	$\sum Rjx.Yi$	Yc
ETAGES	A1F1	44341,959	266051,754	0,15	6651,29385	2700425,3	10,15
	A2F2	44341,959		4,15	184019,13		
	A3F3	44341,959		8,15	361386,966		
	A4F4	44341,959		12,15	538754,802		
	A5F5	44341,959		16,15	716122,638		
	A6F6	44341,959		20,15	893490,474		
RDC	A1F1	33275,759	199654,554	0,175	5823,25783	2031485,09	10,175
	A2F2	33275,759		4,175	138926,294		
	A3F3	33275,759		8,175	272029,33		
	A4F4	33275,759		12,175	405132,366		
	A5F5	33275,759		16,175	538235,402		
	A6F6	33275,759		20,175	671338,438		

Ø Tab. IV.34 : Centre de torsion des portiques transversaux :

Niveau	Portique	R _{jy}	ΣR _{jy}	x _i (m)	R _{jy} .x _i	Σ R _{jy} .x _i	x _c
ETAGES	A1F1	29320,175	175921,05	0,15	4398,02625	1756278,48	9,983
	A2F2	29320,175		4,15	121678,726		
	A3F3	29320,175		8,65	253619,514		
	A4F4	29320,175		11,45	335716,004		
	A5F5	29320,175		15,75	461792,756		
	A6F6	29320,175		19,75	579073,456		
RDC	A1F1	87265,141	523590,846	0,175	15271,3997	5170459,6	9,875
	A2F2	87265,141		4,175	364331,964		
	A3F3	87265,141		8,475	739572,07		
	A4F4	87265,141		11,275	983914,465		
	A5F5	87265,141		15,575	1359154,57		
	A6F6	87265,141		19,575	1708215,14		

Ø Tab .IV.35: Centre de torsion des portiques :

NIVEAU	ETAGE	RDC
XC	9,983	9,875
YC	10,15	10,175

Ø Tab. IV.34:Centre de torsion des voiles longitudinaux :

	ETAGE					
VOILES	Rvx(KN/m)	ΣRvx(KN/m)	Yi (m)	Rvx.Yi	Σ Rvx.Yi	Yc
VL1	19128118,1		16,2	309875513	780427219	10,2
VL2	19128118,1		16,2	309875513		
VL3	19128118,1		4,2	80338096		
VL4	19128118,1	76512472,4	4,2	80338096		
RDC						
VL1	10476697,8	41906791,1	16,25	170246339	429544609	10,25
VL2	10476697,8		16,25	170246339		
VL3	10476697,8		4,25	44525965,6		
VL4	10476697,8		4,25	44525965,6		

Ø Tab. I V.35 : Centre de torsion des voiles transversaux :

	ETAGE					
VOILES	Rvy(KN/m)	$\sum$ Rvy(KN/m)	xi (m)	Rvy.xi	$\sum$ Rvy.xi	xc
VT5	21824504,3	130947026	19,6	427760284	1289828204	9,85
VT6	21824504,3		0,1	2182450,43		
VT7	21824504,3		0,1	2182450,43		
VT8	21824504,3		8,5	185508286		
VT9	21824504,3		11,2	244434448		
VT10	21824504,3		19,6	427760284		
RDC						
VT5	11953203	71719217,9	19,65	234880439	708227277	9,875
VT6	11953203		0,1	1195320,3		
VT7	11953203		0,1	1195320,3		
VT8	11953203		8,55	102199885		
VT9	11953203		11,2	133875873		
VT10	11953203		19,65	234880439		

Ø Tab .IV.36 : Tableau récapitulatif de centre de torsion des voiles :

Niveau	Etage	RDC
X _c	9,85	9,875
y _c	10,2	10,25

Ø Tab. I V.34 : Centre de torsion des voiles et des portiques :

Niveau	Elément	$\sum R jx$ (KN/m)	y _c	$\sum R jx . y_c$	y _c (m)	$\sum R jy$ (KN/m)	X _c (m)	$\sum R jY . X_c$	X _c (m)
Etage	Voiles	780427219	10,2	7960357630	10,200	130947026	9,85	1289828203,728	9,850
	portiques	231235,2	10,15	2347037,28		152848,08	9,983	1525933,332	
RDC	Voiles	429544609	10,25	4402832245	10,250	71719217,9	9,875	708227276,697	9,875
	portiques	180410,664	10,175	1835678,51		177523,2	9,875	1753041,600	

Tab .IV.35 : tableaux des excentricités :

	Centre de torsion		Centre de masse		Excentrement				
Niveau	X_C	Y_C	X_G	Y_G	e_x	e_y	5%.L _x	ex adopter	ey adopter
Terrasse	9,85	10,2	9,919	10,662	0,069	0,462	0,99	0,99	0,99
Etage	9,85	10,2	9,933	10,93	0,083	0,73	0,99	0,99	0,99
RDC	9,875	10,25	10,03	10,817	0,155	0,567	0,99	0,99	0,99

IV-7)- calcul de l'excentricité : (RPA99/art 4.2.7)

Pour toutes les structures composant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigide dans leurs plans. On supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales à une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

-5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération, de part et d'autre du centre de torsion).

-Excentricité théorique résultante des plans.

- Excentricité accidentelle : $e_x = e_y = 0,05.l_x = 0,99m$
- Excentricité théorique résultante des plans (e_x, e_y) :

$$e_x = X_G - X_C, \quad e_y = Y_G - Y_C$$

Ø Calcul de la rigidité à la torsion de l'étage :

$$R_{jq} = \sum R_{jx} \cdot Y_i^2 + \sum R_{jy} \cdot X_i^2$$

Avec :

R_{jq} : rigidité du niveau * j *

R_{jx} : rigidité des éléments de contreventement (voiles et portiques) dans le sens longitudinale.

R_{jy} : rigidité des éléments de contreventement (voiles et portiques) dans le sens transversale.

X_i : distance entre les voiles ou les portiques et le centre de torsion.

Y_i : distance entre les voiles ou les portiques et le centre de torsion.

Ø Tab .IV .36 : Rigidités à la torsion des portiques longitudinaux :

Niveau	Portique	R_{jx} (KN/m)	$Y_j(m)$	$R_{jx} \cdot Y_j^2$	$\sum R_{jx} \cdot Y_j^2$
Etage	A1F1	44341,959	-10,15	4568219,47	8332408,37
	A2F2	44341,959	-6,15	1677123,74	
	A3F3	44341,959	-2,15	204970,705	
	A4F4	44341,959	2,15	204970,705	
	A5F5	44341,959	6,15	1677123,74	
	A6F6	44341,959	10,15	4568219,47	
RDC	A1F1	33275,759	-10,175	3445060,13	9742601,5
	A2F2	33275,759	-6,175	1268825,49	
	A3F3	33275,759	-2,175	157415,137	
	A4F4	33275,759	2,175	157415,137	
	A5F5	33275,759	6,175	1268825,49	
	A6F6	33275,759	10,175	3445060,13	

Ø Tab .IV .37 : Rigidités à la torsion des portiques transversaux:

Niveau	Portique	R _j Y (KN/m)	X _j (m)	R _j Y.X _j ²	ΣR _j Y.X _j ²
Etage	A1F1	29320,175	-9,983	2922057,11	7588302,39
	A2F2	29320,175	-5,983	1049553,46	
	A3F3	29320,175	-1,683	83049,0732	
	A4F4	29320,175	1,117	36582,4598	
	A5F5	29320,175	5,417	860367,961	
	A6F6	29320,175	9,417	2600109,86	
RDC	A1F1	87265,141	-9,875	8509714,77	22450157,4
	A2F2	87265,141	-5,875	3012010,88	
	A3F3	87265,141	-1,575	216472,09	
	A4F4	87265,141	1,225	130952,252	
	A5F5	87265,141	5,525	2663822,97	
	A6F6	87265,141	9,525	7917184,46	

Ø Tab .IV .38 : Rigidités à la torsion des portiques transversaux et longitudinaux :

Niveau	Etage	RDC
ΣR _j x.Y _j ²	8610610,31	8803551,79
ΣR _j Y.X _j ²	6561272,18	7611714,02
R _{j0}	15171882,5	16415265,8

- Inertie polaire des voiles :

$$J_0 = \sum I_X(X)^2 + \sum I_Y(Y)^2$$

J₀ : Inertie polaire des voiles

Y : Distance entre le voile transversal et le centre de torsion

X : Distance entre le voile longitudinal et le centre de torsion

Ø Tab .IV.39 : Voile longitudinal :

Etage				
Voiles	Iy(m ⁴)	Yi(m)	Iy.Yi ²	$\sum$ Iy.Yi ²
VL1	1,62	6,1	60,280	241,1208
VL2	1,62	6,1	60,280	
VL3	1,62	-6,1	60,280	
VL4	1,62	-6,1	60,280	
RDC				
VL1	1,62	6,1	60,28	241,12
VL2	1,62	6,1	60,28	
VL3	1,62	-6,1	60,28	
VL4	1,62	-6,1	60,28	

Ø Tab .IV.40 : Voiles transversaux :

Etage				
Voiles	Ix(m ⁴)	Xi	IX.Xi ²	∑ Ix.xi ²
VL5	1,42	9,95	140,584	562,682
VL6	1,42	-9,85	137,772	
VL7	1,42	-9,85	137,772	
VL8	1,42	-1,45	2,986	
VL9	1,42	1,45	2,986	
VL10	1,42	9,95	140,584	
RDC				
VL5	1,42	9,925	139,877988	562,467325
VL6	1,42	-9,875	138,472188	
VL7	1,42	-9,875	138,472188	
VL8	1,42	-1,425	2,8834875	
VL9	1,42	1,425	2,8834875	
VL10	1,42	9,925	139,877988	

Ø Tab .IV.41. Inertie polaire des voiles

Niveau	Etage	RDC
$\sum I_y \cdot Y_i^2$	241,12	241,12
$\sum I_x \cdot x_i^2$	562,682	562,467
J_0	803,802	803,587

Introduction :

Le calcul des portiques sous charges verticales sera effectué par la méthode d'Albert Caquot, Les portiques constituant l'ossature seront soumis :

- A leurs poids propre
- Au poids propre des planchers qu'ils supportent
- Aux charges transmises par les planchers
- Au poids des murs

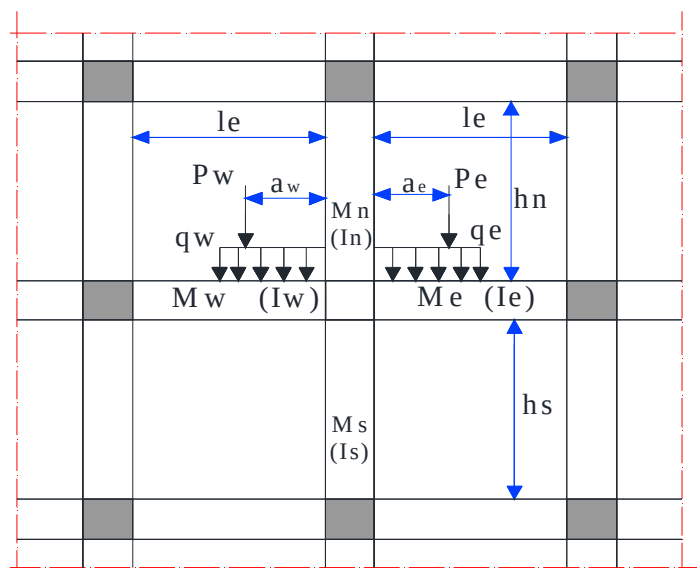
V-1) Domaine d'application de la méthode :

La méthode de Caquot s'applique aux cas des structures suivantes :

- A des poutres continues solidaires ou non des poteaux
- Aux planchers à surcharges relativement élevées
- A des éléments de planchers constitués de nervures et de poutres associées à l'hourdis.

V-2) Principe de la méthode :

Cette méthode consiste à calculer le moment sur chaque appui d'une poutre continue en considérant uniquement les moments en travée qui encadre l'appui considéré, et pour calculer les moments sur appui d'une poutre continue à plusieurs travées, on assimile cette dernière à une succession de poutre à deux travées. Quant aux moments en travées, ils sont déterminés à partir des moments sur appuis en utilisant les méthodes usuelles de la résistance des matériaux (R.D.M).

V-3) Exposé de la méthode :

Effort agissant sur le nœud (A)

V-4-1 Notations utilisées :

Soit un nœud A à l'intérieur de la structure et non voisin du nœud de rive.

Avec:

h_n : hauteur du poteau située au dessus du nœud considéré (A)

h_s : hauteur du poteau situé au dessous du nœud considéré (A)

l_w : portée de la travée à gauche du nœud (A)

l_e : portée de la travée à droite du nœud (A)

M_w ; M_e ; M_s ; M_n : moment de continuité agissant dans les sections des nœuds des appuis.

I_w ; I_e ; I_n ; I_s : sont respectivement les moments d'inertie de la travée de gauche, de la travée de droite, du poteau supérieur et du poteau inférieur.

Ø Les hauteurs fictives :

$h'_n = 0,9h_n$: Pour l'avant dernier plancher.

$h'_n = 0,8h_n$: Pour les nœuds des autres planchers.

$h'_s = 0,8h_s$: Dans les poteaux encastres.

$h'_s = h_n$: Pour les poteaux articulés à leur base.

Ø Longueurs fictives « l' » :

$l'_w = 0,8l_w$; $l'_e = 0,8l_e$: Pour les travées intermédiaires.

$l'_{wi} = x_{(i-1)} l_{wi}$; $l'_{ei} = x_{(i-1)} l_{ei}$: Pour les nœuds voisins du nœud de rive.

Avec: $x_{(i-1)} = 0,8$ **Si :** $Ks_{(i-1)} + Kn_{(i-1)} \geq 1,5Ke_{(i-1)}$

$x_{(i-1)} = 1 - \frac{Ks_{(i-1)} + Kn_{(i-1)}}{7,5Ke_{(i-1)}}$ **Si :** $Ks_{(i-1)} + Kn_{(i-1)} \leq 1,5Ke_{(i-1)}$

V-4-2 Les rigidités linéaires sont données comme suit :

$$K_w = \frac{I_w}{l_w^3} \quad ; \quad K_e = \frac{I_e}{l_e^3} \quad ; \quad K_n = \frac{I_n}{l_n^3} \quad ; \quad K_s = \frac{I_s}{l_s^3}$$

$D = K_w + K_e + K_n + K_s$ (Somme des rigidités).

V-4-3 Les moments fictif sont donné par :

$$M_w' = \frac{q_w(l_w')^2}{8} + l_w \sum K_w.P_w$$

$$M_e' = \frac{q_e(l_e')^2}{8} + l_e \sum K_e.P_e$$

Avec :

$$K_w = \frac{1}{2.125} \times \frac{a_w}{l_w'} \times \left(1 - \frac{a_w}{l_w'}\right) \times \left(2 - \frac{a_w}{l_w'}\right)$$

$$K_e = \frac{1}{2.125} \times \frac{a_e}{l_e'} \times \left(1 - \frac{a_e}{l_e'}\right) \times \left(2 - \frac{a_e}{l_e'}\right)$$

V-4-4 Les moments réels dans les nœuds considérés :

$$M_w = M_w' \left(1 - \frac{K_w}{D}\right) + M_e' \frac{K_w}{D}$$

$$M_e = M_e' \left(1 - \frac{K_e}{D}\right) + M_w' \frac{K_e}{D}$$

$$M_s = \frac{K_s}{D} (M_e' - M_w')$$

$$M_n = \frac{K_n}{D} (M_e' - M_w')$$

Ø Travées de rive avec console :

Les nœuds de rive est étudié en faisant ($K_w = 0$) dans les formules données

Précédemment et en remplaçant M_w par M_w' .

M_w désigne la valeur absolue du moment isostatique de la console ou sur de l'appui (Négatif). $\left[M_w = q \times \frac{L^2}{2} \right]$.

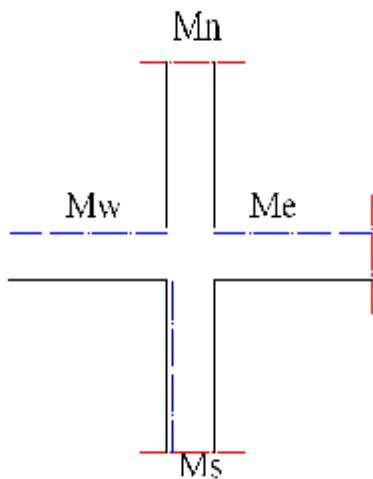
On a : $M_e = M'_e \left[1 - \frac{K_e}{D} \right] + M'_w \left[\frac{K_e}{D} \right]$

$$M_s = \frac{K_s}{D} (M'_e - M'_w) \quad ; \quad M_n = \frac{K_n}{D} (M'_e - M'_w)$$

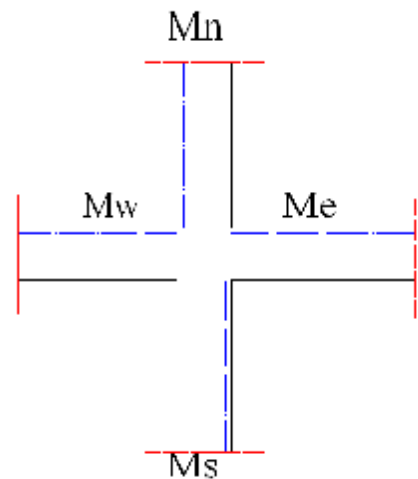
Avec : $M'_e = q_e \frac{(l'_w)^2}{8,5} + l'_e \sum K'_e P_e$ $M'_w = M_w$

$$K_w = 0 ; K_e = \frac{I_e}{L'_e} ; K_n = \frac{I_n}{h_n} ; K_s = \frac{I_s}{h_s}$$

$$D = K_e + K_n + K_s$$



$$|M'_w| > |M'_e|$$



$$|M'_w| < |M'_e|$$

V-5) Les efforts tranchants dans les poutres :

Ils ont calculés en utilisant les moments contenus dans la méthode générale applicable aux poutres continues.

$$T_w = \frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$$\text{Et } T_e = -\frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

V-6 Les efforts normaux dans les poteaux :

Les efforts normaux dans les poteaux sont déterminés à partir des efforts tranchants dans les poutres.

$$N_i = |T_{ei} - T_{wi}| + G_i$$

Avec : G_i : c'est le poids propre du poteau.

V-7) Les moments en travées :

Les moments en travées sont déterminés à partir des moments sur les appuis, en utilisant les méthodes de RDM.

$$M(x) = \mu(x) - M_w \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \frac{x}{l} = M_t(x)$$

$$\text{Avec : } m(x) = R_A \cdot x - q \cdot \frac{x^2}{2}$$

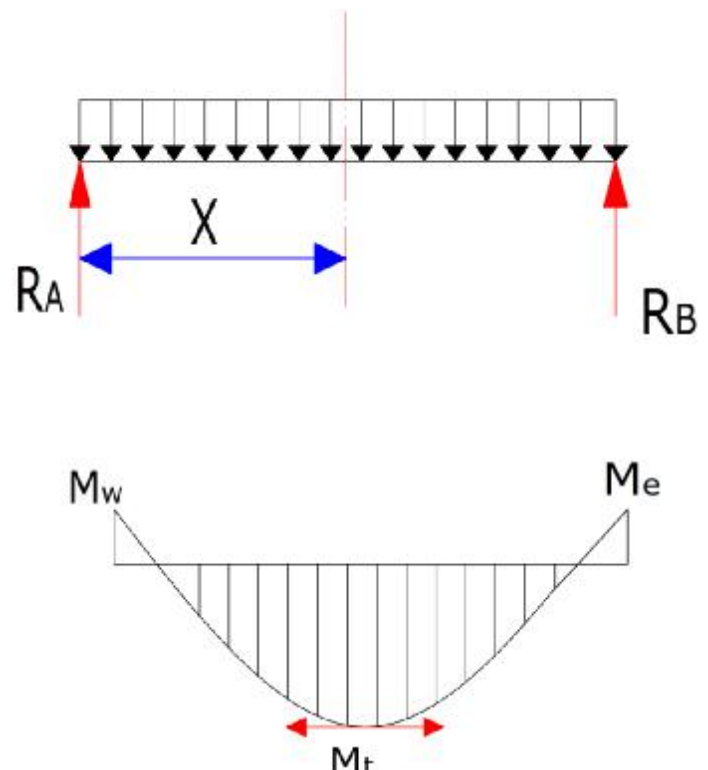
$$R_A = q \cdot \frac{l}{2}$$

$$M_t(x) = q \cdot \frac{l}{2} x - q \cdot \frac{x^2}{2} - M_w \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \frac{x}{l}$$

$$M_t = q \cdot \frac{l}{2} x - q \cdot \frac{x^2}{2} - M_w + \frac{M_w - M_e}{l} x$$

$$\frac{dM_t(x)}{dx} = q \cdot \frac{l}{2} - q \cdot x + \frac{M_w - M_e}{l} = 0$$

$$x = \frac{l}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \cdot l}$$



V-8) Détermination du point d'inflexion dans les poteaux :

Le point d'inflexion est situé approximativement à 0,6h à partir du bas du poteau et à 0,4h à partir du plancher du niveau 1.

$$\frac{M_n}{0,6xh} = \frac{M_s}{0,4xh} \Rightarrow M_n = \frac{0,6xh \times M_s}{0,4xh} = 1,5M_s$$

V-9) Etude des portiques :

Nous allons étudier deux portiques, un dans le sens transversal et l'autre dans le sens longitudinal.

v Sens transversal :**- Portique B1 –B6:****• Détermination des charges :****Ø Niveau terrasse :**

Travées : (1-2),(2-3),(3-4),(4-5),(5-6).

- Poids des poutres secondaires.....0,35x0, 25x25 =2,187KN /ml
- Poids de plancher :.....0,65x 5, 87 =3,810KN /ml

G =5,997KN /ml

Q = 1x0, 65= 0,65 KN/ml

Q = 0,65KN/ml

- Poids du balconG=5,82x1,2= 6,98KN/ml

Q= 3,5x 1,2 /2=2,1KN/ml

Ø Etage courant :

Travées : (1-2),(2-3),(3-4),(4-5),(5-6).

- Poids des poutres secondaires..... $0,35 \times 0,25 \times 25 = 2,187 \text{ KN /ml}$
- Poids de plancher :..... $0,65 \times 5,24 = 3,406 \text{ KN /ml}$

G = 5,593 KN /ml

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975$$

Q = 0,975 KN/ml

- Poids du balcon $G = 5,82 \times 1,2 = 6,98 \text{ KN/ml}$
 $Q = 3,5 \times 1,2 / 2 = 2,1 \text{ KN}$

Ø RDC

Travées : (1-2),(2-3),(3-4),(4-5),(5-6).

- Poids des poutres secondaires..... $0,35 \times 0,25 \times 25 = 2,187 \text{ KN /ml}$
- Poids de plancher :..... $0,65 \times 5,24 = 3,406 \text{ KN /ml}$

G = 5,593 KN /ml

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975$$

Q = 0,975 KN/ml

- Poids du balcon $G = 5,82 \times 1,2 = 6,98 \text{ KN/ml}$
 $Q = 3,5 \times 1,2 / 2 = 2,1 \text{ KN/ml}$

Ø Sous sol :

Travées : (1-2),(2-3),(3-4),(4-5),(5-6).

- Poids des poutres secondaires..... $0,35 \times 0,25 \times 25 = 2,187 \text{ KN /ml}$
- Poids de plancher :..... $0,65 \times 5,24 = 3,406 \text{ KN /ml}$

G = 5,593 KN /ml

$$Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ KN/mL}$$

$$Q = 1,625 \text{ KN/ml}$$

v Sens Longitudinal :

Portique A3 –F3:

Ø Niveau terrasse :

Travées : (A-B),(B-C),(C-D),(D-E),(E-F).

- Poids des poutres secondaires..... $0,35 \times 0,25 \times 25 = 2,187 \text{ KN /ml}$
- Poids de plancher :..... $(4+4,3) / 2 \times 5,87 = 24,36 \text{ KN /ml}$

$$G = 26,547 \text{ KN /ml}$$

$$Q = 1 \times (4+4,3) / 2 = 4,15 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 4,15 \text{ KN/ml}$$

Ø Etage courant :

Travées : (1-2),(2-3),(3-4),(4-5),(5-6).

- Poids des poutres secondaires..... $0,35 \times 0,25 \times 25 = 2,187 \text{ KN /ml}$
- Poids de plancher :..... $(4+4,3) / 2 \times 5,24 = 21,746 \text{ KN /ml}$

$$G = 23,933 \text{ KN /ml}$$

$$Q = 1,5 \times (4+4,3) / 2 = 6,225$$

$$Q = 6,225 \text{ KN/ml}$$

Ø RDC :

Travées : (1-2),(2-3),(3-4),(4-5),(5-6).

- Poids des poutres secondaires..... $0,35 \times 0,25 \times 25 = 2,187 \text{ KN /ml}$
- Poids de plancher :..... $(4+4,3) / 2 \times 5,24 = 21,746 \text{ KN /ml}$

$$G = 23,933 \text{ KN /ml}$$

$$Q = 1,5 \times (4 + 4,3) / 2 = 6,225$$

$$Q = 6,225 \text{ KN/ml}$$

Ø Sous sol :

Travées : (1-2),(2-3),(3-4),(4-5),(5-6).

- Poids des poutres secondaires..... $0,35 \times 0,25 \times 25 = 2,187 \text{ KN /ml}$
- Poids de plancher :..... $(4 + 4,3) / 2 \times 5,24 = 21,746 \text{ KN /ml}$
- $G = 23,933 \text{ KN /ml}$
- $Q = 2,5 \times (4 + 4,3) / 2 = 10,375$
- $Q = 10,375 \text{ KN/ml}$

Ø Tab-V-1- Caractéristiques géométriques du portique B1-B6 :

Niveau	Nœuds	Lw (m)	Le (m)	hn (m)	hs (m)	L'w (m)	L'e (m)	h'n (m)	h's (m)	Iw 10 ⁻⁴ (m ⁴)	Ie 10 ⁻⁴ (m ⁴)	In 10 ⁻⁴ (m ⁴)	Is 10 ⁻⁴ (m ⁴)	Kw 10 ⁻⁴ (m ³)	Ke 10 ⁻⁴ (m ³)	Kn 10 ⁻⁴ (m ³)	Ks 10 ⁻⁴ (m ³)	D 10 ⁻⁴ (m ³)
10	1	3,7	1,2	0	2,66	3,7	1,2	0	2,128	8,932	0	0	6,75	2,414	0,000	0,000	3,172	5,586
	2	3,7	3,7	0	2,66	2,96	3,18	0	2,128	8,932	8,932	0	6,75	3,018	2,807	0,000	3,172	8,997
	3	3,7	3,7	0	2,66	2,96	2,96	0	2,128	8,932	8,932	0	6,75	3,018	3,018	0,000	3,172	9,207
	4	3,7	3,7	0	2,66	2,96	2,96	0	2,128	8,932	8,932	0	6,75	3,018	3,018	0,000	3,172	9,207
	5	3,7	3,7	0	2,66	3,182	2,96	0	2,128	8,932	8,932	0	6,75	2,807	3,018	0,000	3,172	8,997
	6	1,2	3,7	0	2,66	1,2	3,7	0	2,128	0	8,932	0	6,75	0,000	2,414	0,000	3,172	5,586
9	1	3,7	1,2	2,66	2,66	3,7	1,2	2,394	2,128	8,932	0	6,75	6,75	2,414	0,000	2,820	3,172	8,406
	2	3,7	3,7	2,66	2,66	2,96	3,18	2,394	2,128	8,932	8,932	6,75	6,75	3,018	2,807	2,820	3,172	11,816
	3	3,7	3,7	2,66	2,66	2,96	2,96	2,394	2,128	8,932	8,932	6,75	6,75	3,018	3,018	2,820	3,172	12,027
	4	3,7	3,7	2,66	2,66	2,96	2,96	2,394	2,128	8,932	8,932	6,75	6,75	3,018	3,018	2,820	3,172	12,027
	5	3,7	3,7	2,66	2,66	3,182	2,96	2,394	2,128	8,932	8,932	6,75	6,75	2,807	3,018	2,820	3,172	11,816
	6	1,2	3,7	2,66	2,66	1,2	3,7	2,394	2,128	0	8,932	6,75	6,75	0,000	2,414	2,820	3,172	8,406
8	1	3,7	1,2	2,66	2,66	3,7	1,2	2,128	2,128	8,932	0	6,75	6,75	2,414	0,000	3,172	3,172	8,758
	2	3,7	3,7	2,66	2,66	2,96	3,18	2,128	2,128	8,932	8,932	6,75	6,75	3,018	2,807	3,172	3,172	12,169
	3	3,7	3,7	2,66	2,66	2,96	2,96	2,128	2,128	8,932	8,932	6,75	6,75	3,018	3,018	3,172	3,172	12,379
	4	3,7	3,7	2,66	2,66	2,96	2,96	2,128	2,128	8,932	8,932	6,75	6,75	3,018	3,018	3,172	3,172	12,379
	5	3,7	3,7	2,66	2,66	3,182	2,96	2,128	2,128	8,932	8,932	6,75	6,75	2,807	3,018	3,172	3,172	12,169
	6	1,2	3,7	2,66	2,66	1,2	3,7	2,128	2,128	0	8,932	6,75	6,75	0,000	2,414	3,172	3,172	8,758

Ø Tab-V-2- Caractéristiques géométriques du portique B1-B6 :

Niveau	Nœuds	Lw (m)	Le (m)	hn (m)	hs (m)	L'w (m)	L'e (m)	h'n (m)	h's (m)	Iw 10 ⁻⁴ (m ⁴)	Ie 10 ⁻⁴ (m ⁴)	In 10 ⁻⁴ (m ⁴)	Is 10 ⁻⁴ (m ⁴)	Kw 10 ⁻⁴ (m ³)	Ke 10 ⁻⁴ (m ³)	Kn 10 ⁻⁴ (m ³)	Ks 10 ⁻⁴ (m ³)	D 10 ⁻⁴ (m ³)
7	1	3,700	1,200	2,660	2,660	3,700	1,200	2,128	2,128	8,932	0,000	6,750	6,750	2,414	0,000	3,172	3,172	8,758
	2	3,700	3,700	2,660	2,660	2,960	3,182	2,128	2,128	8,932	8,932	6,750	6,750	3,018	2,807	3,172	3,172	12,169
	3	3,700	3,700	2,660	2,660	2,960	2,960	2,128	2,128	8,932	8,932	6,750	6,750	3,018	3,018	3,172	3,172	12,379
	4	3,700	3,700	2,660	2,660	2,960	2,960	2,128	2,128	8,932	8,932	6,750	6,750	3,018	3,018	3,172	3,172	12,379
	5	3,700	3,700	2,660	2,660	3,182	2,960	2,128	2,128	8,932	8,932	6,750	6,750	2,807	3,018	3,172	3,172	12,169
	6	1,200	3,700	2,660	2,660	1,200	3,700	2,128	2,128	0,000	8,932	6,750	6,750	0,000	2,414	3,172	3,172	8,758
6	1	3,700	1,200	2,660	2,660	3,700	1,200	2,394	2,128	8,932	0,000	6,750	6,750	2,414	0,000	2,820	3,172	8,406
	2	3,700	3,700	2,660	2,660	2,960	3,182	2,394	2,128	8,932	8,932	6,750	6,750	3,018	2,807	2,820	3,172	11,816
	3	3,700	3,700	2,660	2,660	2,960	2,960	2,394	2,128	8,932	8,932	6,750	6,750	3,018	3,018	2,820	3,172	12,027
	4	3,700	3,700	2,660	2,660	2,960	2,960	2,394	2,128	8,932	8,932	6,750	6,750	3,018	3,018	2,820	3,172	12,027
	5	3,700	3,700	2,660	2,660	3,182	2,960	2,394	2,128	8,932	8,932	6,750	6,750	2,807	3,018	2,820	3,172	11,816
	6	1,200	3,700	2,660	2,660	1,200	3,700	2,394	2,128	0,000	8,932	6,750	6,750	0,000	2,414	2,820	3,172	8,406
5	1	3,700	1,200	2,660	2,660	3,700	1,200	2,128	2,128	8,932	0,000	6,750	6,750	2,414	0,000	3,172	3,172	8,758
	2	3,700	3,700	2,660	2,660	2,960	3,182	2,128	2,128	8,932	8,932	6,750	6,750	3,018	2,807	3,172	3,172	12,169
	3	3,700	3,700	2,660	2,660	2,960	2,960	2,128	2,128	8,932	8,932	6,750	6,750	3,018	3,018	3,172	3,172	12,379
	4	3,700	3,700	2,660	2,660	2,960	2,960	2,128	2,128	8,932	8,932	6,750	6,750	3,018	3,018	3,172	3,172	12,379
	5	3,700	3,700	2,660	2,660	3,182	2,960	2,128	2,128	8,932	8,932	6,750	6,750	2,807	3,018	3,172	3,172	12,169
	6	1,200	3,700	2,660	2,660	1,200	3,700	2,128	2,128	0,000	8,932	6,750	6,750	0,000	2,414	3,172	3,172	8,758

Chapitre V Etude sous charges verticales

Ø Tab V-3 Caractéristiques géométriques du portique B1-B6.

Niveau	Nœuds	Lw (m)	Le (m)	hn (m)	hs (m)	L'w (m)	L'e (m)	h'n (m)	h's (m)	Iw 10 ⁻⁴ (m ⁴)	Ie 10 ⁻⁴ (m ⁴)	In 10 ⁻⁴ (m ⁴)	Is 10 ⁻⁴ (m ⁴)	Kw 10 ⁻⁴ (m ³)	Ke 10 ⁻⁴ (m ³)	Kn 10 ⁻⁴ (m ³)	Ks 10 ⁻⁴ (m ³)	D 10 ⁻⁴ (m ³)
4	1	3,700	1,200	2,660	2,660	3,700	1,200	2,128	2,128	8,932	0,000	6,750	6,750	2,414	0,000	3,172	3,172	8,758
	2	3,700	3,700	2,660	2,660	2,960	3,182	2,128	2,128	8,932	8,932	6,750	6,750	3,018	2,807	3,172	3,172	12,169
	3	3,700	3,700	2,660	2,660	2,960	2,960	2,128	2,128	8,932	8,932	6,750	6,750	3,018	3,018	3,172	3,172	12,379
	4	3,700	3,700	2,660	2,660	2,960	2,960	2,128	2,128	8,932	8,932	6,750	6,750	3,018	3,018	3,172	3,172	12,379
	5	3,700	3,700	2,660	2,660	3,182	2,960	2,128	2,128	8,932	8,932	6,750	6,750	2,807	3,018	3,172	3,172	12,169
	6	1,200	3,700	2,660	2,660	1,200	3,700	2,128	2,128	0,000	8,932	6,750	6,750	0,000	2,414	3,172	3,172	8,758
3	1	3,700	1,200	2,660	2,660	3,700	1,200	2,394	2,128	8,932	0,000	6,750	6,750	2,414	0,000	2,820	3,172	8,406
	2	3,700	3,700	2,660	2,660	2,960	3,182	2,394	2,128	8,932	8,932	6,750	6,750	3,018	2,807	2,820	3,172	11,816
	3	3,700	3,700	2,660	2,660	2,960	2,960	2,394	2,128	8,932	8,932	6,750	6,750	3,018	3,018	2,820	3,172	12,027
	4	3,700	3,700	2,660	2,660	2,960	2,960	2,394	2,128	8,932	8,932	6,750	6,750	3,018	3,018	2,820	3,172	12,027
	5	3,700	3,700	2,660	2,660	3,182	2,960	2,394	2,128	8,932	8,932	6,750	6,750	2,807	3,018	2,820	3,172	11,816
	6	1,200	3,700	2,660	2,660	1,200	3,700	2,394	2,128	0,000	8,932	6,750	6,750	0,000	2,414	2,820	3,172	8,406
2	1	3,650	0,000	3,340	3,400	3,650	0,000	2,672	2,672	8,932	0,000	12,500	12,500	2,447	0,000	4,678	4,678	11,803
	2	3,650	3,650	3,340	3,400	2,920	2,920	2,672	2,672	8,932	8,932	12,500	12,500	3,059	3,059	4,678	4,678	15,474
	3	3,650	3,650	3,340	3,400	2,920	2,920	2,672	2,672	8,932	8,932	12,500	12,500	3,059	3,059	4,678	4,678	15,474
	4	3,650	3,650	3,340	3,400	2,920	2,920	2,672	2,672	8,932	8,932	12,500	12,500	3,059	3,059	4,678	4,678	15,474
	5	3,650	3,650	3,340	3,400	2,920	2,920	2,672	2,672	8,932	8,932	12,500	12,500	3,059	3,059	4,678	4,678	15,474
	6	1,200	3,650	3,340	3,400	1,200	2,920	2,672	2,672	0,000	8,932	12,500	12,500	0,000	3,059	4,678	4,678	12,415
1	1	3,650	0,000	3,000	3,000	3,650	0,000	2,400	2,400	8,932	0,000	12,500	12,500	2,447	0,000	5,208	5,208	12,864
	2	3,650	3,650	3,000	3,000	2,920	2,920	2,400	2,400	8,932	8,932	12,500	12,500	3,059	3,059	5,208	5,208	16,534
	3	3,650	3,650	3,000	3,000	2,920	2,920	2,400	2,400	8,932	8,932	12,500	12,500	3,059	3,059	5,208	5,208	16,534
	4	3,650	3,650	3,000	3,000	2,920	2,920	2,400	2,400	8,932	8,932	12,500	12,500	3,059	3,059	5,208	5,208	16,534
	5	3,650	3,650	3,000	3,000	2,920	2,920	2,400	2,400	8,932	8,932	12,500	12,500	3,059	3,059	5,208	5,208	16,534

	6	0,000	3,650	3,000	3,000	0,000	2,920	2,400	2,400	0,000	8,932	12,500	12,500	0,000	3,059	5,208	5,208	13,476
--	---	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	--------	--------	-------	-------	-------	-------	--------

Ø Tab-V- 4- Moment aux nœuds des poteaux des portiques B1-B6 : --
-SOUS G :

Niveaux	nœuds	KN/m		m		KNm		m3					KNm			
		Gw	Ge	L'w	L'e	M'w	M'e	kw	ke	kn	ks	D	Mw	Me	Mn	Ms
10	1	5,997	6,980	3,700	1,200	9,659	5,026	2,414	0,000	0,000	3,172	5,586	7,656	5,026	0,000	-2,631
	2	5,997	5,997	2,960	3,182	6,182	7,144	30,360	2,807	0,000	3,172	36,339	6,985	7,069	0,000	0,084
	3	5,997	5,997	2,960	2,960	6,182	6,182	3,018	3,018	0,000	3,172	9,208	6,182	6,182	0,000	0,000
	4	5,997	5,997	2,960	2,960	6,182	6,182	3,018	3,018	0,000	3,172	9,208	6,182	6,182	0,000	0,000
	5	5,997	5,997	3,182	2,960	7,144	6,182	2,807	3,018	0,000	3,172	8,997	6,843	4,693	0,000	-0,339
	6	6,980	5,997	1,200	3,700	5,026	9,659	0,000	2,414	0,000	3,172	5,586	5,026	7,656	0,000	2,631
9	1	5,593	6,980	3,700	1,200	9,008	5,026	2,414	0,000	2,820	3,172	8,406	7,864	5,026	-1,336	-1,503
	2	5,593	5,593	2,960	3,182	5,765	6,662	3,018	2,807	2,820	3,172	11,817	5,994	6,449	0,214	0,241
	3	5,593	5,593	2,960	2,960	5,765	5,765	3,018	3,018	2,820	3,172	12,028	5,765	5,765	0,000	0,000
	4	5,593	5,593	2,960	2,960	5,765	5,765	3,018	3,018	2,820	3,172	12,028	5,765	5,765	0,000	0,000
	5	5,593	5,593	3,182	2,960	6,662	5,765	2,807	3,018	2,820	3,172	11,817	6,449	5,994	-0,214	-0,241
	6	6,980	5,593	1,200	3,700	5,026	9,008	0,000	2,414	2,820	3,172	8,406	5,026	7,864	1,336	1,503
8	1	5,593	6,980	3,700	1,200	9,008	5,026	2,414	0,000	3,172	3,172	8,758	7,910	5,026	-1,442	-1,442
	2	5,593	5,593	2,960	3,182	5,765	6,662	3,018	2,807	3,172	3,172	12,169	5,988	6,455	0,234	0,234
	3	5,593	5,593	2,960	2,960	5,765	5,765	3,018	3,018	3,172	3,172	12,380	5,765	5,765	0,000	0,000
	4	5,593	5,593	2,960	2,960	5,765	5,765	3,018	3,018	3,172	3,172	12,380	5,765	5,765	0,000	0,000
	5	5,593	5,593	3,182	2,960	6,662	5,765	2,807	3,018	3,172	3,172	12,169	6,455	5,988	-0,234	-0,234
	6	6,980	5,593	1,200	3,700	5,026	9,008	0,000	2,414	3,172	3,172	8,758	5,026	7,910	1,442	1,442

Tab-V-5- Moment aux nœuds des poteaux du portique B1B6 :

- SOUS G :

Niveaux	nœuds	KN/m		m		KNm		m3					KNm			
		Gw	Ge	L'w	L'e	M'w	M'e	kw	ke	kn	ks	D	Mw	Me	Mn	Ms
7	1	5,593	6,980	3,700	1,200	9,008	5,026	2,414	0,000	3,172	3,172	8,758	7,910	5,026	-1,442	-1,442
	2	5,593	5,593	2,960	3,182	5,765	6,662	3,018	2,807	3,172	3,172	12,169	5,988	6,455	0,234	0,234
	3	5,593	5,593	2,960	2,960	5,765	5,765	3,018	3,018	3,172	3,172	12,380	5,765	5,765	0,000	0,000
	4	5,593	5,593	2,960	2,960	5,765	5,765	3,018	3,018	3,172	3,172	12,380	5,765	5,765	0,000	0,000
	5	5,593	5,593	3,182	2,960	6,662	5,765	2,807	3,018	3,172	3,172	12,169	6,455	5,988	-0,234	-0,234
	6	6,980	5,593	1,200	3,700	5,026	9,008	0,000	2,414	3,172	3,172	8,758	5,026	7,910	1,442	1,442
6	1	5,593	6,980	3,700	1,200	9,008	5,026	2,414	0,000	2,820	3,172	8,406	7,864	5,026	-1,336	-1,503
	2	5,593	5,593	2,960	3,182	5,765	6,662	3,018	2,807	2,820	3,172	11,817	5,994	6,449	0,214	0,241
	3	5,593	5,593	2,960	2,960	5,765	5,765	3,018	3,018	2,820	3,172	12,028	5,765	5,765	0,000	0,000
	4	5,593	5,593	2,960	2,960	5,765	5,765	3,018	3,018	2,820	3,172	12,028	5,765	5,765	0,000	0,000
	5	5,593	5,593	3,182	2,960	6,662	5,765	2,807	3,018	2,820	3,172	11,817	6,449	5,994	-0,214	-0,241
	6	6,980	5,593	1,200	3,700	5,026	9,008	0,000	2,414	2,820	3,172	8,406	5,026	7,864	1,336	1,503
5	1	5,593	6,980	3,700	1,200	9,008	5,026	2,414	0,000	3,172	3,172	8,758	7,910	5,026	-1,442	-1,442
	2	5,593	5,593	2,960	3,182	5,765	6,662	3,018	2,807	3,172	3,172	12,169	5,988	6,455	0,234	0,234
	3	5,593	5,593	2,960	2,960	5,765	5,765	3,018	3,018	3,172	3,172	12,380	5,765	5,765	0,000	0,000
	4	5,593	5,593	2,960	2,960	5,765	5,765	3,018	3,018	3,172	3,172	12,380	5,765	5,765	0,000	0,000
	5	5,593	5,593	3,182	2,960	6,662	5,765	2,807	3,018	3,172	3,172	12,169	6,455	5,988	-0,234	-0,234
	6	6,980	5,593	1,200	3,700	5,026	9,008	0,000	2,414	3,172	3,172	8,758	5,026	7,910	1,442	1,442

Ø Tab-V- 6- Moment aux nœuds des poteaux du portique B1-B6 SOUS G :

		KN/m		m		KNm		m3					KNm			
Niveaux	nœuds	Gw	Ge	L'w	L'e	M'w	M'e	kw	ke	kn	ks	D	Mw	Me	Mn	Ms
4	1	5,593	6,980	3,700	1,200	9,008	5,026	2,414	0,000	3,172	3,172	8,758	7,910	5,026	-3,263	-1,442
	2	5,593	5,593	2,960	3,182	5,765	6,662	3,018	2,807	3,172	3,172	12,169	5,988	6,455	-1,503	0,234
	3	5,593	5,593	2,960	2,960	5,765	5,765	3,018	3,018	3,172	3,172	12,380	5,765	5,765	0,000	0,000
	4	5,593	5,593	2,960	2,960	5,765	5,765	3,018	3,018	3,172	3,172	12,380	5,765	5,765	0,000	0,000
	5	5,593	5,593	3,182	2,960	8,315	5,765	2,807	3,018	3,172	3,172	12,169	7,726	6,397	-2,167	-0,665
	6	6,980	5,593	1,200	3,700	4,027	9,008	0,000	2,414	3,172	3,172	8,758	4,027	7,635	-1,458	1,804
3	1	5,593	6,980	3,700	1,200	9,008	5,026	2,414	0,000	2,820	3,172	8,406	7,864	5,026	-3,022	-1,503
	2	5,593	5,593	2,960	3,182	5,765	6,662	3,018	2,807	2,820	3,172	11,817	5,994	6,449	-1,376	0,241
	3	5,593	5,593	2,960	2,960	5,765	5,765	3,018	3,018	2,820	3,172	12,028	5,765	5,765	0,000	0,000
	4	5,593	5,593	2,960	2,960	5,765	5,765	3,018	3,018	2,820	3,172	12,028	5,765	5,765	0,000	0,000
	5	5,593	5,593	3,182	2,960	8,315	5,765	2,807	3,018	2,820	3,172	11,817	7,709	6,416	-1,984	-0,684
	6	6,980	5,593	1,200	3,700	4,027	9,008	0,000	2,414	2,820	3,172	8,406	4,027	7,578	-1,351	1,880
2	1	5,593	6,980	3,650	0,000	8,766	0,000	2,447	0,000	4,678	4,678	11,803	6,949	0,000	-3,474	-3,474
	2	5,593	5,593	2,920	2,920	5,610	5,610	3,059	3,059	4,678	4,678	15,474	5,610	5,610	-1,696	0,000
	3	5,593	5,593	2,920	2,920	5,610	5,610	3,059	3,059	4,678	4,678	15,474	5,610	5,610	0,000	0,000
	4	5,593	5,593	2,920	2,920	5,610	5,610	3,059	3,059	4,678	4,678	15,474	5,610	5,610	0,000	0,000
	5	5,593	5,593	2,920	2,920	7,002	5,610	3,059	3,059	4,678	4,678	15,474	6,727	5,885	-2,117	-0,421
	6	6,980	5,593	1,200	2,920	4,027	5,610	0,000	3,059	4,678	4,678	12,415	4,027	5,220	-1,517	0,597
1	1	5,593	5,593	3,650	0,000	8,766	0,000	2,447	3,059	5,208	5,208	15,922	7,419	0,000	-2,867	-2,867
	2	5,593	5,593	2,920	2,920	5,610	5,610	3,059	3,059	5,208	5,208	16,534	5,610	5,610	-1,767	0,000
	3	5,593	5,593	2,920	2,920	5,610	5,610	3,059	3,059	5,208	5,208	16,534	5,610	5,610	0,000	0,000
	4	5,593	5,593	2,920	2,920	5,610	5,610	3,059	3,059	5,208	5,208	16,534	5,610	5,610	0,000	0,000
	5	5,593	5,593	2,920	2,920	5,610	5,610	3,059	3,059	5,208	5,208	16,534	5,610	5,610	0,000	0,000
	6	0,000	5,593	0,000	2,920	0,000	5,610	0,000	3,059	5,208	5,208	13,475	0,000	4,337	0,000	2,168

Ø Tab-V- 7- Moment aux nœuds des poteaux du portique B1-B6
SOUS Q :

		KN/m		m		KNm		m3					KNm			
Niveaux	nœuds	Qw	Qe	L'w	L'e	M'w	M'e	kw	ke	kn	ks	D	Mw	Me	Mn	Ms
10	1	0,650	2,100	3,700	1,200	1,047	1,512	2,414	0,000	0,000	3,172	5,586	1,248	1,512	0,000	0,264
	2	0,650	0,650	2,960	3,182	0,670	0,774	3,018	2,807	0,000	3,172	8,997	0,705	0,742	0,000	0,037
	3	0,650	0,650	2,960	2,960	0,670	0,670	3,018	3,018	0,000	3,172	9,208	0,670	0,670	0,000	0,000
	4	0,650	0,650	2,960	2,960	0,670	0,670	3,018	3,018	0,000	3,172	9,208	0,670	0,670	0,000	0,000
	5	0,650	0,650	3,182	2,960	0,774	0,670	2,807	3,018	0,000	3,172	8,997	0,742	0,705	0,000	-0,037
	6	2,100	0,650	1,200	3,700	1,512	1,047	0,000	2,414	0,000	3,172	5,586	1,512	1,248	0,000	-0,264
9	1	0,975	2,100	3,700	1,200	1,570	1,512	2,414	0,000	2,820	3,172	8,406	1,554	1,512	-0,020	-0,022
	2	0,975	0,975	2,960	3,182	1,005	1,161	3,018	2,807	2,820	3,172	11,817	1,045	1,124	0,037	0,042
	3	0,975	0,975	2,960	2,960	1,005	1,005	3,018	3,018	2,820	3,172	12,028	1,005	1,005	0,000	0,000
	4	0,975	0,975	2,960	2,960	1,005	1,005	3,018	3,018	2,820	3,172	12,028	1,005	1,005	0,000	0,000
	5	0,975	0,975	3,182	2,960	1,161	1,005	2,807	3,018	2,820	3,172	11,817	1,124	1,045	-0,037	-0,042
	6	2,100	0,975	1,200	3,700	1,512	1,570	0,000	2,414	2,820	3,172	8,406	1,512	1,554	0,020	0,022
8	1	0,975	2,100	3,700	1,200	1,570	1,512	2,414	0,000	3,172	3,172	8,758	1,554	1,512	-0,021	-0,021
	2	0,975	0,975	2,960	3,182	1,005	1,161	3,018	2,807	3,172	3,172	12,169	1,044	1,125	0,041	0,041
	3	0,975	0,975	2,960	2,960	1,005	1,005	3,018	3,018	3,172	3,172	12,380	1,005	1,005	0,000	0,000
	4	0,975	0,975	2,960	2,960	1,005	1,005	3,018	3,018	3,172	3,172	12,380	1,005	1,005	0,000	0,000
	5	0,975	0,975	3,182	2,960	1,161	1,005	2,807	3,018	3,172	3,172	12,169	1,125	1,044	-0,041	-0,041
	6	2,100	0,975	1,200	3,700	1,512	1,570	0,000	2,414	3,172	3,172	8,758	1,512	1,554	0,021	0,021

Ø Tb-V- 8- Moment aux nœuds des poteaux du portique B1-B6
SOUS Q :

		KN/m		m		KNm		m3					KNm			
Niveaux	nœuds	Qw	Qe	L'w	L'e	M'w	M'e	kw	ke	kn	ks	D	Mw	Me	Mn	Ms
7	1	0,975	2,100	3,700	1,200	1,570	1,512	2,414	0,000	3,172	3,172	8,758	1,554	1,512	-0,021	-0,021
	2	0,975	0,975	2,960	3,182	1,005	1,161	3,018	2,807	3,172	3,172	12,169	1,044	1,125	0,041	0,041
	3	0,975	0,975	2,960	2,960	1,005	1,005	3,018	3,018	3,172	3,172	12,380	1,005	1,005	0,000	0,000
	4	0,975	0,975	2,960	2,960	1,005	1,005	3,018	3,018	3,172	3,172	12,380	1,005	1,005	0,000	0,000
	5	0,975	0,975	3,182	2,960	1,161	1,005	2,807	3,018	3,172	3,172	12,169	1,125	1,044	-0,041	-0,041
	6	2,100	0,975	1,200	3,700	1,512	1,570	0,000	2,414	3,172	3,172	8,758	1,512	1,554	0,021	0,021
6	1	0,975	2,100	3,700	1,200	1,570	1,512	2,414	0,000	2,820	3,172	8,406	1,554	1,512	-0,020	-0,022
	2	0,975	0,975	2,960	3,182	1,005	1,161	3,018	2,807	2,820	3,172	11,817	1,045	1,124	0,037	0,042
	3	0,975	0,975	2,960	2,960	1,005	1,005	3,018	3,018	2,820	3,172	12,028	1,005	1,005	0,000	0,000
	4	0,975	0,975	2,960	2,960	1,005	1,005	3,018	3,018	2,820	3,172	12,028	1,005	1,005	0,000	0,000
	5	0,975	0,975	3,182	2,960	1,161	1,005	2,807	3,018	2,820	3,172	11,817	1,124	1,045	-0,037	-0,042
	6	2,100	0,975	1,200	3,700	1,512	1,570	0,000	2,414	2,820	3,172	8,406	1,512	1,554	0,020	0,022
5	1	0,975	2,100	3,700	1,200	1,570	1,512	2,414	0,000	3,172	3,172	8,758	1,554	1,512	-0,021	-0,021
	2	0,975	0,975	2,960	3,182	1,005	1,161	3,018	2,807	3,172	3,172	12,169	1,044	1,125	0,041	0,041
	3	0,975	0,975	2,960	2,960	1,005	1,005	3,018	3,018	3,172	3,172	12,380	1,005	1,005	0,000	0,000
	4	0,975	0,975	2,960	2,960	1,005	1,005	3,018	3,018	3,172	3,172	12,380	1,005	1,005	0,000	0,000
	5	0,975	0,975	3,182	2,960	1,161	1,005	2,807	3,018	3,172	3,172	12,169	1,125	1,044	-0,041	-0,041
	6	2,100	0,975	1,200	3,700	1,512	1,570	0,000	2,414	3,172	3,172	8,758	1,512	1,554	0,021	0,021

Ø ab-V- 9- Moment aux nœuds des poteaux du portique B1-B6 :
- SOUS Q :

		KN/m		m		KNm		m3					KNm			
Niveaux	nœuds	Qw	Qe	L'w	L'e	M'w	M'e	kw	ke	kn	ks	D	Mw	Me	Mn	Ms
4	1	0,975	2,100	3,700	1,200	1,570	1,512	2,414	0,000	3,172	3,172	8,758	1,554	1,512	-0,021	-0,021
	2	0,975	0,975	2,960	3,182	1,005	1,161	3,018	2,807	3,172	3,172	12,169	1,044	1,125	0,041	0,041
	3	0,975	0,975	2,960	2,960	1,005	1,005	3,018	3,018	3,172	3,172	12,380	1,005	1,005	0,000	0,000
	4	0,975	0,975	2,960	2,960	1,005	1,005	3,018	3,018	3,172	3,172	12,380	1,005	1,005	0,000	0,000
	5	0,975	0,975	3,182	2,960	1,161	1,005	2,807	3,018	3,172	3,172	12,169	1,125	1,044	-0,041	-0,041
	6	2,100	0,975	1,200	3,700	1,512	1,570	0,000	2,414	3,172	3,172	8,758	1,512	1,554	0,021	0,021
3	1	0,975	2,100	3,700	1,200	1,570	1,512	2,414	0,000	2,820	3,172	8,406	1,554	1,512	-0,020	-0,022
	2	0,975	0,975	2,960	3,182	1,005	1,161	3,018	2,807	2,820	3,172	11,817	1,045	1,124	0,037	0,042
	3	0,975	0,975	2,960	2,960	1,005	1,005	3,018	3,018	2,820	3,172	12,028	1,005	1,005	0,000	0,000
	4	0,975	0,975	2,960	2,960	1,005	1,005	3,018	3,018	2,820	3,172	12,028	1,005	1,005	0,000	0,000
	5	0,975	0,975	3,182	2,960	1,161	1,005	2,807	3,018	2,820	3,172	11,817	1,124	1,045	-0,037	-0,042
	6	2,100	0,975	1,200	3,700	1,512	1,570	0,000	2,414	2,820	3,172	8,406	1,512	1,554	0,020	0,022
2	1	0,975	2,100	3,650	0,000	1,528	0,000	2,447	0,000	4,678	4,678	11,803	1,211	0,000	-0,606	-0,606
	2	0,975	0,975	2,920	2,920	0,978	0,978	3,052	3,059	4,678	4,678	15,467	0,978	0,978	0,000	0,000
	3	0,975	0,975	2,920	2,920	0,978	0,978	3,052	3,059	4,678	4,678	15,467	0,978	0,978	0,000	0,000
	4	0,975	0,975	2,920	2,920	0,978	0,978	3,052	3,059	4,678	4,678	15,467	0,978	0,978	0,000	0,000
	5	0,975	0,975	2,920	2,920	0,978	0,978	3,052	3,059	4,678	4,678	15,467	0,978	0,978	0,000	0,000
	6	2,100	0,975	1,200	2,920	1,512	0,978	0,000	3,059	4,678	4,678	12,415	1,512	1,110	-0,201	-0,201
	1	1,625	0,000	3,650	0,000	2,547	0,000	2,447	3,059	5,208	5,208	15,922	2,156	0,489	-0,833	-0,833
	2	1,625	1,625	2,920	2,920	1,630	1,630	3,059	3,059	5,208	5,208	16,534	1,630	1,630	0,000	0,000

Chapitre V

Etude sous charges verticales

1	3	1,625	1,625	2,920	2,920	1,630	1,630	3,059	3,059	5,208	5,208	16,534	1,630	1,630	0,000	0,000
	4	1,625	1,625	2,920	2,920	1,630	1,630	3,059	3,059	5,208	5,208	16,534	1,630	1,630	0,000	0,000
	5	1,625	1,625	2,920	2,920	1,630	1,630	3,059	3,059	5,208	5,208	16,534	1,630	1,630	0,000	0,000
	6	0,000	1,625	0,000	2,920	0,000	1,630	0,000	3,059	5,208	5,208	13,475	0,000	1,260	0,630	0,630

**Tab-V-10-Moments en travées et efforts tranchants dans le portique transversal (B1-B6) :
-Sous G**

Niv	travée	L(m)	G(KN/m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	T _w (KN)	T _e (KN)	x(m)	μ	M _t (KN.m)
10	console	1,2	6,98	0,000	5,026	0,000	-8,376	-0,264	-1,349	-2,455
	1_2	3,7	5,997	7,656	7,069	11,253	-10,936	2,212	9,869	11,017
	2_3	3,7	5,997	6,985	6,182	11,311	-10,877	2,345	9,526	10,888
	3_4	3,7	5,997	6,182	6,182	11,094	-11,094	1,850	10,262	10,262
	4_5	3,7	5,997	6,182	6,504	11,007	-11,181	1,651	10,144	9,624
	5_6	3,7	5,997	6,843	7,656	10,875	-11,314	1,348	9,508	7,949
	console	1,2	6,98	5,026	0,000	8,376	0,000	1,464	-1,349	-0,243
9	console	1,2	6,98	0,000	5,026	0,000	-8,376	-0,264	-1,349	-2,455
	1_2	3,7	5,593	7,864	6,449	10,729	-9,965	2,786	7,121	10,034
	2_3	3,7	5,593	5,994	5,765	10,409	-10,285	2,001	9,507	9,874
	3_4	3,7	5,593	5,765	5,765	10,347	-10,347	1,850	9,571	9,571
	4_5	3,7	5,593	5,765	5,994	10,285	-10,409	1,699	9,507	9,140
	5_6	3,7	5,593	6,449	7,864	9,965	-10,729	0,914	7,121	4,207
	console	1,2	6,98	5,026	0,000	8,376	0,000	1,464	-1,349	-0,243
8	console	1,2	6,98	0,000	5,026	0,000	-8,376	-0,264	-1,349	-2,455
	1_2	3,7	5,593	7,910	6,455	10,740	-9,954	2,813	6,980	9,990
	2_3	3,7	5,593	5,988	5,765	10,407	-10,287	1,998	9,510	9,867
	3_4	3,7	5,593	5,765	5,765	10,347	-10,347	1,850	9,571	9,571
	4_5	3,7	5,593	5,765	5,988	10,287	-10,407	1,702	9,510	9,153
	5_6	3,7	5,593	6,455	7,910	9,954	-10,740	0,887	6,980	3,971
	console	1,2	6,98	5,026	0,000	8,376	0,000	1,464	-1,349	-0,243
7	console	1,2	6,98	0,000	5,026	0,000	-8,376	-0,264	-1,349	-2,455
	1_2	3,7	5,593	7,910	6,455	10,740	-9,954	2,813	6,980	9,990
	2_3	3,7	5,593	5,988	5,765	10,407	-10,287	1,998	9,510	9,867
	3_4	3,7	5,593	5,765	5,765	10,347	-10,347	1,850	9,571	9,571
	4_5	3,7	5,593	5,765	5,988	10,287	-10,407	1,702	9,510	9,867
	5_6	3,7	5,593	6,455	7,910	9,954	-10,740	0,887	6,980	3,971
	console	1,2	6,98	5,026	0,000	8,376	0,000	1,464	-1,349	-0,243
6	console	1,2	6,98	0,000	5,026	0,000	-8,376	-0,264	-1,349	-2,455
	1_2	3,7	5,593	7,864	6,449	10,729	-9,965	2,786	7,121	10,034
	2_3	3,7	5,593	5,994	5,765	10,409	-10,285	2,001	9,507	9,874
	3_4	3,7	5,593	5,765	5,765	10,347	-10,347	1,850	9,571	9,571
	4_5	3,7	5,593	5,765	5,994	10,285	-10,409	1,699	9,507	9,140
	5_6	3,7	5,593	6,449	7,864	9,965	-10,729	0,914	7,121	4,207
	console	1,2	6,98	5,026	0,000	8,376	0,000	1,464	-1,349	-0,243

**Tab-V-11-Moments en travées et efforts tranchants dans le portique transversal (B1-B6) :
-Sous G :**

Niv	travée	L(m)	G (KN/m)	Mw(KN.m)	Me(KN.m)	Tw(KN)	Te(KN)	x(m)	μ	Mt (KN.m)
5	console	1,2	6,98	0,000	5,026	0,000	-8,376	-0,264	-1,349	-2,455
	1_2	3,7	5,593	7,910	6,455	10,740	-9,954	2,812	6,981	9,990
	2_3	3,7	5,593	5,988	5,765	10,407	-10,287	1,997	9,510	9,867
	3_4	3,7	5,593	5,765	5,765	10,347	-10,347	1,850	9,571	9,571
	4_5	3,7	5,593	5,765	5,988	10,287	-10,407	1,703	9,510	9,154
	5_6	3,7	5,593	6,455	7,910	9,954	-10,740	0,888	6,981	3,973
	console	1,2	6,98	5,026	0,000	8,376	0,000	1,464	-1,349	-0,243
4	console	1,2	6,98	0,000	5,026	0,000	-8,376	-0,264	-1,349	-2,455
	1_2	3,7	5,593	7,910	6,455	10,740	-9,954	2,813	6,980	9,990
	2_3	3,7	5,593	5,988	5,765	10,407	-10,287	1,998	9,510	9,867
	3_4	3,7	5,593	5,765	5,765	10,347	-10,347	1,850	9,571	9,571
	4_5	3,7	5,593	5,765	6,397	10,176	-10,518	1,432	9,082	8,024
	5_6	3,7	5,593	7,726	7,635	10,372	-10,322	1,910	9,561	9,765
	console	1,2	6,98	4,026	0,000	7,543	0,000	1,292	-0,416	-0,106
3	console	1,2	6,98	0,000	5,026	0,000	-8,376	-0,264	-1,349	-2,455
	1_2	3,7	5,593	7,864	6,449	10,729	-9,965	2,786	7,121	10,034
	2_3	3,7	5,593	5,994	5,765	10,409	-10,285	2,001	9,507	9,874
	3_4	3,7	5,593	5,765	5,765	10,347	-10,347	1,850	9,571	9,571
	4_5	3,7	5,593	5,765	6,416	10,171	-10,523	1,419	9,052	7,960
	5_6	3,7	5,593	7,709	7,578	10,382	-10,312	1,937	9,550	9,843
	console	1,2	6,98	4,027	0,000	7,544	0,000	1,292	-0,416	-0,107
2	1_2	3,65	5,593	6,949	5,610	10,574	-9,840	2,699	7,179	9,516
	2_3	3,65	5,593	5,610	5,610	10,207	-10,207	1,825	9,314	9,314
	3_4	3,65	5,593	5,610	5,610	10,207	-10,207	1,825	9,314	9,314
	4_5	3,65	5,593	5,610	5,885	10,132	-10,283	1,646	9,224	8,796
	5_6	3,65	5,593	6,727	5,220	10,620	-9,794	2,808	6,609	9,075
	console	1,2	6,98	4,027	0,000	7,544	0,000	1,292	-0,416	-0,107
1	1_2	3,65	5,593	7,419	5,610	10,703	-9,712	3,006	5,417	8,726
	2_3	3,65	5,593	5,610	5,610	10,207	-10,207	1,825	9,314	9,314
	3_4	3,65	5,593	5,610	5,610	10,207	-10,207	1,825	9,314	9,314
	4_5	3,65	5,593	5,610	5,610	10,207	-10,207	1,825	9,314	9,314
	5_6	3,65	5,593	5,610	4,337	10,556	-9,858	2,656	7,384	9,012

Ø Tab-V-12-Moments en travées et efforts tranchants du le portique
(B1-B6) Sous Q

Ni v	travée	L(m)	Q (KN/m)	Mw(K N.m)	Me(K N.m)	Tw(KN)	Te(KN)	x(m)	μ	Mt (KN.m)
10	console	1,2	2,1	0,000	1,512	0,000	-2,520	-0,264	-0,406	-0,738
	1_2	3,7	0,65	1,248	0,742	1,339	-1,066	4,730	-1,584	-0,288
	2_3	3,7	0,65	0,705	0,670	1,212	-1,193	2,049	1,099	1,156
	3_4	3,7	0,65	0,670	0,670	1,203	-1,203	1,850	1,112	1,112
	4_5	3,7	0,65	0,670	0,705	1,193	-1,212	1,651	1,099	1,043
	5_6	3,7	0,65	0,742	1,248	1,066	-1,339	-1,030	-1,584	-2,880
	console	1,2	2,1	1,512	0,000	2,520	0,000	1,464	-0,406	-0,073
9	console	1,2	2,1	0,000	1,512	0,000	-2,520	-0,264	-0,406	-0,738
	1_2	3,7	0,975	1,554	1,124	1,920	-1,688	3,482	0,370	1,336
	2_3	3,7	0,975	1,045	1,005	1,815	-1,793	2,002	1,657	1,721
	3_4	3,7	0,975	1,005	1,005	1,804	-1,804	1,850	1,668	1,668
	4_5	3,7	0,975	1,005	1,045	1,793	-1,815	1,698	1,657	1,593
	5_6	3,7	0,975	1,124	1,554	1,688	-1,920	0,218	0,370	-0,596
	console	1,2	2,1	1,512	0,000	2,520	0,000	1,464	-0,406	-0,073
8	console	1,2	2,1	0,000	1,512	0,000	-2,520	-0,264	-0,406	-0,738
	1_2	3,7	0,975	1,554	1,125	1,920	-1,688	3,478	0,376	1,341
	2_3	3,7	0,975	1,044	1,005	1,814	-1,793	1,998	1,658	1,720
	3_4	3,7	0,975	1,005	1,005	1,804	-1,804	1,850	1,668	1,668
	4_5	3,7	0,975	1,005	1,044	1,793	-1,814	1,702	1,658	1,595
	5_6	3,7	0,975	1,125	1,554	1,688	-1,920	0,222	0,376	-0,588
	console	1,2	2,1	1,512	0,000	2,520	0,000	1,464	-0,406	-0,073
7	console	1,2	2,1	0,000	1,512	0,000	-2,520	-0,264	-0,406	-0,738
	1_2	3,7	0,975	1,554	1,125	1,920	-1,688	3,478	0,376	1,341
	2_3	3,7	0,975	1,044	1,005	1,814	-1,793	1,998	1,658	1,720
	3_4	3,7	0,975	1,005	1,005	1,804	-1,804	1,850	1,668	1,668
	4_5	3,7	0,975	1,005	1,044	1,793	-1,814	1,702	1,658	1,595
	5_6	3,7	0,975	1,125	1,554	1,688	-1,920	0,222	0,376	-0,588
	console	1,2	2,1	1,512	0,000	2,520	0,000	1,464	-0,406	-0,073
6	console	1,2	2,1	0,000	1,512	0,000	-2,520	-0,264	-0,406	-0,738
	1_2	3,7	0,975	1,554	1,124	1,920	-1,688	3,482	0,370	1,336
	2_3	3,7	0,975	1,045	1,005	1,815	-1,793	2,002	1,657	1,721
	3_4	3,7	0,975	1,005	1,005	1,804	-1,804	1,850	1,668	1,668
	4_5	3,7	0,975	1,005	1,045	1,793	-1,815	1,698	1,657	1,593
	5_6	3,7	0,975	1,124	1,554	1,688	-1,920	0,218	0,370	-0,596
	console	1,2	2,1	1,512	0,000	2,520	0,000	1,464	-0,406	-0,073

Ø Tab-V-13-Moments en travées et efforts tranchants dans le portique
(B1-B6) Sous Q

Ni v	travée	L(m)	Q (KN/m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Tw (KN)	Te (KN)	x(m)	μ	Mt (KN.m)
5	console	1,2	2,1	0,000	1,512	0,000	-2,520	-2,046	-6,973	-9,551
	1_2	3,7	0,65	1,554	1,125	1,318	-1,087	1,925	1,110	0,951
	2_3	3,7	0,65	1,044	1,005	1,213	-1,192	1,857	1,112	1,097
	3_4	3,7	0,65	1,005	1,005	1,203	-1,203	1,850	1,112	1,112
	4_5	3,7	0,65	1,005	1,044	1,192	-1,213	1,843	1,112	1,128
	5_6	3,7	0,65	1,125	1,554	1,087	-1,318	1,775	1,110	1,270
	console	1,2	2,1	1,512	0,000	2,520	0,000	3,246	-6,973	-4,395
4	console	1,2	2,1	0,000	1,512	0,000	-2,520	-2,046	-6,973	-9,551
	1_2	3,7	0,975	1,554	1,125	1,920	-1,688	1,963	1,662	1,530
	2_3	3,7	0,975	1,044	1,005	1,814	-1,793	1,860	1,668	1,655
	3_4	3,7	0,975	1,005	1,005	1,804	-1,804	1,850	1,668	1,668
	4_5	3,7	0,975	1,005	1,044	1,793	-1,814	1,840	1,668	1,682
	5_6	3,7	0,975	1,125	1,554	1,688	-1,920	1,737	1,662	1,795
	console	1,2	2,1	1,512	0,000	2,520	0,000	3,246	-6,973	-4,395
3	console	1,2	2,1	0,000	1,512	0,000	-2,520	-2,046	-6,973	-9,551
	1_2	3,7	0,975	1,554	1,125	1,920	-1,688	1,963	1,662	1,530
	2_3	3,7	0,975	1,045	1,005	1,815	-1,793	1,861	1,668	1,654
	3_4	3,7	0,975	1,005	1,005	1,804	-1,804	1,850	1,668	1,668
	4_5	3,7	0,975	1,005	1,044	1,793	-1,814	1,840	1,668	1,682
	5_6	3,7	0,975	1,124	1,554	1,688	-1,920	1,737	1,662	1,795
	console	1,2	2,1	1,512	0,000	2,520	0,000	3,246	-6,973	-4,395
2	1_2	3,65	0,975	1,524	0,978	1,929	-1,630	1,971	1,613	1,440
	2_3	3,65	0,975	0,978	0,978	1,779	-1,779	1,825	1,624	1,624
	3_4	3,65	0,975	0,978	0,978	1,779	-1,779	1,825	1,624	1,624
	4_5	3,65	0,975	0,978	1,110	1,743	-1,816	1,790	1,623	1,669
	5_6	3,65	0,975	0,978	0,489	1,913	-1,645	1,956	1,615	1,423
	console	1,2	2,1	1,512	0,000	2,520	0,000	3,246	-6,973	-4,395
	1_2	3,65	1,625	0,000	1,630	2,519	-3,412	1,099	2,278	2,769
1	2_3	3,65	1,625	1,630	1,630	2,966	-2,966	1,825	2,706	2,706
	3_4	3,65	1,625	1,630	1,630	2,966	-2,966	1,825	2,706	2,706
	4_5	3,65	1,625	1,630	1,630	2,966	-2,966	1,825	2,706	2,706
	5_6	3,65	1,625	1,630	0,000	3,412	-2,519	2,551	2,278	1,787

Ø Tab-V-14- les efforts normaux dans le portique transversal (B1-B6)

Niveau	Sous G (KN)						Sous Q (KN)			
	Nœuds	Poids pot (KN)	Tw (KN)	Te (KN)	N (KN)	N _C (KN)	Tw (KN)	Te (KN)	N (KN)	N _C (KN)
10	1	6,885	-8,376	11,253	26,514	26,514	-2,520	1,339	30,373	30,373
	2	6,885	-10,936	11,311	29,132	29,132	-1,066	1,212	31,410	31,410
	3	6,885	-10,877	11,094	28,856	28,856	-1,193	1,203	31,252	31,252
	4	6,885	-11,094	11,007	28,986	28,986	-1,203	1,193	31,382	31,382
	5	6,885	-11,181	10,875	28,941	28,941	-1,212	1,066	31,219	31,219
	6	6,885	-11,314	8,376	26,575	26,990	-1,339	2,520	30,849	30,849
9	1	6,885	-8,376	10,729	25,990	52,504	-2,520	1,920	56,944	87,317
	2	6,885	-9,965	10,409	27,259	56,391	-1,688	1,815	59,894	91,304
	3	6,885	-10,285	10,347	27,517	56,373	-1,793	1,804	59,970	91,222
	4	6,885	-10,347	10,285	27,517	56,503	-1,804	1,793	60,100	91,482
	5	6,885	-10,409	9,965	27,259	56,200	-1,815	1,688	59,703	90,922
	6	6,885	-10,729	8,376	25,990	52,565	-1,920	2,520	57,005	87,854
8	1	6,885	-8,376	10,740	26,001	78,505	-2,520	1,920	82,945	170,262
	2	6,885	-9,954	10,407	27,246	83,637	-1,688	1,814	87,139	178,443
	3	6,885	-10,287	10,347	27,519	83,892	-1,793	1,804	87,489	178,711
	4	6,885	-10,347	10,287	27,519	84,022	-1,804	1,793	87,619	179,101
	5	6,885	-10,407	9,954	27,246	83,446	-1,814	1,688	86,948	177,870
	6	6,885	-10,740	8,376	26,001	78,566	-1,920	2,520	83,006	170,860
7	1	6,885	-8,376	10,740	26,001	104,506	-2,520	1,920	108,946	279,208
	2	6,885	-9,954	10,407	27,246	110,883	-1,688	1,814	114,385	292,828
	3	6,885	-10,287	10,347	27,519	111,411	-1,793	1,804	115,008	293,719
	4	6,885	-10,347	10,287	27,519	111,541	-1,804	1,793	115,138	294,239
	5	6,885	-10,407	9,954	27,246	110,692	-1,814	1,688	114,194	292,064
	6	6,885	-10,740	8,376	13,151	91,717	-1,920	2,520	96,157	267,017
6	1	6,885	-8,376	10,729	25,990	130,496	-2,520	1,920	134,936	414,144
	2	6,885	-9,954	10,409	27,248	138,131	-1,688	1,815	141,634	434,462
	3	6,885	-10,287	10,347	27,519	138,930	-1,793	1,804	142,527	436,246
	4	6,885	-10,347	10,285	27,517	139,058	-1,804	1,793	142,655	436,894
	5	6,885	-10,407	9,965	27,257	137,949	-1,815	1,688	141,452	433,146
	6	6,885	-10,740	8,376	13,151	104,868	-1,920	2,520	109,308	376,325

Ø Tab-V-15- les efforts normaux dans le portique transversal (B1-B6)

Niveau	Sous G (KN)						Sous Q (KN)			
	Nœuds	Poids pot (KN)	Tw (KN)	Te (KN)	N (KN)	Nc (KN)	Tw (KN)	Te (KN)	N (KN)	Nc (KN)
5	1	6,885	-8,376	10,740	26,001	26,001	-2,520	1,318	10,723	10,723
	2	6,885	-9,954	10,407	27,246	27,246	-1,087	1,213	9,185	9,185
	3	6,885	-10,287	10,347	27,519	27,519	-1,192	1,203	9,280	9,280
	4	6,885	-10,347	10,287	27,519	27,519	-1,203	1,192	9,280	9,280
	5	6,885	-10,407	9,954	27,246	27,246	-1,213	1,087	9,185	9,185
	6	6,885	-10,740	8,376	26,001	26,001	-1,318	2,520	10,723	10,723
4	1	6,885	-8,376	10,740	26,001	52,002	-2,520	1,920	11,325	22,048
	2	6,885	-9,954	10,407	27,246	54,492	-1,688	1,814	10,387	19,572
	3	6,885	-10,287	10,347	27,519	55,038	-1,793	1,804	10,482	19,762
	4	6,885	-10,347	10,176	27,408	54,927	-1,804	1,793	10,482	19,762
	5	6,885	-10,407	10,372	27,664	54,910	-1,814	1,688	10,387	19,572
	6	6,885	-10,740	7,543	25,168	51,169	-1,920	2,520	11,325	22,048
3	1	6,885	-8,376	10,729	25,990	77,992	-2,520	1,920	11,325	33,373
	2	6,885	-9,965	10,409	27,259	81,751	-1,688	1,814	10,387	29,959
	3	6,885	-10,285	10,347	27,517	82,555	-1,793	1,804	10,482	30,244
	4	6,885	-10,347	10,171	27,403	82,330	-1,804	1,793	10,482	30,244
	5	6,885	-10,523	10,382	27,790	82,700	-1,814	1,688	10,387	29,959
	6	6,885	-10,312	7,544	24,741	75,910	-1,920	2,520	11,325	33,373
2	1	11,453	-9,840	10,574	31,867	109,859	0,000	2,111	13,564	46,937
	2	11,453	-9,595	10,207	31,255	113,006	-1,448	1,779	14,680	44,639
	3	11,453	-10,207	10,207	31,867	114,422	-1,779	1,779	15,011	45,255
	4	11,453	-10,207	10,132	31,792	114,122	-1,779	1,743	14,975	45,219
	5	11,453	-10,283	10,828	32,564	115,264	-1,816	1,913	15,182	45,141
	6	11,453	-9,586	7,544	28,583	104,493	-1,645	2,520	15,618	48,991
1	1	10,412	-9,512	0,000	19,924	129,783	-3,412	0,000	13,824	60,761
	2	10,412	-10,207	10,703	31,322	144,328	2,966	2,519	10,859	55,498
	3	10,412	-10,207	10,207	30,826	145,248	-2,966	2,966	16,344	61,599
	4	10,412	-10,207	10,207	30,826	144,948	-2,966	2,966	16,344	61,563
	5	10,412	-10,207	10,207	30,826	146,090	-2,519	2,966	15,897	61,038
	6	10,412	0,000	10,556	20,968	125,461	0,000	3,412	13,824	62,815

2. Sens longitudinal:

Ø Tab-V-16- Caractéristiques géométriques du portique A3-F3 :

Niveau	Nœuds	Lw (m)	Le (m)	hn (m)	hs (m)	L'w (m)	L'e (m)	h'n (m)	h's (m)	Iw 10 ⁻⁴ (m ⁴)	Ie 10 ⁻⁴ (m ⁴)	In 10 ⁻⁴ (m ⁴)	Is 10 ⁻⁴ (m ⁴)	Kw 10 ⁻⁴ (m ³)	Ke 10 ⁻⁴ (m ³)	Kn 10 ⁻⁴ (m ³)	Ks 10 ⁻⁴ (m ³)	D 10 ⁻⁴ (m ³)
10	A	0,00	3,7	0,00	2,66	0,00	2,96	0,00	2,13	0,00	8,932	0,00	6,75	0,000	3,018	0,000	3,172	6,190
	B	3,7	4	0,00	2,66	3,145	3,2	0,00	2,13	8,932	8,932	0,00	6,75	2,840	2,791	0,000	3,172	8,803
	C	4	3,7	0,00	2,66	3,2	2	0,00	2,13	8,932	8,932	0,00	6,75	2,791	4,466	0,000	3,172	10,429
	D	2,5	4	0,00	2,66	2	3,2	0,00	2,13	8,932	8,932	0,00	6,75	4,466	2,791	0,000	3,172	10,429
	E	4	3,7	0,00	2,66	3,2	2,96	0,00	2,13	8,932	8,932	0,00	6,75	2,791	3,018	0,000	3,172	8,981
	F	3,7	0,00	0,00	2,66	3,145	0,00	0,00	2,13	8,932	0,00	0,00	6,75	2,840	0,000	0,000	3,172	6,012
9	A	0,00	3,7	2,66	2,66	0,00	2,96	2,394	2,13	0,00	8,932	6,75	6,75	0,000	3,018	2,820	3,172	9,009
	B	3,7	4	2,66	2,66	3,145	3,2	2,394	2,13	8,932	8,932	6,75	6,75	2,840	2,791	2,820	3,172	11,623
	C	4	3,7	2,66	2,66	3,2	2	2,394	2,13	8,932	8,932	6,75	6,75	2,791	4,466	2,820	3,172	13,249
	D	2,5	4	2,66	2,66	2	3,2	2,394	2,13	8,932	8,932	6,75	6,75	4,466	2,791	2,820	3,172	13,249
	E	4	3,7	2,66	2,66	3,2	2,96	2,394	2,13	8,932	8,932	6,75	6,75	2,791	3,018	2,820	3,172	11,800
	F	3,7	0,00	2,66	2,66	3,145	0,00	2,394	2,13	8,932	0,00	6,75	6,75	2,840	0,000	2,820	3,172	8,832
8	A	0,00	3,7	2,66	2,66	0,00	2,96	2,128	2,13	0,00	8,932	6,75	6,75	0,000	3,018	3,172	3,172	9,362
	B	3,7	4	2,66	2,66	3,145	3,2	2,128	2,13	8,932	8,932	6,75	6,75	2,840	2,791	3,172	3,172	11,975
	C	4	3,7	2,66	2,66	3,2	2	2,128	2,13	8,932	8,932	6,75	6,75	2,791	4,466	3,172	3,172	13,601
	D	2,5	4	2,66	2,66	2	3,2	2,128	2,13	8,932	8,932	6,75	6,75	4,466	2,791	3,172	3,172	13,601
	E	4	3,7	2,66	2,66	3,2	2,96	2,128	2,13	8,932	8,932	6,75	6,75	2,791	3,018	3,172	3,172	12,153
	F	3,7	0,00	2,66	2,66	3,145	0,00	2,128	2,13	8,932	0,00	6,75	6,75	2,840	0,000	3,172	3,172	9,184

Ø Tab-V-17- Caractéristiques géométriques du portique A3-F3

Niveau	Nœuds	Lw (m)	Le (m)	hn (m)	hs (m)	L'w (m)	L'e (m)	h'n (m)	h's (m)	Iw 10 ⁻⁴ (m ⁴)	Ie 10 ⁻⁴ (m ⁴)	In 10 ⁻⁴ (m ⁴)	Is 10 ⁻⁴ (m ⁴)	Kw 10 ⁻⁴ (m ³)	Ke 10 ⁻⁴ (m ³)	Kn 10 ⁻⁴ (m ³)	Ks 10 ⁻⁴ (m ³)	D 10 ⁻⁴ (m ³)
7	A	0	3,7	0	2,66	0	2,96	2,128	2,128	0	8,932	6,75	6,75	0,000	3,018	3,172	3,172	9,362
	B	3,7	4	0	2,66	3,145	3,2	2,128	2,128	8,932	8,932	6,75	6,75	2,840	2,791	3,172	3,172	11,975
	C	4	3,7	0	2,66	3,2	2	2,128	2,128	8,932	8,932	6,75	6,75	2,791	4,466	3,172	3,172	13,601
	D	2,5	4	0	2,66	2	3,2	2,128	2,128	8,932	8,932	6,75	6,75	4,466	2,791	3,172	3,172	13,601
	E	4	3,7	0	2,66	3,2	2,96	2,128	2,128	8,932	8,932	6,75	6,75	2,791	3,018	3,172	3,172	12,153
	F	3,7	0	0	2,66	3,145	0	2,128	2,128	8,932	0	6,75	6,75	2,840	0,000	3,172	3,172	9,184
6	A	0	3,7	2,66	2,66	0	2,96	2,128	2,128	0	8,932	6,75	6,75	0,000	3,018	3,172	3,172	9,362
	B	3,7	4	2,66	2,66	3,145	3,2	2,128	2,128	8,932	8,932	6,75	6,75	2,840	2,791	3,172	3,172	11,975
	C	4	3,7	2,66	2,66	3,2	2	2,128	2,128	8,932	8,932	6,75	6,75	2,791	4,466	3,172	3,172	13,601
	D	2,5	4	2,66	2,66	2	3,2	2,128	2,128	8,932	8,932	6,75	6,75	4,466	2,791	3,172	3,172	13,601
	E	4	3,7	2,66	2,66	3,2	2,96	2,128	2,128	8,932	8,932	6,75	6,75	2,791	3,018	3,172	3,172	12,153
	F	3,7	0	2,66	2,66	3,145	0	2,128	2,128	8,932	0	6,75	6,75	2,840	0,000	3,172	3,172	9,184
5	A	0	3,7	2,66	2,66	0	2,96	2,128	2,128	0	8,932	6,75	6,75	0,000	3,018	3,172	3,172	9,362
	B	3,7	4	2,66	2,66	3,145	3,2	2,128	2,128	8,932	8,932	6,75	6,75	2,840	2,791	3,172	3,172	11,975
	C	4	3,7	2,66	2,66	3,2	2	2,128	2,128	8,932	8,932	6,75	6,75	2,791	4,466	3,172	3,172	13,601
	D	2,5	4	2,66	2,66	2	3,2	2,128	2,128	8,932	8,932	6,75	6,75	4,466	2,791	3,172	3,172	13,601
	E	4	3,7	2,66	2,66	3,2	2,96	2,128	2,128	8,932	8,932	6,75	6,75	2,791	3,018	3,172	3,172	12,153
	F	3,7	0	2,66	2,66	3,145	0	2,128	2,128	8,932	0	6,75	6,75	2,840	0,000	3,172	3,172	9,184

Ø Tab-V-18- Caractéristiques géométriques du portique A3-F3 :

Niveau	Nœuds	Lw (m)	Le (m)	hn (m)	hs (m)	L'w (m)	L'e (m)	h'n (m)	h's (m)	Iw 10 ⁻⁴ (m ⁴)	Ie 10 ⁻⁴ (m ⁴)	In 10 ⁻⁴ (m ⁴)	Is 10 ⁻⁴ (m ⁴)	Kw 10 ⁻⁴ (m ³)	Ke 10 ⁻⁴ (m ³)	Kn 10 ⁻⁴ (m ³)	Ks 10 ⁻⁴ (m ³)	D 10 ⁻⁴ (m ³)
4	A	0	3,7	2,66	2,66	0	2,96	2,128	2,128	0	8,932	6,75	6,75	0,000	3,018	3,172	3,172	9,362
	B	3,7	4	2,66	2,66	3,145	3,2	2,128	2,128	8,932	8,932	6,75	6,75	2,840	2,791	3,172	3,172	11,975
	C	4	3,7	2,66	2,66	3,2	2	2,128	2,128	8,932	8,932	6,75	6,75	2,791	4,466	3,172	3,172	13,601
	D	2,5	4	2,66	2,66	2	3,2	2,128	2,128	8,932	8,932	6,75	6,75	4,466	2,791	3,172	3,172	13,601
	E	4	3,7	2,66	2,66	3,2	2,96	2,128	2,128	8,932	8,932	6,75	6,75	2,791	3,018	3,172	3,172	12,153
	F	3,7	0	2,66	2,66	3,145	0	2,128	2,128	8,932	0	6,75	6,75	2,840	0,000	3,172	3,172	9,184
3	A	0	3,7	2,66	2,66	0	2,96	2,128	2,128	0	8,932	6,75	6,75	0,000	3,018	3,172	3,172	9,362
	B	3,7	4	2,66	2,66	3,145	3,2	2,128	2,128	8,932	8,932	6,75	6,75	2,840	2,791	3,172	3,172	11,975
	C	4	3,7	2,66	2,66	3,2	2	2,128	2,128	8,932	8,932	6,75	6,75	2,791	4,466	3,172	3,172	13,601
	D	2,5	4	2,66	2,66	2	3,2	2,128	2,128	8,932	8,932	6,75	6,75	4,466	2,791	3,172	3,172	13,601
	E	4	3,7	2,66	2,66	3,2	2,96	2,128	2,128	8,932	8,932	6,75	6,75	2,791	3,018	3,172	3,172	12,153
	F	3,7	0	2,66	2,66	3,145	0	2,128	2,128	8,932	0	6,75	6,75	2,840	0,000	3,172	3,172	9,184
2	A	0	3,65	3,34	3,34	0	2,92	2,672	2,672	0	8,932	12,5	12,5	0,000	3,059	4,678	4,678	12,415
	B	3,65	3,95	3,34	3,34	3,102	3,16	2,672	2,672	8,932	8,932	12,5	12,5	2,879	2,827	4,678	4,678	15,062
	C	3,95	2,45	3,34	3,34	3,16	1,96	2,672	2,672	8,932	8,932	12,5	12,5	2,827	4,557	4,678	4,678	16,740
	D	2,45	3,95	3,34	3,34	1,96	3,16	2,672	2,672	8,932	8,932	12,5	12,5	4,557	2,827	4,678	4,678	16,740
	E	3,95	3,65	3,34	3,34	3,16	3,102	2,672	2,672	8,932	8,932	12,5	12,5	2,827	2,879	4,678	4,678	15,062
	F	3,65	0	3,34	3,34	2,92	0	2,672	2,672	8,932	0	12,5	12,5	3,059	0,000	4,678	4,678	12,415
1	A	0	3,65	3	3	0	2,92	2,4	3	0	8,932	12,5	12,5	0,000	3,059	5,208	4,167	12,434
	B	3,65	3,95	3	3	3,102	3,16	2,4	3	8,932	8,932	12,5	12,5	2,879	2,827	5,208	4,167	15,081
	C	3,95	3,65	3	3	3,16	1,96	2,4	3	8,932	8,932	12,5	12,5	2,827	4,557	5,208	4,167	16,759
	D	2,45	3,95	3	3	1,96	3,16	2,4	3	8,932	8,932	12,5	12,5	4,557	2,827	5,208	4,167	16,759
	E	3,95	3,65	3	3	3,16	3,102	2,4	3	8,932	8,932	12,5	12,5	2,827	2,879	5,208	4,167	15,081
	F	3,65	0	3	3	2,92	0	2,4	3	8,932	0	12,5	12,5	3,059	0,000	5,208	4,167	12,434

Ø Tab-V- 19- Moment aux nœuds des poteaux de portique A3-F3 SOUS G :

Niveaux	nœuds	KN/m		m		KNm		m3					KNm			
		Gw	Ge	L'w	L'e	M'w	M'e	kw	ke	kn	ks	D	Mw	Me	Mn	Ms
10	A	0,000	26,540	0	2,96	0,000	27,357	0,000	3,018	0,000	3,172	6,190	0,000	14,020	0,000	14,020
	B	26,540	26,540	3,145	3,2	30,883	31,973	2,840	2,791	0,000	3,172	8,803	31,235	31,627	0,000	0,393
	C	26,540	26,540	3,2	2	31,973	12,489	2,791	4,466	0,000	3,172	10,429	26,758	20,833	0,000	-5,926
	D	26,540	26,540	2	3,2	12,489	31,973	4,466	2,791	0,000	3,172	10,429	20,833	26,758	0,000	5,926
	E	26,540	26,540	3,2	2,96	31,973	27,357	2,791	3,018	0,000	3,172	8,981	30,538	28,908	0,000	-1,630
	F	26,540	0,000	3,145	0	30,883	0,000	2,840	0,000	0,000	3,172	6,012	16,294	0,000	0,000	-16,294
9	A	0,000	23,933	0	2,96	0,000	24,670	0,000	3,018	2,820	3,172	9,009	0,000	16,407	7,721	8,686
	B	23,933	23,933	3,145	3,2	27,850	28,832	2,840	2,791	2,820	3,172	11,623	28,090	28,596	0,238	0,268
	C	23,933	23,933	3,2	2	28,832	11,263	2,791	4,466	2,820	3,172	13,249	25,131	17,185	-3,739	-4,206
	D	23,933	23,933	2	3,2	11,263	28,832	4,466	2,791	2,820	3,172	13,249	17,185	25,131	3,739	4,206
	E	23,933	23,933	3,2	2,96	28,832	24,670	2,791	3,018	2,820	3,172	11,800	27,848	25,734	-0,995	-1,119
	F	23,933	0,000	3,145	0	27,850	0,000	2,840	0,000	2,820	3,172	8,832	18,894	0,000	-8,891	-10,003
8	A	0,000	23,933	0	2,96	0,000	24,670	0,000	3,018	3,172	3,172	9,362	0,000	16,718	8,359	8,359
	B	23,933	23,933	3,145	3,2	27,850	28,832	2,840	2,791	3,172	3,172	11,975	28,083	28,603	0,260	0,260
	C	23,933	23,933	3,2	2	28,832	11,263	2,791	4,466	3,172	3,172	13,601	25,227	17,032	-4,097	-4,097
	D	23,933	23,933	2	3,2	11,263	28,832	4,466	2,791	3,172	3,172	13,601	17,032	25,227	4,097	4,097
	E	23,933	23,933	3,2	2,96	28,832	24,670	2,791	3,018	3,172	3,172	12,153	27,876	25,703	-1,086	-1,086
	F	23,933	0,000	3,145	0	27,850	0,000	2,840	0,000	3,172	3,172	9,184	19,237	0,000	-9,619	-9,619

Ø Tab-V-20- Moment aux nœuds des poteaux de portique A3-F3 SOUS G :

Niveaux	nœuds	KN/m		m		KNm		m3					KNm			
		Gw	Ge	L'w	L'e	M'w	M'e	kw	ke	kn	ks	D	Mw	Me	Mn	Ms
7	A	0,000	23,933	0	2,96	0,000	24,670	0,000	3,018	3,172	3,172	9,362	0,000	16,718	8,359	8,359
	B	23,933	23,933	3,145	3,2	27,850	28,832	2,840	2,791	3,172	3,172	11,975	28,083	28,603	0,260	0,260
	C	23,933	23,933	3,2	2	28,832	11,263	2,791	4,466	3,172	3,172	13,601	25,227	17,032	-4,097	-4,097
	D	23,933	23,933	2	3,2	11,263	28,832	4,466	2,791	3,172	3,172	13,601	17,032	25,227	4,097	4,097
	E	23,933	23,933	3,2	2,96	28,832	24,670	2,791	3,018	3,172	3,172	12,153	27,876	25,703	-1,086	-1,086
	F	23,933	0,000	3,145	0	27,850	0,000	2,840	0,000	3,172	3,172	9,184	19,237	0,000	-9,619	-9,619
6	A	0,000	23,933	0	2,96	0,000	24,670	0,000	3,018	3,172	3,172	9,362	0,000	16,718	8,359	8,359
	B	23,933	23,933	3,145	3,2	27,850	28,832	2,840	2,791	3,172	3,172	11,975	28,083	28,603	0,260	0,260
	C	23,933	23,933	3,2	2	28,832	11,263	2,791	4,466	3,172	3,172	13,601	25,227	17,032	-4,097	-4,097
	D	23,933	23,933	2	3,2	11,263	28,832	4,466	2,791	3,172	3,172	13,601	17,032	25,227	4,097	4,097
	E	23,933	23,933	3,2	2,96	28,832	24,670	2,791	3,018	3,172	3,172	12,153	27,876	25,703	-1,086	-1,086
	F	23,933	0,000	3,145	0	27,850	0,000	2,840	0,000	3,172	3,172	9,184	19,237	0,000	-9,619	-9,619
5	A	0,000	23,933	0	2,96	0,000	24,670	0,000	3,018	3,172	3,172	9,362	0,000	16,718	8,359	8,359
	B	23,933	23,933	3,145	3,2	27,850	28,832	2,840	2,791	3,172	3,172	11,975	28,083	28,603	0,260	0,260
	C	23,933	23,933	3,2	2	28,832	11,263	2,791	4,466	3,172	3,172	13,601	25,227	17,032	-4,097	-4,097
	D	23,933	23,933	2	3,2	11,263	28,832	4,466	2,791	3,172	3,172	13,601	17,032	25,227	4,097	4,097
	E	23,933	23,933	3,2	2,96	28,832	24,670	2,791	3,018	3,172	3,172	12,153	27,876	25,703	-1,086	-1,086
	F	23,933	0,000	3,145	0	27,850	0,000	2,840	0,000	3,172	3,172	9,184	19,237	0,000	-9,619	-9,619

Ø Tab-V-21- Moment aux nœuds des poteaux de portique A3-F3

SOUS G :

Niveaux		KN/m		m		KNm		m3					KNm			
	nœuds	Gw	Ge	L'w	L'e	M'w	M'e	kw	ke	kn	ks	D	Mw	Me	Mn	Ms
4	A	0,000	23,933	0	2,96	0,000	24,670	0,000	3,018	3,172	3,172	9,362	0,000	16,718	8,359	8,359
	B	23,933	23,933	3,145	3,2	27,850	28,832	2,840	2,791	3,172	3,172	11,975	28,083	28,603	6,885	0,260
	C	23,933	23,933	3,2	2	28,832	11,263	2,791	4,466	3,172	3,172	13,601	25,227	17,032	1,976	-4,097
	D	23,933	23,933	2	3,2	11,263	28,832	4,466	2,791	3,172	3,172	13,601	17,032	25,227	5,683	4,097
	E	23,933	23,933	3,2	2,96	28,832	24,670	2,791	3,018	3,172	3,172	12,153	27,876	25,703	5,710	-1,086
	F	23,933	0,000	3,145	0	27,850	0,000	2,840	0,000	3,172	3,172	9,184	19,237	0,000	-0,981	-9,619
3	A	0,000	23,933	0	2,96	0,000	24,670	0,000	3,018	3,172	3,172	9,362	0,000	16,718	8,359	8,359
	B	23,933	23,933	3,145	3,2	27,850	28,832	2,840	2,791	3,172	3,172	11,975	28,083	28,603	6,885	0,260
	C	23,933	23,933	3,2	2	28,832	11,263	2,791	4,466	3,172	3,172	13,601	25,227	17,032	1,976	-4,097
	D	23,933	23,933	2	3,2	11,263	28,832	4,466	2,791	3,172	3,172	13,601	17,032	25,227	5,683	4,097
	E	23,933	23,933	3,2	2,96	28,832	24,670	2,791	3,018	3,172	3,172	12,153	27,876	25,703	5,710	-1,086
	F	23,933	0,000	3,145	0	27,850	0,000	2,840	0,000	3,172	3,172	9,184	19,237	0,000	-0,981	-9,619
2	A	0,000	23,933	0	2,92	0,000	24,007	0,000	3,059	4,678	4,678	12,415	0,000	18,092	9,046	9,046
	B	23,933	23,933	3,102	3,16	27,093	28,116	2,879	2,827	4,678	4,678	15,062	27,289	27,924	7,838	0,318
	C	23,933	23,933	3,16	1,96	28,116	10,817	2,827	4,557	4,678	4,678	16,740	25,194	15,526	2,233	-4,834
	D	23,933	23,933	1,96	3,16	10,817	28,116	4,557	2,827	4,678	4,678	16,740	15,526	25,194	6,584	4,834
	E	23,933	23,933	3,16	3,102	28,116	0,000	2,827	2,879	4,678	4,678	15,062	22,839	5,374	-0,878	-8,732
	F	23,933	0,000	2,92	0	24,007	0,000	3,059	0,000	4,678	4,678	12,415	18,092	0,000	-1,153	-9,046
1	A	0,000	23,933	0	2,92	0,000	24,007	0,000	3,059	5,208	4,167	12,434	0,000	18,101	10,056	8,046
	B	23,933	23,933	3,102	3,16	27,093	28,116	2,879	2,827	5,208	4,167	15,081	27,289	27,924	8,715	0,283
	C	23,933	23,933	3,16	1,96	28,116	10,817	2,827	4,557	5,208	4,167	16,759	25,198	15,521	2,483	-4,301
	D	23,933	23,933	1,96	3,16	10,817	28,116	4,557	2,827	5,208	4,167	16,759	15,521	25,198	7,321	4,301
	E	23,933	23,933	3,16	3,102	28,116	27,093	2,827	2,879	5,208	4,167	15,081	27,924	27,289	8,380	-0,283
	F	23,933	0,000	2,92	0	24,007	0,000	3,059	0,000	5,208	4,167	12,434	18,101	0,000	-1,281	-8,046

Ø Tab-V-22- Moment aux nœuds des poteaux de portique A3-F3
SOUS Q :

		KN/m		m		KNm		m3					KNm			
Niveaux	nœuds	Qw	Qe	L'w	L'e	M'w	M'e	kw	ke	kn	ks	D	Mw	Me	Mn	Ms
10	A	0,000	4,150	0	2,96	0,000	4,278	0,000	3,018	0,000	3,172	6,190	0,000	2,192	0,000	2,192
	B	4,150	4,150	3,145	3,2	4,829	5,000	2,840	2,791	0,000	3,172	8,803	4,884	4,946	0,000	0,061
	C	4,150	4,150	3,2	2	5,000	1,953	2,791	4,466	0,000	3,172	10,429	4,184	3,258	0,000	-0,927
	D	4,150	4,150	2	3,2	1,953	5,000	4,466	2,791	0,000	3,172	10,429	3,258	4,184	0,000	0,927
	E	4,150	4,150	3,2	2,96	5,000	4,278	2,791	3,018	0,000	3,172	8,981	4,775	4,520	0,000	-0,255
	F	4,150	0,000	3,145	0	4,829	0,000	2,840	0,000	0,000	3,172	6,012	2,548	0,000	0,000	-2,548
9	A	0,000	6,225	0	2,96	0,000	6,417	0,000	3,018	2,820	3,172	9,009	0,000	4,267	2,008	2,259
	B	6,225	6,225	3,145	3,2	7,244	7,499	2,840	2,791	2,820	3,172	11,623	7,306	7,438	0,062	0,070
	C	6,225	6,225	3,2	2	7,499	2,929	2,791	4,466	2,820	3,172	13,249	6,537	4,470	-0,973	-1,094
	D	6,225	6,225	2	3,2	2,929	7,499	4,466	2,791	2,820	3,172	13,249	4,470	6,537	0,973	1,094
	E	6,225	6,225	3,2	2,96	7,499	6,417	2,791	3,018	2,820	3,172	11,800	7,243	6,693	-0,259	-0,291
	F	6,225	0,000	3,145	0	7,244	0,000	2,840	0,000	2,820	3,172	8,832	4,914	0,000	-2,313	-2,602
8	A	6,225	6,225	0	2,96	0,000	6,417	0,000	3,018	3,172	3,172	9,362	0,000	4,348	2,174	2,174
	B	6,225	6,225	3,145	3,2	7,244	7,499	2,840	2,791	3,172	3,172	11,975	7,304	7,440	0,068	0,068
	C	6,225	6,225	3,2	2	7,499	2,929	2,791	4,466	3,172	3,172	13,601	6,561	4,430	-1,066	-1,066
	D	6,225	6,225	2	3,2	2,929	7,499	4,466	2,791	3,172	3,172	13,601	4,430	6,561	1,066	1,066
	E	6,225	6,225	3,2	2,96	7,499	6,417	2,791	3,018	3,172	3,172	12,153	7,251	6,685	-0,283	-0,283
	F	6,225	0,000	3,145	0	7,244	0,000	2,840	0,000	3,172	3,172	9,184	5,004	0,000	-2,502	-2,502

Ø Tab-V-23- Moment aux nœuds des poteaux de portique
A3-F3 SOUS Q :

Niveaux	nœuds	KN/m		m		KNm		m3					KNm			
		Qw	Qe	L'w	L'e	M'w	M'e	kw	ke	kn	ks	D	Mw	Me	Mn	Ms
7	A	0,000	6,225	0	2,96	0,000	6,417	0,000	3,018	3,172	3,172	9,362	0,000	4,348	2,174	2,174
	B	6,225	6,225	3,145	3,2	7,244	7,499	2,840	2,791	3,172	3,172	11,975	7,304	7,440	0,068	0,068
	C	6,225	6,225	3,2	2	7,499	2,929	2,791	4,466	3,172	3,172	13,601	6,561	4,430	-1,066	-1,066
	D	6,225	6,225	2	3,2	2,929	7,499	4,466	2,791	3,172	3,172	13,601	4,430	6,561	1,066	1,066
	E	6,225	6,225	3,2	2,96	7,499	6,417	2,791	3,018	3,172	3,172	12,153	7,251	6,685	-0,283	-0,283
	F	6,225	0,000	3,145	0	7,244	0,000	2,840	0,000	3,172	3,172	9,184	5,004	0,000	-2,502	-2,502
6	A	6,225	6,225	0	2,96	0,000	6,417	0,000	3,018	3,172	3,172	9,362	0,000	4,348	2,174	2,174
	B	6,225	6,225	3,145	3,2	7,244	7,499	2,840	2,791	3,172	3,172	11,975	7,304	7,440	0,068	0,068
	C	6,225	6,225	3,2	2	7,499	2,929	2,791	4,466	3,172	3,172	13,601	6,561	4,430	-1,066	-1,066
	D	6,225	6,225	2	3,2	2,929	7,499	4,466	2,791	3,172	3,172	13,601	4,430	6,561	1,066	1,066
	E	6,225	6,225	3,2	2,96	7,499	6,417	2,791	3,018	3,172	3,172	12,153	7,251	6,685	-0,283	-0,283
	F	6,225	0,000	3,145	0	7,244	0,000	2,840	0,000	3,172	3,172	9,184	5,004	0,000	-2,502	-2,502
5	A	6,225	6,225	0	2,96	0,000	6,417	0,000	3,018	3,172	3,172	9,362	0,000	4,348	2,174	2,174
	B	6,225	6,225	3,145	3,2	7,244	7,499	2,840	2,791	3,172	3,172	11,975	7,304	7,440	0,068	0,068
	C	6,225	6,225	3,2	2	7,499	2,929	2,791	4,466	3,172	3,172	13,601	6,561	4,430	-1,066	-1,066
	D	6,225	6,225	2	3,2	2,929	7,499	4,466	2,791	3,172	3,172	13,601	4,430	6,561	1,066	1,066
	E	6,225	6,225	3,2	2,96	7,499	6,417	2,791	3,018	3,172	3,172	12,153	7,251	6,685	-0,283	-0,283
	F	6,225	0,000	3,145	0	7,244	0,000	2,840	0,000	3,172	3,172	9,184	5,004	0,000	-2,502	-2,502

Ø Tab-V-24- Moment aux nœuds des poteaux de portique A3-F3 SOUS Q

Niveaux	nœuds	KN/m		m		KNm		m3					KNm			
		Qw	Qe	L'w	L'e	M'w	M'e	kw	ke	kn	ks	D	Mw	Me	Mn	Ms
4	A	0,000	6,225	0	2,96	0,000	6,417	0,000	3,018	3,172	3,172	9,362	0,000	4,348	2,174	2,174
	B	6,225	6,225	3,145	3,2	7,244	7,499	2,840	2,791	3,172	3,172	11,975	7,304	7,440	0,068	0,068
	C	6,225	6,225	3,2	2	7,499	2,929	2,791	4,466	3,172	3,172	13,601	6,561	4,430	-1,066	-1,066
	D	6,225	6,225	2	3,2	2,929	7,499	4,466	2,791	3,172	3,172	13,601	4,430	6,561	1,066	1,066
	E	6,225	6,225	3,2	2,96	7,499	6,417	2,791	3,018	3,172	3,172	12,153	7,251	6,685	-0,283	-0,283
	F	6,225	0,000	3,145	0	7,244	0,000	2,840	0,000	3,172	3,172	9,184	5,004	0,000	-2,502	-2,502
3	A	6,225	6,225	0	2,96	0,000	6,417	0,000	3,018	3,172	3,172	9,362	0,000	4,348	2,174	2,174
	B	6,225	6,225	3,145	3,2	7,244	7,499	2,840	2,791	3,172	3,172	11,975	7,304	7,440	0,068	0,068
	C	6,225	6,225	3,2	2	7,499	2,929	2,791	4,466	3,172	3,172	13,601	6,561	4,430	-1,066	-1,066
	D	6,225	6,225	2	3,2	2,929	7,499	4,466	2,791	3,172	3,172	13,601	4,430	6,561	1,066	1,066
	E	6,225	6,225	3,2	2,96	7,499	6,417	2,791	3,018	3,172	3,172	12,153	7,251	6,685	-0,283	-0,283
	F	6,225	0,000	3,145	0	7,244	0,000	2,840	0,000	3,172	3,172	9,184	5,004	0,000	-2,502	-2,502
2	A	6,225	6,225	0	2,92	0,000	6,244	0,000	3,059	4,678	4,678	12,415	0,000	4,706	2,353	2,353
	B	6,225	6,225	3,102	3,16	7,047	7,313	2,879	2,827	4,678	4,678	15,062	7,098	7,263	0,083	0,083
	C	6,225	6,225	3,16	1,96	7,313	2,813	2,827	4,557	4,678	4,678	16,740	6,553	4,038	-1,257	-1,257
	D	6,225	6,225	1,96	3,16	2,813	7,313	4,557	2,827	4,678	4,678	16,740	4,038	6,553	1,257	1,257
	E	6,225	6,225	3,16	3,102	7,313	7,047	2,827	2,879	4,678	4,678	15,062	7,263	7,098	-0,083	-0,083
	F	6,225	0,000	2,92	0	6,244	0,000	3,059	0,000	4,678	4,678	12,415	4,706	0,000	-2,353	-2,353
1	A	0,000	10,375	0	2,92	0,000	10,407	0,000	3,059	5,208	4,167	12,434	0,000	7,847	4,359	3,488
	B	10,375	10,375	3,102	3,16	11,745	12,188	2,879	2,827	5,208	4,167	15,081	11,830	12,105	0,153	0,122
	C	10,375	10,375	3,16	1,96	12,188	4,689	2,827	4,557	5,208	4,167	16,759	10,923	6,728	-2,330	-1,865
	D	10,375	10,375	1,96	3,16	4,689	12,188	4,557	2,827	5,208	4,167	16,759	6,728	10,923	2,330	1,865

Chapitre V

Etude sous charges verticales

	E	10,375	10,375	3,16	3,102	12,188	11,745	2,827	2,879	5,208	4,167	15,081	12,105	11,830	-0,153	-0,122
	F	10,375	0,000	2,92	0	10,407	0,000	3,059	0,000	5,208	4,167	12,434	7,847	0,000	-4,359	-3,488

Tab-V-25-Moments en travées et efforts tranchants dans le portique longitudinal

(A3-F3) Sous G

Niv	travée	L(m)	G (KN/m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	T _w (KN)	T _e (KN)	x(m)	μ	M _t (KN.m)
10	A-B	3,7	26,540	31,235	14,020	53,752	-44,446	4,250	-31,017	-10,271
	B-C	4	26,540	26,758	31,627	51,863	-54,297	1,266	45,934	37,657
	C-D	2,5	26,540	20,833	20,833	33,175	-33,175	1,250	20,734	20,734
	D-E	4	26,540	30,538	26,758	54,025	-52,135	2,570	48,773	55,043
	E-F	3,7	26,540	16,294	28,908	45,690	-52,508	0,091	4,379	-10,797
9	A-B	3,7	23,933	28,090	16,407	47,434	-41,118	3,656	1,918	17,797
	B-C	4	23,933	25,131	28,596	47,000	-48,732	1,421	43,853	37,807
	C-D	2,5	23,933	17,185	17,185	29,916	-29,916	1,250	18,698	18,698
	D-E	4	23,933	27,848	25,131	48,545	-47,187	2,454	45,398	50,054
	E-F	3,7	23,933	18,894	25,734	42,427	-46,125	0,793	27,574	18,240
8	A-B	3,7	23,933	28,083	16,718	47,348	-41,204	3,607	4,014	19,606
	B-C	4	23,933	25,227	28,603	47,022	-48,710	1,436	44,056	38,151
	C-D	2,5	23,933	17,032	17,032	29,916	-29,916	1,250	18,698	18,698
	D-E	4	23,933	27,876	25,227	48,528	-47,204	2,443	45,520	50,074
	E-F	3,7	23,933	19,237	25,703	42,528	-46,024	0,850	28,998	20,089
7	A-B	3,7	23,933	28,083	16,718	47,348	-41,204	3,607	4,014	19,606
	B-C	4	23,933	25,227	28,603	47,022	-48,710	1,436	44,056	38,151
	C-D	2,5	23,933	17,032	17,032	29,916	-29,916	1,250	18,698	18,698
	D-E	4	23,933	27,876	25,227	48,528	-47,204	2,443	45,520	50,074
6	E-F	3,7	23,933	19,237	25,703	42,528	-46,024	0,850	28,998	20,089
	A-B	3,7	23,933	28,083	16,718	47,348	-41,204	3,607	4,014	19,606
	B-C	4	23,933	25,227	28,603	47,022	-48,710	1,436	44,056	38,151
	C-D	2,5	23,933	17,032	17,032	29,916	-29,916	1,250	18,698	18,698
	D-E	4	23,933	27,876	25,227	48,528	-47,204	2,443	45,520	50,074
	E-F	3,7	23,933	19,237	25,703	42,528	-46,024	0,850	28,998	20,089

Ø Tab-V-26-Moments en travées et efforts tranchants dans le portique longitudinal (A3-F3) Sous G

Niv	travée	L(m)	G (KN/m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Tw(KN)	Te(KN)	x(m)	μ	Mt (KN.m)
5	A-B	3,7	23,933	28,083	16,718	47,348	-41,204	3,607	4,014	19,606
	B-C	4	23,933	25,227	28,603	47,022	-48,710	1,436	44,056	38,151
	C-D	2,5	23,933	17,032	17,032	29,916	-29,916	1,250	18,698	18,698
	D-E	4	23,933	27,876	25,227	48,528	-47,204	2,443	45,520	50,074
	E-F	3,7	23,933	19,237	25,703	42,528	-46,024	0,850	28,998	20,089
4	A-B	3,7	23,933	28,083	16,718	47,348	-41,204	3,607	4,014	19,606
	B-C	4	23,933	25,227	28,603	47,022	-48,710	1,436	44,056	38,151
	C-D	2,5	23,933	17,032	17,032	29,916	-29,916	1,250	18,698	18,698
	D-E	4	23,933	27,876	25,227	48,528	-47,204	2,443	45,520	50,074
	E-F	3,7	23,933	19,237	25,703	42,528	-46,024	0,850	28,998	20,089
3	A-B	3,7	23,933	28,083	16,718	47,348	-41,204	3,607	4,014	19,606
	B-C	4	23,933	25,227	28,603	47,022	-48,710	1,436	44,056	38,151
	C-D	2,5	23,933	17,032	17,032	29,916	-29,916	1,250	18,698	18,698
	D-E	4	23,933	27,876	25,227	48,528	-47,204	2,443	45,520	50,074
	E-F	3,7	23,933	19,237	25,703	42,528	-46,024	0,850	28,998	20,089
2	A-B	3,65	23,933	27,289	18,092	46,197	-41,158	3,228	16,314	29,154
	B-C	3,95	23,933	25,194	27,924	46,577	-47,959	1,524	44,247	39,553
	C-D	2,45	23,933	15,526	15,526	29,318	-29,318	1,225	17,957	17,957
	D-E	3,95	23,933	22,839	25,194	46,671	-47,864	1,586	44,869	41,320
	E-F	3,65	23,933	18,092	5,374	47,162	-40,193	3,765	-5,163	0,948
1	A-B	3,65	23,933	27,289	18,101	46,195	-41,160	3,226	16,360	29,191
	B-C	3,95	23,933	25,198	27,924	46,578	-47,958	1,525	44,255	39,567
	C-D	2,45	23,933	15,521	15,521	29,318	-29,318	1,225	17,957	17,957
	D-E	3,95	23,933	27,924	25,198	47,958	-46,578	2,425	44,255	48,942
	E-F	3,65	23,933	18,101	27,289	41,160	-46,195	0,424	16,360	3,528

Tab-V-27-Moments en travées et efforts tranchants dans le portique longitudinal (A3-F3) Sous Q :

Niv	travée	L(m)	Q (KN/m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	T _w (KN)	T _e (KN)	x(m)	μ	M _t (KN.m)
10	A-B	3,7	4,150	4,884	2,192	8,405	-6,950	4,250	-4,851	-1,607
	B-C	4	4,150	4,184	4,946	8,110	-8,491	1,266	7,181	5,885
	C-D	2,5	4,150	3,258	3,258	5,188	-5,188	1,250	3,242	3,242
	D-E	4	4,150	4,775	4,184	8,448	-8,152	2,570	7,627	8,607
	E-F	3,7	4,150	2,548	4,520	7,145	-8,210	0,092	0,688	-1,685
9	A-B	3,7	6,225	7,306	4,267	12,338	-10,695	3,656	0,497	4,628
	B-C	4	6,225	6,537	7,438	12,225	-12,675	1,421	11,407	9,834
	C-D	2,5	6,225	4,470	4,470	7,781	-7,781	1,250	4,863	4,863
	D-E	4	6,225	7,243	6,537	12,627	-12,274	2,454	11,809	13,019
	E-F	3,7	6,225	4,914	6,693	11,035	-11,997	0,793	7,172	4,745
8	A-B	3,7	6,225	7,304	4,348	12,315	-10,717	3,607	1,044	5,099
	B-C	4	6,225	6,561	7,440	12,230	-12,670	1,435	11,457	9,920
	C-D	2,5	6,225	4,430	4,430	7,781	-7,781	1,250	4,863	4,863
	D-E	4	6,225	7,251	6,561	12,623	-12,278	2,443	11,838	13,024
	E-F	3,7	6,225	5,004	6,685	11,062	-11,971	0,851	7,545	5,229
7	A-B	3,7	6,225	7,304	4,348	12,315	-10,717	3,607	1,044	5,099
	B-C	4	6,225	6,561	7,440	12,230	-12,670	1,435	11,457	9,920
	C-D	2,5	6,225	4,430	4,430	7,781	-7,781	1,250	4,863	4,863
	D-E	4	6,225	7,251	6,561	12,623	-12,278	2,443	11,838	13,024
	E-F	3,7	6,225	5,004	6,685	11,062	-11,971	0,851	7,545	5,229
6	A-B	3,7	6,225	7,304	4,348	12,315	-10,717	3,607	1,044	5,099
	B-C	4	6,225	6,561	7,440	12,230	-12,670	1,435	11,457	9,920
	C-D	2,5	6,225	4,430	4,430	7,781	-7,781	1,250	4,863	4,863
	D-E	4	6,225	7,251	6,561	12,623	-12,278	2,443	11,838	13,024
	E-F	3,7	6,225	5,004	6,685	11,062	-11,971	0,851	7,545	5,229

Ø Tab-V-28-Moments en travées et efforts tranchants dans le portique longitudinal (A3-F3) Sous Q :

Niv	travée	L(m)	Q (KN/m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Tw (KN)	Te (KN)	x(m)	μ	Mt (KN.m)
5	A-B	3,7	4,150	7,304	4,348	8,476	-6,879	4,485	-7,311	-0,489
	B-C	4	4,150	6,561	7,440	8,080	-8,520	1,153	6,811	4,285
	C-D	2,5	4,150	4,430	4,430	5,188	-5,188	1,250	3,242	3,242
	D-E	4	4,150	7,251	6,561	8,473	-8,128	2,665	7,382	9,334
	E-F	3,7	4,150	5,004	6,685	7,223	-8,132	0,351	2,441	-1,453
4	A-B	3,7	6,225	7,304	4,348	12,315	-10,717	3,607	1,044	5,099
	B-C	4	6,225	6,561	7,440	12,230	-12,670	1,435	11,457	9,920
	C-D	2,5	6,225	4,430	4,430	7,781	-7,781	1,250	4,863	4,863
	D-E	4	6,225	7,251	6,561	12,623	-12,278	2,443	11,838	13,024
	E-F	3,7	6,225	5,004	6,685	11,062	-11,971	0,851	7,545	5,229
3	A-B	3,7	6,225	7,304	4,348	12,315	-10,717	3,607	1,044	5,099
	B-C	4	6,225	6,561	7,440	12,230	-12,670	1,435	11,457	9,920
	C-D	2,5	6,225	4,430	4,430	7,781	-7,781	1,250	4,863	4,863
	D-E	4	6,225	7,251	6,561	12,623	-12,278	2,443	11,838	13,024
	E-F	3,7	6,225	5,004	6,685	11,062	-11,971	0,851	7,545	5,229
2	A-B	3,65	6,225	7,098	4,706	12,016	-10,705	3,228	4,244	7,584
	B-C	3,95	6,225	6,553	7,263	12,115	-12,474	1,524	11,509	10,288
	C-D	2,45	6,225	4,038	4,038	7,626	-7,626	1,225	4,671	4,671
	D-E	3,95	6,225	7,263	6,553	12,474	-12,115	2,426	11,509	12,730
	E-F	3,65	6,225	4,706	7,098	10,705	-12,016	0,422	4,244	0,904
1	A-B	3,65	6,225	11,830	7,847	12,452	-10,269	4,160	-6,609	3,989
	B-C	3,95	6,225	10,923	12,105	11,995	-12,594	1,225	10,390	6,608
	C-D	2,45	6,225	6,728	6,728	7,626	-7,626	1,225	4,671	4,671
	D-E	3,95	6,225	12,105	10,923	12,594	-11,995	2,725	10,390	14,171
	E-F	3,65	6,225	7,847	11,830	10,269	-12,452	-0,510	-6,609	-17,208

Ø Tab. V.29 : Effort normaux dans le portique
A3F3 :

Niveau	Sous G						Sous Q			
	Nœuds	Poids pot (KN)	Tw (KN)	Te (KN)	N (KN)	Nc (KN)	Tw (KN)	Te (KN)	N (KN)	Nc (KN)
10	A	6,885	0,000	-44,446	51,331	51,331	0,000	-6,950	13,835	13,835
	B	6,885	53,752	-54,297	114,934	114,934	8,405	-8,491	23,781	23,781
	C	6,885	51,863	-33,175	91,923	91,923	8,110	-5,188	20,183	20,183
	D	6,885	33,175	-52,135	92,195	92,195	5,188	-8,152	20,225	20,225
	E	6,885	54,025	-52,508	113,418	113,418	8,448	-8,210	23,543	23,543
	F	6,885	45,690	0,000	52,575	52,575	7,145	0,000	14,030	14,030
9	A	6,885	0,000	-41,118	48,003	99,335	0,000	-10,695	17,580	31,415
	B	6,885	47,434	-48,732	103,051	217,985	12,338	-12,675	31,898	55,679
	C	6,885	47,000	-29,916	83,801	175,724	12,225	-7,781	26,891	47,074
	D	6,885	29,916	-47,187	83,988	176,183	7,781	-12,274	26,940	47,165
	E	6,885	48,545	-46,125	101,555	214,973	12,627	-11,997	31,509	55,052
	F	6,885	42,427	0,000	49,312	101,887	11,035	0,000	17,920	31,950
8	A	6,885	0,000	-41,204	48,089	147,424	0,000	-10,717	17,602	49,017
	B	6,885	47,348	-48,710	102,943	320,927	12,315	-12,670	31,870	87,549
	C	6,885	47,022	-29,916	83,823	259,547	12,230	-7,781	26,896	73,970
	D	6,885	29,916	-47,204	84,005	260,188	7,781	-12,278	26,944	74,109
	E	6,885	48,528	-46,024	101,437	316,410	12,623	-11,971	31,479	86,531
	F	6,885	42,528	0,000	49,413	151,301	11,062	0,000	17,947	49,897
7	A	6,885	0,000	-41,204	48,089	195,514	0,000	-10,717	17,602	66,619
	B	6,885	47,348	-48,710	102,943	423,870	12,315	-12,670	31,870	119,419
	C	6,885	47,022	-29,916	83,823	343,370	12,230	-7,781	26,896	100,866
	D	6,885	29,916	-47,204	84,005	344,193	7,781	-12,278	26,944	101,053
	E	6,885	48,528	-46,024	101,437	417,847	12,623	-11,971	31,479	118,010
	F	6,885	42,528	0,000	49,413	200,714	11,062	0,000	17,947	67,844
6	A	6,885	0,000	-41,204	48,089	243,603	0,000	-10,717	17,602	84,221
	B	6,885	47,348	-48,710	102,943	526,813	12,315	-12,670	31,870	151,289
	C	6,885	47,022	-29,916	83,823	427,194	12,230	-7,781	26,896	127,762
	D	6,885	29,916	-47,204	84,005	428,198	7,781	-12,278	26,944	127,997
	E	6,885	48,528	-46,024	101,437	519,284	12,623	-11,971	31,479	149,489
	F	6,885	42,528	0,000	49,413	250,128	11,062	0,000	17,947	85,791

Ø Tab. V.30 : Effort normaux dans le portique A3F3 :

Niveau	Sous G						Sous Q			
	Nœuds	Poids pot (KN)	Tw (KN)	Te (KN)	N (KN)	Nc (KN)	Tw (KN)	Te (KN)	N (KN)	Nc (KN)
5	A	6,885	0,000	-41,204	48,089	291,692	0,000	-6,879	13,764	97,985
	B	6,885	47,348	-48,710	102,943	629,756	8,476	-8,520	23,881	175,170
	C	6,885	47,022	-29,916	83,823	511,017	8,080	-5,188	20,153	147,915
	D	6,885	29,916	-47,204	84,005	512,203	5,188	-8,128	20,201	148,198
	E	6,885	48,528	-46,024	101,437	620,721	8,473	-8,132	23,490	172,979
	F	6,885	42,528	0,000	49,413	299,541	7,223	0,000	14,108	99,899
4	A	6,885	0,000	-41,204	48,089	339,782	0,000	-10,717	17,602	115,587
	B	6,885	47,348	-48,710	102,943	732,698	12,315	-12,670	31,870	207,040
	C	6,885	47,022	-29,916	83,823	594,840	12,230	-7,781	26,896	174,811
	D	6,885	29,916	-47,204	84,005	596,208	7,781	-12,278	26,944	175,142
	E	6,885	48,528	-46,024	101,437	722,157	12,623	-11,971	31,479	204,458
	F	6,885	42,528	0,000	49,413	348,955	11,062	0,000	17,947	117,846
3	A	6,885	0,000	-41,204	48,089	387,871	0,000	-10,717	17,602	133,189
	B	6,885	47,348	-48,710	102,943	835,641	12,315	-12,670	31,870	238,910
	C	6,885	47,022	-29,916	83,823	678,663	12,230	-7,781	26,896	201,707
	D	6,885	29,916	-47,204	84,005	680,213	7,781	-12,278	26,944	202,086
	E	6,885	48,528	-46,024	101,437	823,594	12,623	-11,971	31,479	235,937
	F	6,885	42,528	0,000	49,413	398,368	11,062	0,000	17,947	135,793
2	A	11,453	0,000	-41,158	52,611	440,482	0,000	-10,705	22,158	155,347
	B	11,453	46,197	-47,959	105,609	941,250	12,016	-12,474	35,943	274,853
	C	11,453	46,577	-29,318	87,347	766,011	12,115	-7,626	31,194	232,901
	D	11,453	29,318	-47,864	88,635	768,848	7,626	-12,115	31,194	233,280
	E	11,453	46,671	-40,193	98,318	921,912	12,474	-10,016	33,943	269,880
	F	11,453	47,162	0,000	58,615	456,983	10,705	0,000	22,158	157,951
1	A	10,412	0,000	-41,160	51,572	492,055	0,000	-10,269	20,681	176,028
	B	10,412	46,195	-47,958	104,565	1045,815	12,452	-12,594	35,458	310,311
	C	10,412	46,578	-29,318	86,307	852,318	11,995	-7,626	30,033	262,934
	D	10,412	29,318	-46,578	86,307	855,155	7,626	-11,995	30,033	263,313
	E	10,412	47,958	-46,195	104,565	1026,477	12,594	-12,452	35,458	305,338
	F	10,412	41,160	0,000	51,572	508,556	10,269	0,000	20,681	178,632

Calcul du poids propre des voiles :**a) Sens longitudinal :****Ø Tab. V.31: poids propre des voiles longitudinaux :**

NIVEAUX	Voiles	H (m)	L (M)	ep (m)	poids (KN)
Etage	VL1	3,06	4,7	0,2	71,91
	VL2	3,06	4,7	0,2	71,91
	VL3	3,06	4,7	0,2	71,91
	VL4	3,06	4,7	0,2	71,91
RDC	VL1	3,74	4,7	0,2	87,89
	VL2	3,74	4,7	0,2	87,89
	VL3	3,74	4,7	0,2	87,89
	VL4	3,74	4,7	0,2	87,89
S-S	VL1	3,4	4,7	0,2	79,9
	VL2	3,4	4,7	0,2	79,9
	VL3	3,4	4,7	0,2	79,9
	VL4	3,4	4,7	0,2	79,9

Tab. V.32: poids propre des voiles transversaux:

Niveau	Voiles	H(m)	L(m)	ep(m)	poids(KN)
Etages	VT1	3,06	4,4	0,2	67,32
	VT2	3,06	4,4	0,2	67,32
	VT3	3,06	4,4	0,2	67,32
	VT4	3,06	4,4	0,2	67,32
	VT5	3,06	4,4	0,2	67,32
	VT6	3,06	4,4	0,2	67,32
RDC	VT1	3,74	4,4	0,2	82,28
	VT2	3,74	4,4	0,2	82,28
	VT3	3,74	4,4	0,2	82,28
	VT4	3,74	4,4	0,2	82,28
	VT5	3,74	4,4	0,2	82,28
	VT6	3,74	4,4	0,2	82,28
S.S	VT1	3,4	4,4	0,2	74,8
	VT2	3,4	4,4	0,2	74,8
	VT3	3,4	4,4	0,2	74,8
	VT4	3,4	4,4	0,2	74,8
	VT5	3,4	4,4	0,2	74,8
	VT6	3,4	4,4	0,2	74,8

- Les surfaces des planchers revenant à chaque voile :

Sens longitudinal:

VL1	VL2	VL3	VL4
5,1	5,1	5,1	5,1

Sens transversal:

VT1	VT2	VT3	VT4	VT5	VT6
3,99	3,99	3,99	3,99	3,99	3,99

- Détermination des charges et surcharges reprisent par les voiles :

Ø Tab. V.33:Sens transversal:

Niv	voiles	m ²	KN/m ²	KN				KN/m ²	KN	
		S pl	G pl	G	G voile	G tot	G cumul	Q pl	Q	Q cumul
10	VT1	3,99	5,87	23,42	67,32	96,61	96,61	1,00	3,99	3,99
	VT2	3,99	5,87	23,42	67,32	96,61	96,61	1,00	3,99	3,99
	VT3	3,99	5,87	23,42	67,32	96,61	96,61	1,00	3,99	3,99
	VT4	3,99	5,87	23,42	67,32	96,61	96,61	1,00	3,99	3,99
	VT5	3,99	5,87	23,42	67,32	96,61	96,61	1,00	3,99	3,99
	VT6	3,99	5,87	23,42	67,32	96,61	96,61	1,00	3,99	3,99
9	VT1	3,99	5,24	20,91	67,32	93,47	190,08	1,50	5,99	9,98
	VT2	3,99	5,24	20,91	67,32	93,47	190,08	1,50	5,99	9,98
	VT3	3,99	5,24	20,91	67,32	93,47	190,08	1,50	5,99	9,98
	VT4	3,99	5,24	20,91	67,32	93,47	190,08	1,50	5,99	9,98
	VT5	3,99	5,24	20,91	67,32	93,47	190,08	1,50	5,99	9,98
	VT6	3,99	5,24	20,91	67,32	93,47	190,08	1,50	5,99	9,98
8	VT1	3,99	5,24	20,91	67,32	93,47	283,55	1,50	5,99	15,96
	VT2	3,99	5,24	20,91	67,32	93,47	283,55	1,50	5,99	15,96
	VT3	3,99	5,24	20,91	67,32	93,47	283,55	1,50	5,99	15,96
	VT4	3,99	5,24	20,91	67,32	93,47	283,55	1,50	5,99	15,96
	VT5	3,99	5,24	20,91	67,32	93,47	283,55	1,50	5,99	15,96
	VT6	3,99	5,24	20,91	67,32	93,47	283,55	1,50	5,99	15,96
7	VT1	3,99	5,24	20,91	67,32	93,47	377,01	1,50	5,99	21,95
	VT2	3,99	5,24	20,91	67,32	93,47	377,01	1,50	5,99	21,95
	VT3	3,99	5,24	20,91	67,32	93,47	377,01	1,50	5,99	21,95
	VT4	3,99	5,24	20,91	67,32	93,47	377,01	1,50	5,99	21,95
	VT5	3,99	5,24	20,91	67,32	93,47	377,01	1,50	5,99	21,95
	VT6	3,99	5,24	20,91	67,32	93,47	377,01	1,50	5,99	21,95
6	VT1	3,99	5,24	20,91	67,32	93,47	470,48	1,50	5,99	27,93
	VT2	3,99	5,24	20,91	67,32	93,47	470,48	1,50	5,99	27,93
	VT3	3,99	5,24	20,91	67,32	93,47	470,48	1,50	5,99	27,93
	VT4	3,99	5,24	20,91	67,32	93,47	470,48	1,50	5,99	27,93
	VT5	3,99	5,24	20,91	67,32	93,47	470,48	1,50	5,99	27,93
	VT6	3,99	5,24	20,91	67,32	93,47	470,48	1,50	5,99	27,93

Ø Tab. V.34:Sens transversal:(la suite)

Niv	voiles	m ²	KN/m ²	KN				KN/m ²	KN	
		S pl	G pl	G	G voile	G tot	G cumul	Q pl	Q	Q cumul
5	VT1	3,99	5,24	20,91	67,32	93,47	563,95	1,50	5,99	33,92
	VT2	3,99	5,24	20,91	67,32	93,47	563,95	1,50	5,99	33,92
	VT3	3,99	5,24	20,91	67,32	93,47	563,95	1,50	5,99	33,92
	VT4	3,99	5,24	20,91	67,32	93,47	563,95	1,50	5,99	33,92
	VT5	3,99	5,24	20,91	67,32	93,47	563,95	1,50	5,99	33,92
	VT6	3,99	5,24	20,91	67,32	93,47	563,95	1,50	5,99	33,92
4	VT1	3,99	5,24	20,91	67,32	93,47	657,42	1,50	5,99	39,90
	VT2	3,99	5,24	20,91	67,32	93,47	657,42	1,50	5,99	39,90
	VT3	3,99	5,24	20,91	67,32	93,47	657,42	1,50	5,99	39,90
	VT4	3,99	5,24	20,91	67,32	93,47	657,42	1,50	5,99	39,90
	VT5	3,99	5,24	20,91	67,32	93,47	657,42	1,50	5,99	39,90
	VT6	3,99	5,24	20,91	67,32	93,47	657,42	1,50	5,99	39,90
3	VT1	3,99	5,24	20,91	67,32	93,47	750,88	1,50	5,99	45,89
	VT2	3,99	5,24	20,91	67,32	93,47	750,88	1,50	5,99	45,89
	VT3	3,99	5,24	20,91	67,32	93,47	750,88	1,50	5,99	45,89
	VT4	3,99	5,24	20,91	67,32	93,47	750,88	1,50	5,99	45,89
	VT5	3,99	5,24	20,91	67,32	93,47	750,88	1,50	5,99	45,89
	VT6	3,99	5,24	20,91	67,32	93,47	750,88	1,50	5,99	45,89
2	VT1	3,99	5,24	20,91	82,28	108,43	859,31	1,50	5,99	51,87
	VT2	3,99	5,24	20,91	82,28	108,43	859,31	1,50	5,99	51,87
	VT3	3,99	5,24	20,91	82,28	108,43	859,31	1,50	5,99	51,87
	VT4	3,99	5,24	20,91	82,28	108,43	859,31	1,50	5,99	51,87
	VT5	3,99	5,24	20,91	82,28	108,43	859,31	1,50	5,99	51,87
	VT6	3,99	5,24	20,91	82,28	108,43	859,31	1,50	5,99	51,87
1	VT1	3,99	5,24	20,91	74,80	100,95	960,26	2,50	9,98	61,85
	VT2	3,99	5,24	20,91	74,80	100,95	960,26	2,50	9,98	61,85
	VT3	3,99	5,24	20,91	74,80	100,95	960,26	2,50	9,98	61,85
	VT4	3,99	5,24	20,91	74,80	100,95	960,26	2,50	9,98	61,85
	VT5	3,99	5,24	20,91	74,80	100,95	960,26	2,50	9,98	61,85
	VT6	3,99	5,24	20,91	74,80	100,95	960,26	2,50	9,98	61,85

Ø Tab. V.35: Sens longitudinal:

Niv	voiles	m ²	KN/m ²	KN				KN/m ²	KN	
		S pl	G pl	G	G voile	G tot	G cumul	Q pl	Q	Q cumul
10	VL1	5,10	5,87	29,94	71,91	107,72	107,72	1,00	5,10	5,10
	VL2	5,10	5,87	29,94	71,91	107,72	107,72	1,00	5,10	5,10
	VL3	5,10	5,87	29,94	71,91	107,72	107,72	1,00	5,10	5,10
	VL4	5,10	5,87	29,94	71,91	107,72	107,72	1,00	5,10	5,10
9	VL1	5,10	5,24	26,72	71,91	103,87	211,59	1,50	7,65	12,75
	VL2	5,10	5,24	26,72	71,91	103,87	211,59	1,50	7,65	12,75
	VL3	5,10	5,24	26,72	71,91	103,87	211,59	1,50	7,65	12,75
	VL4	5,10	5,24	26,72	71,91	103,87	211,59	1,50	7,65	12,75
8	VL1	5,10	5,24	26,72	71,91	103,87	315,47	1,50	7,65	20,40
	VL2	5,10	5,24	26,72	71,91	103,87	315,47	1,50	7,65	20,40
	VL3	5,10	5,24	26,72	71,91	103,87	315,47	1,50	7,65	20,40
	VL4	5,10	5,24	26,72	71,91	103,87	315,47	1,50	7,65	20,40
7	VL1	5,10	5,24	26,72	71,91	103,87	419,34	1,50	7,65	28,05
	VL2	5,10	5,24	26,72	71,91	103,87	419,34	1,50	7,65	28,05
	VL3	5,10	5,24	26,72	71,91	103,87	419,34	1,50	7,65	28,05
	VL4	5,10	5,24	26,72	71,91	103,87	419,34	1,50	7,65	28,05
6	VL1	5,10	5,24	26,72	71,91	103,87	523,22	1,50	7,65	35,70
	VL2	5,10	5,24	26,72	71,91	103,87	523,22	1,50	7,65	35,70
	VL3	5,10	5,24	26,72	71,91	103,87	523,22	1,50	7,65	35,70
	VL4	5,10	5,24	26,72	71,91	103,87	523,22	1,50	7,65	35,70

Ø Tab. V.36: Sens longitudinal: (La suite)

		m ²	KN/m ₂	KN				KN/m ₂	KN	
Niv	voiles	S pl	G pl	G	G voile	G tot	G cumul	Q pl	Q	Q cumul
5	VL1	5,10	5,24	26,72	71,91	103,87	627,09	1,50	7,65	43,35
	VL2	5,10	5,24	26,72	71,91	103,87	627,09	1,50	7,65	43,35
	VL3	5,10	5,24	26,72	71,91	103,87	627,09	1,50	7,65	43,35
	VL4	5,10	5,24	26,72	71,91	103,87	627,09	1,50	7,65	43,35
4	VL1	5,10	5,24	26,72	71,91	103,87	730,96	1,50	7,65	51,00
	VL2	5,10	5,24	26,72	71,91	103,87	730,96	1,50	7,65	51,00
	VL3	5,10	5,24	26,72	71,91	103,87	730,96	1,50	7,65	51,00
	VL4	5,10	5,24	26,72	71,91	103,87	730,96	1,50	7,65	51,00
3	VL1	5,10	5,24	26,72	71,91	103,87	834,84	1,50	7,65	58,65
	VL2	5,10	5,24	26,72	71,91	103,87	834,84	1,50	7,65	58,65
	VL3	5,10	5,24	26,72	71,91	103,87	834,84	1,50	7,65	58,65
	VL4	5,10	5,24	26,72	71,91	103,87	834,84	1,50	7,65	58,65
2	VL1	5,10	5,24	26,72	87,89	119,85	954,69	1,50	7,65	66,30
	VL2	5,10	5,24	26,72	87,89	119,85	954,69	1,50	7,65	66,30
	VL3	5,10	5,24	26,72	87,89	119,85	954,69	1,50	7,65	66,30
	VL4	5,10	5,24	26,72	87,89	119,85	954,69	1,50	7,65	66,30
1	VL1	5,10	5,24	26,72	79,9	111,86	1066,56	2,50	12,75	79,05
	VL2	5,10	5,24	26,72	79,9	111,86	1066,56	2,50	12,75	79,05
	VL3	5,10	5,24	26,72	79,9	111,86	1066,56	2,50	12,75	79,05
	VL4	5,10	5,24	26,72	79,9	111,86	1066,56	2,50	12,75	79,05

Introduction :

L'intérêt de cette étude est de permettre la réalisation des structures pouvant résister aux effets engendrés par les sollicitations auxquelles elles sont soumises (séisme); c'est pourquoi, elles doivent être conçues conformément aux règles parasismiques en vigueur de façon à fournir un degré de protection acceptable. La force sismique s'applique à la base de la construction et se répartie au niveau de chaque plancher.

VI-1) Choix de la méthode de calcul:**Ø Méthode statique équivalente :**

Cette méthode consiste à remplacer les forces réelles dynamiques par un système de forces statiques fictives dont les effets sont supposés identiques.

VI-2) Modélisation (MSE) :

- Les masses sont supposées encastrées au niveau des planchers.
- Les rigidités latérales des éléments porteurs du système de contreventement sont calculées à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armée ou en maçonnerie.
- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

VI-3) Conditions d'application de la MSE:

La méthode statique équivalente peut être utilisée si les conditions suivantes sont vérifiées :

- Le bâtiment doit être régulier en plan et en élévation.
- La hauteur du bâtiment doit être inférieure ou égale à : 65 m.

a) Régularité en élévation :

Le bâtiment est classé régulier en élévation si :

1. Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus, dont les charges ne se transmettent pas directement aux fondations. $\Rightarrow$ Condition vérifiée

2. La raideur et la masse des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet $\Rightarrow$ Condition non vérifiée

$\Rightarrow$ la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

V-4) Méthode dynamique modale spectrale :

1) Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

2) Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA art 4.13) :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5h \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5h (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5h (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5h (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone.

Zone II_a, groupe 2 $\Rightarrow A = 0,15$.

h : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$h = \sqrt{\frac{7}{(2+x)}} \geq 0,7.$$

ξ : Pourcentage d'amortissements critique fonction de matériaux.

Béton armé/ maçonnerie $\xrightarrow{\text{tableau}}$ $\xi = 10\%$.

$$h = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} = 0,76 > 0,7 \text{ vérifiée.}$$

R : coefficient de comportement de la structure $\Rightarrow R = 5$.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

Q : Facteur de qualité :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

La valeur de pénalité P_q est donnée comme suite :

Critères P_q	Observé	Non observé
1- Condition minimale sur les files porteuses	0,00	0,05
2- Redondance en plan	0,00	0,05
3- Régularité en plan	0,00	0,05
4-Régularité en élévation	0,00	0,05
5-Contrôle de la qualité des matériaux	0,00	0,05
6- Suivi ou contrôle des travaux	0,00	0,1

- Portiques :

Sens longitudinal : On a (05) travées avec le rapport

$$\frac{4,30}{4,00} = 1,075 < 1,50$$

$$\frac{4,3}{2,8} = 1,53 > 1,5 \quad \text{Critère non observé}$$

Sens transversal : On a (05) travées avec le rapport

$$\frac{4,00}{4,00} = 1 < 1,50$$

$$\frac{4,00}{4,00} = 1 < 1,5 \quad \text{Critère observé}$$

-Voile :

Sens longitudinal :

$$\frac{3,06}{4,7} = 0,65 < 1 \quad \text{Critère observé}$$

Sens transversal :

$$\frac{3,06}{4,4} = 0,69 < 0,67$$

Critère non observé

Le critère P_1 est observée dans le sens longitudinale $P_1 = 0,05$ Le critère P_1 est non observée dans le sens transversal $P_1 = 0,05$

- **La redondance en plan :**

Sens longitudinal : Il y a (06) file porteuses.

$$\frac{4,30}{4,00} = 1,075 < 1,5$$

$$\frac{4,50}{2,8} = 1,53 < 1,5$$

Critère non observé

Le critère P_2 n'est pas observée dans le sens longitudinal donc : $P_2 = 0,05$ **Sens transversal :** Il y a (06) file porteuses

$$\frac{4,00}{4,00} = 1 < 1,50$$

Critère observé

Le critère P_2 est observée dans le sens transversal donc : $P_2 = 0,00$

- **Régularité en plan :**

Sens longitudinal : Critère observé**Sens transversal :** Critère observéLe critère P_3 est observée dans les deux sens $P_3 = 0,00$

- **Régularité en élévation :**

Sens longitudinal : Critère non observé**Sens transversal :** Critère non observé-Le critère P_4 est non observée dans les deux sens $P_4 = 0,05$

$$P_5 = P_6 = 0,00$$

Critère observés dans les deux sens

Sens longitudinal :

$$Q_x = 1 + 0,2 = 1,2$$

$$Q_x = 1,2$$

Sens transversal :

$$Q_y = 1 + 0,15 = 1,15$$

$$Q_y = 1,15$$

Ø Tableau VI-5-2) Valeurs de T_1 et T_2 :

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
$T_{1(sec)}$	0,15	0,15	0,15	0,15
$T_{2(sec)}$	0,30	0,40	0,50	0,70

Dans notre cas on a le site S_3 , (site meuble) donc : $T_1 = 0,15$ s , $T_2 = 0,50$ s

VI-5) Modélisation de la structure :

1) Hypothèses de travail :

- Les masses sont supposées concentrées aux niveaux des planchers.
- Seules les déplacements horizontaux suivant (XX) et (YY) sont pris en compte.
- Les planchers et l'infrastructure sont supposés infiniment rigides dans leur plan.
- Le modèle se présente comme une console flexible rigidement encastres à la base.
- Le nombre de DDL par direction est de 1.
- Le nombre de mode à prendre en compte est de 03.

Rappel :

C'est une méthode qui est basée sur un principe itératif donnant les solutions correspondantes à un mode de vibration répondant à l'équation du mouvement suivante :

$$M \times \ddot{V}(t) + C \times \dot{V}(t) + K \times V(t) = F(t)$$

Un mode de vibration est propre à la structure, c'est-à-dire il ne dépend pas de l'excitation dynamique $F(t)$, mais uniquement des caractéristiques de la structure (masse, rigidité et souplesse).

La détermination des modes propres d'une structure est possible en considérant le mouvement en oscillation non amortie.

L'équation du mouvement va s'écrire comme suit :

$$[M]\{\ddot{V}(t)\} + [K]\{V(t)\} = 0 \quad (1)$$

Les modes propres de la structure sont donnés par la solution $\{V(t)\}$, c à d, les réponses en vibration libre par analogie à un système à un seul DDL dans les mêmes conditions, sa réponse est du type harmonique.

$$\{V(t)\} = C(\sin(\omega t + j)) \quad (2)$$

Soit une solution dans le mode $\mathfrak{R}$, alors :

$$\{V_{\mathfrak{R}}(t)\} = C_{\mathfrak{R}}(\sin(\omega_{\mathfrak{R}} t + j)) \quad (3)$$

Nous dérivons deux fois l'équation (3) :

$$\begin{aligned} \{\dot{V}_{\mathfrak{R}}(t)\} &= C_{\mathfrak{R}} \times \omega_{\mathfrak{R}} (\cos(\omega_{\mathfrak{R}} t + j)) \\ \{\ddot{V}_{\mathfrak{R}}(t)\} &= -C_{\mathfrak{R}} \times \omega_{\mathfrak{R}}^2 (\sin(\omega_{\mathfrak{R}} t + j)) \end{aligned} \quad (4)$$

Maintenant pour toute la structure :

$$\{V(t)\} = C(\sin(\omega t + j)) \quad (5)$$

$$\{\ddot{V}(t)\} = C \times \omega^2 (\sin(\omega t + j)) \quad (6)$$

Substituons (5) et (6) dans (1) :

$$[M](-C \times \omega^2 (\sin(\omega t + j))) + [K]C(\sin(\omega t + j)) = 0$$

D'où :

$$([K] - \omega^2 [M])C(\sin(\omega t + j)) = 0 \quad (7)$$

$$([K] - \omega^2 [M])\{V(t)\} = 0 \quad (8)$$

Avec :

$[K]$, matrice de rigidité (nxn).

$[M]$, matrice de masse (nxn).

$w_{\mathfrak{R}}$, pulsation propre du mode $\mathfrak{R}$.

2) Détermination des pulsations propres :

L'équation (8) doit être vérifiée quelque soit (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction (sin), autrement dit, on a deux possibilités :

$\{V(t)\} = 0$, solution triviale correspondant à une position non déformée.

$$([K] - w^2[M]) = 0 \Rightarrow \det([K] - w^2[M]) = 0 \quad (9)$$

En développant le système (9), nous aurons un polynôme de degré « n » en w^2 sous la forme :

$$P(w^2) = a_0(w^2)^0 + a_1(w^2)^1 + a_2(w^2)^2 + a_3(w^2)^3 + \dots + a_n(w^2)^n = 0$$

En posant $w^2 = l$:

$$P(l) = a_0(l)^0 + a_1(l)^1 + a_2(l)^2 + a_3(l)^3 + \dots + a_n(l)^n = 0$$

Avec :

$a_0, a_1, a_2, a_3, \dots, a_n$, coefficients qui résultent des développements des sous-déterminants de l'équation (9).

Les solutions du $P(l) = 0$ sont les racines $(l_1, l_2, l_3, \dots, l_n)$ ou $(w_1^2, w_2^2, w_3^2, \dots, w_n^2)$

Le problème finalement consiste à trouver les valeurs de w_i pour lesquelles l'équation (9) possède des solutions non nulles.

Les w_i ainsi déterminés s'appellent les pulsations propres du système dynamique ; à chaque pulsation propre correspond un mode propre de vibration de la structure.

Le mode correspondant à la pulsation la plus basse est appelé le premier mode ou le mode fondamental, le second mode correspond à la pulsation suivante etc.

3) Détermination des modes propres :

Une fois les pulsations propres sont déterminées, on peut déterminer les modes propres de la structure.

Les modes propres $\{a_I\}$, $\{a_{II}\}$, $\{a_{III}\}$,, $\{a_N\}$, sont déterminés à partir de l'équation

(7) $([K] - w^2[M])C(\sin(wt + j)) = 0$, qui possède deux solution :

Soit : $\sin(wt + j) = 0$, solution triviale (pas de déformée).

Soit

$$([K] - w^2[M])\{a_i\} = 0 \quad \text{..... (10)}$$

L'équation (10) permettra de déterminer directement les modes propres donnés par le vecteur $\{a_i\}$.

Pour trouver $\{a_I\}$, il suffit de résoudre :

$$([K] - w_I^2[M])\{a_I\} = 0$$

Pour trouver $\{a_{II}\}$, il suffit de résoudre :

$$([K] - w_{II}^2[M])\{a_{II}\} = 0$$

Pour trouver $\{a_N\}$, il suffit de résoudre :

$$([K] - w_N^2[M])\{a_N\} = 0$$

N.B :

Pour déterminer le mode « I » par exemple, la pulsation w_I est une solution de l'équation (10), cette solution doit satisfaire l'équation quelque soit la valeur du vecteur $\{a_i\}$

Pour avoir une solution $\{a_i\} \neq \{0\}$, on suppose une déformée approchée en attribuant une valeur non nulle à l'une des composantes de ce vecteur, en général pour une question de simplification et de commodité on prend cette valeur égale à l'unité. On se donne la première composante $a_{I1} = 1$ et on cherche

les autres composantes ; en procédant par la même manière, on détermine les autres modes.

Selon le R.P.A. 99, le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation a de ces modes doit être au moins égale à 90% avec un minimum de trois modes.

$$a_j = \frac{\left[\sum_{K=1}^n M_K \times a_{Kj} \right]^2}{\sum_{K=1}^n M_K \left[\sum_{K=1}^n M_K \times a_{Kj}^2 \right]}$$

VI-6) Caractéristiques propres de la structure :

1) Évaluation des masses de chaque niveau :

Selon le RPA, le poids W_i de chaque niveau « i » est calculé comme suit :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

W_i : Poids total du niveau « i ».

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes au niveau « i ».

W_{Qi} : Charges d'exploitation au niveau « i ».

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, donné par le (tableau 4.5/RPA) $\rightarrow B = 0.20$.

Tab.VI .1 : Tableau de concentration de masse :

Niv	Poids(KN)											
	Voiles	poutre.p	Poutre.s	plancher	mur	escalier	poteau	acrotère	balcon	G	Q	$W_i=G+0,2Q$
9	691,560	234,938	242,813	1943,851	491,371	0,000	247,860	134,906	124,548	3271,904	0,000	3271,904
8	691,560	234,938	242,813	1407,388	491,371	50,344	247,860	0,000	124,548	3490,822	0,000	3490,822
7	691,560	234,938	242,813	1407,388	491,371	50,344	247,860	0,000	124,548	3490,822	591,278	3609,078
6	691,560	234,938	242,813	1407,388	491,371	50,344	247,860	0,000	124,548	3490,822	591,278	3609,078
5	691,560	234,938	242,813	1407,388	491,371	50,344	247,860	0,000	124,548	3490,822	591,278	3609,078
4	691,560	234,938	242,813	1407,388	491,371	50,344	247,860	0,000	124,548	3490,822	591,278	3609,078
3	691,560	234,938	242,813	1407,388	491,371	50,344	247,860	0,000	124,548	3490,822	591,278	3609,078
2	691,560	234,938	242,813	1407,388	491,371	50,344	247,860	0,000	124,548	3490,822	591,278	3609,078
1	845,240	234,938	242,813	1687,803	569,352	50,344	412,344	0,000	124,548	4167,382	0,000	4167,382

Ø Tab .VI .2 : Mode et période suivant le sens transversal :

Niveau	Mode 1	Mode 2	Mode3
9	1	1,000	1,000
8	0,978	0,807	0,474
7	0,934	0,445	-0,321
6	0,867	-0,009	-0,934
5	0,780	-0,461	-1,018
4	0,675	-0,817	-0,525
3	0,554	-1,003	0,264
2	0,420	-0,980	0,905
1	0,276	-0,754	1,032
α_j	89,071	8,15	1,959
pulsation (rad/s)	29,176	86,973	143,446
Période T(s)	0,2	0,07	0,04
$\sum \alpha_j$	99,18		

Ø Tab .VI . 3 : Mode et période suivant le sens longitudinal :

Niveau	Mode 1	Mode 2	Mode3
9	1	1,000	1,000
8	0,978	0,807	0,474
7	0,934	0,445	-0,321
6	0,867	-0,009	-0,934
5	0,780	-0,461	-1,018
4	0,675	-0,817	-0,525
3	0,554	-1,003	0,264
2	0,420	-0,980	0,905
1	0,276	-0,754	1,032
α_j	89,07	8,15	1,96
pulsation (rad/s)	22,327	66,554	109,768
Période T(s)	0,3	0,09	0,06
$\sum \alpha_j$	99,18		

✚ Allure des modes suivent le sens longitudinal et transversal :

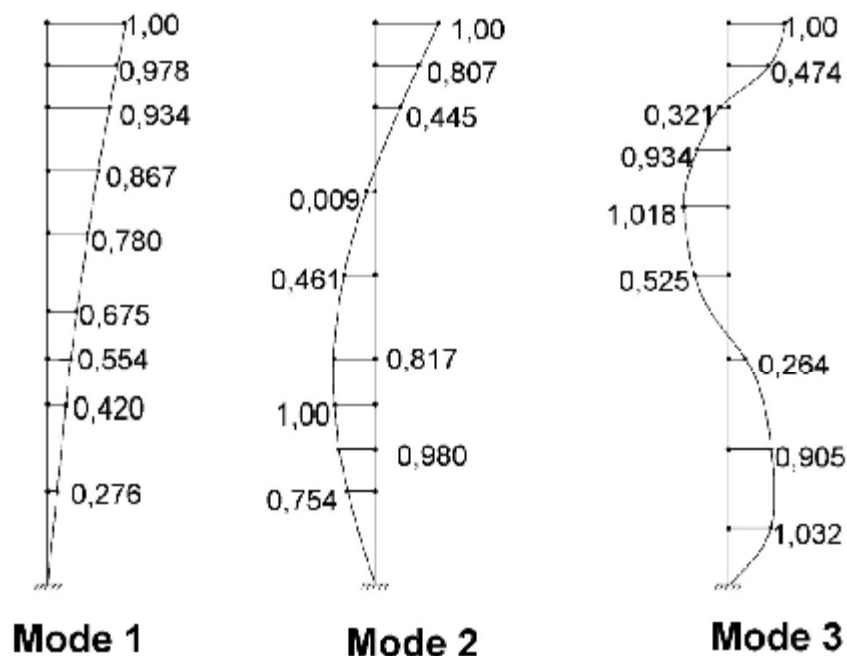


fig VI-1: Allure des modes dans le sens transversal

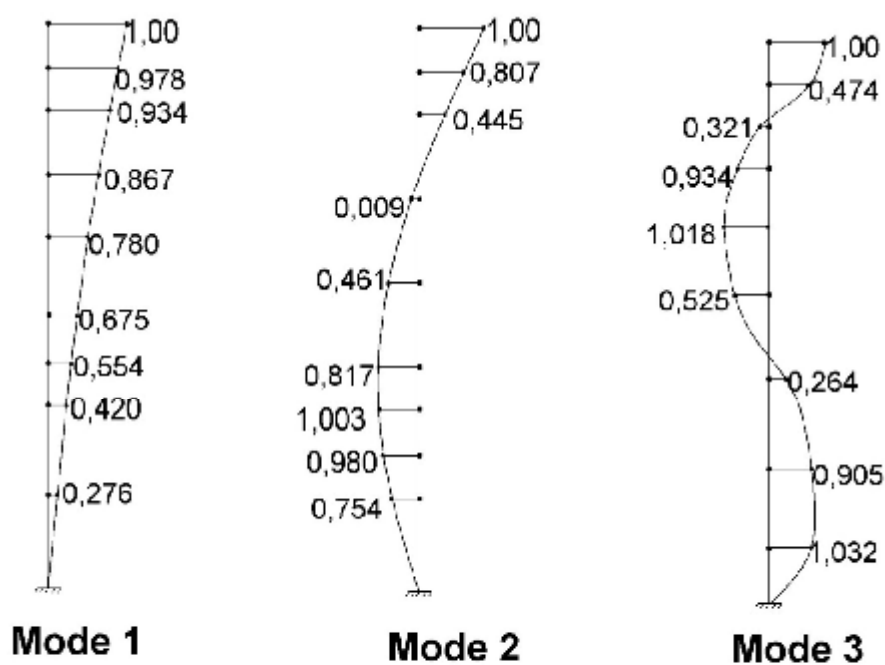


fig VI-2 : Allure des modes dans le sens longitudinal

3) Calcul de l'accélération spectrale :(RPA 99/ART 4.3.3) :**v Sens longitudinal :****Mode 1 :** $T = 0,3 \text{ s}$

$$T_1 \leq T \leq T_2$$

$$\frac{S_{ai}}{g} = 2,5^\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right)$$

Mode 2 : $T=0,09S$

$$0 \leq T \leq T_1$$

$$\frac{S_{ai}}{g} = 1,25A \{1 + T/T_1 (2,5\eta Q/R - 1)\}$$

Mode 3 : $T=0,06S$

$$0 \leq T \leq T_1$$

$$\frac{S_{ai}}{g} = 1,25A \{1 + T/T_1 (2,5\eta Q/R - 1)\}$$

v Sens transversal :**Mode 1:** $T=0.2 \text{ s}$

$$T_1 \leq T \leq T_2$$

$$\frac{S_{ai}}{g} = 2,5^\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right)$$

Mode 2 : $T=0,07S$

$$0 \leq T \leq T_1$$

$$\frac{S_{ai}}{g} = 1,25A \{1 + T/T_1 (2,5\eta Q/R - 1)\}$$

Mode 3 : $T=0,04S$

$$0 \leq T \leq T_1$$

$$\frac{S_{ai}}{g} = 1,25A \{1 + T/T_1 (2,5\eta Q/R - 1)\}$$

v Tab .VI.4 : Calcul de l'accélération spectrale :

	Mode	2,5 η	1,25A	Q/R	T/T ₁	S _a /g
sens longitudinal	Mode1	1,900	0,188	0,240	2,000	0,086
	Mode2	1,900	0,188	0,240	0,600	0,126
	Mode3	1,900	0,188	0,240	0,400	0,147
sens transversal	Mode1	1,900	0,188	0,230	1,340	0,082
	Mode2	1,900	0,188	0,230	0,470	0,138
	Mode3	1,900	0,188	0,230	0,270	0,159

4) Calcul des forces sismiques :

La force sismique latérale au niveau « k » pour le mode « i » est donnée par la formule suivante :

$$F_{ki} = \frac{S_{ai}}{g} \times g_{ki} \times W_{ki} \quad \text{Avec :}$$

W_{ki} : Poids du niveau « k »,

$\frac{S_{ai}}{g}$: Accélération donnée par le spectre de réponse ;

f_{ki} : Amplitude au niveau « k » pour le mode « i »,

g_{ki} : Facteur de distribution,

$$\text{Où : } g_i = f_{ki} \frac{\sum_{K=1}^9 W_K \times f_{Ki}}{\sum_{K=1}^9 W_K \times f_{Ki}^2}$$

Ø Tab VI.5.La force sismique par niveau dans le sens longitudinal :

	MODE 1					MODE 2				MODE 3			
niveau	Wi (t)	Φi	Sa/g	γ _{k1}	F _{k1}	Φi	Sa/g	γ _{k2}	F _{k2}	Φi	Sa/g	γ _{k3}	F _{k3}
9	335,313	1	0,086	1,256	36,219	1	0,126	0,374	15,819	1	0,147	0,179	8,809
8	360,907	0,978	0,086	1,284	39,846	0,807	0,126	0,538	24,447	0,474	0,147	0,007	0,380
7	360,907	0,934	0,086	1,222	37,939	0,445	0,126	0,267	12,152	-0,321	0,147	-0,029	-1,546
6	360,907	0,867	0,086	1,171	36,334	-0,009	0,126	-0,005	-0,239	-0,934	0,147	-0,018	-0,942
5	360,907	0,780	0,086	1,128	35,001	-0,461	0,126	-0,297	-13,490	-1,018	0,147	-0,250	-13,264
4	360,907	0,675	0,086	0,997	30,958	-0,817	0,126	-0,533	-24,242	-0,525	0,147	-0,404	-21,445
3	360,907	0,554	0,086	0,651	20,199	-1,003	0,126	-0,648	-29,450	0,265	0,147	0,294	15,607
2	360,907	0,420	0,086	0,236	7,313	-0,980	0,126	-0,632	-28,722	0,905	0,147	0,925	49,068
1	428,292	0,276	0,086	0,016	0,590	-0,753	0,126	-0,365	-19,673	1,032	0,147	1,000	62,959

Ø Tab VI.6.La force sismique par niveau dans le sens transversal:

	MODE 1					MODE 2				MODE 3			
niveau	Wi (t)	Φi	Sa/g	γ _{k1}	F _{k1}	Φi	Sa/g	γ _{k2}	F _{k2}	Φi	Sa/g	γ _{k3}	F _{k3}
9	335,313	1	0,082	1,533	42,140	1,000	0,138	0,374	17,325	1,000	0,159	0,179	9,527
8	360,907	0,978	0,082	1,660	49,141	0,807	0,138	0,538	26,775	0,474	0,159	0,007	0,410
7	360,907	0,934	0,082	1,543	45,674	0,445	0,138	0,267	13,309	-0,321	0,159	-0,029	-1,673
6	360,907	0,867	0,082	1,444	42,737	-0,009	0,138	-0,005	-0,261	-0,934	0,159	-0,018	-1,021
5	360,907	0,780	0,082	1,372	40,607	-0,461	0,138	-0,297	-14,773	-1,018	0,159	-0,250	-14,343
4	360,907	0,675	0,082	1,191	35,237	-0,817	0,138	-0,533	-26,549	-0,525	0,159	-0,083	-4,785
3	360,907	0,554	0,082	0,739	21,880	-1,003	0,138	-0,648	-32,254	0,264	0,159	0,004	0,223
2	360,907	0,420	0,082	0,251	7,423	-0,980	0,138	-0,632	-31,458	0,905	0,159	0,099	5,705
1	428,292	0,276	0,082	0,016	0,577	-0,754	0,138	-0,365	-21,550	1,032	0,159	0,020	1,393

5) Combinaison des réponses modales [RPA 99/ Art4.3.5] :

Les réponses de deux modes de vibration « i » et « j » de période « T_i » et « T_j » et d'amortissement « ξ_i » et « ξ_j » sont considérées indépendantes si le rapport : $r = \frac{T_i}{T_j}$, ($T_i < T_j$) vérifie la relation suivante $r \leq 10 / (10 + \sqrt{\xi_i \times \xi_j})$, Dans notre cas $\xi_i = \xi_j = 10 \Rightarrow$

$r = 0.5$.

Ø Tableau VI-7) combinaison des réponses dans les deux sens :

• Sens longitudinal

	T_i	T_j	$r = T_i/T_j$	$10/10 + \sqrt{(\xi_i \cdot \xi_j)}$	Observation
Mode 1-2	0,07	0,2	0,350	0,5	oui
Mode 2-3	0,04	0,07	0,571	0,5	non
Mode 1-3	0,04	0,2	0,200	0,5	oui

• Sens transversal

	T_i	T_j	$r = T_i/T_j$	$10/10 + \sqrt{(\xi_i \cdot \xi_j)}$	Observation
Mode 1-2	0,09	0,3	0,300	0,5	oui
Mode 2-3	0,06	0,09	0,667	0,5	non
Mode 1-3	0,06	0,3	0,200	0,5	oui

Conclusion :

Ø Sens longitudinal :

Les réponses modales (F_1 , F_2 et F_3) sont indépendantes, donc la réponse modale totale est donnée par :

$$F_k = \sqrt{(|F_2| + |F_3|)^2 + F_1^2}$$

Avec :

F_k : force résultante au niveau « k ».

F_{ki} : Valeur modale de f selon le mode « i ».

Ø Sens transversal :

Les réponses modales (F_1 , F_2 et F_3) ne sont pas indépendantes, donc la réponse modale totale est donnée par :

$$F_k = \sqrt{(|F_2| + |F_3|)^2 + F_1^2}$$

Avec :

F_k : force résultante au niveau « k ».

F_{ki} : Valeur modale de f selon le mode i .

Ø Tableau VI.8 : Forces sismiques résultantes par niveau dans les deux sens :

Sens longitudinal						Sens transversal				
	Mode1	Mode2	Mode3			Mode1	Mode2	Mode3		
Niveau	$F_{k1}(t)$	$F_{k2}(t)$	$F_{k3}(t)$	$F^2_i(t)$	$F_k(t)$	$F_{k1}(t)$	$F_{k2}(t)$	$F_{k3}(t)$	$F^2_i(t)$	$F_k(t)$
9	36,219	15,819	8, 809	1639,655	49,460	42,140	17,325	9,527	2166,699	53,738
8	39,846	24,447	0,380	2185,504	52,933	49,141	26,775	0,410	3131,907	62,217
7	37,939	12,152	-1,564	1589,485	42,162	45,674	13,309	-1,673	2266,043	49,004
6	36,334	-0,239	-0,942	1321,104	36,366	42,737	-0,261	-1,021	1827,562	42,757
5	35,001	-13,490	-13,264	1582,984	47,945	40,607	-14,773	-14,343	2072,892	45,531
4	30,958	-24,242	-21,445	2005,960	63,979	35,237	-26,549	-4,785	1969,392	49,427
3	20,199	-29,450	15,607	1518,881	59,576	21,880	-32,254	0,223	1519,105	50,733
2	7,313	-28,722	49, 068	2795,043	94,050	7,423	-31,458	5,705	1077,254	49,582
1	0,590	-19,673	62,959	4351,211	105,730	0,577	-21,550	1,393	466,676	31,513
Σ	552,201					434,502				

6) Répartition des forces sismiques dans les voiles et les portiques :

Les forces sismiques sont réparties sur les voiles et les portiques proportionnellement à leurs inerties calculer et donner en pourcentages dans l'étude du contreventement

1) Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

$$T_K = F_K + T_{K+1}$$

$$M_K = T_{K+1} \times h_e + M_{K+1}$$

Où :

F_K : force sismique au niveau « k » reprise par le portique ou par le voile.

h_e : hauteur d'étage du niveau « k ».

T_K : effort tranchant au niveau de l'étage k

M_K : moment fléchissant au niveau de l'étage k .

Ø Tableau VI-9) forces sismiques dans les voiles et les portiques dans le sens longitudinal :

Niveau	he(m)	Fk(t)	Voiles (49,136%)			Portiques (50,864%)		
			Fk(t)	Tk(t)	Mk(t.m)	Fk(t)	Tk(t)	Mk(t.m)
9	3,06	49,460	24,303	24,303	0,000	25,157	25,157	0,000
8	3,06	52,933	26,009	50,312	74,366	26,924	52,081	159,368
7	3,06	42,162	20,717	71,029	228,320	21,445	73,526	384,359
6	3,06	36,366	17,869	88,897	445,668	18,497	92,024	665,952
5	3,06	47,945	23,558	112,456	717,694	24,387	116,410	1022,168
4	3,06	63,979	31,437	143,892	1061,808	32,542	148,953	1477,963
3	3,06	59,576	29,273	173,166	1502,118	30,303	179,255	2026,484
2	3,06	94,050	46,212	219,378	2032,005	47,838	227,093	2721,389
1	3,74	105,730	51,951	271,329	2852,479	53,779	280,872	3771,848

Ø Tableau VI-10) forces sismiques dans les voiles et les portiques dans le sens transversal:

Niveau	he(m)	Fk(t)	Voiles (44,767%)			Portiques (55,233%)		
			Fk(t)	Tk(t)	Mk(t.m)	Fk(t)	Tk(t)	Mk(t.m)
9	3,06	53,738	24,057	24,057	0,000	29,681	29,681	0,000
8	3,06	62,217	27,853	51,910	73,614	34,364	64,045	90,824
7	3,06	49,004	21,938	73,847	232,457	27,066	91,112	286,803
6	3,06	42,757	19,141	92,988	458,430	23,616	114,728	565,605
5	3,06	45,531	20,383	113,371	742,974	25,148	139,876	916,672
4	3,06	49,427	22,127	135,498	1089,889	27,300	167,176	1344,693
3	3,06	50,733	22,712	158,210	1504,513	28,021	195,197	1856,251
2	3,06	49,582	22,196	180,406	1988,635	27,386	222,583	2453,555
1	3,74	31,513	14,107	194,514	2540,678	17,406	239,988	3134,658

VI-8) Calcul et vérification des déplacements relatifs de niveau [RPA99/Art 5.10] :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage, par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Le déplacement horizontal de chaque niveau « k » de la structure est donné par les relations suivantes : [RPA99/ Art A.4.4.3]

$$d_k = R \times d_{ek}$$

Avec :

d_{ek} : Déplacement du niveau « K » dû à la force sismique F_K .

$$\delta_{ek} = \frac{T_K}{\sum R_{ij}}$$

R : Coefficient de comportement.

et $\Delta_K = d_k - d_{k-1}$ (déplacement relatif).

Avec: T_K : Effort tranchant de niveau.

$\sum R_{ij}$: Rigidités de niveau.

Ø Tableau VI -11) Calculs des déplacements sens longitudinal :

Niveau	Fk(KN)	$\sum R_{ij}(\text{KN/m})$	$\delta_{ek}(\text{cm})$	R	$\delta_k(\text{cm})$	$\Delta k(\text{mm})$	$\Delta k=1^\circ/\circ \cdot h_e$
9	494,600	76778524,160	0,00064	5	0,00322	0,00258	0,0306
8	529,330	76778524,160	0,00069	5	0,00345	0,00276	0,0306
7	421,620	76778524,160	0,00055	5	0,00275	0,00220	0,0306
6	363,660	76778524,160	0,00047	5	0,00237	0,00189	0,0306
5	479,450	76778524,160	0,00062	5	0,00312	0,00250	0,0306
4	639,790	76778524,160	0,00083	5	0,00417	0,00333	0,0306
3	595,760	76778524,160	0,00078	5	0,00388	0,00310	0,0306
2	940,500	76778524,160	0,00122	5	0,00612	0,00490	0,0306
1	1057,300	42106445,700	0,00251	5	0,01256	0,01004	0,0374

Ø Tableau VI -12) Calculs des déplacements sens transversal:

Niveau	Fk(KN)	$\sum R_{ij}(\text{KN/m})$	$\delta_{ek}(\text{cm})$	R	$\delta_k(\text{cm})$	$\Delta k(\text{mm})$	$\Delta k=1^\circ/\circ \cdot h_e$
9	537,380	131122946,900	0,00041	5	0,00205	0,00164	0,0306
8	622,170	131122946,900	0,00047	5	0,00237	0,00190	0,0306
7	490,040	131122946,900	0,00037	5	0,00187	0,00149	0,0306
6	427,570	131122946,900	0,00033	5	0,00163	0,00130	0,0306
5	455,310	131122946,900	0,00035	5	0,00174	0,00139	0,0306
4	494,270	131122946,900	0,00038	5	0,00188	0,00151	0,0306
3	507,330	131122946,900	0,00039	5	0,00193	0,00155	0,0306
2	495,820	131122946,900	0,00038	5	0,00189	0,00151	0,0306
1	315,130	71896741,100	0,00044	5	0,00219	0,00175	0,0374

 Conclusion :

La condition de RPA étant satisfaite, nous opterons pour les efforts sismiques obtenus par la méthode dynamique.

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieurs aux déplacements admissibles qui est égal à :

Etage courant : $0,01 \times 306 \text{ cm} = 3,06 \text{ cm}$.

RDC : $0,01 \times 374 \text{ cm} = 3,74 \text{ cm}$.

Introduction :

C'est une méthode approchée permettant l'analyse des structures auto stables (poteaux poutres) sollicitées par des efforts horizontaux (vent et séisme). Elle est basée sur les rigidités de niveau dont **MUTTO** proposé des formules approchées. Elle permet de distribuer les efforts tranchants dans les différents niveaux des portiques niveaux et de déduire les moments fléchissant dans les poteaux et les poutres.

VII-1) Distribution de l'effort tranchant par niveau et par portique :

$$T_{jx} = \frac{R_{jx}}{\sum R_{jx}} \cdot t_{jx} + \frac{R_{jx}}{R_{jJ}} \cdot e_y \cdot Y_i \cdot t_{jx}$$

$$T_{jy} = \frac{R_{jy}}{\sum R_{jy}} \cdot t_{jy} + \frac{R_{jy}}{R_{jJ}} \cdot e_x \cdot X_i \cdot t_{jy}$$

Avec :

τ_{jx} : Effort tranchant du niveau j dans le sens x-x.

τ_{jy} : effort tranchant du niveau j dans le sens y – y.

T_{jx} : Effort tranchant revenant au portique longitudinal.

T_{jy} : Effort tranchant revenant au portique transversal.

R_{j0} : Rigidité de la torsion de l'étage j.

X_i : Distance d'un portique longitudinal par rapport à l'axe Cx

Y_i : Distance d'un portique longitudinal par rapport à l'axe Cy

VII-2) calcul des sollicitations :**a) calcul des efforts tranchants revenant a chaque poteau d'un portique :**

$$t_{ji} = T_{ij} \frac{a.K_p}{\sum a.K_p}$$

Avec :

T_j : Effort tranchant revenant au portique du niveau j

b) calcul de la position du point du moment nul dans un poteau :

$$Z = y.h_i$$

Avec :

h : hauteur du poteau

y_0 : est donné par le tableau en fonction de $\bar{K}$ et nombre de niveau.

y_1 : terme de correction dû a la variation de la rigidité linéaire $\left(\frac{I}{L}\right)$ des poutres supérieures et inférieures, donné en fonction de a_1 et $\bar{K}$

$$\alpha_1 = \frac{\sum K_{\text{POUT sup}}}{\sum K_{\text{POUT inf}}}$$

Y_2 : terme de correction dû a la variation de la hauteur d'étage supérieur adjacent, donné en fonction de a_2 et $\bar{K}$

$$a_2 = \frac{h_{\text{sup}}}{h}$$

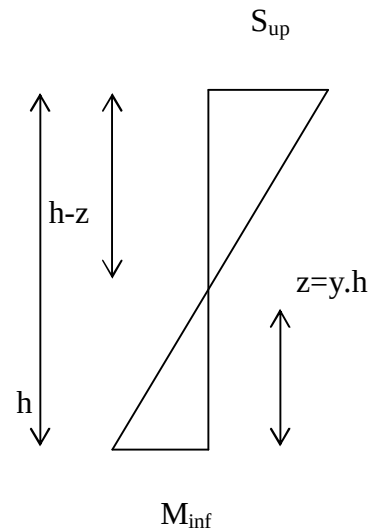
Y_3 : terme de correction dû a la variation de la hauteur d'étage inférieur adjacent, donné en fonction de a_3 et $\bar{K}$

$$a_3 = \frac{h_{\text{inf}}}{h}$$

c) calcul des moments en tête de poteau :

$$M_{\text{sup}} = t_{ij} \cdot (h - Z)$$

$$M_{\text{inf}} = t_{ij} \cdot Z$$



d) calcul des moments dans les poutres :

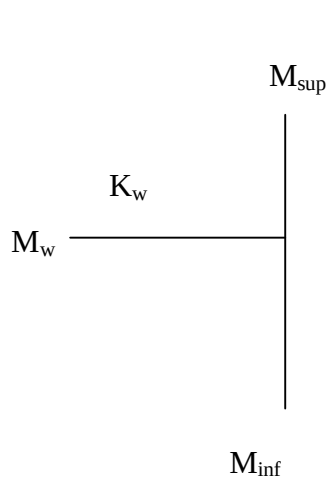


Fig: a

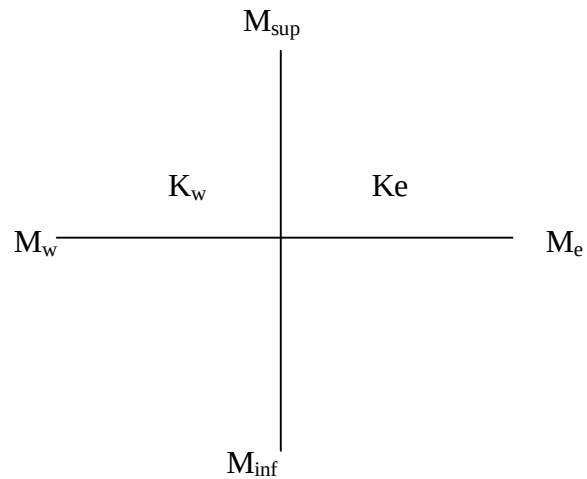


Fig: b

Schématisation des moments dans les poutres

$$M_w = M_{sup} + M_{inf}$$

$$M_w = \frac{K_w}{K_w + K_e} (M_{sup} + M_{inf})$$

$$M_e = 0$$

$$M_e = \frac{K_e}{K_e + K_w} (M_{sup} + M_{inf})$$

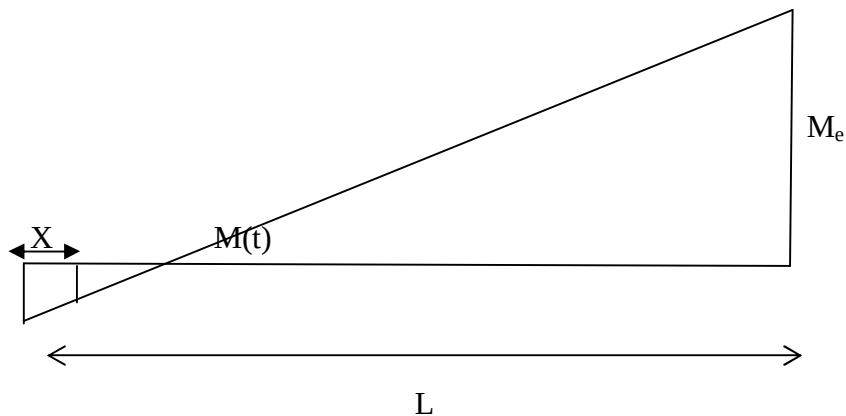
e) Calcul des moments en travées:

$$M_t = M_w - \left[\frac{M_w + M_e}{L} \right] \cdot X$$

Avec :

L : longueur libre de poutre

X : distance déjà calculée sous charges verticales



f) calcul de l'effort tranchant dans les poutres :

$$T = -\left(\frac{M_w + M_e}{L}\right)$$

Avec :

M_w et M_e : en valeurs absolues

g) calcul des efforts normaux des poteaux et des poutres :

$$N = |T_w| - |T_e|$$

Les valeurs de M et T et N de chaque portique seront données dans les tableaux suivants :

Ø Tab VII-1 : Répartition des efforts horizontaux par portique transversal :

Niveau	Portiques	$\tau_{iv}(t)$	$R_{jy}(KN/m)$	$\Sigma R_{jy}(KN/m)$	$R_{j0}(KN/m)$	$X_j(m)$	$ex(m)$	$T_{jy}(t)$
9	A1-A6	29,681	25474,68	152848,08	15171882,5	-9,983	0,99	4,45
	B1-B6	29,681	25474,68	152848,08	15171882,5	-5,983	0,99	4,65
	C1-C6	29,681	25474,68	152848,08	15171882,5	-1,683	0,99	4,86
	D1-D6	29,681	25474,68	152848,08	15171882,5	1,117	0,99	5,00
	E1-E6	29,681	25474,68	152848,08	15171882,5	5,417	0,99	5,21
	F1-F6	29,681	25474,68	152848,08	15171882,5	9,417	0,99	5,41
8	A1-A6	64,045	25474,68	152848,08	15171882,5	-9,983	0,99	9,61
	B1-B6	64,045	25474,68	152848,08	15171882,5	-5,983	0,99	10,04
	C1-C6	64,045	25474,68	152848,08	15171882,5	-1,683	0,99	10,49
	D1-D6	64,045	25474,68	152848,08	15171882,5	1,117	0,99	10,79
	E1-E6	64,045	25474,68	152848,08	15171882,5	5,417	0,99	11,25
	F1-F6	64,045	25474,68	152848,08	15171882,5	9,417	0,99	11,68
7	A1-A6	91,112	25474,68	152848,08	15171882,5	-9,983	0,99	13,67
	B1-B6	91,112	25474,68	152848,08	15171882,5	-5,983	0,99	14,28
	C1-C6	91,112	25474,68	152848,08	15171882,5	-1,683	0,99	14,93
	D1-D6	91,112	25474,68	152848,08	15171882,5	1,117	0,99	15,35
	E1-E6	91,112	25474,68	152848,08	15171882,5	5,417	0,99	16,01
	F1-F6	91,112	25474,68	152848,08	15171882,5	9,417	0,99	16,61
6	A1-A6	114,728	25474,68	152848,08	15171882,5	-9,983	0,99	17,22
	B1-B6	114,728	25474,68	152848,08	15171882,5	-5,983	0,99	17,98
	C1-C6	114,728	25474,68	152848,08	15171882,5	-1,683	0,99	18,80
	D1-D6	114,728	25474,68	152848,08	15171882,5	1,117	0,99	19,33
	E1-E6	114,728	25474,68	152848,08	15171882,5	5,417	0,99	20,15
	F1-F6	114,728	25474,68	152848,08	15171882,5	9,417	0,99	20,92

Ø Tab VII-2 : Répartition des efforts horizontaux par portique transversal :

Niveau	Portiques	$\tau_{jy}(t)$	$R_{jy}(KN/m)$	$\Sigma R_{jy}(KN/m)$	$R_{j0}(KN/m)$	$X_j(m)$	$ex(m)$	$T_{jy}(t)$
5	A1-A6	139,876	25474,68	152848,08	15171882,5	-9,983	0,99	20,99
	B1-B6	139,876	25474,68	152848,08	15171882,5	-5,983	0,99	21,92
	C1-C6	139,876	25474,68	152848,08	15171882,5	-1,683	0,99	22,92
	D1-D6	139,876	25474,68	152848,08	15171882,5	1,117	0,99	23,57
	E1-E6	139,876	25474,68	152848,08	15171882,5	5,417	0,99	24,57
	F1-F6	139,876	25474,68	152848,08	15171882,5	9,417	0,99	25,50
4	A1-A6	167,176	25474,68	152848,08	15171882,5	-9,983	0,99	25,09
	B1-B6	167,176	25474,68	152848,08	15171882,5	-5,983	0,99	26,20
	C1-C6	167,176	25474,68	152848,08	15171882,5	-1,683	0,99	27,39
	D1-D6	167,176	25474,68	152848,08	15171882,5	1,117	0,99	28,17
	E1-E6	167,176	25474,68	152848,08	15171882,5	5,417	0,99	29,37
	F1-F6	167,176	25474,68	152848,08	15171882,5	9,417	0,99	30,48
3	A1-A6	195,197	25474,68	152848,08	15171882,5	-9,983	0,99	29,29
	B1-B6	195,197	25474,68	152848,08	15171882,5	-5,983	0,99	30,59
	C1-C6	195,197	25474,68	152848,08	15171882,5	-1,683	0,99	31,99
	D1-D6	195,197	25474,68	152848,08	15171882,5	1,117	0,99	32,90
	E1-E6	195,197	25474,68	152848,08	15171882,5	5,417	0,99	34,29
	F1-F6	195,197	25474,68	152848,08	15171882,5	9,417	0,99	35,59
2	A1-A6	222,583	25474,68	152848,08	15171882,5	-9,983	0,99	33,40
	B1-B6	222,583	25474,68	152848,08	15171882,5	-5,983	0,99	34,88
	C1-C6	222,583	25474,68	152848,08	15171882,5	-1,683	0,99	36,47
	D1-D6	222,583	25474,68	152848,08	15171882,5	1,117	0,99	37,51
	E1-E6	222,583	25474,68	152848,08	15171882,5	5,417	0,99	39,10
	F1-F6	222,583	25474,68	152848,08	15171882,5	9,417	0,99	40,58
1	A1-A6	239,988	29587,2	177523,20	16415265,8	-9,875	0,99	35,77
	B1-B6	239,988	29587,2	177523,20	16415265,8	-5,875	0,99	37,48
	C1-C6	239,988	29587,2	177523,20	16415265,8	-1,575	0,99	39,32
	D1-D6	239,988	29587,2	177523,20	16415265,8	1,225	0,99	40,52
	E1-E6	239,988	29587,2	177523,20	16415265,8	5,525	0,99	42,36
	F1-F6	239,988	29587,2	177523,20	16415265,8	9,525	0,99	44,08

Ø Tab VII-3 : Répartition des efforts horizontaux par portique longitudinal:

Niveau	Portiques	τ_{jx} (t)	Rjx(KN/m)	$\Sigma Rjx(KN/m)$	Rj0 (KN.m)	Yj (m)	ey (m)	Tjx (t)
9	A1-F1	25,157	29596,337	177578,02	15171882,5	-10,15	0,99	3,70
	A2-F2	25,157	29596,337	177578,02	15171882,5	-6,15	0,99	3,89
	A3-F3	25,157	29596,337	177578,02	15171882,5	-2,15	0,99	4,09
	A4-F4	25,157	29596,337	177578,02	15171882,5	2,15	0,99	4,30
	A5-F5	25,157	29596,337	177578,02	15171882,5	6,15	0,99	4,49
	A6-F6	25,157	29596,337	177578,02	15171882,5	10,15	0,99	4,69
8	A1-F1	52,081	29596,337	177578,02	15171882,5	-10,15	0,99	7,66
	A2-F2	52,081	29596,337	177578,02	15171882,5	-6,15	0,99	8,06
	A3-F3	52,081	29596,337	177578,02	15171882,5	-2,15	0,99	8,46
	A4-F4	52,081	29596,337	177578,02	15171882,5	2,15	0,99	8,90
	A5-F5	52,081	29596,337	177578,02	15171882,5	6,15	0,99	9,30
	A6-F6	52,081	29596,337	177578,02	15171882,5	10,15	0,99	9,70
7	A1-F1	73,526	29596,337	177578,02	15171882,5	-10,15	0,99	10,81
	A2-F2	73,526	29596,337	177578,02	15171882,5	-6,15	0,99	11,38
	A3-F3	73,526	29596,337	177578,02	15171882,5	-2,15	0,99	11,95
	A4-F4	73,526	29596,337	177578,02	15171882,5	2,15	0,99	12,56
	A5-F5	73,526	29596,337	177578,02	15171882,5	6,15	0,99	13,13
	A6-F6	73,526	29596,337	177578,02	15171882,5	10,15	0,99	13,70
6	A1-F1	92,024	29596,337	177578,02	15171882,5	-10,15	0,99	13,53
	A2-F2	92,024	29596,337	177578,02	15171882,5	-6,15	0,99	14,24
	A3-F3	92,024	29596,337	177578,02	15171882,5	-2,15	0,99	14,96
	A4-F4	92,024	29596,337	177578,02	15171882,5	2,15	0,99	15,72
	A5-F5	92,024	29596,337	177578,02	15171882,5	6,15	0,99	16,43
	A6-F6	92,024	29596,337	177578,02	15171882,5	10,15	0,99	17,14

Ø Tab VII-4: Répartition des efforts horizontaux par portique longitudinal (suite) :

Niveau	Portiques	τ_{ix} (t)	R_{jx} (KN/m)	ΣR_{jx} (KN/m)	$R_{j\theta}$ (KN.m)	Y_j (m)	e_y (m)	T_{jx} (t)
5	A1-F1	116,410	29596,337	177578,02	15171882,5	-10,15	0,99	17,12
	A2-F2	116,410	29596,337	177578,02	15171882,5	-6,15	0,99	18,02
	A3-F3	116,410	29596,337	177578,02	15171882,5	-2,15	0,99	18,92
	A4-F4	116,410	29596,337	177578,02	15171882,5	2,15	0,99	19,89
	A5-F5	116,410	29596,337	177578,02	15171882,5	6,15	0,99	20,78
	A6-F6	116,410	29596,337	177578,02	15171882,5	10,15	0,99	21,68
4	A1-F1	148,955	29596,337	177578,02	15171882,5	-10,15	0,99	21,91
	A2-F2	148,955	29596,337	177578,02	15171882,5	-6,15	0,99	23,06
	A3-F3	148,955	29596,337	177578,02	15171882,5	-2,15	0,99	24,21
	A4-F4	148,955	29596,337	177578,02	15171882,5	2,15	0,99	25,44
	A5-F5	148,955	29596,337	177578,02	15171882,5	6,15	0,99	26,59
	A6-F6	148,955	29596,337	177578,02	15171882,5	10,15	0,99	27,75
3	A1-F1	179,255	29596,337	177578,02	15171882,5	-10,15	0,99	26,36
	A2-F2	179,255	29596,337	177578,02	15171882,5	-6,15	0,99	27,75
	A3-F3	179,255	29596,337	177578,02	15171882,5	-2,15	0,99	29,13
	A4-F4	179,255	29596,337	177578,02	15171882,5	2,15	0,99	30,62
	A5-F5	179,255	29596,337	177578,02	15171882,5	6,15	0,99	32,00
	A6-F6	179,255	29596,337	177578,02	15171882,5	10,15	0,99	33,39
2	A1-F1	227,093	29596,337	177578,02	15171882,5	-10,15	0,99	33,40
	A2-F2	227,093	29596,337	177578,02	15171882,5	-6,15	0,99	35,15
	A3-F3	227,093	29596,337	177578,02	15171882,5	-2,15	0,99	36,91
	A4-F4	227,093	29596,337	177578,02	15171882,5	2,15	0,99	38,79
	A5-F5	227,093	29596,337	177578,02	15171882,5	6,15	0,99	40,55
	A6-F6	227,093	29596,337	177578,02	15171882,5	10,15	0,99	42,30
1	A1-F1	280,872	30068,444	180410,66	16415265,8	-10,175	0,99	41,63
	A2-F2	280,872	30068,444	180410,66	16415265,8	-6,175	0,99	43,67
	A3-F3	280,872	30068,444	180410,66	16415265,8	-2,175	0,99	45,70
	A4-F4	280,872	30068,444	180410,66	16415265,8	2,175	0,99	47,92
	A5-F5	280,872	30068,444	180410,66	16415265,8	6,175	0,99	49,96
	A6-F6	280,872	30068,444	180410,66	16415265,8	10,175	0,99	51,99

Ø Tab.VII.5:Efforts tranchants dans les poteaux des portiques:

Portique transversal (B-B):

Niv	poteau	rjy (KN/m)	Rjy (KN/m)	Tjy(KN)	tjy (KN)
9	1	3174,656	25474,68	4,45	0,55
	2	4781,342	25474,68	4,65	0,87
	3	4781,342	25474,68	4,86	0,91
	4	4781,342	25474,68	5	0,94
	5	4781,342	25474,68	5,21	0,98
	6	3174,656	25474,68	5,41	0,67
8	1	3174,656	25474,68	9,61	1,20
	2	4781,342	25474,68	10,04	1,88
	3	4781,342	25474,68	10,49	1,97
	4	4781,342	25474,68	10,79	2,03
	5	4781,342	25474,68	11,25	2,11
	6	3174,656	25474,68	11,68	1,46
7	1	3174,656	25474,68	13,67	1,70
	2	4781,342	25474,68	14,28	2,68
	3	4781,342	25474,68	14,93	2,80
	4	4781,342	25474,68	15,31	2,87
	5	4781,342	25474,68	16,01	3,00
	6	3174,656	25474,68	16,61	2,07
6	1	3174,656	25474,68	17,22	2,15
	2	4781,342	25474,68	17,98	3,37
	3	4781,342	25474,68	18,8	3,53
	4	4781,342	25474,68	19,33	3,63
	5	4781,342	25474,68	20,15	3,78
	6	3174,656	25474,68	20,92	2,61

Ø Tab.VII.6:Efforts tranchants dans les poteaux des portiques:

Portique transversal (B-B):

Niv	poteau	rjy (KN/m)	Rjy (KN/m)	Tjy(KN)	tjy (KN)
5	1	3174,656	25474,68	20,99	2,62
	2	4781,342	25474,68	21,92	4,11
	3	4781,342	25474,68	22,92	4,30
	4	4781,342	25474,68	23,57	4,42
	5	4781,342	25474,68	24,57	4,61
	6	3174,656	25474,68	25,5	3,18
4	1	3174,656	25474,68	25,09	3,13
	2	4781,342	25474,68	26,2	4,92
	3	4781,342	25474,68	27,39	5,14
	4	4781,342	25474,68	28,17	5,29
	5	4781,342	25474,68	29,37	5,51
	6	3174,656	25474,68	30,48	3,80
3	1	3174,656	25474,68	29,29	3,65
	2	4781,342	25474,68	30,59	5,74
	3	4781,342	25474,68	31,99	6,00
	4	4781,342	25474,68	32,9	6,18
	5	4781,342	25474,68	34,29	6,44
	6	3174,656	25474,68	35,59	4,44
2	1	3174,656	25474,68	33,4	4,16
	2	4781,342	25474,68	34,88	6,55
	3	4781,342	25474,68	36,47	6,85
	4	4781,342	25474,68	37,51	7,04
	5	4781,342	25474,68	39,1	7,34
	6	3174,656	25474,68	40,58	5,06
1	1	4206,120	29587,2	35,77	5,09
	2	5293,740	29587,2	37,48	6,71
	3	5293,740	29587,2	39,32	7,04
	4	5293,740	29587,2	40,52	7,25
	5	5293,740	29587,2	42,36	7,58
	6	4206,120	29587,2	44,08	6,27

Ø Tab.VII.7:Efforts tranchants dans les poteaux des portiques:

Portique longitudinal (3-3):

Niv	poteau	rjx (KN/m)	Rjx(KN/m)	Tjx(KN)	tjx (KN)
9	1	3174,500	29596,337	3,7	0,40
	2	5400, 954	29596,337	3,89	0,71
	3	5982,519	29596,337	4,09	0,83
	4	5982,519	29596,337	4,3	0,87
	5	5400,954	29596,337	4,49	0,82
	6	3654,899	29596,337	4,69	0,58
8	1	3174,500	29596,337	7,66	0,82
	2	5400, 954	29596,337	8,06	1,47
	3	5982,519	29596,337	8,46	1,71
	4	5982,519	29596,337	8,9	1,80
	5	5400,954	29596,337	9,3	1,70
	6	3654,899	29596,337	9,7	1,20
7	1	3174,500	29596,337	10,81	1,16
	2	5400, 954	29596,337	11,38	2,07
	3	5982,519	29596,337	11,95	2,42
	4	5982,519	29596,337	12,56	2,54
	5	5400,954	29596,337	13,13	2,40
	6	3654,899	29596,337	13, 7	1,69
6	1	3174,500	29596,337	13,53	1,45
	2	5400, 954	29596,337	14,24	2,60
	3	5982,519	29596,337	14,96	3,02
	4	5982,519	29596,337	15,72	3,18
	5	5400,954	29596,337	16,43	3,00
	6	3654,899	29596,337	17,14	2,12

Tab.VII.8:Efforts tranchants dans les poteaux des portiques:
Portique longitudinal (3-3):

Niv	poteau	rjx (KN/m)	Rjx(KN/m)	Tjx(KN)	tjx (KN)
5	1	3174,500	29596,337	17,12	1,84
	2	5400, 954	29596,337	18,02	3,28
	3	5982,519	29596,337	18,92	3,82
	4	5982,519	29596,337	19,89	4,02
	5	5400,954	29596,337	20,78	3,79
	6	3654,899	29596,337	21,68	2,68
4	1	3174,500	29596,337	21,91	2,35
	2	5400, 954	29596,337	23,06	4,21
	3	5982,519	29596,337	24,21	4,89
	4	5982,519	29596,337	25,44	5,14
	5	5400,954	29596,337	26,59	4,85
	6	3654,899	29596,337	27,75	3,43
3	1	3174,500	29596,337	26,36	2,83
	2	5400, 954	29596,337	27,75	5,06
	3	5982,519	29596,337	29,13	5,89
	4	5982,519	29596,337	30,62	6,19
	5	5400,954	29596,337	32	5,84
	6	3654,899	29596,337	33,39	4,12
2	1	3174,500	29596,337	33,4	3,58
	2	5400, 954	29596,337	35,15	6,41
	3	5982,519	29596,337	36,91	7,46
	4	5982,519	29596,337	38,79	7,84
	5	5400,954	29596,337	40,55	7,40
	6	3654,899	29596,337	42,3	5,22
1	1	4206,120	30068,444	41,63	5,82
	2	5226,364	30068,444	43,67	7,59
	3	5601,738	30068,444	45,7	8,51
	4	5601,738	30068,444	47,92	8,93
	5	5226,364	30068,444	49,96	8,68
	6	4206,120	30068,444	51,99	7,27

Ø Tab VII-9 : Moment en tête et à la base des poteaux du portique transversal (B-B):

Niv	poteau	tjy(KN)	K	y0	y1	y2	y3	y	z = y*h (m)	Minf (KN.m)	h-z (m)	Msup (KN.m)
9	1	0,55	0,977	0,40	0,00	0,00	0,00	0,40	1,22	0,67	1,84	1,01
	2	0,87	1,953	0,45	0,00	0,00	0,00	0,45	1,38	1,20	1,68	1,46
	3	0,91	1,953	0,45	0,00	0,00	0,00	0,45	1,38	1,25	1,68	1,53
	4	0,94	1,953	0,45	0,00	0,00	0,00	0,45	1,38	1,29	1,68	1,58
	5	0,98	1,953	0,45	0,00	0,00	0,00	0,45	1,38	1,35	1,68	1,65
	6	0,67	0,977	0,45	0,00	0,00	0,00	0,45	1,38	0,92	1,68	1,13
8	1	1,20	0,977	0,45	0,00	0,00	0,00	0,45	1,38	1,65	1,68	2,02
	2	1,88	1,953	0,45	0,00	0,00	0,00	0,45	1,38	2,59	1,68	3,16
	3	1,97	1,953	0,45	0,00	0,00	0,00	0,45	1,38	2,71	1,68	3,32
	4	2,03	1,953	0,45	0,00	0,00	0,00	0,45	1,38	2,80	1,68	3,42
	5	2,11	1,953	0,45	0,00	0,00	0,00	0,45	1,38	2,91	1,68	3,55
	6	1,46	0,997	0,45	0,00	0,00	0,00	0,45	1,38	2,01	1,68	2,46
7	1	1,70	0,977	0,45	0,00	0,00	0,00	0,45	1,38	2,34	1,68	2,86
	2	2,68	1,953	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	4,10	1,53	4,10
	3	2,80	1,953	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	4,28	1,53	4,28
	4	2,87	1,953	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	4,39	1,53	4,39
	5	3,00	1,953	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	4,59	1,53	4,59
	6	2,07	0,997	0,45	0,00	0,00	0,00	0,45	1,38	2,85	1,68	3,48
6	1	2,15	0,977	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	3,29	1,53	3,29
	2	3,37	1,953	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	5,16	1,53	5,16
	3	3,53	1,953	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	5,40	1,53	5,40
	4	3,63	1,953	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	5,55	1,53	5,55
	5	3,78	1,953	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	5,78	1,53	5,78
	6	2,61	0,977	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	3,99	1,53	3,99

Ø Tab VII-10 : Moment en tête et à la base des poteaux du portique transversal (B-B):
(la suite)

Niv	poteau	tjy(KN)	K	y0	y1	y2	y3	y	z = y*h (m)	Minf (KN.m)	h-z (m)	Msup (KN.m)
5	1	2,62	0,977	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	4,01	1,53	4,01
	2	4,11	1,953	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	6,29	1,53	6,29
	3	4,30	1,953	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	6,58	1,53	6,58
	4	4,42	1,953	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	6,76	1,53	6,76
	5	4,61	1,953	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	7,05	1,53	7,05
	6	3,18	0,997	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	4,87	1,53	4,87
4	1	3,13	0,977	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	4,79	1,53	4,79
	2	4,92	1,953	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	7,53	1,53	7,53
	3	5,14	1,953	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	7,86	1,53	7,86
	4	5,29	1,953	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	8,09	1,53	8,09
	5	5,51	1,953	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	8,43	1,53	8,43
	6	3,80	0,997	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	5,81	1,53	5,81
3	1	3,65	0,977	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	5,58	1,53	5,58
	2	5,74	1,953	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	8,78	1,53	8,78
	3	6,00	1,953	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	9,18	1,53	9,18
	4	6,18	1,953	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	9,46	1,53	9,46
	5	6,44	1,953	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	9,85	1,53	9,85
	6	4,44	0,997	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	6,79	1,53	6,79
2	1	4,16	0,977	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	6,36	1,53	6,36
	2	6,55	1,953	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	10,02	1,53	10,02
	3	6,85	1,953	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	10,48	1,53	10,48
	4	7,04	1,953	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	10,77	1,53	10,77
	5	7,34	1,953	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	11,23	1,53	11,23
	6	5,06	0,997	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	7,74	1,53	7,74
1	1	5,09	0,666	0,75	0,00	0,00	0,00	0,75	2,81	14,28	0,94	4,76
	2	6,71	1,332	0,62	0,00	0,00	0,00	0,62	2,32	15,56	1,42	9,54
	3	7,04	1,332	0,62	0,00	0,00	0,00	0,62	2,32	16,32	1,42	10,01
	4	7,25	1,332	0,62	0,00	0,00	0,00	0,62	2,32	16,81	1,42	10,30
	5	7,58	1,332	0,62	0,00	0,00	0,00	0,62	2,32	17,58	1,42	10,77
	6	6,27	0,666	0,75	0,00	0,00	0,00	0,75	2,81	17,59	0,94	5,86

Ø Tab VII-11 : Moment en tête et à la base des poteaux du portique longitudinal (3-3):

Niv	poteau	tjx(KN)	K	y0	y1	y2	y3	y	z = y*h (m)	Minf (KN.m)	h-z (m)	Msup (KN.m)
9	1	0,400	0,977	0,39	0,00	0,00	0,00	0,39	1,19	0,48	1,87	0,75
	2	0,710	1,883	0,45	0,00	0,00	0,00	0,45	1,38	0,98	1,68	1,19
	3	0,830	2,321	0,45	0,00	0,00	0,00	0,45	1,38	1,14	1,68	1,40
	4	0,870	2,321	0,45	0,00	0,00	0,00	0,45	1,38	1,20	1,68	1,46
	5	0,820	1,883	0,45	0,00	0,00	0,00	0,45	1,38	1,13	1,68	1,38
	6	0,580	0,977	0,39	0,00	0,00	0,00	0,39	1,19	0,69	1,87	1,08
8	1	0,820	0,977	0,44	0,00	0,00	0,00	0,44	1,35	1,10	1,71	1,41
	2	1,470	1,883	0,45	0,00	0,00	0,00	0,45	1,38	2,02	1,68	2,47
	3	1,710	2,321	0,47	0,00	0,00	0,00	0,47	1,44	2,46	1,62	2,77
	4	1,800	2,321	0,47	0,00	0,00	0,00	0,47	1,44	2,59	1,62	2,92
	5	1,700	1,883	0,45	0,00	0,00	0,00	0,45	1,38	2,34	1,68	2,86
	6	1,200	0,977	0,44	0,00	0,00	0,00	0,44	1,35	1,62	1,71	2,06
7	1	1,160	0,977	0,45	0,00	0,00	0,00	0,45	1,38	1,60	1,68	1,95
	2	2,070	1,883	0,49	0,00	0,00	0,00	0,49	1,50	3,10	1,56	3,23
	3	2,420	2,321	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	3,70	1,53	3,70
	4	2,540	2,321	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	3,89	1,53	3,89
	5	2,400	1,883	0,49	0,00	0,00	0,00	0,49	1,50	3,60	1,56	3,75
	6	1,690	0,977	0,45	0,00	0,00	0,00	0,45	1,38	2,33	1,68	2,84
6	1	1,450	0,977	0,49	0,00	0,00	0,00	0,49	1,50	2,17	1,56	2,26
	2	2,600	1,883	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	3,98	1,53	3,98
	3	3,020	2,321	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	4,62	1,53	4,62
	4	3,180	2,321	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	4,87	1,53	4,87
	5	3,000	1,883	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	4,59	1,53	4,59
	6	2,120	0,977	0,49	0,00	0,00	0,00	0,49	1,50	3,18	1,56	3,31

Ø Tab VII-12 : Moment en tête et à la base des poteaux du portique longitudinal (3-3):

Niv	poteau	tjx(KN)	K	y0	y1	y2	y3	y	z = y*h (m)	Minf (KN.m)	h-z (m)	Msup (KN.m)
5	1	1,840	0,977	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	2,82	1,53	2,82
	2	3,280	1,883	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	5,02	1,53	5,02
	3	3,820	2,321	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	5,84	1,53	5,84
	4	4,020	2,321	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	6,15	1,53	6,15
	5	3,790	1,883	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	5,80	1,53	5,80
	6	2,680	0,977	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	4,10	1,53	4,10
4	1	2,350	0,977	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	3,60	1,53	3,60
	2	4,210	1,883	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	6,44	1,53	6,44
	3	4,890	2,321	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	7,48	1,53	7,48
	4	5,140	2,321	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	7,86	1,53	7,86
	5	4,850	1,883	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	7,42	1,53	7,42
	6	3,430	0,977	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	5,25	1,53	5,25
3	1	2,830	0,977	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	4,33	1,53	4,33
	2	5,060	1,883	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	7,74	1,53	7,74
	3	5,890	2,321	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	9,01	1,53	9,01
	4	6,190	2,321	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	9,47	1,53	9,47
	5	5,840	1,883	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	8,94	1,53	8,94
	6	4,120	0,977	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	6,30	1,53	6,30
2	1	3,580	0,977	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	5,48	1,53	5,48
	2	6,410	1,883	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	9,81	1,53	9,81
	3	7,460	2,321	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	11,41	1,53	11,41
	4	7,840	2,321	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	12,00	1,53	12,00
	5	7,400	1,883	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	11,32	1,53	11,32
	6	5,22	0,977	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,53	7,99	1,53	7,99
1	1	5,82	0,666	0,72	0,00	0,00	0,00	0,72	2,69	15,67	1,05	6,09
	2	7,59	1,284	0,61	0,00	0,00	0,00	0,61	2,28	17,32	1,46	11,07
	3	8,51	1,588	0,63	0,00	0,00	0,00	0,63	2,36	20,05	1,38	11,78
	4	8,93	1,588	0,63	0,00	0,00	0,00	0,63	2,36	21,04	1,38	12,36
	5	8,68	1,284	0,61	0,00	0,00	0,00	0,61	2,28	19,80	1,46	12,66
	6	7,27	0,666	0,72	0,00	0,00	0,00	0,72	2,69	19,58	1,05	7,61

Ø Tableau VII-13 : Moments aux appuis du portique transversal (B-B) :

Niv	nœud	Kw .10 ⁻⁴	Ke.10 ⁻⁴	Msup (KN.m)	Minf (KN. m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)
9	1	2,305	0	0,00	1,01	1,01	0,00
	2	2,305	2,305	0,00	1,46	0,73	0,73
	3	2,305	2,305	0,00	1,53	0,77	0,77
	4	2,305	2,305	0,00	1,58	0,79	0,79
	5	2,305	2,305	0,00	1,65	0,83	0,83
	6	0	2,305	0,00	1,13	0,00	1,13
8	1	2,305	0	0,67	2,02	2,69	0,00
	2	2,305	2,305	1,20	3,16	2,18	2,18
	3	2,305	2,305	1,25	3,32	2,29	2,29
	4	2,305	2,305	1,29	3,42	2,36	2,36
	5	2,305	2,305	1,35	3,55	2,45	2,45
	6	0	2,305	0,92	2,46	0,00	3,38
7	1	2,305	0	1,65	2,86	4,51	0,00
	2	2,305	2,305	2,59	4,10	3,35	3,35
	3	2,305	2,305	2,71	4,28	3,50	3,50
	4	2,305	2,305	2,80	4,39	3,60	3,60
	5	2,305	2,305	2,91	4,59	3,75	3,75
	6	0	2,305	2,01	3,48	0,00	5,49
6	1	2,305	0	2,34	3,29	5,63	0,00
	2	2,305	2,305	4,10	5,16	4,63	4,63
	3	2,305	2,305	4,28	5,40	4,84	4,84
	4	2,305	2,305	4,39	5,55	4,97	4,97
	5	2,305	2,305	4,59	5,78	5,19	5,19
	6	0	2,305	2,85	3,99	0,00	6,84

Ø Tableau VII-14: Moments aux appuis du portique transversal (B-B) :

Niv	nœud	$K_w \cdot 10^{-4}$	$K_e \cdot 10^{-4}$	Msup (KN.m)	Minf (KN.m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)
5	1	2,305	0	3,29	4,01	7,30	0,00
	2	2,305	2,305	5,16	6,29	5,73	5,73
	3	2,305	2,305	5,40	6,58	5,99	5,99
	4	2,305	2,305	5,55	6,76	6,16	6,16
	5	2,305	2,305	5,78	7,05	6,42	6,42
	6	0	2,305	3,99	4,87	0,00	8,86
4	1	2,305	0	4,01	4,79	8,80	0,00
	2	2,305	2,305	6,29	7,53	6,91	6,91
	3	2,305	2,305	6,58	7,86	7,22	7,22
	4	2,305	2,305	6,76	8,09	7,43	7,43
	5	2,305	2,305	7,05	8,43	7,74	7,74
	6	0	2,305	4,87	5,81	0,00	10,68
3	1	2,305	0	4,79	5,58	10,37	0,00
	2	2,305	2,305	7,53	8,78	8,16	8,16
	3	2,305	2,305	7,86	9,18	8,52	8,52
	4	2,305	2,305	8,09	9,46	8,78	8,78
	5	2,305	2,305	8,43	9,85	9,14	9,14
	6	0	2,305	5,81	6,79	0,00	12,60
2	1	2,305	0	5,58	6,36	11,94	0,00
	2	2,305	2,305	8,78	10,02	9,40	9,40
	3	2,305	2,305	9,18	10,48	9,83	9,83
	4	2,305	2,305	9,46	10,77	10,12	10,12
	5	2,305	2,305	9,85	11,23	10,54	10,54
	6	0	2,305	6,79	7,74	0,00	14,53
1	1	2,335	0	6,36	4,76	11,12	0,00
	2	2,335	2,335	10,02	9,54	9,78	9,78
	3	2,335	2,335	10,48	10,01	10,25	10,25
	4	2,335	2,335	10,77	10,30	10,54	10,54
	5	2,335	2,335	11,23	10,77	11,00	11,00
	6	0	2,335	7,74	5,86	0,00	13,60

Ø Tableau VII-15 : Moments aux appuis du portique longitudinal
(3-3) :

Niv	nœud	Kw .10-4	Ke.10-4	Msup (KN.m)	Minf (KN. m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)
9	A	2,305	0	0,00	0,75	0,75	0,00
	B	2,139	2,305	0,00	1,19	0,57	0,62
	C	3,339	2,139	0,00	1,40	0,85	0,55
	D	2,139	3,339	0,00	1,46	0,57	0,89
	E	2,305	2,139	0,00	1,38	0,72	0,66
	F	0	2,305	0,00	1,08	0,00	1,08
8	A	2,305	0	0,48	1,41	1,89	0,00
	B	2,139	2,305	0,98	2,47	1,66	1,79
	C	3,339	2,139	1,14	2,77	2,38	1,53
	D	2,139	3,339	1,20	2,92	1,61	2,51
	E	2,305	2,139	1,13	2,86	2,07	1,92
	F	0	2,305	0,69	2,06	0,00	2,75
7	A	2,305	0	1,10	1,95	3,05	0,00
	B	2,139	2,305	2,02	3,23	2,53	2,72
	C	3,339	2,139	2,46	3,70	3,75	2,41
	D	2,139	3,339	2,59	3,89	2,53	3,95
	E	2,305	2,139	2,34	3,75	3,16	2,93
	F	0	2,305	1,62	2,84	0,00	4,46
6	A	2,305	0	1,60	2,26	3,86	0,00
	B	2,139	2,305	3,10	3,98	3,41	3,67
	C	3,339	2,139	3,70	4,62	5,07	3,25
	D	2,139	3,339	3,89	4,87	3,42	5,34
	E	2,305	2,139	3,60	4,59	4,25	3,94
	F	0	2,305	2,33	3,31	0,00	5,64

Ø Tab-VII-16:Moments aux appuis du portique longitudinal (3-3) :

Niv	nœud	$K_w \cdot 10^{-4}$	$K_e \cdot 10^{-4}$	Msup (KN.m)	Minf (KN.m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)
5	1	2,305	0	2,17	2,82	4,99	0,00
	2	2,139	2,305	3,98	5,02	4,33	4,67
	3	3,339	2,139	4,62	5,84	6,38	4,08
	4	2,139	3,339	4,87	6,15	4,30	6,72
	5	2,305	2,139	4,59	5,80	5,39	5,00
	6	0	2,305	3,18	4,10	0,00	7,28
4	1	2,305	0	2,82	3,60	6,42	0,00
	2	2,139	2,305	5,02	6,44	5,52	5,94
	3	3,339	2,139	5,84	7,48	8,12	5,20
	4	2,139	3,339	6,15	7,86	5,47	8,54
	5	2,305	2,139	5,80	7,42	6,86	6,36
	6	0	2,305	4,10	5,25	0,00	9,35
3	1	2,305	0	3,60	4,33	7,93	0,00
	2	2,139	2,305	6,44	7,74	6,83	7,35
	3	3,339	2,139	7,48	9,01	10,05	6,44
	4	2,139	3,339	7,86	9,47	6,77	10,56
	5	2,305	2,139	7,42	8,94	8,49	7,87
	6	0	2,305	5,25	6,30	0,00	11,55
2	1	2,305	0	4,33	5,48	9,81	0,00
	2	2,139	2,305	7,74	9,81	8,45	9,10
	3	3,339	2,139	9,01	10,41	11,84	7,58
	4	2,139	3,339	9,47	12,00	8,38	13,09
	5	2,305	2,139	8,94	11,32	10,51	9,75
	6	0	2,305	6,30	7,99	0,00	14,29
1	1	2,335	0	5,48	6,09	11,57	0,00
	2	2,165	2,335	9,81	11,07	10,05	10,83
	3	3,403	2,165	11,41	11,78	14,17	9,02
	4	2,165	3,403	12,00	12,36	9,47	14,89
	5	2,335	2,165	11,32	12,66	12,44	11,54
	6	0	2,335	7,99	7,61	0,00	15,60

Ø Tab. VII-17 : Moments fléchissant en travées et efforts tranchants dans les poutres du portique longitudinal (3-3) :

Niv	travées	Lc (m)	Me (KN.m)	Mw (KN.m)	X(m)	Mt (KN.m)	T(KN)
9	AB	3,875	0,75	0,62	4,25	-0,883	0,354
	BC	4,175	0,57	0,55	1,266	0,210	0,268
	CD	2,675	0,85	0,89	1,25	0,077	0,650
	DE	4,175	0,57	0,66	2,57	-0,097	0,295
	EF	3,875	0,72	1,08	0,091	1,038	0,465
8	AB	3,875	1,89	1,79	3,656	-1,682	0,950
	BC	4,175	1,66	1,53	1,421	0,444	0,764
	CD	2,675	2,38	2,51	1,25	0,225	1,828
	DE	4,175	1,61	1,92	2,454	-0,155	0,846
	EF	3,875	2,07	2,75	0,793	1,764	1,244
7	AB	3,875	3,05	2,72	3,607	-2,651	1,489
	BC	4,175	2,53	2,41	1,436	0,711	1,183
	CD	2,675	3,75	3,95	1,25	0,352	2,879
	DE	4,175	2,53	2,93	2,443	-0,265	1,308
	EF	3,875	3,16	4,46	0,85	2,789	1,966
6	AB	3,875	3,86	3,67	3,607	-3,339	1,943
	BC	4,175	3,41	3,25	1,436	0,959	1,595
	CD	2,675	5,07	5,34	1,25	0,476	3,892
	DE	4,175	3,42	3,94	2,443	-0,367	1,763
	EF	3,875	4,25	5,64	0,85	3,471	2,552

Ø Tab. VII-18 : Moments fléchissant en travées et efforts tranchants dans les poutres du portique longitudinal (3-3) :

Niv	travées	Lc (m)	Me (KN.m)	Mw (KN.m)	X(m)	Mt (KN.m)	T(KN)
5	AB	3,875	4,99	4,67	3,607	-4,322	2,493
	BC	4,175	4,33	4,08	1,436	1,187	2,014
	CD	2,675	6,38	6,72	1,25	0,599	4,897
	DE	4,175	4,30	5,00	2,443	-0,442	2,228
	EF	3,875	5,39	7,28	0,85	4,501	3,270
4	AB	3,875	6,42	5,94	3,607	-5,565	3,190
	BC	4,175	5,52	5,20	1,436	1,513	2,568
	CD	2,675	8,12	8,54	1,25	0,755	6,228
	DE	4,175	5,47	6,36	2,443	-0,562	2,834
	EF	3,875	6,86	9,35	0,85	5,794	4,183
3	AB	3,875	7,93	7,35	3,607	-6,873	3,943
	BC	4,175	6,83	6,44	1,436	1,876	3,178
	CD	2,675	10,05	10,56	1,25	0,929	7,705
	DE	4,175	6,77	7,58	2,443	-0,817	3,437
	EF	3,875	8,49	11,55	0,85	7,154	5,172
2	AB	3,875	9,81	9,10	3,607	-8,502	4,880
	BC	4,175	8,45	7,58	1,436	2,066	3,840
	CD	2,675	11,84	13,09	1,25	1,440	9,320
	DE	4,175	8,38	9,75	2,443	-0,859	4,343
	EF	3,875	10,51	14,29	0,85	8,850	6,400
1	AB	3,825	11,57	10,83	3,228	-8,074	5,856
	BC	4,125	10,05	9,02	1,524	1,975	4,623
	CD	2,625	14,17	14,89	1,225	1,329	11,070
	DE	4,125	9,47	11,54	1,586	3,462	5,093
	EF	3,825	12,44	15,60	3,765	-12,000	7,331

Ø Tab. VII-19 : Moments fléchissant en travées et efforts tranchants dans les poutres du portique transversal (B-B) :

Niv	travées	Lc (m)	Me (KN.m)	Mw (KN.m)	X(m)	Mt (KN.m)	T(KN)
9	1_2	3,875	1,01	0,73	1,887	-0,117	0,449
	2_3	3,875	0,73	0,77	2,049	-0,023	0,387
	3_4	3,875	0,77	0,79	1,85	0,045	0,403
	4_5	3,875	0,79	0,83	1,651	0,140	0,418
	5_6	3,875	0,83	1,13	1,813	0,213	0,506
8	1_2	3,875	2,69	2,18	2,219	-0,609	1,257
	2_3	3,875	2,18	2,29	2,002	-0,019	1,154
	3_4	3,875	2,29	2,36	1,85	0,140	1,200
	4_5	3,875	2,36	2,45	1,698	0,342	1,241
	5_6	3,875	2,45	3,38	1,481	1,152	1,505
7	1_2	3,875	4,51	3,35	2,268	-1,250	2,028
	2_3	3,875	3,35	3,50	1,997	-0,030	1,768
	3_4	3,875	3,50	3,60	1,85	0,210	1,832
	4_5	3,875	3,60	3,75	1,703	0,520	1,897
	5_6	3,875	3,75	5,49	1,432	2,075	2,385
6	1_2	3,875	5,63	4,63	2,268	-1,375	2,648
	2_3	3,875	4,63	4,84	1,997	-0,040	2,444
	3_4	3,875	4,84	4,97	1,85	0,287	2,532
	4_5	3,875	4,97	5,19	1,703	0,725	2,622
	5_6	3,875	5,19	6,84	1,432	2,394	3,105

Ø Tab. VII-20 : Moments fléchissant en travées et efforts tranchants dans les poutres du portique transversal (B-B) :

Niv	travées	Lc (m)	Me (KN.m)	Mw (KN.m)	X(m)	Mt (KN.m)	T(KN)
5	1_2	3,875	7,300	5,730	3,607	-6,399	3,363
	2_3	3,875	5,73	5,99	2,002	-0,065	3,025
	3_4	3,875	5,99	6,16	1,85	0,359	3,135
	4_5	3,875	6,16	6,42	1,698	0,908	3,246
	5_6	3,875	6,42	8,80	1,481	2,983	3,928
4	1_2	3,875	8,80	6,91	1,869	-0,667	4,054
	2_3	3,875	6,91	7,22	1,857	0,449	3,646
	3_4	3,875	7,22	7,43	1,85	0,436	3,781
	4_5	3,875	7,43	7,74	1,843	0,525	3,915
	5_6	3,875	7,74	10,68	1,831	1,976	4,754
3	1_2	3,875	10,37	8,16	1,868	-0,773	4,782
	2_3	3,875	8,16	8,52	1,86	0,514	4,305
	3_4	3,875	8,52	8,78	1,85	0,521	4,465
	4_5	3,875	8,78	9,14	1,84	0,631	4,625
	5_6	3,875	9,14	12,60	1,821	2,384	5,610
2	1_2	3,875	11,94	9,40	1,864	-0,865	5,507
	2_3	3,875	9,40	9,83	1,861	0,595	4,963
	3_4	3,875	9,83	10,12	1,85	0,595	5,148
	4_5	3,875	10,12	10,54	1,839	0,735	5,332
	5_6	3,875	10,54	14,53	1,824	2,729	6,470
1	1_2	3,875	11,12	9,78	1,885	-0,387	5,394
	2_3	3,875	9,78	10,25	1,825	0,817	5,169
	3_4	3,875	10,25	10,54	1,825	0,749	5,365
	4_5	3,875	10,54	11,00	1,825	0,855	5,559
	5_6	3,875	11,00	13,60	1,866	1,754	6,348

Ø Tab.VII-2 1: Efforts normaux dans les poteaux du portique transversal (B-B) :

Niv	poteau	Tw(KN)	Te(KN)	N(KN)	Nc(KN)
9	1	0,449	0	0,45	0,45
	2	0,387	0,449	0,06	0,06
	3	0,403	0,387	0,02	0,02
	4	0,418	0,403	0,02	0,02
	5	0,506	0,418	0,09	0,09
	6	0	0,506	0,51	0,51
8	1	1,257	0	1,26	1,71
	2	1,154	1,257	0,10	0,16
	3	1,200	1,154	0,05	0,07
	4	1,241	1,200	0,04	0,06
	5	1,505	1,241	0,26	0,35
	6	0	1,505	1,51	2,02
7	1	2,028	0	2,03	3,74
	2	1,768	2,028	0,26	0,42
	3	1,832	1,768	0,06	0,13
	4	1,897	1,832	0,06	0,13
	5	2,385	1,897	0,49	0,84
	6	0	2,385	2,39	4,40
6	1	2,648	0	2,65	6,38
	2	2,444	2,648	0,20	0,63
	3	2,532	2,440	0,09	0,22
	4	2,622	2,532	0,09	0,22
	5	3,105	2,622	0,48	1,33
	6	0	3,105	3,11	7,51

Ø Tab.VII -22-: Efforts normaux dans les poteaux du portique transversal (B-B)

Niv	poteau	Tw(KN)	Te(KN)	N(KN)	Nc(KN)
5	1	3,363	0	3,36	9,75
	2	3,025	3,363	0,34	0,97
	3	3,135	3,025	0,11	0,33
	4	3,246	3,135	0,11	0,33
	5	3,928	3,246	0,68	2,01
	6	0,000	3,928	3,93	11,43
4	1	4,054	0,000	0,00	9,75
	2	3,646	4,054	0,41	1,37
	3	3,781	3,646	0,14	0,47
	4	3,915	3,781	0,13	0,46
	5	4,754	3,915	0,84	2,85
	6	0,000	4,754	0,03	11,46
3	1	4,782	0,000	4,78	14,53
	2	4,305	4,782	0,48	1,85
	3	4,465	4,305	0,16	0,63
	4	4,625	4,465	0,16	0,62
	5	5,610	4,625	0,99	3,83
	6	0	5,610	5,61	17,07
2	1	5,507	0	5,51	20,04
	2	4,963	5,507	0,54	2,39
	3	5,148	4,963	0,19	0,81
	4	5,332	5,148	0,18	0,81
	5	6,470	5,332	1,14	4,97
	6	0,000	6,470	6,47	23,54
1	1	5,394	0	5,39	25,43
	2	5,169	5,394	0,23	2,62
	3	5,365	5,169	0,20	1,01
	4	5,559	5,365	0,19	1,00
	5	6,348	5,559	0,79	5,76
	6	0	6,348	6,35	29,89

Ø Tab.VII -23 : Efforts normaux dans les poteaux du portique longitudinal (3-3)

Niv	poteau	Tw(KN)	Te(KN)	N(KN)	Nc(KN)
9	1	0,354	0	0,35	0,35
	2	0,268	0,354	0,09	0,09
	3	0,650	0,268	0,38	0,38
	4	0,295	0,650	0,36	0,36
	5	0,465	0,295	0,17	0,17
	6	0	0,465	0,47	0,47
8	1	0,950	0	0,95	1,30
	2	0,764	0,950	0,19	0,28
	3	1,828	0,764	1,06	1,44
	4	0,846	1,828	0,98	1,34
	5	1,244	0,846	0,40	0,57
	6	0	1,244	1,24	1,71
7	1	1,489	0	1,49	2,79
	2	1,183	1,489	0,31	0,58
	3	2,879	1,183	1,70	3,14
	4	1,308	2,879	1,57	2,91
	5	1,966	1,308	0,66	1,23
	6	0	1,966	1,97	3,68
6	1	1,943	0	1,94	4,73
	2	1,595	1,943	0,35	0,93
	3	3,892	1,595	2,30	5,44
	4	1,763	3,892	2,13	5,04
	5	2,552	1,763	0,79	2,02
	6	0	2,552	2,55	6,23

Ø Tab.VII -24 : Efforts normaux dans les poteaux du portique longitudinal (3-3)

Niv	poteau	Tw(KN)	Te(KN)	N(KN)	Nc(KN)
5	1	2,493	0	2,49	7,23
	2	2,014	2,493	0,48	1,41
	3	4,897	2,014	2,88	8,32
	4	2,228	4,897	2,67	7,71
	5	3,270	2,228	1,04	3,06
	6	0,000	3,270	3,27	9,50
4	1	3,19	0,000	3,19	10,42
	2	2,568	3,19	0,62	2,03
	3	6,228	2,568	3,66	11,98
	4	2,834	6,228	3,39	11,11
	5	4,183	2,834	1,35	4,41
	6	0,000	4,183	4,18	13,69
3	1	3,943	0,000	3,94	14,36
	2	3,178	3,943	0,77	2,80
	3	7,705	3,178	4,53	16,51
	4	3,437	7,705	4,27	15,37
	5	5,172	3,437	1,74	6,14
	6	0	5,172	5,17	18,86
2	1	4,88	0	4,88	19,24
	2	3,84	4,88	1,04	3,84
	3	9,320	3,84	5,48	21,99
	4	4,343	9,320	4,98	20,35
	5	6,400	4,343	2,06	8,20
	6	0,000	6,400	6,40	25,26
1	1	5,856	0	5,86	25,09
	2	4,623	5,856	1,23	5,07
	3	11,070	4,623	6,45	28,43
	4	5,093	11,070	5,98	26,33
	5	7,331	5,093	2,24	10,44
	6	0	7,331	7,33	32,59

VII -3) Distribution des sollicitations horizontales sur les éléments de refends :

L'effort repris par chaque voile (refend) sera la somme des deux c.-à-d., effort dû à la translation et l'effort dû à la rotation.

Ceux ci se calculent par la méthode du centre élastique proposée par «MARIUS DIVERS»

Ø Principe de la méthode :

- Le centre de torsion d'un groupe de refend, est le point caractérisé par les propriétés suivantes :
- Une force dont la ligne (élastique) d'action passée par le centre de torsion engendre uniquement une translation des refonds : La direction de translation est parallèle à la direction de la force.
- Un moment dont l'axe verticale passe par le centre de torsion engendre uniquement une rotation est le même que le sens du moment.

Remarque : Les efforts négatifs engendrés par la rotation sont négligés (Selon le RPA99 Art 4-27)

Effort de la translation :

Pour un effort (E_k) dirigé dans le sens (x-x) ; un refend quelconque (j) parallèle à la direction de la force (E_k) reprendra un effort :

$$H'_{jx} = \frac{E_{kx} \times I_y}{\sum_{i=1}^n I_{jy}}$$

De même pour le sens (y -y)

$$H'_{jy} = \frac{E_{ky} \times I_x}{\sum_{i=1}^n I_{jx}}$$

Avec : I_x, I_y : inerties des voiles longitudinal et transversal.

a) Effort de rotation :

L'effort repris par chaque voile (refond) dans le cas de la rotation, est proportionnel à la rigidité et à la distance du centre de gravité du refond au centre de torsion, le tout étant normalisé par la rigidités de torsion pour un effort (E_k) dirigé suivant « X » ; un refond « j »quelconque reprendra un effort égale à :

$$H''_x = \frac{E_{KX} \cdot e_y \cdot Y \cdot I_y}{J_q} \dots\dots\dots \text{dans le sens (X-X)}$$

$$H_y'' = \frac{E_{Ky} \cdot e_x \cdot X \cdot I_x}{J_q} \dots\dots\dots \text{dans le sens (Y-Y)}$$

Avec :

J_0 : inertie polaire des voiles

X, Y : coordonnées du centre de gravité du voile (j) par rapport au centre de torsion

e_x, e_y : excentricités entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion.

Remarque :

Les excentricités et les coordonnées sont prises en valeurs algébriques.

Effort total repris par chaque refend :

$$H_x = H_x' + H_x'' \quad \text{Sens X -X.}$$

$$H_y = H_y' + H_y'' \quad \text{Sens Y-Y.}$$

1) Distribution des moments et efforts tranchants sur chaque voile :

La détermination des sollicitations internes consiste à calculer les efforts tranchants et les moments fléchissant dans les différents éléments du refend.

$$T_j = T_{j+1} + H_x$$

$$M_j = M_{j+1} + T_{K+1} \cdot h$$

Avec :

H_x : Effort tranchant total repris par un voile

h : Hauteur de l'étage.

Les valeurs de M et T de chaque voile seront données dans les tableaux suivants :

Ø Tab .VII.25.Répartition des efforts sismiques dans les refends par niveau suivant X-X :

Niv	Voiles	Iy	ΣIy	Yci	J ₀	Fky (KN)	ey	Hx ' (KN)	Hx'' (KN)	HKx (KN)	Tky (KN)	Mky (Kn.m)
9	VL1	1,42	5,68	6,1	803,8	243,03	0,99	60,758	2,593	63,350	63,350	0
	VL2	1,42	5,68	6,1	803,8	243,03	0,99	60,758	2,593	63,350	63,350	0
	VL3	1,42	5,68	-6,1	803,8	243,03	0,99	60,758	-2,593	58,165	58,165	0
	VL4	1,42	5,68	-6,1	803,8	243,03	0,99	60,758	-2,593	58,165	58,165	0
8	VL1	1,42	5,68	6,1	803,8	260,09	0,99	65,023	2,775	67,797	131,148	193,85
	VL2	1,42	5,68	6,1	803,8	260,09	0,99	65,023	2,775	67,797	131,148	193,85
	VL3	1,42	5,68	-6,1	803,8	260,09	0,99	65,023	-2,775	62,248	120,412	177,98
	VL4	1,42	5,68	-6,1	803,8	260,09	0,99	65,023	-2,775	62,248	120,412	177,98
7	VL1	1,42	5,68	6,1	803,8	207,17	0,99	51,793	2,210	54,003	185,150	595,16
	VL2	1,42	5,68	6,1	803,8	207,17	0,99	51,793	2,210	54,003	185,150	595,16
	VL3	1,42	5,68	-6,1	803,8	207,17	0,99	51,793	-2,210	49,582	169,995	546,45
	VL4	1,42	5,68	-6,1	803,8	207,17	0,99	51,793	-2,210	49,582	169,995	546,45
6	VL1	1,42	5,68	6,1	803,8	178,69	0,99	44,673	1,906	46,579	231,729	1161,7
	VL2	1,42	5,68	6,1	803,8	178,69	0,99	44,673	1,906	46,579	231,729	1161,7
	VL3	1,42	5,68	-6,1	803,8	178,69	0,99	44,673	-1,906	42,766	212,761	1066,6
	VL4	1,42	5,68	-6,1	803,8	178,69	0,99	44,673	-1,906	42,766	212,761	1066,6

Ø Tab .VII.26.Répartition des efforts sismiques dans les refends par niveau suivant X-X :

Niv	Voiles	Iy	ΣIy	Yci	J ₀	Fky (KN)	ey	Hx ' (KN)	Hx'' (KN)	HKx (KN)	Tky (KN)	Mky (Kn.m)
5	VL1	1,42	5,68	6,1	803,802	235,58	0,99	58,895	2,513	61,408	293,137	1870,814
	VL2	1,42	5,68	6,1	803,802	235,58	0,99	58,895	2,513	61,408	293,137	1870,814
	VL3	1,42	5,68	-6,1	803,802	235,58	0,99	58,895	-2,513	56,382	269,143	1717,678
	VL4	1,42	5,68	-6,1	803,802	235,58	0,99	58,895	-2,513	56,382	269,143	1717,678
4	VL1	1,42	5,68	6,1	803,802	314,37	0,99	78,5925	3,354	81,946	375,084	2767,815
	VL2	1,42	5,68	6,1	803,802	314,37	0,99	78,5925	3,354	81,946	375,084	2767,815
	VL3	1,42	5,68	-6,1	803,802	314,37	0,99	78,5925	-3,354	75,239	344,381	2541,255
	VL4	1,42	5,68	-6,1	803,802	314,37	0,99	78,5925	-3,354	75,239	344,381	2541,255
3	VL1	1,42	5,68	6,1	803,802	292,73	0,99	73,1825	3,123	76,305	451,389	3915,571
	VL2	1,42	5,68	6,1	803,802	292,73	0,99	73,1825	3,123	76,305	451,389	3915,571
	VL3	1,42	5,68	-6,1	803,802	292,73	0,99	73,1825	-3,123	70,060	414,441	3595,061
	VL4	1,42	5,68	-6,1	803,802	292,73	0,99	73,1825	-3,123	70,060	414,441	3595,061
2	VL1	1,42	5,68	6,1	803,802	642,12	0,99	160,53	6,850	167,380	618,770	5296,822
	VL2	1,42	5,68	6,1	803,802	642,12	0,99	160,53	6,850	167,380	618,770	5296,822
	VL3	1,42	5,68	-6,1	803,802	642,12	0,99	160,53	-6,850	153,680	568,120	4863,25
	VL4	1,42	5,68	-6,1	803,802	642,12	0,99	160,53	-6,850	153,680	568,120	4863,25
1	VL1	1,42	5,68	6,1	803,587	519,51	0,99	129,878	5,544	135,421	754,191	7611,021
	VL2	1,42	5,68	6,1	803,587	519,51	0,99	129,878	5,544	135,421	754,191	7611,021
	VL3	1,42	5,68	-6,1	803,587	519,51	0,99	129,878	-5,544	124,334	692,454	6988,02
	VL4	1,42	5,68	-6,1	803,587	519,51	0,99	129,878	-5,544	124,334	692,454	6988,02

Ø Tab .VII.27.Répartition des efforts sismiques dans les refends par niveau suivant Y-Y :

Niv	Voiles	I _x	ΣI _x	X _{ci}	J ₀	F _{kx} (KN)	ex	Hy ' (KN)	Hy'' (KN)	HKy (KN)	T _{kx} (KN)	M _k (Kn.m)
9	VT1	1,42	8,52	9,95	803,802	240,57	0,99	40,095	4,186	44,281	44,281	0,000
	VT2	1,42	8,52	-9,85	803,802	240,57	0,99	40,095	-4,144	35,951	35,951	0,000
	VT3	1,42	8,52	-9,85	803,802	240,57	0,99	40,095	-4,144	35,951	35,951	0,000
	VT4	1,42	8,52	-1,45	803,802	240,57	0,99	40,095	-0,610	39,485	39,485	0,000
	VT5	1,42	8,52	1,45	803,802	240,57	0,99	40,095	0,610	40,705	40,705	0,000
	VT6	1,42	8,52	9,95	803,802	240,57	0,99	40,095	4,186	44,281	44,281	0,000
8	VT1	1,42	8,52	9,95	803,802	278,53	0,99	46,422	4,847	51,269	95,550	135,50103
	VT2	1,42	8,52	-9,85	803,802	278,53	0,99	46,422	-4,798	41,623	77,574	110,00911
	VT3	1,42	8,52	-9,85	803,802	278,53	0,99	46,422	-4,798	41,623	77,574	110,00911
	VT4	1,42	8,52	-1,45	803,802	278,53	0,99	46,422	-0,706	45,715	85,200	120,82387
	VT5	1,42	8,52	1,45	803,802	278,53	0,99	46,422	0,706	47,128	87,833	124,55753
	VT6	1,42	8,52	9,95	803,802	278,53	0,99	46,422	4,847	51,269	95,550	135,50103
7	VT1	1,42	8,52	9,95	803,802	219,38	0,99	36,563	3,818	40,381	135,931	427,88407
	VT2	1,42	8,52	-9,85	803,802	219,38	0,99	36,563	-3,779	32,784	110,358	347,38589
	VT3	1,42	8,52	-9,85	803,802	219,38	0,99	36,563	-3,779	32,784	110,358	347,38589
	VT4	1,42	8,52	-1,45	803,802	219,38	0,99	36,563	-0,556	36,007	121,207	381,53663
	VT5	1,42	8,52	1,45	803,802	219,38	0,99	36,563	0,556	37,120	124,953	393,32677
	VT6	1,42	8,52	9,95	803,802	219,38	0,99	36,563	3,818	40,381	135,931	427,88407
6	VT1	1,42	8,52	9,95	803,802	191,41	0,99	31,902	3,331	35,233	171,164	843,83287
	VT2	1,42	8,52	-9,85	803,802	191,41	0,99	31,902	-3,297	28,604	138,962	685,0819
	VT3	1,42	8,52	-9,85	803,802	191,41	0,99	31,902	-3,297	28,604	138,962	685,0819
	VT4	1,42	8,52	-1,45	803,802	191,41	0,99	31,902	-0,485	31,416	152,624	752,4308
	VT5	1,42	8,52	1,45	803,802	191,41	0,99	31,902	0,485	32,387	157,340	775,6822
	VT6	1,42	8,52	9,95	803,802	191,41	0,99	31,902	3,331	35,233	171,164	843,83287

Ø Tab .VII.28.Réparation des efforts sismiques dans les refends par niveau suivant
Y-Y :

Niv	Voiles	I _x	ΣI _x	X _{ci}	J ₀	F _{kx} (KN)	e _x	H _y ' (KN)	H _y '' (KN)	H _{Ky} (KN)	T _{kx} (KN)	M _k (Kn.m)
5	VT1	1,42	8,52	9,95	803,802	203,83	0,99	33,972	3,547	37,519	208,682	1367,59334
	VT2	1,42	8,52	-9,85	803,802	203,83	0,99	33,972	-3,511	30,460	169,423	1110,30689
	VT3	1,42	8,52	-9,85	803,802	203,83	0,99	33,972	-3,511	30,460	169,423	1110,30689
	VT4	1,42	8,52	-1,45	803,802	203,83	0,99	33,972	-0,517	33,455	186,078	1219,45872
	VT5	1,42	8,52	1,45	803,802	203,83	0,99	33,972	0,517	34,489	191,828	1257,14208
	VT6	1,42	8,52	9,95	803,802	203,83	0,99	33,972	3,547	37,519	208,682	1367,59334
4	VT1	1,42	8,52	9,95	803,802	221,27	0,99	36,878	3,851	40,729	249,411	2006,16104
	VT2	1,42	8,52	-9,85	803,802	221,27	0,99	36,878	-3,812	33,067	202,489	1628,74033
	VT3	1,42	8,52	-9,85	803,802	221,27	0,99	36,878	-3,812	33,067	202,489	1628,74033
	VT4	1,42	8,52	-1,45	803,802	221,27	0,99	36,878	-0,561	36,317	222,395	1788,8582
	VT5	1,42	8,52	1,45	803,802	221,27	0,99	36,878	0,561	37,439	229,268	1844,137
	VT6	1,42	8,52	9,95	803,802	221,27	0,99	36,878	3,851	40,729	249,411	2006,16104
3	VT1	1,42	8,52	9,95	803,802	227,12	0,99	37,853	3,952	41,806	291,217	2769,35905
	VT2	1,42	8,52	-9,85	803,802	227,12	0,99	37,853	-3,913	33,941	236,430	2248,35728
	VT3	1,42	8,52	-9,85	803,802	227,12	0,99	37,853	-3,913	33,941	236,430	2248,35728
	VT4	1,42	8,52	-1,45	803,802	227,12	0,99	37,853	-0,576	37,277	259,673	2469,38833
	VT5	1,42	8,52	1,45	803,802	227,12	0,99	37,853	0,576	38,429	267,697	2545,69667
	VT6	1,42	8,52	9,95	803,802	227,12	0,99	37,853	3,952	41,806	291,217	2769,35905
2	VT1	1,42	8,52	9,95	803,802	221,96	0,99	36,993	3,863	40,856	332,073	3660,48238
	VT2	1,42	8,52	-9,85	803,802	221,96	0,99	36,993	-3,824	33,170	269,600	2971,83285
	VT3	1,42	8,52	-9,85	803,802	221,96	0,99	36,993	-3,824	33,170	269,600	2971,83285
	VT4	1,42	8,52	-1,45	803,802	221,96	0,99	36,993	-0,563	36,430	296,103	3263,9872
	VT5	1,42	8,52	1,45	803,802	221,96	0,99	36,993	0,563	37,556	305,253	3364,85
	VT6	1,42	8,52	9,95	803,802	221,96	0,99	36,993	3,863	40,856	332,073	3660,48238
1	VT1	1,42	8,52	9,925	803,587	141,07	0,99	23,512	2,449	25,961	358,034	4902,43406
	VT2	1,42	8,52	-9,875	803,587	141,07	0,99	23,512	-2,437	21,075	290,674	3980,13515
	VT3	1,42	8,52	-9,875	803,587	141,07	0,99	23,512	-2,437	21,075	290,674	3980,13515
	VT4	1,42	8,52	-1,425	803,587	141,07	0,99	23,512	-0,352	23,160	319,263	4371,41347
	VT5	1,42	8,52	1,425	803,587	141,07	0,99	23,512	0,352	23,863	329,117	4506,49766
	VT6	1,42	8,52	9,925	803,587	141,07	0,99	23,512	2,449	25,961	358,034	4902,43406

Introduction :

Les sollicitations à prendre en considération pour le calcul des armatures et effectuer les vérifications imposées par le BAEL 91 et le RPA99 sont combinées de façon à prévoir les efforts les plus défavorables contre lesquels la structure sera amenée à résister.

VIII.1.Combinaisons selon le BAEL :

E.L.U : $1.35G + 1.5Q$.

E.L.S : $G + Q$.

VIII.2.Combinaisons selon le RPA99 :

$G + Q \pm E$. Pour les poutres

$0.8G \pm E$. Pour les poteaux et les poutres

$G + Q \pm 1.2 E$. Pour les poteaux (ossature auto-stable)

Avec :

G : charge permanente.

Q : charges d'exploitation.

E : effet du séisme.

Ø les différentes combinaisons à prendre en compte :

Eléments	Combinaison BAEL 91		Combinaison RPA99
	ELU	ELS	
Poutres	$1.35G + 1.5Q$	$G + Q$	$G + Q \pm E$ et $0.8G \pm E$
Poteaux	$1.35G + 1.5Q$	$G + Q$	
Voiles	$1.35G + 1.5Q$	$G + Q$	

L'action du vent n'est pas prise en compte, car elle est négligeable devant celle du séisme.

Ø Tab. VIII. 1: Superposition des moments dans les poutres de portique (B1B6):

Niveau	Travées	G			Q			G+Q			1,35G+1,5Q		
		Me (KN.m)	MW (KN.m)	Mt (KN.m)	Me (KN.m)	MW (KN.m)	Mt (KN.m)	Me (KN.m)	MW (KN.m)	Mt (KN.m)	Me (KN.m)	MW (KN.m)	Mt (KN.m)
10	1_2	7,656	7,069	11,017	1,248	0,742	-0,288	8,904	7,811	10,729	12,208	10,656	14,441
	2_3	6,985	6,182	10,888	0,705	0,670	1,156	7,690	6,852	12,044	10,487	9,351	16,433
	3_4	6,182	6,182	10,272	0,670	0,670	1,112	6,852	6,852	11,384	9,351	9,351	15,535
	4_5	6,182	4,693	9,624	0,670	0,705	1,043	6,852	5,398	10,667	9,351	7,393	14,557
	5_6	6,843	7,656	7,949	0,742	1,248	-2,880	7,585	8,904	5,069	10,351	12,208	6,411
9	1_2	7,864	6,449	10,034	1,554	1,124	1,336	9,418	7,573	11,370	12,947	10,392	15,550
	2_3	5,994	5,765	9,874	1,045	1,005	1,721	7,039	6,770	11,595	9,659	9,290	15,911
	3_4	5,765	5,765	9,571	1,005	1,005	1,668	6,770	6,770	11,239	9,290	9,290	15,423
	4_5	5,765	5,994	9,140	1,005	1,045	1,593	6,770	7,039	10,733	9,290	9,659	14,729
	5_6	6,449	7,864	4,207	1,124	1,554	-0,596	7,573	9,418	3,611	10,392	12,947	4,785
8	1_2	7,910	6,455	9,990	1,554	1,125	1,341	9,464	7,580	11,331	13,010	10,402	15,498
	2_3	5,988	5,765	9,867	1,044	1,005	1,720	7,032	6,770	11,587	9,650	9,290	15,900
	3_4	5,765	5,765	9,571	1,005	1,005	1,668	6,770	6,770	11,239	9,290	9,290	15,423
	4_5	5,765	5,988	9,153	1,005	1,044	1,595	6,770	7,032	10,748	9,290	9,650	14,749
	5_6	6,449	7,910	3,971	1,125	1,554	-0,580	7,574	9,464	3,391	10,394	13,010	4,491

Ø Tab. VIII. 2: Superposition des moments dans les poutres de portique (B1B6):

Niveau	Travées	G			Q			G+Q			1,35G+1,5Q		
		Me (KN.m)	MW (KN.m)	Mt (KN.m)	Me (KN.m)	MW (KN.m)	Mt (KN.m)	Me (KN.m)	MW (KN.m)	Mt (KN.m)	Me (KN.m)	MW (KN.m)	Mt (KN.m)
7	1_2	7,910	6,455	9,990	1,554	1,125	1,336	9,464	7,580	11,326	13,010	10,402	15,491
	2_3	5,988	5,765	9,867	1,044	1,005	1,721	7,032	6,770	11,588	9,650	9,290	15,902
	3_4	5,765	5,765	9,571	1,005	1,005	1,668	6,770	6,770	11,239	9,290	9,290	15,423
	4_5	5,765	5,988	9,867	1,005	1,044	1,593	6,770	7,032	11,460	9,290	9,650	15,710
	5_6	6,455	7,910	3,971	1,125	1,554	-0,596	7,580	9,464	3,375	10,402	13,010	4,467
6	1_2	7,864	6,449	10,034	1,554	1,124	0,951	9,418	7,573	10,985	12,947	10,392	14,972
	2_3	5,994	5,765	9,874	1,045	1,005	1,097	7,039	6,770	10,971	9,659	9,290	14,975
	3_4	5,765	5,765	9,571	1,005	1,005	1,112	6,770	6,770	10,683	9,290	9,290	14,589
	4_5	5,765	5,994	9,140	1,005	1,045	1,128	6,770	7,039	10,268	9,290	9,659	14,031
	5_6	6,449	7,864	4,207	1,124	1,554	1,270	7,573	9,418	5,477	10,392	12,947	7,584
5	1_2	7,910	6,455	9,990	1,554	1,125	1,530	9,464	7,580	11,520	13,010	10,402	15,782
	2_3	5,988	5,765	9,867	1,044	1,005	1,655	7,032	6,770	11,522	9,650	9,290	15,803
	3_4	5,765	5,765	9,571	1,005	1,005	1,668	6,770	6,770	11,239	9,290	9,290	15,423
	4_5	5,765	5,988	9,154	1,005	1,044	1,682	6,770	7,032	10,836	9,290	9,650	14,881
	5_6	6,455	7,910	3,973	1,125	1,554	1,795	7,580	9,464	5,768	10,402	13,010	8,056

Ø Tab. VIII. 3: Superposition des moments dans les poutres de portique (B1B6):

Niveau	Travées	G			Q			G+Q			1,35G+1,5Q		
		Me (KN.m)	MW (KN.m)	Mt (KN.m)	Me (KN.m)	MW (KN.m)	Mt (KN.m)	Me (KN.m)	MW (KN.m)	Mt (KN.m)	Me (KN.m)	MW (KN.m)	Mt (KN.m)
4	1_2	7,910	6,455	9,990	1,554	1,125	1,530	9,464	7,580	11,520	13,010	10,402	15,782
	2_3	5,988	5,765	9,867	1,044	1,005	1,654	7,032	6,770	11,521	9,650	9,290	15,801
	3_4	5,765	5,765	9,571	1,005	1,005	1,668	6,770	6,770	11,239	9,290	9,290	15,423
	4_5	5,765	6,397	8,024	1,005	1,044	1,682	6,770	7,441	9,706	9,290	10,202	13,355
	5_6	7,726	7,635	9,765	1,125	1,554	1,795	8,851	9,189	11,560	12,118	12,638	15,875
3	1_2	7,864	6,449	10,034	1,554	1,125	1,440	9,418	7,574	11,474	12,947	10,394	15,706
	2_3	5,994	5,765	9,874	1,045	1,005	1,624	7,039	6,770	11,498	9,659	9,290	15,766
	3_4	5,765	5,765	9,571	1,005	1,005	1,624	6,770	6,770	11,195	9,290	9,290	15,357
	4_5	7,709	6,416	7,960	1,005	1,044	1,669	8,714	7,460	9,629	11,915	10,228	13,250
	5_6	6,949	7,578	9,843	1,124	1,554	1,423	8,073	9,132	11,266	11,067	12,561	15,423
2	1_2	6,949	5,610	9,516	1,524	0,978	2,769	8,473	6,588	12,285	11,667	9,041	17,000
	2_3	5,610	5,610	9,314	0,978	0,978	2,706	6,588	6,588	12,020	9,041	9,041	16,633
	3_4	5,610	5,610	9,314	0,978	0,978	2,706	6,588	6,588	12,020	9,041	9,041	16,633
	4_5	5,610	5,887	8,796	0,978	1,110	2,706	6,588	6,997	11,502	9,041	9,612	15,934
	5_6	6,727	5,220	9,075	0,978	0,489	1,787	7,705	5,709	10,862	10,548	7,781	14,932
1	1_2	7,419	5,610	8,726	0,000	1,630	2,769	7,419	7,240	11,495	10,016	10,019	15,934
	2_3	5,610	5,610	9,314	1,630	1,630	2,706	7,240	7,240	12,020	10,019	10,019	16,633
	3_4	5,610	5,610	9,314	1,630	1,630	2,706	7,240	7,240	12,020	10,019	10,019	16,633
	4_5	5,610	5,610	9,314	1,630	1,630	2,706	7,240	7,240	12,020	10,019	10,019	16,633
	5_6	5,610	4,337	9,012	1,630	0,000	1,787	7,240	4,337	10,799	10,019	5,855	14,847

Ø Tab. VIII. 4: Superposition des moments dans les poutres de portique (B1B6):

Niveau	Travées	G+Q			E			G+Q+E			G+Q-E		
		Me (KN.m)	MW (KN.m)	Mt (KN.m)	Me (KN.m)	MW (KN.m)	Mt (KN.m)	Me (KN.m)	MW (KN.m)	Mt (KN.m)	Me (KN.m)	MW (KN.m)	Mt (KN.m)
10	1_2	8,904	7,811	10,729	1,01	0,73	-0,117	9,914	8,541	10,612	7,894	7,081	10,846
	2_3	7,690	6,852	12,044	0,73	0,77	-0,023	8,420	7,622	12,021	6,960	6,082	12,067
	3_4	6,852	6,852	11,384	0,77	0,79	0,045	7,622	7,642	11,429	6,082	6,062	11,339
	4_5	6,852	5,398	10,667	0,79	0,83	0,140	7,642	6,228	10,807	6,062	4,568	10,527
	5_6	7,585	8,904	5,069	0,83	1,13	0,213	8,415	10,034	5,282	6,755	7,774	4,856
9	1_2	9,418	7,573	11,370	2,69	2,18	-0,609	12,108	9,753	10,761	6,728	5,393	11,979
	2_3	7,039	6,770	11,595	2,18	2,29	-0,019	9,219	9,060	11,576	4,859	4,480	11,614
	3_4	6,770	6,770	11,239	2,29	2,36	0,140	9,060	9,130	11,379	4,480	4,410	11,099
	4_5	6,770	7,039	10,733	2,36	2,45	0,342	9,130	9,489	11,075	4,410	4,589	10,391
	5_6	7,573	9,418	3,611	2,45	3,38	1,152	10,023	12,798	4,763	5,123	6,038	2,459
8	1_2	9,464	7,580	11,331	4,51	3,35	-1,250	13,974	10,930	10,081	4,954	4,230	12,581
	2_3	7,032	6,770	11,587	3,35	3,50	-0,030	10,382	10,270	11,557	3,682	3,270	11,617
	3_4	6,770	6,770	11,239	3,50	3,60	0,210	10,270	10,370	11,449	3,270	3,170	11,029
	4_5	6,770	7,032	10,748	3,60	3,75	0,520	10,370	10,782	11,268	3,170	3,282	10,228
	5_6	7,574	9,464	3,391	3,75	5,49	2,075	11,324	14,954	5,466	3,824	3,974	1,316

Ø Tab. VIII. 5: Superposition des moments dans les poutres de portique (B1B6):

Niveau	Travées	G+Q			E			G+Q+E			G+Q-E		
		Me (KN.m)	MW (KN.m)	Mt (KN.m)	Me (KN.m)	MW (KN.m)	Mt (KN.m)	Me (KN.m)	MW (KN.m)	Mt (KN.m)	Me (KN.m)	MW (KN.m)	Mt (KN.m)
7	1_2	9,464	7,580	11,326	5,63	4,63	-1,375	15,094	12,210	9,951	3,834	2,950	12,701
	2_3	7,032	6,770	11,588	4,63	4,84	-0,040	11,662	11,610	11,548	2,402	1,930	11,628
	3_4	6,770	6,770	11,239	4,84	4,97	0,287	11,610	11,740	11,526	1,930	1,800	10,952
	4_5	6,770	7,032	11,460	4,97	5,19	0,725	11,740	12,222	12,185	1,800	1,842	10,735
	5_6	7,580	9,464	3,375	5,19	6,84	2,394	12,770	16,304	5,769	2,390	2,624	0,981
6	1_2	9,418	7,573	10,985	7,300	5,730	-6,399	16,718	13,303	4,586	2,118	1,843	17,384
	2_3	7,039	6,770	10,971	5,73	5,99	-0,065	12,769	12,760	10,906	1,309	0,780	11,036
	3_4	6,770	6,770	10,683	5,99	6,16	0,359	12,760	12,930	11,042	0,780	0,610	10,324
	4_5	6,770	7,039	10,268	6,16	6,42	0,908	12,930	13,459	11,176	0,610	0,619	9,360
	5_6	7,573	9,418	5,477	6,42	8,80	2,983	13,993	18,218	8,460	1,153	0,618	2,494
5	1_2	9,464	7,580	11,520	8,80	6,91	-0,667	18,264	14,490	10,853	0,664	0,670	12,187
	2_3	7,032	6,770	11,522	6,91	7,22	0,449	13,942	13,990	11,971	0,122	-0,450	11,073
	3_4	6,770	6,770	11,239	7,22	7,43	0,436	13,990	14,200	11,675	-0,450	-0,660	10,803
	4_5	6,770	7,032	10,836	7,43	7,74	0,525	14,200	14,772	11,361	-0,660	-0,708	10,311
	5_6	7,580	9,464	5,768	7,74	10,68	1,976	15,320	20,144	7,744	-0,160	-1,216	3,792

Ø Tab. VIII. 6: Superposition des moments dans les poutres de portique (B1B6):

Niv	Travées	G+Q			E			G+Q+E			G+Q-E		
		Me (KN.m)	MW (KN.m)	Mt (KN.m)	Me (KN.m)	MW (KN.m)	Mt (KN.m)	Me (KN.m)	MW (KN.m)	Mt (KN.m)	Me (KN.m)	MW (KN.m)	Mt (KN.m)
4	1_2	9,464	7,580	11,520	10,37	8,16	-0,773	19,834	15,740	10,747	-0,906	-0,580	12,293
	2_3	7,032	6,770	11,521	8,16	8,52	0,514	15,192	15,290	12,035	-1,128	-1,750	11,007
	3_4	6,770	6,770	11,239	8,52	8,78	0,521	15,290	15,550	11,760	-1,750	-2,010	10,718
	4_5	6,770	7,441	9,706	8,78	9,14	0,631	15,550	16,581	10,337	-2,010	-1,699	9,075
	5_6	8,851	9,189	11,560	9,14	12,60	2,384	17,991	21,789	13,944	-0,289	-3,411	9,176
3	1_2	9,418	7,574	11,474	11,94	9,40	-0,865	21,358	16,974	10,609	-2,522	-1,826	12,339
	2_3	7,039	6,770	11,498	9,40	9,83	0,595	16,439	16,600	12,093	-2,361	-3,060	10,903
	3_4	6,770	6,770	11,195	9,83	10,12	0,595	16,600	16,890	11,790	-3,060	-3,350	10,600
	4_5	8,714	7,460	9,629	10,12	10,54	0,735	18,834	18,000	10,364	-1,406	-3,080	8,894
	5_6	8,073	9,132	11,266	10,54	14,53	2,729	18,613	23,662	13,995	-2,467	-5,398	8,537
2	1_2	8,473	6,588	12,285	11,12	9,78	-0,387	19,593	16,368	11,898	-2,647	-3,192	12,672
	2_3	6,588	6,588	12,020	9,78	10,25	0,817	16,368	16,838	12,837	-3,192	-3,662	11,203
	3_4	6,588	6,588	12,020	10,25	10,54	0,749	16,838	17,128	12,769	-3,662	-3,952	11,271
	4_5	6,588	6,997	11,502	10,54	11,00	0,855	17,128	17,997	12,357	-3,952	-4,003	10,647
	5_6	7,705	5,709	10,862	11,00	13,60	1,754	18,705	19,309	12,616	-3,295	-7,891	9,108
1	1_2	7,419	7,240	11,495	/	/	/	7,419	7,240	11,495	7,419	7,240	11,495
	2_3	7,240	7,240	12,020	/	/	/	7,240	7,240	12,020	7,240	7,240	12,020
	3_4	7,240	7,240	12,020	/	/	/	7,240	7,240	12,020	7,240	7,240	12,020
	4_5	7,240	7,240	12,020	/	/	/	7,240	7,240	12,020	7,240	7,240	12,020
	5_6	7,240	4,337	17,799	/	/	/	7,240	4,337	17,799	7,240	4,337	17,799

Ø Tab. VIII. 7: Superposition des moments dans les poutres du portique (B1B6):

Niveau	Travées	G			E			0,8G+E			0,8 G-E		
		Me (KN.m)	MW (KN.m)	Mt (KN.m)	Me (KN.m)	MW (KN.m)	Mt (KN.m)	Me (KN.m)	MW (KN.m)	Mt (KN.m)	Me (KN.m)	MW (KN.m)	Mt (KN.m)
10	1_2	7,656	7,069	11,017	1,01	0,73	-0,117	7,135	6,385	8,697	5,115	4,925	8,931
	2_3	6,985	6,182	10,888	0,73	0,77	-0,023	6,318	5,716	8,687	4,858	4,176	8,733
	3_4	6,182	6,182	10,272	0,77	0,79	0,045	5,716	5,736	8,263	4,176	4,156	8,173
	4_5	6,182	4,693	9,624	0,79	0,83	0,140	5,736	4,584	7,839	4,156	2,924	7,559
	5_6	6,843	7,656	7,949	0,83	1,13	0,213	6,304	7,255	6,572	4,644	4,995	6,146
9	1_2	7,864	6,449	10,034	2,69	2,18	-0,609	8,981	7,339	7,418	3,601	2,979	8,636
	2_3	5,994	5,765	9,874	2,18	2,29	-0,019	6,975	6,902	7,880	2,615	2,322	7,918
	3_4	5,765	5,765	9,571	2,29	2,36	0,140	6,902	6,972	7,797	2,322	2,252	7,517
	4_5	5,765	5,994	9,140	2,36	2,45	0,342	6,972	7,245	7,654	2,252	2,345	6,970
	5_6	6,449	7,864	4,207	2,45	3,38	1,152	7,609	9,671	4,518	2,709	2,911	2,214
8	1_2	7,910	6,455	9,990	4,51	3,35	-1,250	10,838	8,514	6,742	1,818	1,814	9,242
	2_3	5,988	5,765	9,867	3,35	3,50	-0,030	8,140	8,112	7,864	1,440	1,112	7,924
	3_4	5,765	5,765	9,571	3,50	3,60	0,210	8,112	8,212	7,867	1,112	1,012	7,447
	4_5	5,765	5,988	9,153	3,60	3,75	0,520	8,212	8,540	7,842	1,012	1,040	6,802
	5_6	6,449	7,910	3,971	3,75	5,49	2,075	8,909	11,818	5,252	1,409	0,838	1,102

Ø Tab. VIII. 8: Superposition des moments dans les poutres du portique(B1B6):

Niveau	Travées	G			E			0,8G+E			0,8 G-E		
		Me (KN.m)	MW (KN.m)	Mt (KN.m)	Me (KN.m)	MW (KN.m)	Mt (KN.m)	Me (KN.m)	MW (KN.m)	Mt (KN.m)	Me (KN.m)	MW (KN.m)	Mt (KN.m)
7	1_2	7,910	6,455	9,990	5,63	4,63	-1,375	11,958	9,794	6,617	0,698	0,534	9,367
	2_3	5,988	5,765	9,867	4,63	4,84	-0,040	9,420	9,452	7,854	0,160	-0,228	7,934
	3_4	5,765	5,765	9,571	4,84	4,97	0,287	9,452	9,582	7,944	-0,228	-0,358	7,370
	4_5	5,765	5,988	9,867	4,97	5,19	0,725	9,582	9,980	8,619	-0,358	-0,400	7,169
	5_6	6,455	7,910	3,971	5,19	6,84	2,394	10,354	13,168	5,571	-0,026	-0,512	0,783
6	1_2	7,864	6,449	10,034	7,300	5,730	-0,399	13,591	10,889	7,628	-1,009	-0,571	8,426
	2_3	5,994	5,765	9,874	5,73	5,99	-0,065	10,525	10,602	7,834	-0,935	-1,378	7,964
	3_4	5,765	5,765	9,571	5,99	6,16	0,359	10,602	10,772	8,016	-1,378	-1,548	7,298
	4_5	5,765	5,994	9,140	6,16	6,42	0,908	10,772	11,215	8,220	-1,548	-1,625	6,404
	5_6	6,449	7,864	4,207	6,42	8,80	2,983	11,579	15,091	6,349	-1,261	-2,509	0,383
5	1_2	7,910	6,455	9,990	8,80	6,91	-0,667	15,128	12,074	7,325	-2,472	-1,746	8,659
	2_3	5,988	5,765	9,867	6,91	7,22	0,449	11,700	11,832	8,343	-2,120	-2,608	7,445
	3_4	5,765	5,765	9,571	7,22	7,43	0,436	11,832	12,042	8,093	-2,608	-2,818	7,221
	4_5	5,765	5,988	9,154	7,43	7,74	0,525	12,042	12,530	7,848	-2,818	-2,950	6,798
	5_6	6,455	7,910	3,973	7,74	10,68	1,976	12,904	17,008	5,154	-2,576	-4,352	1,202

Ø Tab. VIII. 9: Superposition des moments dans les poutres du portique (B1B6):

Niv	Travées	G			E			0,8G+E			0,8 G-E		
		Me (KN.m)	MW (KN.m)	Mt (KN.m)	Me (KN.m)	MW (KN.m)	Mt (KN.m)	Me (KN.m)	MW (KN.m)	Mt (KN.m)	Me (KN.m)	MW (KN.m)	Mt (KN.m)
4	1_2	7,910	6,455	9,990	10,37	8,16	-0,773	16,698	13,324	7,219	-4,042	-2,996	8,765
	2_3	5,988	5,765	9,867	8,16	8,52	0,514	12,950	13,132	8,408	-3,370	-3,908	7,380
	3_4	5,765	5,765	9,571	8,52	8,78	0,721	13,132	13,392	8,378	-3,908	-4,168	6,936
	4_5	5,765	6,397	8,024	8,78	9,14	0,631	13,392	14,258	7,050	-4,168	-4,022	5,788
	5_6	7,726	7,635	9,765	9,14	12,60	2,384	15,321	18,708	10,196	-2,959	-6,492	5,428
3	1_2	7,864	6,449	10,034	11,94	9,40	-0,865	18,231	14,559	7,162	-5,649	-4,241	8,892
	2_3	5,994	5,765	9,874	9,40	9,83	0,595	14,195	14,442	8,494	-4,605	-5,218	7,304
	3_4	5,765	5,765	9,571	9,83	10,12	0,595	14,442	14,732	8,252	-5,218	-5,508	7,062
	4_5	7,709	6,416	7,960	10,12	10,54	0,735	16,287	15,673	7,103	-3,953	-5,407	5,633
	5_6	6,949	7,578	9,843	10,54	14,53	2,729	16,099	20,592	10,603	-4,981	-8,468	5,145
2	1_2	6,949	5,610	9,516	11,12	9,78	0,387	16,679	14,268	8,000	-5,561	-5,292	7,226
	2_3	5,610	5,610	9,314	9,78	10,25	0,818	14,268	14,738	8,269	-5,292	-5,762	6,633
	3_4	5,610	5,610	9,314	10,25	10,54	0,749	14,738	15,028	8,200	-5,762	-6,052	6,702
	4_5	5,610	5,887	8,796	10,54	11,00	0,855	15,028	15,710	7,892	-6,052	-6,290	6,182
	5_6	6,727	5,220	9,075	11,00	13,60	1,754	16,382	17,776	9,014	-5,618	-9,424	5,506
1	1_2	7,419	5,610	8,726	/	/	/	7,419	5,610	8,726	7,419	5,610	8,726
	2_3	5,610	5,610	9,314	/	/	/	5,610	5,610	9,314	5,610	5,610	9,314
	3_4	5,610	5,610	9,314	/	/	/	5,610	5,610	9,314	5,610	5,610	9,314
	4_5	5,610	5,610	9,314	/	/	/	5,610	5,610	9,314	5,610	5,610	9,314
	5_6	5,610	4,337	9,012	/	/	/	5,610	4,337	9,012	5,610	4,337	9,012

Ø Tab. VIII.10: Superposition des efforts tranchants dans les poutres du portique (B1B6):

Niveau	Travées	G		Q		G+Q		1,35G+1,5Q	
		TW (KN)	Te (KN)	TW (KN)	Te (KN)	TW (KN)	Te (KN)	TW (KN)	Te (KN)
10	1_2	11,253	-10,936	1,339	-1,066	12,592	-12,002	17,201	-16,362
	2_3	11,311	-10,877	1,212	-1,193	12,523	-12,070	17,088	-16,474
	3_4	11,094	-11,094	1,203	-1,203	12,297	-12,297	16,781	-16,781
	4_5	11,007	-11,181	1,193	-1,212	12,200	-12,393	16,650	-16,913
	5_6	10,875	-11,314	1,066	-1,339	11,940	-12,653	16,279	-17,283
9	1_2	10,729	-9,965	1,920	-1,688	12,649	-11,652	17,365	-15,984
	2_3	10,409	-10,285	1,815	-1,793	12,224	-12,078	16,774	-16,574
	3_4	10,347	-10,347	1,804	-1,804	12,151	-12,151	16,674	-16,674
	4_5	10,285	-10,409	1,793	-1,815	12,078	-12,224	16,574	-16,774
	5_6	9,965	-10,729	1,688	-1,920	11,652	-12,649	15,984	-17,365
8	1_2	10,740	-9,954	1,920	-1,688	12,660	-11,642	17,379	-15,969
	2_3	10,407	-10,287	1,814	-1,793	12,222	-12,080	16,771	-16,577
	3_4	10,347	-10,347	1,804	-1,804	12,151	-12,151	16,674	-16,674
	4_5	10,287	-10,407	1,793	-1,814	12,080	-12,222	16,577	-16,771
	5_6	9,954	-10,740	1,688	-1,920	11,642	-12,660	15,969	-17,379

Ø Tab. VIII.11: Superposition des efforts tranchants dans les poutres du portique (B1B6):

Niveau	Travées	G		Q		G+Q		1,35G+1,5Q	
		TW (KN)	Te (KN)	TW (KN)	Te (KN)	TW (KN)	Te (KN)	TW (KN)	Te (KN)
7	1_2	10,740	-9,954	1,920	-1,688	12,660	-11,642	17,379	-15,969
	2_3	10,407	-10,287	1,814	-1,793	12,222	-12,080	16,771	-16,577
	3_4	10,347	-10,347	1,804	-1,804	12,151	-12,151	16,674	-16,674
	4_5	10,287	-10,407	1,793	-1,814	12,080	-12,221	16,577	-16,771
	5_6	9,954	-10,740	1,688	-1,920	11,642	-12,660	15,969	-17,379
6	1_2	10,729	-9,965	1,920	-1,688	12,649	-11,652	17,365	-15,984
	2_3	10,409	-10,285	1,815	-1,793	12,224	-12,078	16,774	-16,574
	3_4	10,347	-10,347	1,804	-1,804	12,151	-12,151	16,674	-16,674
	4_5	10,285	-10,409	1,793	-1,815	12,078	-12,224	16,574	-16,774
	5_6	9,965	-10,729	1,688	-1,920	11,652	-12,649	15,984	-17,365
5	1_2	10,740	-9,954	1,318	-1,087	12,059	-11,040	16,477	-15,068
	2_3	10,407	-10,287	1,213	-1,192	11,620	-11,479	15,869	-15,675
	3_4	10,347	-10,347	1,203	-1,203	11,550	-11,550	15,772	-15,772
	4_5	10,287	-10,407	1,192	-1,213	11,479	-11,620	15,675	-15,869
	5_6	9,954	-10,740	1,087	-1,318	11,040	-12,059	15,068	-16,477

Ø Tab. VIII.12: Superposition des efforts tranchants dans les poutres du portique (B1B6):

Niv	Travées	G		Q		G+Q		1,35G+1,5Q	
		TW (KN)	Te (KN)	TW (KN)	Te (KN)	TW (KN)	Te (KN)	TW (KN)	Te (KN)
4	2_3	10,407	-10,287	1,814	-1,793	12,222	-12,080	16,771	-16,577
	3_4	10,347	-10,347	1,804	-1,804	12,151	-12,151	16,674	-16,674
	4_5	10,176	-10,518	1,793	-1,814	11,969	-12,332	16,428	-16,921
	5_6	10,372	-10,322	1,688	-1,920	12,059	-12,242	16,533	-16,815
3	1_2	10,729	-9,965	1,920	-1,688	12,649	-11,652	17,364	-15,984
	2_3	10,409	-10,285	1,815	-1,793	12,224	-12,078	16,774	-16,574
	3_4	10,347	-10,347	1,804	-1,804	12,151	-12,151	16,674	-16,674
	4_5	10,171	-10,523	1,793	-1,814	11,964	-12,337	16,421	-16,927
	5_6	10,382	-10,312	1,688	-1,920	12,070	-12,232	16,548	-16,801
2	1_2	10,574	-9,840	1,929	-1,630	12,503	-11,470	17,168	-15,729
	2_3	10,207	-10,207	1,779	-1,779	11,987	-11,987	16,449	-16,449
	3_4	10,207	-10,207	1,779	-1,779	11,987	-11,987	16,449	-16,449
	4_5	10,132	-10,283	1,743	-1,816	11,875	-12,098	16,293	-16,605
	5_6	10,620	-9,794	1,913	-1,645	12,533	-11,440	17,207	-15,690
1	1_2	10,703	-9,712	2,519	-3,412	13,222	-13,124	18,227	-18,229
	2_3	10,207	-10,207	2,966	-2,966	13,173	-13,173	18,228	-18,228
	3_4	10,207	-10,207	2,966	-2,966	13,173	-13,173	18,228	-18,228
	4_5	10,207	-10,207	2,966	-2,966	13,173	-13,173	18,228	-18,228
	5_6	10,556	-9,858	3,412	-2,519	13,968	-12,378	19,369	-17,087

Ø Tab. VIII.13: Superposition des efforts tranchants dans les poutres du portique (B1B6):

Niveau	Travées	G+Q		E		G+Q+E		G+Q-E		0,8G+E		0,8G-E	
		Te(KN)	Tw(KN)	Te(KN)	Tw(KN)	Te(KN)	Tw(KN)	Te(KN)	Tw(KN)	Te(KN)	Tw(KN)	Te(KN)	Tw(KN)
10	1_2	-12,002	12,592	-0,449	0,449	-12,45	13,041	-11,553	12,143	-9,198	9,451	-8,300	8,553
	2_3	-12,070	12,523	-0,387	0,387	-12,46	12,910	-11,683	12,136	-9,089	9,436	-8,315	8,662
	3_4	-12,297	12,297	-0,403	0,403	-12,70	12,700	-11,894	11,894	-9,279	9,279	-8,473	8,473
	4_5	-12,393	12,200	-0,418	0,418	-12,81	12,618	-11,975	11,782	-9,363	9,224	-8,527	8,388
	5_6	-12,653	11,940	-0,506	0,506	-13,16	12,446	-12,147	11,434	-9,557	9,206	-8,545	8,194
9	1_2	-11,652	12,641	-1,257	1,257	-12,91	13,898	-10,395	11,384	-9,229	9,841	-6,715	7,327
	2_3	-12,078	12,224	-1,154	1,154	-13,23	13,378	-10,924	11,070	-9,382	9,481	-7,074	7,173
	3_4	-12,151	12,151	-1,200	1,200	-13,35	13,351	-10,951	10,951	-9,478	9,478	-7,078	7,078
	4_5	-12,224	12,078	-1,241	1,241	-13,47	13,319	-10,983	10,837	-9,568	9,469	-7,086	6,987
	5_6	-12,649	11,652	-1,505	1,505	-14,15	13,157	-11,144	10,147	-10,089	9,477	-7,079	6,467
8	1_2	-11,642	12,660	-2,028	2,028	-13,67	14,688	-9,614	10,632	-9,991	10,620	-5,935	6,564
	2_3	-12,080	12,222	-1,768	1,768	-13,85	13,990	-10,312	10,454	-9,997	10,094	-6,461	6,558
	3_4	-12,151	12,151	-1,832	1,832	-13,98	13,983	-10,319	10,319	-10,110	10,110	-6,446	6,446
	4_5	-12,221	12,080	-1,897	1,897	-14,12	13,977	-10,324	10,183	-10,223	10,126	-6,429	6,332
	5_6	-12,660	11,642	-2,385	2,385	-15,05	14,027	-10,275	9,257	-10,977	10,348	-6,207	5,578

Ø Tab. VIII.14: Superposition des efforts tranchants dans les poutres du portique (B1B6):

Niveau	Travées	G+Q		E		G+Q+E		G+Q-E		0,8G+E		0,8G-E	
		Te(KN)	Tw(KN)	Te(KN)	Tw(KN)	Te(KN)	Tw(KN)	Te(KN)	Tw(KN)	Te(KN)	Tw(KN)	Te(KN)	Tw(KN)
7	1_2	-11,642	12,660	-2,648	2,648	-14,29	15,308	-8,994	10,012	-10,611	11,240	-5,315	5,944
	2_3	-12,08	12,222	-2,444	2,444	-14,52	14,666	-9,636	9,778	-10,673	10,770	-5,785	5,882
	3_4	-12,151	12,151	-2,532	2,532	-14,68	14,683	-9,619	9,619	-10,810	10,810	-5,746	5,746
	4_5	-12,221	12,080	-2,622	2,622	-14,84	14,702	-9,599	9,458	-10,948	10,852	-5,704	5,608
	5_6	-12,66	11,642	-3,105	3,105	-15,77	14,747	-9,555	8,537	-11,697	11,068	-5,487	4,858
6	1_2	-11,652	12,649	-3,363	3,363	-15,02	16,012	-8,289	9,286	-11,335	11,947	-4,609	5,221
	2_3	-12,078	12,224	-3,025	3,025	-15,10	15,249	-9,053	9,199	-11,253	11,352	-5,203	5,302
	3_4	-12,151	12,151	-3,135	3,135	-15,29	15,286	-9,016	9,016	-11,413	11,413	-5,143	5,143
	4_5	-12,224	12,078	-3,246	3,246	-15,47	15,324	-8,978	8,832	-11,573	11,474	-5,081	4,982
	5_6	-12,649	11,652	-3,928	3,928	-16,58	15,580	-8,721	7,724	-12,512	11,900	-4,656	4,044
5	1_2	-11,040	12,059	-4,054	4,054	-15,09	16,113	-6,986	8,005	-12,017	12,646	-3,909	4,538
	2_3	11,479	11,620	-3,646	3,646	7,83	15,266	15,125	7,974	-11,875	11,972	-4,583	4,680
	3_4	-11,55	11,550	-3,781	3,781	-15,33	15,331	-7,769	7,769	-12,059	12,059	-4,497	4,497
	4_5	-11,620	11,479	-3,915	3,915	-15,54	15,394	-7,705	7,564	-12,241	12,145	-4,411	4,315
	5_6	-12,059	11,040	-4,754	4,754	-16,81	15,794	-7,305	6,286	-13,346	12,717	-3,838	3,209

Ø Tab. VIII.15: Superposition des efforts tranchants dans les poutres du portique (B1B6):

Niv	Travées	G+Q		E		G+Q+E		G+Q-E		0,8G+E		0,8G-E	
		Te(KN)	Tw(KN)	Te(KN)	Tw(KN)	Te(KN)	Tw(KN)	Te(KN)	Tw(KN)	Te(KN)	Tw(KN)	Te(KN)	Tw(KN)
4	1_2	-11,642	12,660	-4,782	4,782	-16,42	17,442	-6,860	7,878	-12,745	13,374	-3,181	3,810
	2_3	-12,080	12,222	-4,305	4,305	-16,39	16,527	-7,775	7,917	-12,534	12,631	-3,924	4,021
	3_4	-12,151	12,151	-4,465	4,465	-16,62	16,616	-7,686	7,686	-12,743	12,743	-3,813	3,813
	4_5	-12,332	11,969	-4,625	4,625	-16,96	16,594	-7,707	7,344	-13,039	12,766	-3,789	3,516
	5_6	-12,242	12,052	-5,610	5,610	-17,85	17,662	-6,632	6,442	-13,868	13,907	-2,648	2,687
3	1_2	-11,652	12,649	-5,507	5,507	-17,16	18,156	-6,145	7,142	-13,479	14,091	-2,465	3,077
	2_3	-12,078	12,224	-4,963	4,963	-17,04	17,187	-7,115	7,261	-13,191	13,290	-3,265	3,364
	3_4	-12,151	12,151	-5,148	5,148	-17,30	17,299	-7,003	7,003	-13,426	13,426	-3,130	3,130
	4_5	-12,337	11,964	-5,332	5,332	-17,67	17,296	-7,005	6,632	-13,750	13,469	-3,086	2,805
	5_6	-12,232	12,070	-6,470	6,470	-18,70	18,540	-5,762	5,600	-14,719	14,776	-1,779	1,836
2	1_2	-11,47	12,503	-5,394	5,394	-16,86	17,897	-6,076	7,109	-13,266	13,853	-2,478	3,065
	2_3	-11,987	11,987	-5,169	5,169	-17,16	17,156	-6,818	6,818	-13,335	13,335	-2,997	2,997
	3_4	-11,987	11,987	-5,365	5,365	-17,35	17,352	-6,622	6,622	-13,531	13,531	-2,801	2,801
	4_5	-12,098	11,875	-5,559	5,559	-17,66	17,434	-6,539	6,316	-13,785	13,665	-2,667	2,547
	5_6	-11,44	12,533	-6,348	6,348	-17,79	18,881	-5,092	6,185	-14,183	14,844	-1,487	2,148
1	1_2	-13,124	13,222	/	/	-13,124	13,222	-13,124	13,222	-7,769	8,562	-7,769	8,562
	2_3	-13,173	13,173	/	/	-13,173	13,173	-13,173	13,173	-8,166	8,166	-8,166	8,166
	3_4	-13,173	13,173	/	/	-13,173	13,173	-13,173	13,173	-8,166	8,166	-8,166	8,166
	4_5	-13,173	13,173	/	/	-13,173	13,173	-13,173	13,173	-8,166	8,166	-8,166	8,166
	5_6	-12,378	13,968	/	/	-12,378	13,968	-12,378	13,968	-7,887	8,445	-7,887	8,445

Ø Tab. VIII.16. Superposition des moments et des efforts normaux dans les poteaux du portique (B1-B6):

Niv	Nœ	G+Q			1,35G+1,5Q			G+Q+1,5E			G+Q-1,5E			0,8G+E			0,8G-E		
		Msup	Minf	Nc	Msup	Minf	Nc	Msup	Minf	Nc	Msup	Minf	Nc	Msup	Minf	Nc	Msup	Minf	Nc
10	1	0,00	-2,37	56,89	0,00	-3,16	81,35	0,00	-0,85	57,56	0,00	-3,88	57,56	0,00	-1,09	21,66	0,00	-3,11	20,76
	2	0,00	0,12	60,54	0,00	0,17	86,44	0,00	2,31	60,63	0,00	-2,07	60,63	0,00	1,53	23,37	0,00	-1,39	23,25
	3	0,00	0,00	60,11	0,00	0,00	85,83	0,00	2,30	60,14	0,00	-2,30	60,14	0,00	1,53	23,10	0,00	-1,53	23,06
	4	0,00	0,00	60,37	0,00	0,00	86,20	0,00	2,37	60,40	0,00	-2,37	60,40	0,00	1,58	23,21	0,00	-1,58	23,17
	5	0,00	-0,38	60,16	0,00	-0,51	85,90	0,00	2,10	60,30	0,00	-2,85	60,30	0,00	1,38	23,24	0,00	-1,92	23,06
	6	0,00	2,37	57,84	0,00	3,16	82,71	0,00	4,06	58,60	0,00	0,67	58,60	0,00	3,23	22,10	0,00	0,97	21,08
9	1	-1,36	-1,52	139,82	-1,83	-2,06	201,86	-0,35	1,51	142,38	-2,36	-4,55	142,38	-0,40	0,82	43,71	-1,74	-3,22	40,30
	2	0,25	0,28	147,70	0,35	0,39	213,08	2,05	5,02	147,94	-1,55	-4,46	147,94	1,37	3,35	45,28	-1,03	-2,97	44,95
	3	0,00	0,00	147,60	0,00	0,00	212,94	1,88	4,98	147,69	-1,88	-4,98	147,69	1,25	3,32	45,16	-1,25	-3,32	45,03
	4	0,00	0,00	147,99	0,00	0,00	213,50	1,94	5,13	148,08	-1,94	-5,13	148,08	1,29	3,42	45,26	-1,29	-3,42	45,14
	5	-0,25	-0,28	147,12	-0,35	-0,39	212,25	1,77	5,04	147,65	-2,28	-5,61	147,65	1,18	3,36	45,31	-1,52	-3,74	44,61
	6	1,36	1,52	140,42	1,83	2,06	202,74	2,74	5,21	143,44	-0,02	-2,17	143,44	1,99	3,66	44,07	0,15	-1,26	40,04
8	1	-1,46	-1,46	248,77	-1,98	-1,98	361,37	1,01	2,83	254,37	-3,94	-5,75	254,37	0,50	1,71	66,54	-2,80	-4,01	59,07
	2	0,27	0,27	262,08	0,38	0,38	380,57	4,16	6,42	262,71	-3,61	-5,88	262,71	2,78	4,29	67,33	-2,40	-3,91	66,49
	3	0,00	0,00	262,60	0,00	0,00	381,32	4,07	6,42	262,80	-4,07	-6,42	262,80	2,71	4,28	67,24	-2,71	-4,28	66,98
	4	0,00	0,00	263,12	0,00	0,00	382,08	4,20	6,59	263,31	-4,20	-6,59	263,31	2,80	4,39	67,34	-2,80	-4,39	67,09
	5	-0,27	-0,27	261,32	-0,38	-0,38	379,46	4,09	6,61	262,58	-4,64	-7,16	262,58	2,72	4,40	67,60	-3,10	-4,78	65,91
	6	1,46	1,46	249,43	1,98	1,98	362,35	4,48	6,68	256,03	-1,55	-3,76	256,03	3,16	4,63	67,25	-0,86	-2,33	58,45

Ø Tab. VIII.17. Superposition des moments et des efforts normaux dans les poteaux du portique (B1-B6):

Niv	Nœ	G+Q			1,35G+1,5Q			G+Q+1,5E			G+Q-1,5E			0,8G+E			0,8G-E		
		Msup	Minf	Nc	Msup	Minf	Nc	Msup	Minf	Nc	Msup	Minf	Nc	Msup	Minf	Nc	Msup	Minf	Nc
7	1	-1,46	-1,46	383,71	-1,98	-1,98	559,90	2,05	3,47	393,29	-4,97	-6,40	393,29	1,19	2,14	89,99	-3,49	-4,44	77,22
	2	0,27	0,27	403,71	0,38	0,38	588,93	6,42	8,01	404,65	-5,88	-7,47	404,65	4,29	5,35	89,33	-3,91	-4,97	88,08
	3	0,00	0,00	405,13	0,00	0,00	590,98	6,42	8,10	405,46	-6,42	-8,10	405,46	4,28	5,40	89,35	-4,28	-5,40	88,91
	4	0,00	0,00	405,78	0,00	0,00	591,94	6,59	8,33	406,10	-6,59	-8,33	406,10	4,39	5,55	89,45	-4,39	-5,55	89,02
	5	-0,27	-0,27	402,76	-0,38	-0,38	587,53	6,61	8,40	404,74	-7,16	-8,94	404,74	4,40	5,59	89,88	-4,78	-5,97	87,23
	6	1,46	1,46	358,73	1,98	1,98	524,34	5,74	7,45	369,99	-2,81	-4,52	369,99	4,00	5,14	80,88	-1,70	-2,84	65,87
6	1	-1,36	-1,52	544,64	-1,83	-2,06	797,39	3,58	4,49	544,64	-6,29	-7,54	544,64	2,22	2,81	104,40	-4,36	-5,21	104,40
	2	0,25	0,28	572,59	0,35	0,39	838,17	7,99	9,72	572,59	-7,49	-9,15	572,59	5,33	6,48	110,50	-4,99	-6,10	110,50
	3	0,00	0,00	575,18	0,00	0,00	841,92	8,10	9,87	575,18	-8,10	-9,87	575,18	5,40	6,58	111,14	-5,40	-6,58	111,14
	4	0,00	0,00	575,95	0,00	0,00	843,07	8,33	10,14	575,95	-8,33	-10,14	575,95	5,55	6,76	111,25	-5,55	-6,76	111,25
	5	-0,25	-0,28	571,10	-0,35	-0,39	835,95	8,42	10,29	571,10	-8,92	-10,86	571,10	5,61	6,86	110,36	-5,95	-7,24	110,36
	6	1,36	1,52	481,19	1,83	2,06	706,06	7,34	8,83	481,19	-4,63	-5,78	481,19	5,06	6,07	83,89	-2,92	-3,67	83,89
5	1	-1,46	-1,46	36,72	-1,98	-1,98	51,19	4,55	5,72	36,72	-7,48	-8,65	36,72	2,86	3,64	20,80	-5,16	-5,94	20,80
	2	0,27	0,27	36,43	0,38	0,38	50,56	9,71	11,57	36,43	-9,16	-11,02	36,43	6,48	7,72	21,80	-6,10	-7,34	21,80
	3	0,00	0,00	36,80	0,00	0,00	51,07	9,87	11,79	36,80	-9,87	-11,79	36,80	6,58	7,86	22,02	-6,58	-7,86	22,02
	4	0,00	0,00	36,80	0,00	0,00	51,07	10,14	12,14	36,80	-10,14	-12,14	36,80	6,76	8,09	22,02	-6,76	-8,09	22,02
	5	-0,27	-0,27	36,43	-0,38	-0,38	50,56	10,30	12,37	36,43	-10,85	-12,92	36,43	6,86	8,24	21,80	-7,24	-8,62	21,80
	6	1,46	1,46	36,72	1,98	1,98	51,19	8,77	10,18	36,72	-5,84	-7,25	36,72	6,02	6,96	20,80	-3,72	-4,66	20,80

Ø Tab. VIII.18. Superposition des moments et des efforts normaux dans les poteaux du portique (B1-B6):

Niv	Noe	G+Q			1,35G+1,5Q			G+Q+1,5E			G+Q-1,5E			0,8G+E			0,8G-E		
		Msup	Minf	Nc	Msup	Minf	Nc	Msup	Minf	Nc	Msup	Minf	Nc	Msup	Minf	Nc	Msup	Minf	Nc
4	1	-3,28	-1,46	74,05	-4,44	-1,98	103,27	3,90	6,91	74,05	-10,47	-9,83	74,05	2,18	4,43	41,60	-7,40	-6,73	41,60
	2	-1,46	0,27	74,06	-1,97	0,38	102,92	9,83	13,44	74,06	-12,76	-12,90	74,06	6,33	8,97	43,59	-8,73	-8,59	43,59
	3	0,00	0,00	74,80	0,00	0,00	103,94	11,79	13,77	74,80	-11,79	-13,77	74,80	7,86	9,18	44,03	-7,86	-9,18	44,03
	4	0,00	0,00	74,69	0,00	0,00	103,79	12,14	14,19	74,69	-12,14	-14,19	74,69	8,09	9,46	43,94	-8,09	-9,46	43,94
	5	-2,21	-0,71	74,48	-2,99	-0,96	103,49	10,44	14,07	74,48	-14,85	-15,48	74,48	6,70	9,32	43,93	-10,16	-10,38	43,93
	6	-1,44	1,83	73,22	-1,94	2,47	102,15	7,28	12,01	73,22	-10,15	-8,36	73,22	4,64	8,23	40,94	-6,98	-5,35	40,94
3	1	-3,04	-1,52	111,37	-4,11	-2,06	155,35	5,33	8,02	111,37	-11,41	-11,06	111,37	3,16	5,16	62,39	-8,00	-7,56	62,39
	2	-1,34	0,28	111,71	-1,80	0,39	155,30	11,83	15,31	111,71	-14,51	-14,75	111,71	7,68	10,21	65,40	-9,88	-9,83	65,40
	3	0,00	0,00	112,80	0,00	0,00	156,82	13,77	15,72	112,80	-13,77	-15,72	112,80	9,18	10,48	66,04	-9,18	-10,48	66,04
	4	0,00	0,00	112,57	0,00	0,00	156,51	14,19	16,16	112,57	-14,19	-16,16	112,57	9,46	10,77	65,86	-9,46	-10,77	65,86
	5	-2,02	-0,73	112,66	-2,73	-0,99	156,58	12,75	16,12	112,66	-16,80	-17,57	112,66	8,26	10,68	66,16	-11,44	-11,78	66,16
	6	-1,33	1,90	109,28	-1,79	2,57	152,54	8,85	13,51	109,28	-11,52	-9,71	109,28	5,71	9,24	60,73	-7,87	-6,24	60,73

Ø Tab. VIII.19. Superposition des moments et des efforts normaux dans les poteaux du portique (B1-B6):

Niv	Noe	G+Q			1,35G+1,5Q			G+Q+1,5E			G+Q-1,5E			0,8G+E			0,8G-E		
		Msup	Minf	Nc	Msup	Minf	Nc	Msup	Minf	Nc	Msup	Minf	Nc	Msup	Minf	Nc	Msup	Minf	Nc
2	1	-4,08	-4,08	156,80	-5,60	-5,60	218,72	5,46	3,06	156,80	-13,62	-11,22	156,80	3,58	1,98	87,89	-9,14	-7,54	87,89
	2	-1,70	0,00	157,65	-2,29	0,00	219,52	13,33	14,31	157,65	-16,73	-14,31	157,65	8,66	9,54	90,40	-11,38	-9,54	90,40
	3	0,00	0,00	159,68	0,00	0,00	222,35	15,72	15,02	159,68	-15,72	-15,02	159,68	10,48	10,01	91,54	-10,48	-10,01	91,54
	4	0,00	0,00	159,34	0,00	0,00	221,89	16,16	15,45	159,34	-16,16	-15,45	159,34	10,77	10,30	91,30	-10,77	-10,30	91,30
	5	-2,12	-0,42	160,41	-2,86	-0,57	223,32	14,73	15,73	160,41	-18,96	-16,58	160,41	9,54	10,43	92,21	-12,92	-11,11	92,21
	6	-1,72	0,40	153,48	-2,35	0,50	214,55	9,89	9,19	153,48	-13,33	-8,39	153,48	6,53	6,34	83,59	-8,95	-5,38	83,59
1	1	-3,70	-3,70	190,54	-5,12	-5,12	266,35	-3,70	-3,70	190,54	-3,70	-3,70	190,54	-2,29	-2,29	103,83	-2,29	-2,29	103,83
	2	-1,77	0,00	199,83	-2,39	0,00	278,09	-1,77	0,00	199,83	-1,77	0,00	199,83	-1,41	0,00	115,46	-1,41	0,00	115,46
	3	0,00	0,00	206,85	0,00	0,00	288,48	0,00	0,00	206,85	0,00	0,00	206,85	0,00	0,00	116,20	0,00	0,00	116,20
	4	0,00	0,00	206,51	0,00	0,00	288,02	0,00	0,00	206,51	0,00	0,00	206,51	0,00	0,00	115,96	0,00	0,00	115,96
	5	0,00	0,00	207,13	0,00	0,00	288,78	0,00	0,00	207,13	0,00	0,00	207,13	0,00	0,00	116,87	0,00	0,00	116,87
	6	0,63	2,80	188,28	0,95	3,87	263,59	0,63	2,80	188,28	0,63	2,80	188,28	0,00	1,73	100,37	0,00	1,73	100,37

Ø Tab. VIII. 20: Superposition des moments dans les poutres du portique A3-F3:

Niv	Tra	G			Q			G+Q			1,35G+1,5Q		
		Me	MW	Mt	Me	MW	Mt	Me	MW	Mt	Me	MW	Mt
10	A-B	31,235	14,020	-10,271	4,884	2,192	-1,607	36,119	16,212	5,941	49,493	22,215	-16,276
	B-C	26,758	31,627	37,657	4,184	4,946	5,885	30,942	36,573	74,230	42,399	50,115	59,665
	C-D	20,833	20,833	20,734	3,258	3,258	3,242	24,091	24,091	44,825	33,012	33,012	32,855
	D-E	30,538	26,758	55,043	4,775	4,184	8,607	35,313	30,942	85,985	48,389	42,399	87,219
	E-F	16,294	28,908	-10,797	2,548	4,520	-1,685	18,842	33,428	22,631	25,819	45,806	-17,104
9	A-B	28,090	16,407	17,797	7,306	4,267	4,628	35,396	20,674	38,471	48,881	28,550	30,968
	B-C	25,131	28,596	37,807	6,537	7,438	9,834	31,668	36,034	73,841	43,732	49,762	65,791
	C-D	17,185	17,185	18,698	4,470	4,470	4,863	21,655	21,655	40,353	29,905	29,905	32,537
	D-E	27,848	25,131	50,054	7,243	6,537	13,019	35,091	31,668	81,722	48,459	43,732	87,102
	E-F	18,894	25,734	18,240	4,914	6,693	4,745	23,808	32,427	50,667	32,878	44,780	31,741
8	A-B	28,083	16,718	19,606	7,304	4,348	5,099	35,387	21,066	40,672	48,868	29,091	34,117
	B-C	25,227	28,603	38,151	6,561	7,440	9,920	31,788	36,043	74,194	43,898	49,774	66,383
	C-D	17,032	17,032	18,698	4,430	4,430	4,863	21,462	21,462	40,160	29,638	29,638	32,537
	D-E	27,876	25,227	50,074	7,251	6,561	13,024	35,127	31,788	81,862	48,509	43,898	87,135
	E-F	19,237	25,703	20,089	5,004	6,685	5,229	24,241	32,388	52,477	33,476	44,727	34,964

Ø Tab. VIII. 21: Superposition des moments dans les poutres du portique A3-F3:

Niv	Tra	G			Q			G+Q			1,35G+1,5Q		
		Me	MW	Mt	Me	MW	Mt	Me	MW	Mt	Me	MW	Mt
7	A-B	28,083	16,718	19,606	7,304	4,348	5,099	35,387	21,066	40,672	48,868	29,091	34,117
	B-C	25,227	28,603	38,151	6,561	7,440	9,920	31,788	36,043	74,194	43,898	49,774	66,383
	C-D	17,032	17,032	18,698	4,430	4,430	4,863	21,462	21,462	40,160	29,638	29,638	32,537
	D-E	27,876	25,227	50,074	7,251	6,561	13,024	35,127	31,788	81,862	48,509	43,898	87,135
	E-F	19,237	25,703	20,089	5,004	6,685	5,229	24,241	32,388	52,477	33,476	44,727	34,964
6	A-B	28,083	16,718	19,606	7,304	4,348	5,099	35,387	21,066	40,672	48,868	29,091	34,117
	B-C	25,227	28,603	38,151	6,561	7,440	9,920	31,788	36,043	74,194	43,898	49,774	66,383
	C-D	17,032	17,032	18,698	4,430	4,430	4,863	21,462	21,462	40,160	29,638	29,638	32,537
	D-E	27,876	25,227	50,074	7,251	6,561	13,024	35,127	31,788	81,862	48,509	43,898	87,135
	E-F	19,237	25,703	20,089	5,004	6,685	5,229	24,241	32,388	52,477	33,476	44,727	34,964
5	A-B	28,083	16,718	19,606	7,304	4,348	-0,489	35,387	21,066	40,672	48,868	29,091	25,734
	B-C	25,227	28,603	38,151	6,561	7,440	4,285	31,788	36,043	74,194	43,898	49,774	57,931
	C-D	17,032	17,032	18,698	4,430	4,430	3,242	21,462	21,462	40,160	29,638	29,638	30,105
	D-E	27,876	25,227	50,074	7,251	6,561	9,334	35,127	31,788	81,862	48,509	43,898	81,600
	E-F	19,237	25,703	20,089	5,004	6,685	-1,453	24,241	32,388	52,477	33,476	44,727	24,940

Ø Tab. VIII. 22: Superposition des moments dans les poutres du portique A3-F3:

Niv	Tra	G			Q			G+Q			1,35G+1,5Q		
		Me	MW	Mt	Me	MW	Mt	Me	MW	Mt	Me	MW	Mt
4	A-B	28,083	16,718	19,606	7,304	4,348	5,099	35,387	21,066	40,672	48,868	29,091	34,117
	B-C	25,227	28,603	38,151	6,561	7,440	9,920	31,788	36,043	74,194	43,898	49,774	66,383
	C-D	17,032	17,032	18,698	4,430	4,430	4,863	21,462	21,462	40,160	29,638	29,638	32,537
	D-E	27,876	25,227	50,074	7,251	6,561	13,024	35,127	31,788	81,862	48,509	43,898	87,135
	E-F	19,237	25,703	20,089	5,004	6,685	5,229	24,241	32,388	52,477	33,476	44,727	34,964
3	A-B	28,083	16,718	19,606	7,304	4,348	5,099	35,387	21,066	40,672	48,868	29,091	34,117
	B-C	25,227	28,603	38,151	6,561	7,440	9,920	31,788	36,043	74,194	43,898	49,774	66,383
	C-D	17,032	17,032	18,698	4,430	4,430	4,863	21,462	21,462	40,160	29,638	29,638	32,537
	D-E	27,876	25,227	50,074	7,251	6,561	13,024	35,127	31,788	81,862	48,509	43,898	87,135
	E-F	19,237	25,703	20,089	5,004	6,685	5,229	24,241	32,388	52,477	33,476	44,727	34,964
2	A-B	27,289	18,092	29,154	7,098	4,706	7,584	34,387	22,798	51,952	47,487	31,483	50,734
	B-C	25,194	27,924	39,553	6,553	7,263	10,288	31,747	35,187	74,740	43,841	48,592	68,829
	C-D	15,526	15,526	17,957	4,038	4,038	4,671	19,564	19,564	37,521	27,017	27,017	31,248
	D-E	22,839	25,194	41,320	7,263	6,553	12,730	30,102	31,747	73,067	41,727	43,841	74,877
	E-F	18,092	5,374	0,948	4,706	7,098	0,904	22,798	12,472	13,420	31,483	17,902	2,636
1	A-B	27,289	18,101	29,191	11,830	7,847	3,989	39,119	25,948	55,139	54,585	36,207	45,392
	B-C	25,198	27,924	39,567	10,923	12,105	6,608	36,121	40,029	79,596	50,402	55,855	63,328
	C-D	15,521	15,521	17,957	6,728	6,728	4,671	22,249	22,249	40,206	31,045	31,045	31,248
	D-E	27,924	25,198	48,942	12,105	10,923	14,171	40,029	36,121	85,063	55,855	50,402	87,329
	E-F	18,101	27,289	3,528	7,847	11,830	-17,208	25,948	39,119	42,647	36,207	54,585	-21,049

Ø Tab. VIII. 23: Superposition des moments dans les poutres du portique (A3F3):

Niv	Travées	G+Q			E			G+Q+E			G+Q- E		
		Me	MW	Mt	Me	MW	Mt	Me	MW	Mt	Me	MW	Mt
10	A-B	36,119	16,212	5,941	0,75	0,62	-0,883	36,869	16,962	5,058	35,369	15,462	6,824
	B-C	30,942	36,573	74,230	0,57	0,55	0,210	31,512	37,143	74,440	30,372	36,003	74,020
	C-D	24,091	24,091	44,825	0,85	0,89	0,077	24,941	24,941	44,902	23,241	23,241	44,748
	D-E	35,313	30,942	85,985	0,57	0,66	-0,097	35,883	31,512	85,888	34,743	30,372	86,082
	E-F	18,842	33,428	22,631	0,72	1,08	1,038	19,562	34,148	23,669	18,122	32,708	21,593
9	A-B	35,396	20,674	38,471	1,89	1,79	-1,682	37,286	22,564	36,789	33,506	18,784	40,153
	B-C	31,668	36,034	73,841	1,66	1,53	0,444	33,328	37,694	74,285	30,008	34,374	73,397
	C-D	21,655	21,655	40,353	2,38	2,51	0,225	24,035	24,035	40,578	19,275	19,275	40,128
	D-E	35,091	31,668	81,722	1,61	1,92	-0,155	36,701	33,278	81,567	33,481	30,058	81,877
	E-F	23,808	32,427	50,667	2,07	2,75	1,764	25,878	34,497	52,431	21,738	30,357	48,903
8	A-B	35,387	21,066	40,672	3,05	2,72	-2,651	38,437	24,116	38,021	32,337	18,016	43,323
	B-C	31,788	36,043	74,194	2,53	2,41	0,711	34,318	38,573	74,905	29,258	33,513	73,483
	C-D	21,462	21,462	40,160	3,75	3,95	0,352	25,212	25,212	40,512	17,712	17,712	39,808
	D-E	35,127	31,788	81,862	2,53	2,93	-0,265	37,657	34,318	81,597	32,597	29,258	82,127
	E-F	24,241	32,388	52,477	3,16	4,46	2,789	27,401	35,548	55,266	21,081	29,228	49,688

Ø Tab. VIII. 24: Superposition des moments dans les poutres du portique (A3F3):

Niv	Travées	G+Q			E			G+Q+E			G+Q-E		
		Me	MW	Mt	Me	MW	Mt	Me	MW	Mt	Me	MW	Mt
7	A-B	35,387	21,066	40,672	3,86	3,67	-3,339	39,247	24,926	37,333	31,527	17,206	44,011
	B-C	31,788	36,043	74,194	3,41	3,25	0,959	35,198	39,453	75,153	28,378	32,633	73,235
	C-D	21,462	21,462	40,160	5,07	5,34	0,476	26,532	26,532	40,636	16,392	16,392	39,684
	D-E	35,127	31,788	81,862	3,42	3,94	-0,367	38,547	35,208	81,495	31,707	28,368	82,229
	E-F	24,241	32,388	52,477	4,25	5,64	3,471	28,491	36,638	55,948	19,991	28,138	49,006
6	A-B	35,387	21,066	40,672	4,99	4,67	-4,322	40,377	26,056	40,672	30,397	16,076	40,672
	B-C	31,788	36,043	74,194	4,33	4,08	1,187	36,118	40,373	74,194	27,458	31,713	74,194
	C-D	21,462	21,462	40,160	6,38	6,72	0,599	27,842	27,842	40,160	15,082	15,082	40,160
	D-E	35,127	31,788	81,862	4,30	5,00	-0,442	39,427	36,088	81,862	30,827	27,488	81,862
	E-F	24,241	32,388	52,477	5,39	7,28	4,501	29,631	37,778	52,477	18,851	26,998	52,477
5	A-B	7,304	4,348	-0,489	6,42	5,94	-5,565	13,724	10,768	-6,054	0,884	-2,072	5,076
	B-C	6,561	7,440	4,285	5,52	5,20	1,513	12,081	12,960	5,797	1,041	1,920	2,772
	C-D	4,430	4,430	3,242	8,12	8,54	0,755	12,550	12,550	3,997	-3,690	-3,690	2,487
	D-E	7,251	6,561	9,334	5,47	6,36	-0,562	12,721	12,031	8,771	1,781	1,091	9,896
	E-F	5,004	6,685	-1,453	6,86	9,35	5,794	11,864	13,545	4,341	-1,856	-0,175	-7,248

Ø Tab.VIII. 25: Superposition des moments dans les poutres du portique(A3F3):

Niv	Tra	G+Q			E			G+Q+E			G+Q-E		
		Me (KN.m)	MW (KN.m)	Mt (KN.m)	Me (KN.m)	MW (KN.m)	Mt (KN.m)	Me (KN.m)	MW (KN.m)	Mt (KN.m)	Me (KN.m)	MW (KN.m)	Mt (KN.m)
4	A-B	7,304	4,348	5,099	7,93	7,35	-6,873	15,234	12,278	-1,774	-0,626	-3,582	11,973
	B-C	6,561	7,440	9,920	6,83	6,44	1,876	13,391	14,270	11,795	-0,269	0,610	8,044
	C-D	4,430	4,430	4,863	10,05	10,56	0,929	14,480	14,480	5,792	-5,620	-5,620	3,934
	D-E	7,251	6,561	13,024	6,77	7,58	-0,817	14,021	13,331	12,207	0,481	-0,209	13,841
	E-F	5,004	6,685	5,229	8,49	11,55	7,154	13,494	15,175	12,383	-3,486	-1,805	-1,925
3	A-B	7,304	4,348	5,099	9,81	9,10	-8,502	17,114	14,158	-3,403	-2,506	-5,462	13,602
	B-C	6,561	7,440	9,920	8,45	7,58	2,066	15,011	15,890	11,986	-1,889	-1,010	7,853
	C-D	4,430	4,430	4,863	11,84	13,09	1,440	16,270	16,270	6,304	-7,410	-7,410	3,423
	D-E	7,251	6,561	13,024	8,38	9,75	-0,859	15,631	14,941	12,165	-1,129	-1,819	13,883
	E-F	5,004	6,685	5,229	10,51	14,29	8,850	15,514	17,195	14,079	-5,506	-3,825	-3,621
2	A-B	7,098	4,706	7,584	11,57	10,83	-8,074	18,668	16,276	-0,490	-4,472	-6,864	15,658
	B-C	6,553	7,263	10,288	10,05	9,02	1,975	16,603	17,313	12,263	-3,497	-2,787	8,314
	C-D	4,038	4,038	4,671	14,17	14,89	1,329	18,208	18,208	5,999	-10,132	-10,132	3,342
	D-E	7,263	6,553	12,730	9,47	11,54	3,462	16,733	16,023	16,192	-2,207	-2,917	9,268
	E-F	4,706	7,098	0,904	12,44	15,60	-12,000	17,146	19,538	-11,096	-7,734	-5,342	12,904
1	A-B	11,830	7,847	3,989	/	/	/	11,830	7,847	3,989	11,830	7,847	3,989
	B-C	10,923	12,105	6,608	/	/	/	10,923	12,105	6,608	10,923	12,105	6,608
	C-D	6,728	6,728	4,671	/	/	/	6,728	6,728	4,671	6,728	6,728	4,671
	D-E	12,105	10,923	14,171	/	/	/	12,105	10,923	14,171	12,105	10,923	14,171
	E-F	7,847	11,830	-17,208	/	/	/	7,847	11,830	-17,208	7,847	11,830	-17,208

Ø Tab. VIII. 26: Superposition des moments dans les poutres du portique (A3F3):

Niv	Tra	G			E			0,8 G+E			0,8 G-E		
		Me	MW	Mt	Me	MW	Mt	Me	MW	Mt	Me	MW	Mt
10	A-B	31,235	14,020	-10,271	0,75	0,62	-0,883	25,738	11,836	-9,099	24,238	10,596	-7,334
	B-C	26,758	31,627	37,657	0,57	0,55	0,210	21,976	25,852	30,336	20,836	24,752	29,915
	C-D	20,833	20,833	20,734	0,85	0,89	0,077	17,516	17,556	16,664	15,816	15,776	16,510
	D-E	30,538	26,758	55,043	0,57	0,66	-0,097	25,000	22,066	43,937	23,860	20,746	44,132
	E-F	16,294	28,908	-10,797	0,72	1,08	1,038	13,755	24,206	-7,600	12,315	22,046	-9,675
9	A-B	28,090	16,407	17,797	1,89	1,79	-1,682	24,362	14,916	12,556	20,582	11,336	15,920
	B-C	25,131	28,596	37,807	1,66	1,53	0,444	21,765	24,407	30,690	18,445	21,347	29,801
	C-D	17,185	17,185	18,698	2,38	2,51	0,225	16,128	16,258	15,183	11,368	11,238	14,733
	D-E	27,848	25,131	50,054	1,61	1,92	-0,155	23,888	22,025	39,888	20,668	18,185	40,198
	E-F	18,894	25,734	18,240	2,07	2,75	1,764	17,185	23,337	16,356	13,045	17,837	12,828
8	A-B	28,083	16,718	19,606	3,05	2,72	-2,651	25,516	16,094	13,034	19,416	10,654	18,336
	B-C	25,227	28,603	38,151	2,53	2,41	0,711	22,712	25,292	31,232	17,652	20,472	29,810
	C-D	17,032	17,032	18,698	3,75	3,95	0,352	17,376	17,576	15,310	9,876	9,676	14,607
	D-E	27,876	25,227	50,074	2,53	2,93	-0,265	24,831	23,112	39,794	19,771	17,252	40,324
	E-F	19,237	25,703	20,089	3,16	4,46	2,789	18,550	25,022	18,860	12,230	16,102	13,283

Ø Tab. VIII. 27: Superposition des moments dans les poutres du portique (A3F3):

Niv	Tra	G			E			0,8 G+E			0,8 G-E		
		Me	MW	Mt	Me	MW	Mt	Me	MW	Mt	Me	MW	Mt
7	A-B	28,083	16,718	19,606	3,86	3,67	-3,339	26,326	17,044	12,346	18,606	9,704	19,024
	B-C	25,227	28,603	38,151	3,41	3,25	0,959	23,592	26,132	31,480	16,772	19,632	29,562
	C-D	17,032	17,032	18,695	5,07	5,34	0,476	18,696	18,966	15,432	8,556	8,286	14,480
	D-E	27,876	25,227	50,074	3,42	3,94	-0,367	25,721	24,122	39,692	18,881	16,242	40,426
	E-F	19,237	25,703	20,089	4,25	5,64	3,471	19,640	26,202	19,542	11,140	14,922	12,601
6	A-B	28,083	16,718	19,606	4,99	4,67	-4,322	27,456	18,044	11,363	17,476	8,704	20,007
	B-C	25,227	28,603	38,151	4,33	4,08	1,187	24,512	26,962	31,708	15,852	18,802	29,333
	C-D	17,032	17,032	18,698	6,38	6,72	0,599	20,006	20,346	15,557	7,246	6,906	14,360
	D-E	27,876	25,227	50,074	4,30	5,00	-0,442	26,601	25,182	39,617	18,001	15,182	40,501
	E-F	19,237	25,703	20,089	5,39	7,28	4,501	20,780	27,842	20,572	10,000	13,282	11,570
5	A-B	28,083	16,718	19,606	6,42	5,94	-5,565	28,886	19,314	10,120	16,046	7,434	21,250
	B-C	25,227	28,603	38,151	5,52	5,20	1,513	25,702	28,082	32,034	14,662	17,682	29,008
	C-D	17,032	17,032	18,698	8,12	8,54	0,755	21,746	22,166	15,713	5,506	5,086	14,203
	D-E	27,876	25,227	50,074	5,47	6,36	-0,562	27,771	26,542	39,497	16,831	13,822	40,622
	E-F	19,237	25,703	20,089	6,86	9,35	5,794	22,250	29,912	21,865	8,530	11,212	10,277

Ø Tab. VIII. 28: Superposition des moments dans les poutres du portique(A3F3):

Niv	Tra	G			E			0,8 G+E			0,8 G-E		
		Me	MW	Mt	Me	MW	Mt	Me	MW	Mt	Me	MW	Mt
4	A-B	28,083	16,718	19,606	7,93	7,35	-6,873	30,396	20,724	8,812	14,536	6,024	22,558
	B-C	25,227	28,603	38,151	6,83	6,44	1,876	27,012	29,322	32,397	13,352	16,442	28,645
	C-D	17,032	17,032	18,698	10,05	10,56	0,929	23,676	24,186	15,888	3,576	3,066	14,029
	D-E	27,876	25,227	50,074	6,77	7,58	-0,817	29,071	27,762	39,242	15,531	12,602	40,876
	E-F	19,237	25,703	20,089	8,49	11,55	7,154	23,880	32,112	23,225	6,900	9,012	8,917
3	A-B	28,083	16,718	19,606	9,81	9,10	-8,502	32,276	22,474	7,183	12,656	4,274	24,187
	B-C	25,227	28,603	38,151	8,45	7,58	2,066	28,632	30,462	32,587	11,732	15,302	28,454
	C-D	17,032	17,032	18,698	11,84	13,09	1,440	25,466	26,716	16,399	1,786	0,536	13,518
	D-E	27,876	25,227	50,074	8,38	9,75	-0,859	30,681	29,932	39,200	13,921	10,432	40,918
	E-F	19,237	25,703	20,089	10,51	14,29	8,850	25,900	34,852	24,921	4,880	6,272	7,221
2	A-B	27,289	18,092	29,154	11,57	10,83	-8,074	33,401	25,304	15,249	10,261	3,644	31,397
	B-C	25,194	27,924	39,553	10,05	9,02	1,975	30,205	31,359	33,617	10,105	13,319	29,668
	C-D	15,526	15,526	17,957	14,17	14,89	1,329	26,591	27,311	15,694	-1,749	-2,469	13,037
	D-E	22,839	25,194	41,320	9,47	11,54	3,462	27,741	31,695	36,518	8,801	8,615	29,594
	E-F	18,092	5,374	0,948	12,44	15,60	-12,000	26,914	19,899	-11,242	2,034	-11,301	12,759
1	A-B	27,289	18,101	29,191	/	/	/	21,831	14,481	23,353	21,831	14,481	23,353
	B-C	25,198	27,924	39,567	/	/	/	20,158	22,339	31,654	20,158	22,339	31,654
	C-D	15,521	15,521	17,957	/	/	/	12,417	12,417	14,366	12,417	12,417	14,366
	D-E	27,924	25,198	48,942	/	/	/	22,339	20,158	39,154	22,339	20,158	39,154
	E-F	18,101	27,289	3,528	/	/	/	14,481	21,831	2,822	14,481	21,831	2,822

Ø Tab. VIII.29: Superposition des efforts tranchants dans les poutres du portique (A3F3):

Niv	Travées	G		Q		G+Q		1,35G+1,5Q	
		TW (KN)	Te (KN)	TW (KN)	Te (KN)	TW (KN)	Te (KN)	TW (KN)	Te (KN)
10	AB	-44,446	53,752	-6,950	8,405	-51,396	62,157	-70,428	85,172
	BC	-54,297	51,863	-8,491	8,110	-62,788	59,973	-86,038	82,180
	CD	-33,175	33,175	-5,188	5,188	-38,363	38,363	-52,568	52,568
	DE	-52,135	54,025	-8,152	8,448	-60,287	62,473	-82,610	85,606
	EF	-52,508	45,690	-8,210	7,145	-60,718	52,835	-83,201	72,399
9	AB	-41,118	47,434	-10,695	12,338	-51,813	59,772	-71,552	82,542
	BC	-48,732	47,000	-12,675	12,225	-61,407	59,225	-84,801	81,787
	CD	-29,916	29,916	-7,781	7,781	-37,697	37,697	-52,058	52,058
	DE	-47,187	48,545	-12,274	12,627	-59,461	61,172	-82,113	84,477
	EF	-46,125	42,427	-11,997	11,035	-58,122	53,462	-80,264	73,829
8	AB	-41,204	47,348	-10,717	12,315	-51,921	59,663	-71,701	82,392
	BC	-48,710	47,022	-12,670	12,230	-61,380	59,252	-84,764	81,825
	CD	-29,916	29,916	-7,781	7,781	-37,697	37,697	-52,058	52,058
	DE	-47,204	48,528	-12,278	12,623	-59,482	61,151	-82,142	84,448
	EF	-46,024	42,528	-11,971	11,062	-57,995	53,590	-80,088	74,006

Ø Tab. VIII.30: Superposition des efforts tranchants dans les poutres du portique (A3F3):

Niv	Travées	G		Q		G+Q		1,35G+1,5Q	
		TW (KN)	Te (KN)	TW (KN)	Te (KN)	TW (KN)	Te (KN)	TW (KN)	Te (KN)
7	AB	-41,204	47,348	-10,717	12,315	-51,921	59,663	-71,701	82,392
	BC	-48,710	47,022	-12,670	12,230	-61,380	59,252	-84,764	81,825
	CD	-29,916	29,916	-7,781	7,781	-37,697	37,697	-52,058	52,058
	DE	-47,204	48,528	-12,278	12,623	-59,482	61,151	-82,142	84,448
	EF	-46,024	42,528	-11,971	11,062	-57,995	53,590	-80,088	74,006
6	AB	-41,204	47,348	-10,717	12,315	-51,921	59,663	-71,701	82,392
	BC	-48,710	47,022	-12,670	12,230	-61,380	59,252	-84,764	81,825
	CD	-29,916	29,916	-7,781	7,781	-37,697	37,697	-52,058	52,058
	DE	-47,204	48,528	-12,278	12,623	-59,482	61,151	-82,142	84,448
	EF	-46,024	42,528	-11,971	11,062	-57,995	53,590	-80,088	74,006
5	AB	-41,204	47,348	-6,879	8,476	-48,083	55,824	-65,944	76,633
	BC	-48,710	47,022	-8,520	8,080	-57,230	55,102	-78,539	75,600
	CD	-29,916	29,916	-5,188	5,188	-35,104	35,104	-48,169	48,169
	DE	-47,204	48,528	-8,128	8,473	-55,332	57,001	-75,917	78,223
	EF	-46,024	42,528	-8,132	7,223	-54,156	49,751	-74,330	68,248

Ø Tab. VIII.31: Superposition des efforts tranchants dans les poutres du portique(A3F3):

Niv	Travées	G		Q		G+Q		1,35G+1,5Q	
		TW	Te	TW	Te	TW	Te	TW	Te
4	AB	-41,204	47,348	-10,717	12,315	-51,921	59,663	-71,701	82,392
	BC	-48,710	47,022	-12,670	12,230	-61,380	59,252	-84,764	81,825
	CD	-29,916	29,916	-7,781	7,781	-37,697	37,697	-52,058	52,058
	DE	-47,204	48,528	-12,278	12,623	-59,482	61,151	-82,142	84,448
	EF	-46,024	42,528	-11,971	11,062	-57,995	53,590	-80,088	74,006
3	AB	-41,204	47,348	-10,717	12,315	-51,921	59,663	-71,701	82,392
	BC	-48,710	47,022	-12,670	12,230	-61,380	59,252	-84,764	81,825
	CD	-29,916	29,916	-7,781	7,781	-37,697	37,697	-52,058	52,058
	DE	-47,204	48,528	-12,278	12,623	-59,482	61,151	-82,142	84,448
	EF	-46,024	42,528	-11,971	11,062	-57,995	53,590	-80,088	74,006
2	AB	-41,158	46,197	-10,705	12,016	-51,863	58,213	-71,621	80,391
	BC	-47,959	46,577	-12,474	12,115	-60,433	58,692	-83,455	81,051
	CD	-29,318	29,318	-7,626	7,626	-36,944	36,944	-51,018	51,018
	DE	-47,864	46,671	-12,115	12,474	-59,979	59,145	-82,789	81,717
	EF	-40,193	47,162	-10,016	10,705	-50,209	57,867	-69,285	79,726
1	AB	-41,158	46,195	-10,269	12,452	-51,427	58,647	-70,967	81,041
	BC	-47,959	46,578	-12,594	11,995	-60,553	58,573	-83,635	80,872
	CD	-29,318	29,318	-7,626	7,626	-36,944	36,944	-51,018	51,018
	DE	-47,864	47,958	-11,995	12,594	-59,859	60,552	-82,609	83,634
	EF	-40,193	41,160	-12,452	10,269	-52,645	51,429	-72,939	70,970

Ø Tab. VIII.32: Superposition des efforts tranchants dans les poutres du portique (A3F3):

Niv	Travées	G+Q		E		G+Q+E		G+Q-E		0,8G+E		0,8G-E	
		Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw
10	A-B	62,157	-51,396	0,354	-0,354	62,51	-51,750	61,803	-51,042	43,355	-35,911	42,647	-35,203
	B-C	59,973	-62,788	0,268	-0,268	60,24	-63,056	59,705	-62,520	41,758	-43,706	41,222	-43,170
	C-D	38,363	-38,363	0,650	-0,650	39,01	-39,013	37,713	-37,713	27,190	-27,190	25,890	-25,890
	D-E	62,473	-60,287	0,295	-0,295	62,77	-60,582	62,178	-59,992	43,515	-42,003	42,925	-41,413
	E-F	52,835	-60,718	0,465	-0,465	53,30	-61,183	52,370	-60,253	37,017	-42,472	36,087	-41,542
9	A-B	59,772	-51,813	0,950	-0,950	60,72	-52,763	58,822	-50,863	38,897	-33,845	36,997	-31,945
	B-C	59,225	-61,407	0,764	-0,764	59,99	-62,171	58,461	-60,643	38,364	-39,750	36,836	-38,222
	C-D	37,697	-37,697	1,828	-1,828	39,53	-39,525	35,869	-35,869	25,761	-25,761	22,105	-22,105
	D-E	61,172	-59,461	0,846	-0,846	62,02	-60,307	60,326	-58,615	39,682	-38,595	37,990	-36,903
	E-F	53,462	-58,122	1,244	-1,244	54,71	-59,366	52,218	-56,878	35,186	-38,144	32,698	-35,656
8	A-B	59,663	-51,921	1,489	-1,489	61,15	-53,410	58,174	-50,432	39,367	-34,453	36,389	-31,475
	B-C	59,252	-61,380	1,183	-1,183	60,44	-62,563	58,069	-60,197	38,801	-40,151	36,435	-37,785
	C-D	37,697	-37,697	2,879	-2,879	40,58	-40,576	34,818	-34,818	26,812	-26,812	21,054	-21,054
	D-E	61,151	-59,482	1,308	-1,308	62,46	-60,790	59,843	-58,174	40,131	-39,071	37,515	-36,455
	E-F	53,590	-57,995	1,966	-1,966	55,56	-59,961	51,624	-56,029	35,989	-38,785	32,057	-34,853

Ø Tab. VIII.33: Superposition des efforts tranchants dans les poutres du portique (A3F3):

Niv	Tra	G+Q		E		G+Q+E		G+Q-E		0,8G+E		0,8G-E	
		Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw
7	A-B	59,663	-51,921	1,943	-1,943	61,61	-53,864	57,720	-49,978	39,821	-34,907	35,935	-31,021
	B-C	59,252	-61,380	1,595	-1,595	60,85	-62,975	57,657	-59,785	39,213	-40,563	36,023	-37,373
	C-D	37,697	-37,697	3,892	-3,892	41,59	-41,589	33,805	-33,805	27,825	-27,825	20,041	-20,041
	D-E	61,151	-59,482	1,763	-1,763	62,91	-61,245	59,388	-57,719	40,586	-39,526	37,060	-36,000
	E-F	53,590	-57,995	2,552	-2,552	56,14	-60,547	51,038	-55,443	36,575	-39,371	31,471	-34,267
6	A-B	59,663	-51,921	2,493	-2,493	62,16	-54,414	57,170	-49,428	40,371	-35,457	35,385	-30,471
	B-C	59,252	-61,380	2,014	-2,014	61,27	-63,394	57,238	-59,366	39,632	-40,982	35,604	-36,954
	C-D	37,697	-37,697	4,897	-4,897	42,59	-42,594	32,800	-32,800	28,830	-28,830	19,036	-19,036
	D-E	61,151	-59,482	2,228	-2,228	63,38	-61,710	58,923	-57,254	41,051	-39,991	36,595	-35,535
	E-F	53,590	-57,995	3,270	-3,270	56,86	-61,265	50,320	-54,725	37,293	-40,089	30,753	-33,549
5	A-B	55,824	-48,083	0,449	-0,449	56,27	-48,532	55,375	-47,634	38,327	-33,413	37,429	-32,515
	B-C	55,102	-57,230	0,387	-0,387	55,49	-57,617	54,715	-56,843	38,005	-39,355	37,231	-38,581
	C-D	35,104	-35,104	0,403	-0,403	35,51	-35,507	34,701	-34,701	24,336	-24,336	23,530	-23,530
	D-E	57,001	-55,332	0,418	-0,418	57,42	-55,750	56,583	-54,914	39,241	-38,181	38,405	-37,345
	E-F	49,751	-54,156	0,506	-0,506	50,26	-54,662	49,245	-53,650	34,529	-37,325	33,517	-36,313

Ø Tab. VIII.34: Superposition des efforts tranchants dans les poutres du portique (A3F3):

Niv	Tra	G+Q		E		G+Q+E		G+Q-E		0,8G+E		0,8G-E	
		Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw
4	A-B	59,663	-51,921	1,257	-1,257	60,92	-53,178	58,406	-50,664	39,135	-34,221	36,621	-31,707
	B-C	59,252	-61,380	1,154	-1,154	60,41	-62,534	58,098	-60,226	38,772	-40,122	36,464	-37,814
	C-D	37,697	-37,697	1,200	-1,200	38,90	-38,897	36,497	-36,497	25,133	-25,133	22,733	-22,733
	D-E	61,151	-59,482	1,241	-1,241	62,39	-60,723	59,910	-58,241	40,064	-39,004	37,582	-36,522
	E-F	53,590	-57,995	1,505	-1,505	55,10	-59,500	52,085	-56,490	35,528	-38,324	32,518	-35,314
3	A-B	59,663	-51,921	2,028	-2,028	61,69	-53,949	57,635	-49,893	39,906	-34,992	35,850	-30,936
	B-C	59,252	-61,380	1,768	-1,768	61,02	-63,148	57,484	-59,612	39,386	-40,736	35,850	-37,200
	C-D	37,697	-37,697	1,832	-1,832	39,53	-39,529	35,865	-35,865	25,765	-25,765	22,101	-22,101
	D-E	61,151	-59,482	1,897	-1,897	63,05	-61,379	59,254	-57,585	40,720	-39,660	36,926	-35,866
	E-F	53,590	-57,995	2,385	-2,385	55,98	-60,380	51,205	-55,610	36,408	-39,204	31,638	-34,434
2	A-B	58,213	-51,863	2,648	-2,648	60,86	-54,511	55,565	-49,215	39,606	-35,574	34,310	-30,278
	B-C	58,692	-60,433	2,444	-2,444	61,14	-62,877	56,248	-57,989	39,705	-40,811	34,817	-35,923
	C-D	36,944	-36,944	2,532	-2,532	39,48	-39,476	34,412	-34,412	25,986	-25,986	20,922	-20,922
	D-E	59,145	-59,979	2,622	-2,622	61,77	-62,601	56,523	-57,357	39,959	-40,913	34,715	-35,669
	E-F	57,867	-50,209	3,105	-3,105	60,97	-53,314	54,762	-47,104	40,835	-35,260	34,625	-29,050
1	A-B	58,647	-51,427	/	/	58,65	-51,427	58,647	-51,427	36,956	-32,926	36,956	-32,926
	B-C	58,573	-60,553	/	/	58,57	-60,553	58,573	-60,553	37,262	-38,367	37,262	-38,367
	C-D	36,944	-36,944	/	/	36,94	-36,944	36,944	-36,944	23,454	-23,454	23,454	-23,454
	D-E	60,552	-59,859	/	/	60,55	-59,859	60,552	-59,859	38,366	-38,291	38,366	-38,291
	E-F	51,429	-52,645	/	/	51,43	-52,645	51,429	-52,645	32,928	-32,155	32,928	-32,155

Ø Tab. VIII.35. Superposition des moments et des efforts normaux dans les poteaux du portique (A3-F3):

Niv	Nœ	G			Q			G+Q			1,35G+1,5Q		
		Msup	Minf	Nc	Msup	Minf	Nc	Msup	Minf	Nc	Msup	Minf	Nc
10	A	0,000	14,020	51,331	0,000	2,192	13,835	0,000	16,212	65,166	0,000	22,215	90,049
	B	0,000	31,627	114,934	0,000	0,061	23,781	0,000	31,689	138,715	0,000	42,789	190,832
	C	0,000	20,833	91,923	0,000	-0,927	20,183	0,000	19,906	112,106	0,000	26,734	154,371
	D	0,000	26,758	92,195	0,000	0,927	20,225	0,000	27,685	112,420	0,000	37,514	154,801
	E	0,000	28,908	113,418	0,000	-0,255	23,543	0,000	28,653	136,961	0,000	38,643	188,429
	F	0,000	0,000	52,575	0,000	-2,548	14,030	0,000	-2,548	66,605	0,000	-3,822	92,021
9	A	7,721	16,407	99,335	2,008	2,259	31,415	9,729	18,666	130,750	13,435	25,538	181,224
	B	0,238	28,596	217,985	0,062	0,070	55,679	0,300	28,666	273,664	0,415	38,710	377,798
	C	-3,739	17,185	175,724	-0,973	-1,094	47,074	-4,712	16,091	222,798	-6,507	21,559	307,838
	D	3,739	25,131	176,183	0,973	1,094	47,165	4,712	26,225	223,348	6,507	35,568	308,595
	E	-0,995	25,734	214,973	-0,259	-0,291	55,052	-1,253	25,443	270,025	-1,731	34,304	372,792
	F	-8,891	0,000	101,887	-2,313	-2,602	31,950	-11,204	-2,602	133,837	-15,472	-3,903	185,473
8	A	8,359	16,718	147,424	2,174	2,174	49,017	10,533	18,892	196,441	14,546	25,830	272,548
	B	0,260	28,603	320,927	0,068	0,068	87,549	0,328	28,671	408,476	0,453	38,716	564,576
	C	-4,097	17,032	259,547	-1,066	-1,066	73,970	-5,163	15,966	333,517	-7,130	21,394	461,343
	D	4,097	25,227	260,188	1,066	1,066	74,109	5,163	26,292	334,297	7,130	35,655	462,417
	E	-1,086	25,703	316,410	-0,283	-0,283	86,531	-1,369	25,421	402,941	-1,891	34,275	556,950
	F	-9,619	0,000	151,301	-2,502	-2,502	49,897	-12,121	-2,502	201,198	-16,738	-3,753	279,101

Ø Tab. VIII.36. Superposition des moments et des efforts normaux dans les poteaux du portique (A3-F3):

Niv	Nœ	G			Q			G+Q			1,35G+1,5Q		
		Msup	Minf	Nc	Msup	Minf	Nc	Msup	Minf	Nc	Msup	Minf	Nc
7	A	8,359	8,359	195,514	2,174	2,174	66,619	10,533	10,533	262,133	14,546	14,546	363,872
	B	0,260	0,260	423,870	0,068	0,068	119,419	0,328	0,328	543,289	0,453	0,453	751,353
	C	-4,097	-4,097	343,370	-1,066	-1,066	100,866	-5,163	-5,163	444,236	-7,130	-7,130	614,849
	D	4,097	4,097	344,193	1,066	1,066	101,053	5,163	5,163	445,246	7,130	7,130	616,240
	E	-1,086	-1,086	417,847	-0,283	-0,283	118,010	-1,369	-1,369	535,857	-1,891	-1,891	741,108
	F	-9,619	-9,619	200,714	-2,502	-2,502	67,844	-12,121	-12,121	268,558	-16,738	-16,738	372,730
6	A	8,359	8,359	243,603	2,174	2,174	84,221	10,533	10,533	327,824	14,546	14,546	455,196
	B	0,260	0,260	526,813	0,068	0,068	151,289	0,328	0,328	678,102	0,453	0,453	938,131
	C	-4,097	-4,097	427,194	-1,066	-1,066	127,762	-5,163	-5,163	554,956	-7,130	-7,130	768,354
	D	4,097	4,097	428,198	1,066	1,066	127,997	5,163	5,163	556,195	7,130	7,130	770,063
	E	-1,086	-1,086	519,284	-0,283	-0,283	149,489	-1,369	-1,369	668,773	-1,891	-1,891	925,267
	F	-9,619	-9,619	250,128	-2,502	-2,502	85,791	-12,121	-12,121	335,919	-16,738	-16,738	466,359
5	A	8,359	8,359	291,692	2,174	2,174	97,985	10,533	10,533	389,677	14,546	14,546	540,762
	B	0,260	0,260	629,756	0,068	0,068	175,170	0,328	0,328	804,926	0,453	0,453	1112,925
	C	-4,097	-4,097	511,017	-1,066	-1,066	147,915	-5,163	-5,163	658,932	-7,130	-7,130	911,745
	D	4,097	4,097	512,203	1,066	1,066	148,198	5,163	5,163	660,401	7,130	7,130	913,771
	E	-1,086	-1,086	620,721	-0,283	-0,283	172,979	-1,369	-1,369	793,700	-1,891	-1,891	1097,441
	F	-9,619	-9,619	299,541	-2,502	-2,502	99,899	-12,121	-12,121	399,440	-16,738	-16,738	554,229

Ø Tab. VIII.37. Superposition des moments et des efforts normaux dans les poteaux du portique (A3-F3):

Niv	Nœ	G			Q			G+Q			1,35G+1,5Q		
		Msup	Minf	Nc	Msup	Minf	Nc	Msup	Minf	Nc	Msup	Minf	Nc
4	A	8,359	8,359	339,782	2,174	2,174	115,587	10,533	10,533	455,369	14,546	14,546	632,086
	B	6,885	0,260	732,698	0,068	0,068	207,040	6,952	0,328	939,738	9,396	0,453	1299,703
	C	1,976	-4,097	594,840	-1,066	-1,066	174,811	0,910	-5,163	769,651	1,068	-7,130	1065,251
	D	5,683	4,097	596,208	1,066	1,066	175,142	6,748	5,163	771,350	9,270	7,130	1067,594
	E	5,710	-1,086	722,157	-0,283	-0,283	204,458	5,428	-1,369	926,615	7,285	-1,891	1281,600
	F	-0,981	-9,619	348,955	-2,502	-2,502	117,846	-3,483	-12,121	466,801	-5,077	-16,738	647,858
3	A	8,359	8,359	387,871	2,174	2,174	133,189	10,533	10,533	521,060	14,546	14,546	723,410
	B	6,885	0,260	835,641	0,068	0,068	238,910	6,952	0,328	1074,551	9,396	0,453	1486,480
	C	1,976	-4,097	678,663	-1,066	-1,066	201,707	0,910	-5,163	880,370	1,068	-7,130	1218,756
	D	5,683	4,097	680,213	1,066	1,066	202,086	6,748	5,163	882,299	9,270	7,130	1221,417
	E	5,710	-1,086	823,594	-0,283	-0,283	235,937	5,428	-1,369	1059,531	7,285	-1,891	1465,758
	F	-0,981	-9,619	398,368	-2,502	-2,502	135,793	-3,483	-12,121	534,161	-5,077	-16,738	741,486

Ø Tab. VIII.38. Superposition des moments et des efforts normaux dans les poteaux du portique (A3-F3):

Niv	Nœ	G			Q			G+Q			1,35G+1,5Q		
		Msup	Minf	Nc	Msup	Minf	Nc	Msup	Minf	Nc	Msup	Minf	Nc
2	A	9,046	9,046	440,482	2,353	2,353	155,347	11,399	11,399	595,829	15,741	15,741	827,672
	B	7,838	0,318	941,250	0,083	0,083	274,853	7,921	0,400	1216,103	10,705	0,553	1682,967
	C	2,233	-4,834	766,011	-1,257	-1,257	232,901	0,975	-6,092	998,912	1,128	-8,412	1383,466
	D	6,584	4,834	768,848	1,257	1,257	233,280	7,841	6,092	1002,128	10,774	8,412	1387,865
	E	-0,878	-8,732	921,912	-0,083	-0,083	269,880	-0,961	-8,815	1191,792	-1,309	-11,913	1649,401
	F	-1,153	-9,046	456,983	-2,353	-2,353	157,951	-3,506	-11,399	614,934	-5,085	-15,741	853,854
1	A	10,056	8,046	492,055	4,359	3,488	176,028	14,415	11,533	668,083	20,114	16,093	928,316
	B	8,715	0,283	1045,815	0,153	0,122	310,311	8,868	0,405	1356,126	11,995	0,565	1877,317
	C	2,483	-4,301	852,318	-2,330	-1,865	262,934	0,152	-6,166	1115,252	-0,144	-8,604	1545,031
	D	7,321	4,301	855,155	2,330	1,865	263,313	9,652	6,166	1118,468	13,379	8,604	1549,429
	E	8,380	-0,283	1026,477	-0,153	-0,122	305,338	8,227	-0,405	1331,815	11,083	-0,565	1843,751
	F	-1,281	-8,046	508,556	-4,359	-3,488	178,632	-5,640	-11,533	687,188	-8,268	-16,093	954,498

Ø Tab. VIII.39. Superposition des moments et des efforts normaux dans les poteaux du portique (A3-F3):

Niv	Nœ	G+Q			E			G+Q+1,2E			G+Q-1,2E		
		Msup	Minf	Nc	Msup	Minf	Nc	Msup	Minf	Nc	Msup	Minf	Nc
10	A	0,000	16,212	65,166	0,00	0,75	0,35	0,000	17,112	65,586	0,000	15,312	64,746
	B	0,000	0,454	138,715	0,00	1,19	0,09	0,000	1,882	138,823	0,000	-0,974	138,607
	C	0,000	-6,852	112,106	0,00	1,40	0,38	0,000	-5,172	112,562	0,000	-8,532	111,650
	D	0,000	6,852	112,420	0,00	1,46	0,36	0,000	8,604	112,852	0,000	5,100	111,988
	E	0,000	-1,885	136,961	0,00	1,38	0,17	0,000	-0,229	137,165	0,000	-3,541	136,757
	F	0,000	-18,842	66,605	0,00	1,08	0,47	0,000	-17,546	67,169	0,000	-20,138	66,041
9	A	9,729	10,945	130,750	0,48	1,41	1,30	10,305	12,637	132,310	9,153	9,253	129,190
	B	0,300	0,338	273,664	0,98	2,47	0,28	1,476	3,302	273,995	-0,876	-2,626	273,333
	C	-4,712	-5,301	222,798	1,14	2,77	1,44	-3,344	-1,977	224,531	-6,080	-8,625	221,065
	D	4,712	5,301	223,348	1,20	2,92	1,34	6,152	8,805	224,958	3,272	1,797	221,738
	E	-1,253	-1,410	270,025	1,13	2,86	0,57	0,103	2,022	270,707	-2,609	-4,842	269,344
	F	-11,204	-12,604	133,837	0,69	2,06	1,71	-10,376	-10,132	135,894	-12,032	-15,076	131,780
8	A	10,533	10,533	196,441	1,10	1,95	2,79	11,853	12,873	199,788	9,213	8,193	193,094
	B	0,328	0,328	408,476	2,02	3,23	0,58	2,752	4,204	409,175	-2,096	-3,548	407,778
	C	-5,163	-5,163	333,517	2,46	3,70	3,14	-2,211	-0,723	337,285	-8,115	-9,603	329,749
	D	5,163	5,163	334,297	2,59	3,89	2,91	8,271	9,831	337,793	2,055	0,495	330,801
	E	-1,369	-1,369	402,941	2,34	3,75	1,23	1,439	3,131	404,412	-4,177	-5,869	401,470
	F	-12,121	-12,121	201,198	1,62	2,84	3,68	-10,177	-8,713	205,614	-14,065	-15,529	196,782

Ø Tab. VIII.40. Superposition des moments et des efforts normaux dans les poteaux du portique (A3-F3):

Niv	Nœ	G+Q			E			G+Q+1,2E			G+Q-1,2E		
		Msup	Minf	Nc	Msup	Minf	Nc	Msup	Minf	Nc	Msup	Minf	Nc
7	A	10,533	10,533	262,133	1,60	2,26	4,73	12,453	13,245	267,811	8,613	7,821	256,454
	B	0,328	0,328	543,289	3,10	3,98	0,93	4,048	5,104	544,405	-3,392	-4,448	542,173
	C	-5,163	-5,163	444,236	3,70	4,62	5,44	-0,723	0,381	450,761	-9,603	-10,707	437,712
	D	5,163	5,163	445,246	3,89	4,87	5,04	9,831	11,007	451,296	0,495	-0,681	439,196
	E	-1,369	-1,369	535,857	3,60	4,59	2,02	2,951	4,139	538,275	-5,689	-6,877	533,439
	F	-12,121	-12,121	268,558	2,33	3,31	6,23	-9,325	-8,149	276,037	-14,917	-16,093	261,080
6	A	10,533	10,533	327,824	2,17	2,82	7,230	13,137	13,917	336,500	7,929	7,149	319,148
	B	0,328	0,328	678,102	3,98	5,02	1,410	5,104	6,352	679,794	-4,448	-5,696	676,410
	C	-5,163	-5,163	554,956	4,62	5,84	8,320	0,381	1,845	564,940	-10,707	-12,171	544,972
	D	5,163	5,163	556,195	4,87	6,15	7,710	11,007	12,543	565,447	-0,681	-2,217	546,943
	E	-1,369	-1,369	668,773	4,59	5,80	3,060	4,139	5,591	672,445	-6,877	-8,329	665,101
	F	-12,121	-12,121	335,919	3,18	4,10	9,500	-8,305	-7,201	347,319	-15,937	-17,041	324,519
5	A	10,533	10,533	389,677	2,82	3,60	10,42	13,917	14,853	402,181	7,149	6,213	377,173
	B	0,328	0,328	804,926	5,02	6,44	2,03	6,352	8,056	807,362	-5,696	-7,400	802,490
	C	-5,163	-5,163	658,932	5,84	7,48	11,98	1,845	3,813	673,308	-12,171	-14,139	644,556
	D	5,163	5,163	660,401	6,15	7,86	11,11	12,543	14,595	673,733	-2,217	-4,269	647,069
	E	-1,369	-1,369	793,700	5,80	7,42	14,41	5,591	7,535	810,992	-8,329	-10,273	776,408
	F	-12,121	-12,121	399,440	4,10	5,25	13,69	-7,201	-5,821	415,868	-17,041	-18,421	383,012

Ø Tab. VIII.41. Superposition des moments et des efforts normaux dans les poteaux du portique (A3-F3):

Niv	Nœ	G+Q			E			G+Q+1,2E			G+Q-1,2E		
		Msup	Minf	Nc	Msup	Minf	Nc	Msup	Minf	Nc	Msup	Minf	Nc
4	A	10,533	10,533	455,369	3,60	4,33	14,36	14,853	15,729	472,601	6,213	5,337	438,137
	B	6,952	0,328	939,738	6,44	7,74	2,80	14,680	9,616	943,098	-0,776	-8,960	936,378
	C	0,910	-5,163	769,651	7,48	9,01	16,51	9,886	5,649	789,463	-8,066	-15,975	749,839
	D	6,748	5,163	771,350	7,86	9,47	15,37	16,180	16,527	789,794	-2,684	-6,201	752,906
	E	5,428	-1,369	926,615	7,42	8,94	6,14	14,332	9,359	933,983	-3,476	-12,097	919,247
	F	-3,483	-12,121	466,801	5,25	6,30	18,86	2,817	-4,561	489,433	-9,783	-19,681	444,169
3	A	10,533	10,533	521,060	4,33	5,48	19,24	15,729	17,109	544,148	5,337	3,957	497,972
	B	6,952	0,328	1074,551	7,74	9,81	3,84	16,240	12,100	1079,159	-2,336	-11,444	1069,943
	C	0,910	-5,163	880,370	9,01	10,41	21,59	11,722	7,329	906,278	-9,902	-17,655	854,462
	D	6,748	5,163	882,299	9,47	12,00	20,35	18,112	19,563	906,719	-4,616	-9,237	857,879
	E	5,428	-1,369	1059,531	8,94	11,32	8,20	16,156	12,215	1069,371	-5,300	-14,953	1049,691
	F	-3,483	-12,121	534,161	6,30	7,99	25,26	4,077	-2,533	564,473	-11,043	-21,709	503,849
2	A	11,399	11,399	595,829	5,48	6,09	25,09	17,975	18,707	625,937	4,823	4,091	565,721
	B	7,921	0,400	1216,103	9,81	11,07	5,07	19,693	13,684	1222,187	-3,851	-12,884	1210,019
	C	0,975	-6,092	998,912	11,41	11,78	28,43	14,667	8,044	1033,028	-12,717	-20,228	964,796
	D	7,841	6,092	1002,128	12,00	12,36	26,33	22,241	20,924	1033,724	-6,559	-8,740	970,532
	E	-0,961	-8,815	1191,792	11,32	12,66	10,44	12,623	6,377	1204,320	-14,545	-24,007	1179,264
	F	-3,506	-11,399	614,934	7,99	7,61	32,59	6,082	-2,267	654,042	-13,094	-20,531	575,826
1	A	14,415	11,533	668,083	/	/	/	14,415	11,533	668,083	14,415	11,533	668,083
	B	8,868	0,405	1356,126	/	/	/	8,868	0,405	1356,126	8,868	0,405	1356,126
	C	0,152	-6,166	1115,252	/	/	/	0,152	-6,166	1115,252	0,152	-6,166	1115,252
	D	9,652	6,166	1118,468	/	/	/	9,652	6,166	1118,468	9,652	6,166	1118,468
	E	8,227	-0,405	1331,815	/	/	/	8,227	-0,405	1331,815	8,227	-0,405	1331,815
	F	-5,640	-11,533	687,188	/	/	/	-5,640	-11,533	687,188	-5,640	-11,533	687,188

Ø Tab. VIII.42. Superposition des moments et des efforts normaux dans les poteaux du portique (A3-F3):

Niv	Nœ	G			E			0,8G+E			0,8G-E		
		Msup	Minf	Nc	Msup	Minf	Nc	Msup	Minf	Nc	Msup	Minf	Nc
10	A	0,000	14,020	51,331	0,00	0,75	0,35	0,000	11,966	41,415	0,000	10,466	40,715
	B	0,000	0,393	114,934	0,00	1,19	0,09	0,000	1,504	92,037	0,000	-0,876	91,857
	C	0,000	-5,926	91,923	0,00	1,40	0,38	0,000	-3,341	73,918	0,000	-6,141	73,158
	D	0,000	5,926	92,195	0,00	1,46	0,36	0,000	6,201	74,116	0,000	3,281	73,396
	E	0,000	-1,630	113,418	0,00	1,38	0,17	0,000	0,076	90,904	0,000	-2,684	90,564
	F	0,000	-16,294	52,575	0,00	1,08	0,47	0,000	-11,955	42,530	0,000	-14,115	41,590
9	A	7,721	8,686	99,335	0,48	1,41	1,30	6,657	8,359	80,768	5,697	5,539	78,168
	B	0,238	0,268	217,985	0,98	2,47	0,28	1,171	2,685	174,664	-0,789	-2,255	174,112
	C	-3,739	-4,206	175,724	1,14	2,77	1,44	-1,851	-0,595	142,023	-4,131	-6,135	139,135
	D	3,739	4,206	176,183	1,20	2,92	1,34	4,191	6,285	142,288	1,791	0,445	139,604
	E	-0,995	-1,119	214,973	1,13	2,86	0,57	0,334	1,965	172,547	-1,926	-3,755	171,411
	F	-8,891	-10,003	101,887	0,69	2,06	1,71	-6,423	-5,942	83,224	-7,803	-10,062	79,796
8	A	8,359	8,359	147,424	1,10	1,95	2,79	7,787	8,637	120,728	5,587	4,737	115,150
	B	0,260	0,260	320,927	2,02	3,23	0,58	2,228	3,438	257,324	-1,812	-3,022	256,160
	C	-4,097	-4,097	259,547	2,46	3,70	3,14	-0,818	0,422	210,778	-5,738	-6,978	204,498
	D	4,097	4,097	260,188	2,59	3,89	2,91	5,868	7,168	211,063	0,688	-0,612	205,237
	E	-1,086	-1,086	316,410	2,34	3,75	1,23	1,471	2,881	254,354	-3,209	-4,619	251,902
	F	-9,619	-9,619	151,301	1,62	2,84	3,68	-6,075	-4,855	124,721	-9,315	-10,535	117,361

Ø Tab. VIII.43. Superposition des moments et des efforts normaux dans les poteaux du portique (A3-F3):

Niv	Nœ	G			E			0,8G+E			0,8G-E		
		Msup	Minf	Nc	Msup	Minf	Nc	Msup	Minf	Nc	Msup	Minf	Nc
7	A	8,359	8,359	195,514	1,60	2,26	4,73	8,287	8,947	161,143	5,087	4,427	151,679
	B	0,260	0,260	423,870	3,10	3,98	0,93	3,308	4,188	340,026	-2,892	-3,772	338,166
	C	-4,097	-4,097	343,370	3,70	4,62	5,44	0,422	1,342	280,133	-6,978	-7,898	269,259
	D	4,097	4,097	344,193	3,89	4,87	5,04	7,168	8,148	280,396	-0,612	-1,592	270,312
	E	-1,086	-1,086	417,847	3,60	4,59	2,02	2,731	3,721	336,292	-4,469	-5,459	332,262
	F	-9,619	-9,619	200,714	2,33	3,31	6,23	-5,365	-4,385	166,803	-10,025	-11,005	154,339
6	A	8,359	8,359	243,603	2,17	2,82	7,230	8,857	9,507	202,112	4,517	3,867	187,652
	B	0,260	0,260	526,813	3,98	5,02	1,410	4,188	5,228	422,860	-3,772	-4,812	420,040
	C	-4,097	-4,097	427,194	4,62	5,84	8,320	1,342	2,562	350,075	-7,898	-9,118	333,435
	D	4,097	4,097	428,198	4,87	6,15	7,710	8,148	9,428	350,268	-1,592	-2,872	334,848
	E	-1,086	-1,086	519,284	4,59	5,80	3,060	3,721	4,931	418,487	-5,459	-6,669	412,367
	F	-9,619	-9,619	250,128	3,18	4,10	9,500	-4,515	-3,595	209,602	-10,875	-11,795	190,602
5	A	8,359	8,359	291,692	2,82	3,60	10,420	9,507	10,287	243,774	3,867	3,087	222,934
	B	0,260	0,260	629,756	5,02	6,44	2,030	5,228	6,648	505,834	-4,812	-6,232	501,774
	C	-4,097	-4,097	511,017	5,84	7,48	11,980	2,562	4,202	420,793	-9,118	-10,758	396,833
	D	4,097	4,097	512,203	6,15	7,86	11,110	9,428	11,138	420,872	-2,872	-4,582	398,652
	E	-1,086	-1,086	620,721	5,80	7,42	14,410	4,931	6,551	510,986	-6,669	-8,289	482,166
	F	-9,619	-9,619	299,541	4,10	5,25	13,690	-3,595	-2,445	253,323	-11,795	-12,945	225,943

Ø Tab. VIII.44. Superposition des moments et des efforts normaux dans les poteaux du portique (A3-F3):

Niv	Nœ	G			E			0,8G+E			0,8G-E		
		Msup	Minf	Nc	Msup	Minf	Nc	Msup	Minf	Nc	Msup	Minf	Nc
4	A	8,359	8,359	339,782	3,60	4,33	14,360	10,287	11,017	286,186	3,087	2,357	257,466
	B	6,885	0,260	732,698	6,44	7,74	2,800	11,948	7,948	588,959	-0,932	-7,532	583,359
	C	1,976	-4,097	594,840	7,48	9,01	16,510	9,061	5,732	492,382	-5,899	-12,288	459,362
	D	5,683	4,097	596,208	7,86	9,47	15,370	12,406	12,748	492,336	-3,314	-6,192	461,596
	E	5,710	-1,086	722,157	7,42	8,94	6,140	11,988	8,071	583,866	-2,852	-9,809	571,586
	F	-0,981	-9,619	348,955	5,25	6,30	18,860	4,465	-1,395	298,024	-6,035	-13,995	260,304
3	A	8,359	8,359	387,871	4,33	5,48	19,240	11,017	12,167	329,537	2,357	1,207	291,057
	B	6,885	0,260	835,641	7,74	9,81	3,840	13,248	10,018	672,353	-2,232	-9,602	664,673
	C	1,976	-4,097	678,663	9,01	10,41	21,590	10,591	7,132	564,521	-7,429	-13,688	521,341
	D	5,683	4,097	680,213	9,47	12,00	20,350	14,016	15,278	564,520	-4,924	-8,722	523,820
	E	5,710	-1,086	823,594	8,94	11,32	8,200	13,508	10,451	667,075	-4,372	-12,189	650,675
	F	-0,981	-9,619	398,368	6,30	7,99	25,260	5,515	0,295	343,954	-7,085	-15,685	293,434
2	A	9,046	9,046	440,482	5,48	6,09	25,090	12,717	13,327	377,476	1,757	1,147	327,296
	B	7,838	0,318	941,250	9,81	11,07	5,070	16,081	11,324	758,070	-3,539	-10,816	747,930
	C	2,233	-4,834	766,011	11,41	11,78	28,430	13,196	7,913	641,239	-9,624	-15,647	584,379
	D	6,584	4,834	768,848	12,00	12,36	26,330	17,267	16,227	641,408	-6,733	-8,493	588,748
	E	-0,878	-8,732	921,912	11,32	12,66	10,440	10,618	5,674	747,970	-12,022	-19,646	727,090
	F	-1,153	-9,046	456,983	7,99	7,61	32,590	7,068	0,373	398,177	-8,912	-14,847	332,997
1	A	10,056	8,046	492,055	/	/	/	8,044	6,436	393,644	8,044	6,436	393,644
	B	8,715	0,283	1045,815	/	/	/	6,972	0,226	836,652	6,972	0,226	836,652
	C	2,483	-4,301	852,318	/	/	/	1,986	-3,441	681,855	1,986	-3,441	681,855
	D	7,321	4,301	855,155	/	/	/	5,857	3,441	684,124	5,857	3,441	684,124
	E	8,380	-0,283	1026,477	/	/	/	6,704	-0,226	821,182	6,704	-0,226	821,182
	F	-1,281	-8,046	508,556	/	/	/	-1,025	-6,436	406,845	-1,025	-6,436	406,845

Ø Tab. VIII.45 : Superposition des sollicitations dans les voiles:

Sens transversal:

Niv	Voiles	G(KN)	Q(KN)	E(KN)	G+Q	1,35G+1,5Q	G+Q+E	G+Q-E	0,8*G+E	0,8*G-E	Me(KN.M)
9	VT1	96,610	3,990	44,281	100,600	136,409	144,881	56,319	121,569	33,007	0,000
	VT2	96,610	3,990	35,951	100,600	136,409	136,551	64,649	113,239	41,337	0,000
	VT3	96,610	3,990	35,951	100,600	136,409	136,551	64,649	113,239	41,337	0,000
	VT4	96,610	3,990	39,485	100,600	136,409	140,085	61,115	116,773	37,803	0,000
	VT5	96,610	3,990	40,705	100,600	136,409	141,305	59,895	117,993	36,583	0,000
	VT6	96,610	3,990	44,281	100,600	136,409	144,881	56,319	121,569	33,007	0,000
8	VT1	96,610	3,990	95,550	100,600	136,409	196,150	5,050	172,838	-18,262	135,501
	VT2	96,610	3,990	77,574	100,600	136,409	178,174	23,026	154,862	-0,286	110,009
	VT3	96,610	3,990	77,574	100,600	136,409	178,174	23,026	154,862	-0,286	110,009
	VT4	96,610	3,990	85,200	100,600	136,409	185,800	15,400	162,488	-7,912	120,824
	VT5	96,610	3,990	87,833	100,600	136,409	188,433	12,767	165,121	-10,545	124,558
	VT6	96,610	3,990	95,550	100,600	136,409	196,150	5,050	172,838	-18,262	135,501
7	VT1	96,610	3,990	135,931	100,600	136,409	236,531	-35,331	213,219	-58,643	427,884
	VT2	96,610	3,990	110,358	100,600	136,409	210,958	-9,758	187,646	-33,070	347,386
	VT3	96,610	3,990	110,358	100,600	136,409	210,958	-9,758	187,646	-33,070	347,386
	VT4	96,610	3,990	121,207	100,600	136,409	221,807	-20,607	198,495	-43,919	381,537
	VT5	96,610	3,990	124,953	100,600	136,409	225,553	-24,353	202,241	-47,665	393,327
	VT6	96,610	3,990	135,931	100,600	136,409	236,531	-35,331	213,219	-58,643	427,884

Ø Tab. VIII. 46. Superposition des sollicitations dans les voiles:

Sens transversal

Niv	Voiles	G(KN)	Q(KN)	E(KN)	G+Q	1,35G+1,5Q	G+Q+E	G+Q-E	0,8*G+E	0,8*G-E	Me (Kn.m)
6	VT1	96,610	3,990	171,164	100,600	136,409	271,764	-70,564	248,452	-93,876	843,833
	VT2	96,610	3,990	138,962	100,600	136,409	239,562	-38,362	216,250	-61,674	685,082
	VT3	96,610	3,990	138,962	100,600	136,409	239,562	-38,362	216,250	-61,674	685,082
	VT4	96,610	3,990	152,624	100,600	136,409	253,224	-52,024	229,912	-75,336	752,431
	VT5	96,610	3,990	157,340	100,600	136,409	257,940	-56,740	234,628	-80,052	775,682
	VT6	96,610	3,990	171,164	100,600	136,409	271,764	-70,564	248,452	-93,876	843,833
5	VT1	96,610	3,990	208,682	100,600	136,409	309,282	-108,082	285,970	-131,394	1367,593
	VT2	96,610	3,990	169,423	100,600	136,409	270,023	-68,823	246,711	-92,135	1110,307
	VT3	96,610	3,990	169,423	100,600	136,409	270,023	-68,823	246,711	-92,135	1110,307
	VT4	96,610	3,990	186,078	100,600	136,409	286,678	-85,478	263,366	-108,790	1219,459
	VT5	96,610	3,990	191,828	100,600	136,409	292,428	-91,228	269,116	-114,540	1257,142
	VT6	96,610	3,990	208,682	100,600	136,409	309,282	-108,082	285,970	-131,394	1367,593
4	VT1	96,610	3,990	249,411	100,600	136,409	350,011	-148,811	326,699	-172,123	2006,161
	VT2	96,610	3,990	202,489	100,600	136,409	303,089	-101,889	279,777	-125,201	1628,740
	VT3	96,610	3,990	202,489	100,600	136,409	303,089	-101,889	279,777	-125,201	1628,740
	VT4	96,610	3,990	222,395	100,600	136,409	322,995	-121,795	299,683	-145,107	1788,858
	VT5	96,610	3,990	229,268	100,600	136,409	329,868	-128,668	306,556	-151,980	1844,137
	VT6	96,610	3,990	249,411	100,600	136,409	350,011	-148,811	326,699	-172,123	2006,161

Ø Tab. VIII. 47: Superposition des sollicitations dans les voiles:

Sens transversal:

Niveau	Voiles	G(KN)	Q(KN)	E(KN)	G+Q	1,35G+1,5Q	G+Q+E	G+Q-E	0,8*G+E	0,8*G-E	Me(Kn.m)
3	VT1	96,610	3,990	291,217	100,600	136,409	391,817	-190,617	368,505	-213,929	2769,359
	VT2	96,610	3,990	236,430	100,600	136,409	337,030	-135,830	313,718	-159,142	2248,357
	VT3	96,610	3,990	236,430	100,600	136,409	337,030	-135,830	313,718	-159,142	2248,357
	VT4	96,610	3,990	259,673	100,600	136,409	360,273	-159,073	336,961	-182,385	2469,388
	VT5	96,610	3,990	267,697	100,600	136,409	368,297	-167,097	344,985	-190,409	2545,697
	VT6	96,610	3,990	291,217	100,600	136,409	391,817	-190,617	368,505	-213,929	2769,359
2	VT1	96,610	3,990	332,073	100,600	136,409	432,673	-231,473	409,361	-254,785	3660,582
	VT2	96,610	3,990	269,600	100,600	136,409	370,200	-169,000	346,888	-192,312	2961,833
	VT3	96,610	3,990	269,600	100,600	136,409	370,200	-169,000	346,888	-192,312	2961,833
	VT4	96,610	3,990	296,103	100,600	136,409	396,703	-195,503	373,391	-218,815	3263,987
	VT5	96,610	3,990	305,253	100,600	136,409	405,853	-204,653	382,541	-227,965	3364,850
	VT6	96,610	3,990	332,073	100,600	136,409	432,673	-231,473	409,361	-254,785	3660,482
1	VT1	96,610	3,990	358,034	100,600	136,409	458,634	-257,434	435,322	-280,746	4902,434
	VT2	96,610	3,990	290,274	100,600	136,409	390,874	-189,674	367,562	-212,986	3980,135
	VT3	96,610	3,990	290,274	100,600	136,409	390,874	-189,674	367,562	-212,986	3980,135
	VT4	96,610	3,990	319,263	100,600	136,409	419,863	-218,663	396,551	-241,975	4371,413
	VT5	96,610	3,990	329,117	100,600	136,409	429,717	-228,517	406,405	-251,829	4506,498
	VT6	96,610	3,990	358,034	100,600	136,409	458,634	-257,434	435,322	-280,746	4902,434

Ø Tab. VIII. 48: Superposition des sollicitations dans les voiles:
Sens longitudinale:

Niv	Voiles	G(KN)	Q(KN)	E(KN)	G+Q	1,35G+1,5Q	G+Q+E	G+Q-E	0,8*G+E	0,8*G-E	Me (kn.m)
9	VL1	107,720	5,100	63,350	112,820	153,072	176,170	49,470	149,526	22,826	0,000
	VL2	107,720	5,100	63,350	112,820	153,072	176,170	49,470	149,526	22,826	0,000
	VL3	107,720	5,100	58,165	112,820	153,072	170,985	54,655	144,341	28,011	0,000
	VL4	107,720	5,100	58,165	112,820	153,072	170,985	54,655	144,341	28,011	0,000
8	VL1	350,750	2,507	131,148	353,257	477,273	484,405	222,110	411,748	149,452	193,852
	VL2	367,810	7,875	131,148	375,685	508,356	506,832	244,537	425,396	163,100	193,852
	VL3	367,810	7,875	120,412	375,685	508,356	496,097	255,272	414,660	173,836	177,984
	VL4	367,810	2,325	120,412	370,135	500,031	490,548	249,723	414,660	173,836	177,984
7	VL1	610,840	-0,268	185,150	610,572	824,233	795,723	425,422	673,822	303,522	595,163
	VL2	574,980	10,085	185,150	585,065	791,350	770,215	399,915	645,134	274,834	595,163
	VL3	574,980	10,085	169,995	585,065	791,350	755,060	415,070	629,979	289,989	546,446
	VL4	574,980	0,115	169,995	575,095	776,396	745,090	405,100	629,979	289,989	546,446
6	VL1	818,010	-2,478	231,729	815,532	1100,597	1047,261	583,803	886,137	422,679	1161,723
	VL2	753,670	11,991	231,729	765,661	1035,441	997,390	533,932	834,665	371,207	1161,723
	VL3	753,670	11,991	212,761	765,661	1035,441	978,422	552,900	815,697	390,175	1066,630
	VL4	753,670	-1,791	212,761	751,879	1014,768	964,640	539,118	815,697	390,175	1066,630
5	VL1	996,700	-4,384	293,137	992,316	1338,969	1285,453	699,179	1090,497	504,223	1870,814
	VL2	753,670	11,991	293,137	765,661	1035,441	1058,798	472,524	896,073	309,799	1870,814
	VL3	753,670	11,991	269,143	765,661	1035,441	1034,804	496,518	872,079	333,793	1717,678
	VL4	753,670	-1,791	269,143	751,879	1014,768	1021,022	482,736	872,079	333,793	1717,678

Ø Tab. VIII. 49: Superposition des sollicitations dans les voiles:

Sens longitudinale:

Niveau	Voiles	G(KN)	Q(KN)	E(KN)	G+Q	1,35G+1,5Q	G+Q+E	G+Q-E	0,8*G+E	0,8*G-E	Me(Kn.m)
4	VL1	996,700	-4,384	375,084	992,316	1338,969	1367,400	617,232	1172,444	422,276	2767,815
	VL2	753,670	11,991	375,084	765,661	1035,441	1140,745	390,577	978,020	227,852	2767,815
	VL3	753,670	11,991	344,381	765,661	1035,441	1110,042	421,280	947,317	258,555	2541,255
	VL4	753,670	-1,791	344,381	751,879	1014,768	1096,260	407,498	947,317	258,555	2541,255
3	VL1	996,700	-4,384	451,389	992,316	1338,969	1443,705	540,927	1248,749	345,971	3915,571
	VL2	753,670	11,991	451,389	765,661	1035,441	1217,050	314,272	1054,325	151,547	3915,571
	VL3	753,670	11,991	414,414	765,661	1035,441	1180,075	351,247	1017,350	188,522	3595,061
	VL4	753,670	-1,791	414,414	751,879	1014,768	1166,293	337,465	1017,350	188,522	3595,061
2	VL1	996,700	-4,384	618,770	992,316	1338,969	1611,086	373,546	1416,130	178,590	5296,822
	VL2	753,670	11,991	618,770	765,661	1035,441	1384,431	146,891	1221,706	-15,834	5296,822
	VL3	753,670	11,991	568,120	765,661	1035,441	1333,781	197,541	1171,056	34,816	4863,250
	VL4	753,670	-1,791	568,120	751,879	1014,768	1319,999	183,759	1171,056	34,816	4863,250
1	VL1	996,700	-4,384	754,191	992,316	1338,969	1746,507	238,125	1551,551	43,169	7611,021
	VL2	753,670	11,991	754,191	765,661	1035,441	1519,852	11,470	1357,127	-151,255	7611,021
	VL3	753,670	11,991	692,454	765,661	1035,441	1458,115	73,207	1295,390	-89,518	6988,020
	VL4	753,670	-1,791	692,454	751,879	1014,768	1444,333	59,425	1295,390	-89,518	6988,020

IX-1) Ferraillages des poutres :

Le ferraillage des poutres sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime, puis vérifié à l'état limite de service et aux règlements parasismiques algériens.

Les aciers nécessaires pour le ferraillage des poutres seront déterminés en fonction des moments fléchissant maximums donnés par les différentes combinaisons d'action, respectivement en travée et aux appuis.

Par mesure de simplification, on subdivise la structure en zone (II a) dont le ferraillage est le même pour tous les portiques.

IX-1-1) Calcul des armatures à l'E.L.U :**Ø Calcul du moment réduit ultime :**

$$m_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\text{Avec : } f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{g_b} = 14,2 \text{ MPa}$$

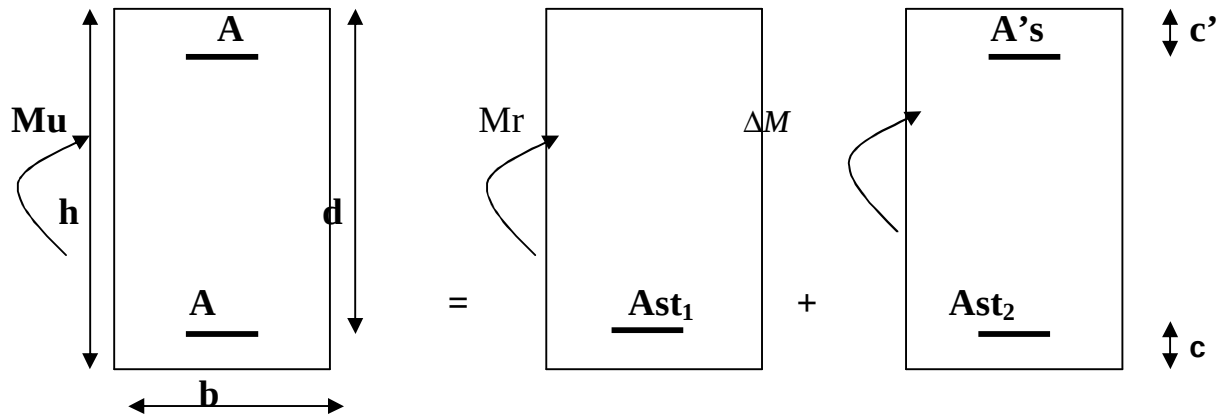
$$\left\{ \begin{array}{ll} g_b = 1,5 & ; \quad \theta = 0,85 \quad \text{Si la combinaison est accidentelle.} \\ g_s = 1,15 & ; \quad \theta = 1 \quad \text{Si la combinaison est durable.} \end{array} \right.$$

En comparant les deux moments réduits « m_b » et « m_l », on distingue deux cas :

1^{er} cas : $m_b \leq m_l = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (**SSA**).

$$A_s = \frac{M_u}{b \cdot d \cdot s_s}$$

2^{er} cas : $m_b \geq m_l = 0,392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (**SDA**).



-Fig-IX-1 -Schéma de la poutre-

On doit calculer $M_r = m_r \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$

$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec : M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.

M : Moment maximum à l'ELU dans les poutres.

$$A_s = \frac{M_r}{b_r \cdot d \cdot s_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot s_s}$$

$$A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot s_s} \quad \text{Avec : } s_s = \frac{f_e}{g_s}$$

Remarque :

Ø En situation courante :

$$\left. \begin{array}{l} g_b = 1,5 \\ g_s = 1,15 \end{array} \right\} \Longrightarrow f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}; \quad s_s = \frac{f_e}{g_s} = 348 \text{ MPa}$$

Ø En situation accidentel :

$$\left. \begin{array}{l} g_b = 1,15 \\ g_s = 1 \end{array} \right\} \Longrightarrow f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}; \quad s_s = \frac{f_e}{g_s} = 400 \text{ MPa}$$

IX.1.2. Recommandation du RPA99 :**1. Armatures longitudinales (Art.7.5.2.1) :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% b x h.

$$\text{v Poutre principale : } 0,5\% \cdot 25 \cdot 35 = 4,375 \text{ cm}^2$$

$$\text{v Poutre secondaire : } 0,5\% \cdot 25 \cdot 35 = 4,375 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

-En zone courante : 4%

-En zone de recouvrement : 6%

La longueur de recouvrement est de : $40 f_1$ (zone IIa)

Ø Les poutres secondaires :(25x35)

$$A_{\max} = 0,04 \cdot 25 \cdot 35 = 35 \text{ cm}^2 \text{ : En zone courante}$$

$$A_{\max} = 0,06 \cdot 25 \cdot 35 = 52,50 \text{ cm}^2 \text{ : En zone de recouvrement}$$

Ø Les poutres principales :(25x35)

$$A_{\max} = 0,04 \cdot 25 \cdot 35 = 35 \text{ cm}^2 \text{ : En zone courante}$$

$$A_{\max} = 0,06 \cdot 25 \cdot 35 = 52,50 \text{ cm}^2 \text{ : En zone de recouvrement.}$$

2. Armatures transversales : RPA99/Art.7.5.2.2

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b \quad (S_t : \text{Espacement ; } b : \text{base de la poutre}).$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$-S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12f; 30\right)$ en zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires.

$-S_t \leq \frac{h}{2}$ en dehors de la zone nodale.

Avec :

f : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

IX.1.3 Vérification à l'ELU :

a) condition de non fragilité : (BAEL91/ Art.4.21) :

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

b) vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

v Influence sur le béton :

On doit vérifier la relation suivante :

$$T_u^{\max} \leq 0,4.a.b.f_{c28} / g_b \quad \text{Avec : } a = 0,9d$$

v Influence sur les aciers :

$$A_s \geq \left[T_u^{\max} - \frac{M_u^{\max}}{0,9xd} \right] \cdot \frac{g_s}{f_e}$$

Avec : $M_u^{\max}$ moment ultime agissant au droit de l'appui considéré.

c) vérification de la contrainte d'adhérence :

$$t_{sc} = \frac{T_u}{0,9.d.\sum u_i} \leq \bar{t}_{sc} = y_s \cdot f_{t28}$$

$y_s = 1$ Pour rond lisse.

$y_s = 1,5$ Pour les hautes adhérences.

d) vérification de la contrainte de cisaillement :

$$t_{se} = \frac{T_u^{\max}}{b.d} \leq \bar{t}_u = \min(0,20 f_{c28}/gb; 5MPa) = 3,33MPa \text{ (Fissuration peu nuisible)}$$

IX.1.4) Vérification à L'ELS :**1. Etat limite de compression de béton :**

On doit vérifier la relation suivante :

$$s_{bc} = K_1 / s_s \leq \bar{s}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

$$r_1 = \frac{100xA}{b.d} \rightarrow b_1 \text{ et } K_1 \text{ Sont tiré du tableau.}$$

$$s_s = \frac{M_{ser}}{A.b_1.d}$$

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible ;

σ_{bc} : Contrainte des armatures ;

ρ_1 : Coefficient;

A : Section totale d'armature dans la section du béton;

d : hauteur utile ;

b : Largeur de l'âme de béton ;

M_s : Moment de flexion à l'E.L.S ;

β_1 et K_1 : Coefficient en fonction de ρ_1 .

Ø Tab. IX.1 : Ferrailage en appui des poutres principales à l'ELU :

Niveaux	Mu (Kn.m)	μ_b	obs	β	As (cm ²)	Amin (cm ²)	choix	As adopté (cm ²)
10	50,115	0,138	SSA	0,925	4,865	4,375	6HA12	6,78
9	49,762	0,137	SSA	0,927	4,820	4,375	6HA12	6,78
8	49,774	0,137	SSA	0,927	4,822	4,375	6HA12	6,78
7	49,774	0,137	SSA	0,927	4,822	4,375	6HA12	6,78
6	49,774	0,137	SSA	0,927	4,822	4,375	6HA12	6,78
5	49,774	0,137	SSA	0,927	4,822	4,375	6HA12	6,78
4	49,774	0,137	SSA	0,927	4,822	4,375	6HA12	6,78
3	49,774	0,137	SSA	0,927	4,822	4,375	6HA12	6,78
2	48,592	0,134	SSA	0,928	4,702	4,375	6HA12	6,78
1	55,855	0,154	SSA	0,916	5,476	4,375	6HA13	6,78

Tab. IX.2 : Ferrailage en travée des poutres principales à l'ELU :

Niveaux	Mu (Kn.m)	μ_b	obs	β	As (cm ²)	Amin (cm ²)	choix	As adopté (cm ²)
10	87,219	0,240	SSA	0,861	9,097	4,375	8HA16	16,090
9	87,102	0,240	SSA	0,861	9,084	4,375	8HA16	16,090
8	87,135	0,240	SSA	0,861	9,088	4,375	8HA16	16,090
7	87,135	0,240	SSA	0,861	9,088	4,375	8HA16	16,090
6	87,135	0,240	SSA	0,861	9,088	4,375	8HA16	16,090
5	81,600	0,224	SSA	0,872	8,403	4,375	8HA16	16,090
4	87,135	0,240	SSA	0,861	9,088	4,375	8HA16	16,090
3	87,135	0,240	SSA	0,861	9,088	4,375	8HA16	16,090
2	74,877	0,206	SSA	0,883	7,615	4,375	8HA16	16,090
1	87,329	0,240	SSA	0,861	9,108	4,375	8HA16	16,090

Tab. IX.3 : Ferrailage en appui des poutres secondaires à l'ELU :

Niveaux	Mu (Kn.m)	μ_b	obs	β	As (cm ²)	Amin (cm ²)	choix	As adopté (cm ²)
10	17,201	0,047	SSA	0,975	1,584	4,375	6HA12	6,78
9	17,365	0,048	SSA	0,975	1,599	4,375	6HA12	6,78
8	17,379	0,048	SSA	0,975	1,601	4,375	6HA12	6,78
7	17,379	0,048	SSA	0,975	1,601	4,375	6HA12	6,78
6	17,365	0,048	SSA	0,975	1,599	4,375	6HA12	6,78
5	16,477	0,045	SSA	0,976	1,516	4,375	6HA12	6,78
4	17,379	0,048	SSA	0,975	1,601	4,375	6HA12	6,78
3	17,364	0,048	SSA	0,975	1,599	4,375	6HA12	6,78
2	17,207	0,047	SSA	0,975	1,585	4,375	6HA12	6,78
1	19,369	0,053	SSA	0,972	1,789	4,375	6HA12	6,78

Tab. IX.4 : Ferrailage en travée des poutres secondaire à l'ELU :

Niveaux	Mu (Kn.m)	μ_b	obs	β	As (cm ²)	Amin (cm ²)	choix	As adopté (cm ²)
10	16,433	0,045	SSA	0,976	1,512	4,375	6HA12	6,78
9	15,911	0,044	SSA	0,978	1,461	4,375	6HA12	6,78
8	15,900	0,044	SSA	0,978	1,460	4,375	6HA12	6,78
7	15,902	0,044	SSA	0,978	1,460	4,375	6HA12	6,78
6	14,975	0,041	SSA	0,979	1,374	4,375	6HA12	6,78
5	15,803	0,043	SSA	0,978	1,451	4,375	6HA12	6,78
4	15,801	0,043	SSA	0,978	1,451	4,375	6HA12	6,78
3	15,766	0,043	SSA	0,978	1,448	4,375	6HA12	6,78
2	17,000	0,047	SSA	0,975	1,566	4,375	6HA12	6,78
1	17,799	0,049	SSA	0,974	1,641	4,375	6HA12	6,78

v Vérifications à ELU :**a) Condition de non fragilité: [Art A.4.1,1/BAEL91 modifiées 99]****• Poutres principales :**

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 25 \times 32 \times 2,1 / 400 = 0,97 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• Poutres secondaires :

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 25 \times 32 \times 2,1 / 400 = 0,97 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) Justification de l'âme sous l'effort tranchant : [Art A.5.1.1/BAEL91 modifiées 99]:

Les justifications de l'âme d'une poutre sont conduites à partir Vérifications de la contrainte tangente τ_u prise conventionnellement égale :

$$\tau_u = T_u^{\max} / bd$$

$$\bullet \text{ Poutres principales: } \tau_u = 85,172 \times 10^{-3} / 0,25 \times 0,32 = 1,065 \text{ MPa}$$

$$\bullet \text{ Poutres secondaires: } \tau_u = 19,369 \times 10^{-3} / 0,25 \times 0,32 = 0,242 \text{ MPa}$$

1) Etat limite ultime du béton de l'âme : [Art A.5.1.21/BAEL91 modifiées 99]:**- Contrainte tangente conventionnelle:**

$$\tau_u = T_u^{\max} / bd < \min (0,2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa} \text{ pour des fissurations peu préjudiciables.}$$

$$\text{Poutre principales: } \tau_u = 1,065 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{Poutre secondaires : } \tau_u = 0,242 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Vérification de l'adhérence:

$$t_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} < \bar{t}_{se} = y_s \cdot f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

$\sum U_i$: Sommes des périmètres utiles des barres.

$$\bullet \text{ Poutres principales : } T_u^{\max} = 85,172 \text{ KN}$$

$$\sum U = 8 \times 3,14 \times 1,6 = 40,192 \text{ cm}$$

$$t_{se} = \frac{85,172 \times 10}{0,9 \times 32 \times 40,192} = 0,736 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

- **Poutres secondaires :** $T_u^{\max} = 19,369 \text{ KN}$

$$\sum U = 6 \times 3.14 \times 1.2 = 22,61 \text{ cm}$$

$$t_{se} = \frac{19,369 \times 10}{0,9 \times 32 \times 22,61} = 0,297 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton aux appuis: [Art A.5.1.32/BAEL91 modifiées 99] :**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.4 \cdot a \cdot b \cdot \frac{f_{c28}}{g_b}, \quad a = 0.9 d$$

- **Poutre principale :**

$$T_u = 85,172 \text{ KN} \leq 0,4 \times 0,9 \times 320 \times 250 \times 25 \times 10^{-3} / 1,5 = 480 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poutre secondaire :**

$$T_u = 19,369 \leq 0,4 \times 0,9 \times 320 \times 250 \times 25 \times 10^{-3} / 1,5 = 480 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

Lorsque au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d} \geq 0$, On doit prolonger au-delà de

l'appareille de l'appui une section d'armature pour équilibrer un moment égale à

$$(T_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d} \geq 0)$$

$$A_u \geq \frac{1.15}{f_e} (V_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d})$$

- **Poutre principale :** $T_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d} = 85,172 - \frac{87,329}{0,9 \times 0,32} = -218,054 \text{ p } 0$

- **Poutre secondaire :** $T_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d} = 19,369 - \frac{19,369}{0,9 \times 0,32} = -47,884 \text{ p } 0$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

-Longueur de scellement droite des barres : [Art A.6.1.23/BAEL91 modifiées99] :

$$l_s = \frac{f \cdot f_e}{4 \cdot t_{su}} \text{ avec } t_{su} = 0,6 y^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

Pour les $f 12 : l_s = 42,33 \text{ cm}$

Pour les $f 16 : l_s = 56,44 \text{ cm}$

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 les barres à haute adhérence.

Pour les $f 12 : l_s = 16,93 \text{ cm}$

Pour les $f 14 : l_s = 22,57 \text{ cm}$

II. Vérification à l'ELS :

a) Etat limite de compression du béton :

$$s_{bc} \leq \bar{s}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

On calcule ; $\rho_1 = \frac{100 A_s}{bd}$, puis on déduit les valeurs de β_1 et k .

Les contraintes valent alors $s_{bc} = K x \sigma_s$ et $s_s = \frac{M_{ser}}{b_1 \cdot d \cdot A}$.

A : armatures adoptées à l'ELU.

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Tab. IX.5 : Vérification de l'état limite de comprissions du béton aux appuis pour les poutres principales :

Niveaux	M _{smax}	A _s	α_1	β_1	K	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	Observation
10	36,573	6,780	0,848	0,868	0,044	194,205	8,545	15	Vérifier
9	36,034	6,780	0,848	0,868	0,044	191,343	8,419	15	Vérifier
8	36,034	6,780	0,848	0,868	0,044	191,343	8,419	15	Vérifier
7	36,034	6,780	0,848	0,868	0,044	191,343	8,419	15	Vérifier
6	36,034	6,780	0,848	0,868	0,044	191,343	8,419	15	Vérifier
5	36,034	6,780	0,848	0,868	0,044	191,343	8,419	15	Vérifier
4	36,034	6,780	0,848	0,868	0,044	191,343	8,419	15	Vérifier
3	36,034	6,780	0,848	0,868	0,044	191,343	8,419	15	Vérifier
2	35,187	6,780	0,848	0,868	0,044	186,846	8,221	15	Vérifier
1	40,029	6,780	0,848	0,868	0,044	212,557	9,353	15	Vérifier

Tab. IX.6 : Vérification de l'état limite de comprissions du béton en travées pour les poutres principales:

Niveaux	M _{smax}	A _s	α_1	β_1	K	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	Observation
10	74,230	16,090	2,011	0,822	0,076	175,389	13,330	15,000	Vérifier
9	73,841	16,090	2,011	0,822	0,076	174,470	13,260	15,000	Vérifier
8	74,194	16,090	2,011	0,822	0,076	175,304	13,323	15,000	Vérifier
7	74,194	16,090	2,011	0,822	0,076	175,304	13,323	15,000	Vérifier
6	74,194	16,090	2,011	0,822	0,076	175,304	13,323	15,000	Vérifier
5	74,194	16,090	2,011	0,822	0,076	175,304	13,323	15,000	Vérifier
4	74,194	16,090	2,011	0,822	0,076	175,304	13,323	15,000	Vérifier
3	74,194	16,090	2,011	0,822	0,076	175,304	13,323	15,000	Vérifier
2	73,067	16,090	2,011	0,822	0,076	172,641	13,121	15,000	Vérifier
1	79,596	16,090	2,011	0,822	0,076	188,067	14,293	15,000	Vérifier

Tab. IX.7 : Vérification de l'état limite de compression du béton aux appuis pour les poutres secondaires :

Niveaux	M _{smax}	A _s	$\square_1$	β_1	K	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	Observation
10	8,904	6,780	0,848	0,868	0,044	47,281	2,080	15	Vérifier
9	9,414	6,780	0,848	0,868	0,044	49,989	2,200	15	Vérifier
8	9,464	6,780	0,848	0,868	0,044	50,255	2,211	15	Vérifier
7	9,464	6,780	0,848	0,868	0,044	50,255	2,211	15	Vérifier
6	9,418	6,780	0,848	0,868	0,044	50,010	2,200	15	Vérifier
5	9,464	6,780	0,848	0,868	0,044	50,255	2,211	15	Vérifier
4	9,189	6,780	0,848	0,868	0,044	48,794	2,147	15	Vérifier
3	9,418	6,780	0,848	0,868	0,044	50,010	2,200	15	Vérifier
2	8,473	6,780	0,848	0,868	0,044	44,992	1,980	15	Vérifier
1	7,419	6,780	0,848	0,868	0,044	39,395	1,733	15	Vérifier

Tab. IX.8 : Vérification de l'état limite de compression du béton en travées pour les poutres secondaires:

Niveaux	M _{smax}	A _s	$\square_1$	β_1	K	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	Observation
10	11,384	6,780	0,848	0,868	0,044	60,450	2,660	15,000	Vérifier
9	11,595	6,780	0,848	0,868	0,044	61,570	2,709	15,000	Vérifier
8	11,587	6,780	0,848	0,868	0,044	61,528	2,707	15,000	Vérifier
7	11,588	6,780	0,848	0,868	0,044	61,533	2,707	15,000	Vérifier
6	10,987	6,780	0,848	0,868	0,044	58,342	2,567	15,000	Vérifier
5	11,522	6,780	0,848	0,868	0,044	61,183	2,692	15,000	Vérifier
4	11,560	6,780	0,848	0,868	0,044	61,384	2,701	15,000	Vérifier
3	11,488	6,780	0,848	0,868	0,044	61,002	2,684	15,000	Vérifier
2	12,285	6,780	0,848	0,868	0,044	65,234	2,870	15,000	Vérifier
1	12,020	6,780	0,848	0,868	0,044	63,827	2,808	15,000	Vérifier

I. Etat limite d'ouvertures des fissures :

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

a) Etat limite de déformation du béton :

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

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

$$f = \frac{M_t^s L^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f}$$

L : étant la portée libre de la poutre mesurée entre nus d'appuis.

E_v : module de déformation longitudinale du béton.

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa}$$

$\bar{f}$: La flèche admissible ;

I_{fv} : moment d'inertie fictif de la section

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + l_v m}$$

I_0 : moment d'inertie de la section homogénéisé calculé par rapport au centre de gravité de la section.

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 \right] = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 \right]$$

$$l_v = \frac{0,02 f_{t28}}{5r}$$

$$m = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 r s_s + f_{t28}} ; 0 \right\}$$

r : le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure

$$(\% \text{d'armatures}) \quad r = \frac{A_s}{bd}$$

$$\text{La contrainte dans les aciers tendus : } s_s = \frac{M_s}{b \cdot d \cdot A_s}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivant :

Ø Tab. IX.9 : Sens longitudinal :

Niveaux	Ms (Kn.m)	L (mm)	As	Ev (Mpa)	h (cm)	ξ	b	ξv	d	β	σ_s	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)	f(mm)	f'(mm)	Observation
10	50,115	4000,00	6,780	10818,87	35	0,848	25	0,0099	32	0,868	175,389	0,994	110705	120588	6,146	8,000	Vérifier
9	49,762	4000,00	6,780	10818,87	35	0,848	25	0,0099	32	0,868	174,470	0,994	110705	120588,1	6,103	8,000	Vérifier
8	49,774	4000,00	6,780	10818,87	35	0,848	25	0,0099	32	0,868	175,304	0,994	110705	120588	6,104	8,000	Vérifier
7	49,774	4000,00	6,780	10818,87	35	0,848	25	0,0099	32	0,868	175,304	0,994	110705	120588	6,104	8,000	Vérifier
6	49,774	4000,00	6,780	10818,87	35	0,848	25	0,0099	32	0,868	175,304	0,994	110705	120588	6,104	8,000	Vérifier
5	49,774	4000,00	6,780	10818,87	35	0,848	25	0,0099	32	0,868	175,304	0,994	110705	120588	6,104	8,000	Vérifier
4	49,774	4000,00	6,780	10818,87	35	0,848	25	0,0099	32	0,868	175,304	0,994	110705	120588	6,104	8,000	Vérifier
3	49,774	4000,00	6,780	10818,87	35	0,848	25	0,0099	32	0,868	175,304	0,994	110705	120588	6,104	8,000	Vérifier
2	48,592	3950,000	6,780	10818,87	35	0,848	25	0,0099	32	0,868	172,641	0,994	110705	120588,1	5,811	7,900	Vérifier
1	55,855	3950,000	6,780	10818,87	35	0,848	25	0,0099	32	0,868	188,067	0,994	110705	120587,5	6,680	7,900	Vérifier

Ø Tab. IX.10 : Sens transversal:

Niveaux	Ms (Kn.m)	L (mm)	As	Ev (Mpa)	h (cm)	ρ	b	ρ_v	d	β	σ_s	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)	f(mm)	f'(mm)	Observation
10	8,904	3700,00	6,780	10819	35	0,848	25	0,01	32	0,868	60,450	0,982	110705	120602	0,934	7,400	Vérifier
9	9,414	3700,00	6,780	10819	35	0,848	25	0,01	32	0,868	61,570	0,983	110705	120602	0,988	7,400	Vérifier
8	9,464	3700,00	6,780	10819	35	0,848	25	0,01	32	0,868	61,528	0,983	110705	120602	0,993	7,400	Vérifier
7	9,464	3700,00	6,780	10819	35	0,848	25	0,01	32	0,868	61,533	0,983	110705	120602	0,993	7,400	Vérifier
6	9,418	3700,00	6,780	10819	35	0,848	25	0,01	32	0,868	58,342	0,982	110705	120603	0,988	7,400	Vérifier
5	9,464	3700,00	6,780	10819	35	0,848	25	0,01	32	0,868	61,183	0,982	110705	120602	0,993	7,400	Vérifier
4	9,189	3700,00	6,780	10819	35	0,848	25	0,01	32	0,868	61,384	0,983	110705	120602	0,964	7,400	Vérifier
3	9,418	3700,00	6,780	10819	35	0,848	25	0,01	32	0,868	61,002	0,982	110705	120602	0,988	7,400	Vérifier
2	8,473	3650,000	6,780	10819	35	0,848	25	0,01	32	0,868	65,234	0,984	110705	120601	0,865	7,300	Vérifier
1	7,419	3650,000	6,780	10819	35	0,848	25	0,01	32	0,868	63,827	0,983	110705	120601	0,758	7,300	Vérifier

II) Calcul des armatures transversales :**a) Diamètre des aciers transversaux :**

$$\phi_t \leq \min (h/35 ; \phi_L ; b/10)$$

Poutres principales: $\phi_t \leq \min (10, 12, 25) = 10\text{mm}$

Poutres secondaires : $\phi_t \leq \min(10, 12, 25) = 10\text{mm}$

On prend $\phi_t = 8\text{ mm}$

On choisira 1 cadre et 1 étrier donc $A_t = 4HA8 = 2,01\text{cm}^2$

b) Espacement maximal:**Vérification des exigences du RPA :**

Zone nodale: $S_t \leq \min (h/4, 12\phi_L)$

-Poutres principales de (25 X 35) : $S_t \leq 8,75\text{cm}$

-Poutres secondaires de (25 X 35) : $S_t \leq 8,75\text{cm}$

Soit $S_t = 8\text{ cm}$

Zone courante : $S_t \leq h/2$

-Poutres principales de (25 X 35) : $S_t \leq 17,5\text{ cm}$

-Poutres secondaires de (25 X 35) : $S_t \leq 17,5\text{cm}$

Soit $S_t = 15\text{ cm}$

Remarque : les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

c) Délimitation de la zone nodale :

$$L' = 2x h$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right\}$$

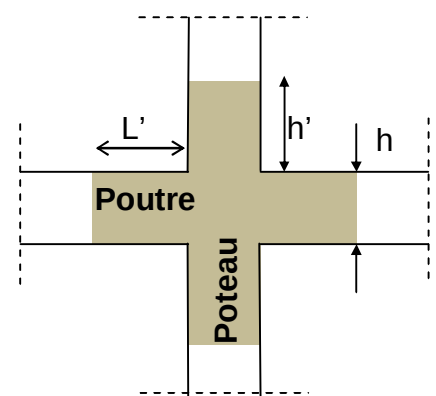
Avec : h : hauteur de la poutre ;

b_1 et h_1 : dimensions du poteau ;

h_e : hauteur entre nus des poutres

On aura : $h' = 60\text{cm}$

$L' = 2 \times 35 = 70\text{ cm} \rightarrow$ Poutres principales de (25 X 35)



. Fig IX-2 : zone nodales

$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm} \rightarrow$ Poutres secondaires de (25 X 35)

d) La section d'armatures transversales minimales :

$$A_t \geq 0,003.S_t.b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,125 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

e) Dispositions constructives :

Les chapeaux sur appuis doivent débordés du nu de l'appui d'au moins :

$\frac{L}{4}$ 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.

$\frac{L}{5}$ 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.

Les barres inférieures du second lit arrêtées à une distance des nus des appuis $\leq \frac{L}{10}$

.

IX.2 : Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime puis vérifiés à l'E.L.S en flexion composée.

Le calcul est effectué en considérant les combinaisons suivantes :

N max et M correspondant

N min et M correspondant

M max et N correspondant

Etapas de calcul en flexion composée à l'ELU :**1-1) Calcul du centre de pression :**

$$e = \frac{M_u}{N_u}$$

N : effort de compression, deux cas peuvent se présenter :

Section partiellement comprimée SPC.

Section entièrement comprimée SEC.

La section est partiellement comprimée si :

Le centre de pression C se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures.

$$e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - C$$

$$N(d-c') - M_f \leq (0,337h - 0,81c).b.h.f_{bc}$$

M_f : Moment par rapport aux armatures tendues.

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right).$$

1-2) Calcul des armatures :

$$m = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\text{sim} \leq m_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$A_f = \frac{M_f}{bd s_s}$$

La section d'armature réelle est :

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{s_s}$$

Si on calcul :

$$M_r = m.b.d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec : M_r : moment ultime pour une SSA.

$$A_f = \frac{M_r}{b_r.d.s} + \frac{\Delta M}{(d - c').s_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c').s_s}$$

$$\text{Avec : } s_s = \frac{f_e}{g_s}$$

La section réelle est :

$$A'_s = A'$$

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{s_s}$$

1-3) Section entièrement comprimée (SEC) :

Le centre de pression C se trouve à l'intérieur du segment limite par les armatures

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \frac{h}{2} - C$$

$$N_u(d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b.h^2 f_{bu}$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$\text{si } (0,337.h - 0,81.c')b.h.f_{bu} \geq N_u(d - c') - M_f \text{ p } (0,5.h - c')b.h.f_{bu}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_1 = \frac{N - 100.\Psi.b.h.f_{bc}}{100s_s}; \text{ et } A_2 = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{b.h^2.f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

$$0,8095 \leq \Psi \leq 1$$

$$\text{Si : } N_u(d - c') - M_f < (0,5.h - c')b.h.f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_2 = \frac{N - b \cdot h \cdot f_{bc}}{s_s} - A_1$$

$$A_1 = \frac{M_f - (d - 0,5h)b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c')s_s}$$

Remarque : si $e = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fait à l'état

limite de stabilité de forme et la section d'armature se calcul comme suit :

$$A = \frac{N_u - B \cdot f_{bc}}{s_s}$$

Recommandations du RPA : Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérences droites et sans crochets.

-Leur pourcentage minimal est de 0,8% de la section du poteau en zone IIa.

Pour les étages : $A_{\min} = 0.008 \times 30 \times 30 = 7,2 \text{ cm}^2$

Pour le RDC et s-sol : $A_{\min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2$

Leur pourcentage maximal est de :

4% en zone courante

Pour les étages : $A_{\min} = 0.04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$

Pour le RDC et s-sol : $A_{\min} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$

6% en zone de recouvrement.

Pour les étages : $A_{\min} = 0.06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$

Pour le RDC et s-sol : $A_{\min} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73,5 \text{ cm}^2$

le diamètre minimum est de 12 mm.

la longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ .

la distance entre barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieure des zones nodales.

2-1) Armatures transversales :

La section d'armatures transversales est donnée par :

$$A_t/t = \rho_a \cdot V_u / h_1 \cdot f_e$$

Avec:

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section de brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant

$\rho_a = 2,5$ si : λ_g (élancement géométrique) ≥ 5 dans la direction considérée.

$\rho_a = 3,75$ si $\lambda_g < 5$.

t : espacement entre les armatures transversales.

$t \leq \min(10\phi_L ; 15 \text{ cm})$ en zone nodale.

$t \leq 15\phi_L$ en zone courante.

ϕ_L : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

2-2) Armatures transversales minimales :

At /t.b1 en % est comme suite :

Si : $\lambda_g \geq 5$: 0,3%

Si : $\lambda_g \geq 3$: 0,8%

Si : $3 < \lambda_g < 5$: interpolé entre les valeurs précédentes.

$$\lambda_g = (l_f/a ; l_f/b) \quad a = b \text{ (Poteaux carrés.)}$$

Les cadres et les étiérs doivent être fermés par des crochets a 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum

Calcul de l'élancement λ_g :

Il est donné par la relation : $\lambda_g = l_f/i$

Avec

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{b.h^3/12}{b.h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

Tel que $l_f = 0.7 l_0$: longueur de flambement du poteau

l_0 : longueur libre du poteau $l_0 = 306 \text{ cm}$ pour les étages courant

$l_0 = 374 \text{ cm}$ pour le RDC, $l_0 = 340 \text{ cm}$ pour le sous sol et $l_0 = 3,27 \text{ cm}$

Calcul de l_g :

$$\text{Poteaux (35x35)} : l_g = \frac{l_f}{i} = l_f \cdot \frac{\sqrt{12}}{h} = 0,7 \times 340 \times \frac{\sqrt{12}}{35} = 23,55 \text{ (s sol)}$$

$$\text{Poteaux (35x35)} : l_g = \frac{l_f}{i} = l_f \cdot \frac{\sqrt{12}}{h} = 0,7 \times 374 \times \frac{\sqrt{12}}{35} = 25,91 \quad (\text{RDC})$$

$$\text{Poteaux (30x30)} : l_g = \frac{l_f}{i} = l_f \cdot \frac{\sqrt{12}}{h} = 0,7 \times 306 \times \frac{\sqrt{12}}{30} = 24,73 \text{ (étage courant)}$$

On remarque que $l_g > 5$ donc : $\rho_a = 2,5$

t : est l'espacement entre les armatures transversales dont la valeur est déterminée par la formule (1) ; par ailleurs la valeur maximale est fixe comme suite :

Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_1 ; 15\text{cm}) = 12\text{cm} \Rightarrow t = 10\text{cm}$

Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_1 = 18\text{cm} \Rightarrow t = 15\text{cm}$

Avec : $\phi_1 = 12\text{mm}$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux

Le diamètre minimal des armatures transversales est :

$$f_t = \frac{20}{3} = 6,67\text{mm}$$

On opte pour $f_t = 8\text{mm}$

La quantité d'armatures transversales minimale ($A_t/t.b$) en % est donné comme suite

$$l_g \geq 5 \quad \text{donc} \quad \frac{A_t}{t.b} = 0,3 \% \Rightarrow$$

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,575 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets de 135° ayant une longueur droite minimum de $10f_t = 80\text{mm} = 8\text{cm}$

2-3)- Ferraillage à L'ELU :

Le tableau qui suit résume le calcul et le ferraillage des poteaux des deux portiques transversal et longitudinal.

Ø Tab. IX.11. Sens longitudinal :

Niv	section	sollisations	Nc (Kn)	Mc (Kn.m)	eu (m)	h/2-c	Obs	Mf	d	ψ	As ₁ (cm ²)	As ₂ (cm ²)	Amin (cm ²) RPA	Choix	A adopté (cm ²)
Les étages	30x30	Nmax- Mcor	838,2	0,41	0,00	0,12	SP	101,0	27	0,656	-23,844	0,00	7,2	4HA14+4AH12	10,67
		Nmin -Mcor	50,56	0,38	0,008	0,12	SEC	6,4	27	0,040	-1,438	0,00	7,2	4HA14+4AH12	10,67
		Mmax- Ncor	152,5	2,57	0,017	0,12	SEC	20,9	27	0,119	-4,339	0,00	7,2	4HA14+4AH14	10,67
RDC	35x35	Nmax- Mcor	223,3	2,86	0,013	0,12	SEC	29,7	27	0,128	-6,353	0,00	9,8	8HA14	12,31
		Nmin -Mcor	214,6	0,5	0,002	0,12	SEC	26,2	27	0,123	-6,104	0,00	9,8	8HA14	12,31
		Mmax- Ncor	214,6	0,5	0,002	0,12	SEC	26,2	27	0,123	-6,104	0,00	9,8	8HA14	12,31
S-sol	35x35	Nmax- Mcor	278,1	2,39	0,009	0,12	SEC	35,8	27	0,160	-7,911	0,00	9,8	8HA14	12,31
		Nmin -Mcor	263,6	3,87	0,015	0,145	SEC	42,1	27	0,152	-7,499	0,00	9,8	8HA14	12,31
		Mmax- Ncor	263,6	3,87	0,015	0,145	SEC	42,1	27	0,152	-7,499	0,00	9,8	8HA14	12,31

Ø Tab. IX.12. Sens transversal :

Niveau	section	sollisations	Nc (Kn)	Mc (Kn.m)	eu (m)	h/2-c	Obs	Mf	Nu(d-c) -Mf	d	(0,5- C/h)xbxh ² x fbc	Ψ	As ₁ (cm ²)	As ₂ (cm ²)	Amin (cm ²) RPA	Choix	A adopté (cm ²)
Les étages	30x30	Nmax- Mcor	156,815	0	0,000	0,12	SEC	18,8	18,8	27	153,36	0,123	-4,472	0,00	7,2	4HA14+4AH12	10,67
		Nmin -Mcor	50,56	0,38	0,008	0,12	SEC	6,4	5,7	27	153,36	0,040	-1,454	0,00	7,2	4HA14+4AH12	10,67
		Mmax- Ncor	152,538	2,57	0,017	0,12	SPC	20,9	15,7	27	153,36	0,119	-4,326	0,00	7,2	4HA14+4AH14	10,67
RDC	35x35	Nmax- Mcor	223,318	0	0,000	0,12	SEC	26,8	38,0	27	252,2275	0,175	-6,636	0,00	9,8	8HA14	12,31
		Nmin -Mcor	214,552	0,5	0,002	0,12	SEC	26,2	36,0	27	252,2275	0,168	-6,108	0,00	9,8	8HA14	12,31
		Mmax- Ncor	214,552	0,5	0,002	0,12	SEC	26,2	36,0	27	252,2275	0,168	-6,108	0,00	9,8	8HA14	12,31
S-sol	35x35	Nmax- Mcor	288,024	0	0,000	0,12	CP	34,6	49,0	27	252,2275	0,225	-8,180	0,00	9,8	8HA14	12,31
		Nmin -Mcor	263,595	0,95	0,004	0,12	SEC	32,6	43,9	27	252,2275	0,206	-7,489	0,00	9,8	8HA14	12,31
		Mmax- Ncor	263,595	3,87	0,015	0,12	SEC	35,5	40,9	27	252,2275	0,206	-7,489	0,00	9,8	8HA14	12,31

1) Vérification à l'ELS

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton :

$$s_{bc} \leq \bar{s}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad [\text{BAEL 91A.4.5.2}]$$

Ø Vérification d'une Section partiellement comprimée :

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

Avec : y_1 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y_2 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

l_c : la distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } l_c = \frac{h}{2} - e_s \text{ et } e_s = (M_s / N_s)$$

$$p = -3 \times l_c^2 - 6 \times n \cdot \bar{A}_u \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 6 \times n \cdot A_u \cdot \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 6 \times n \cdot \bar{A}_u \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6 \times n \cdot A_u \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

$$\text{Si } \Delta \geq 0 : t = 0.5 \cdot (\sqrt{\Delta} - q); u = \sqrt[3]{t} ; y_2 = u - \frac{p}{3 \cdot u}$$

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ l'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{a}{3}\right) ; y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{a}{3} + \frac{2p}{3}\right) ; y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{a}{3} + \frac{4p}{3}\right)$$

Avec :

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right); a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + l_c < h$

$$\text{Donc : } y_1 = y_2 + l_c$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times [A_s \cdot (d - y_1)^2 + A'_s (y_1 - d')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton vaut :

$$s_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \cdot y_1 \leq \overline{s}_{bc}$$

Puis on fait la vérification.

Ø Vérification d'une section entièrement comprimée

On calcul l'aire de la section homogène totale : $S = b \cdot h + 15 \cdot (A_s + A'_s)$

On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \cdot \frac{A'_s \cdot (0.5 \cdot h - c') - A_s \cdot (d - 0.5 \cdot h)}{b \cdot h + 15 \cdot (A_s + A'_s)}$$

On calcul l'inertie de la section homogène totale

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot X_G^2 + 15 \cdot [A'_s \cdot (0.5 \cdot h - d' - X_G)^2 + A_s \cdot (d - 0.5 \cdot h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton valent

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \quad \text{Sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} \quad \text{Sur la fibre inférieure}$$

Finalement on vérifie : $\max(s_{sup}; s_{inf}) \leq \overline{s}_{bc}$

- Condition de non fragilité :

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

- Vérification à l'E L S de la section entièrement comprimée :

Ø Tab .IX.13.Sens longitudinal :

Section	Combinison	N (kn)	M (Kn.m)	e_s (m)	Amin (Cm ²)	Nature	A _s (cm ²)	σ_{sup} (Mpa)	σ_{inf} (Mpa)	σ_b (Mpa)	Obs
30x30	Nmax	1074,55	6,952	0,006	2,618	SEC	10,67	-2,887	-12,979	15	CV
	Nmin	273,664	28,666	0,105	-0,323	SEC	10,67	10,124	5,224	15	CV
	Mmax	408,476	28,671	0,070	-2,545	SEC	10,67	12,299	3,849	15	CV
35x35	Nmax	1216,1	7,921	0,007	2,620	SEC	12,31	9,405	6,634	15	CV
	Nmin	595,829	11,399	0,019	3,292	SEC	12,31	8,548	1,965	15	CV
	Mmax	595,829	11,399	0,019	3,292	SEC	12,31	8,548	1,965	15	CV
35x35	Nmax	1115,25	0,152	0,002	2,465	SEC	12,31	9,868	6,252	15	CV
	Nmin	668,083	11,533	0,017	3,159	SEC	12,31	10,090	1,920	15	CV
	Mmax	668,083	14,415	0,022	3,491	SEC	12,31	10,643	5,387	15	CV

Ø Tab .IX.14.Sens transversal :

Section	Combinison	N (kn)	M (Kn.m)	e_s (m)	Amin (Cm ²)	Nature	A _s (cm ²)	σ_{sup} (Mpa)	σ_{inf} (Mpa)	σ_b (Mpa)	Obs
30x30	Nmax	575,95	0	0,000	1,118	SEC	10,67	13,831	7,35	15	CV
	Nmin	36,431	0,275	0,008	1,116	SEC	10,67	0,830	6,14	15	CV
	Mmax	57,839	2,367	0,041	1,116	SPC	10,67	1,385	6,20	15	CV
35x35	Nmax	160,41	0	0,000	1,117	SEC	12,31	2,851	3,69	15	CV
	Nmin	153,48	0,395	0,003	1,117	SEC	12,31	2,709	3,73	15	CV
	Mmax	153,48	0,395	0,003	1,117	SEC	12,31	2,709	3,73	15	CV
35x35	Nmax	207,13	0	0,000	1,117	CP	12,31	3,758	3,59	15	CV
	Nmin	188,28	0,63	0,003	1,117	SEC	12,31	3,384	0,17	15	CV
	Mmax	188,28	2,798	0,015	1,117	SEC	12,31	3,384	0,17	15	CV

IX.3. Ferraillage des voiles :

1) Introduction :

Le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme.

2) Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91} \quad \begin{cases} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{cases}$$

$$\text{Selon le RPA version 2003} \quad \begin{cases} G + Q + E \\ 0.8 G + E \end{cases}$$

3) Ferraillage des voiles pleins :

Le calcul se fera en procédant par la méthode des tronçons de la RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

Armatures verticales

Armatures horizontales

Armatures transversales

Pour faciliter la réalisation et alléger le calcul, on a devisé la structure en trois zones de calcul.

Zone I : sous sol et RDC

Zone II : 1^{ère} au 4^{ème} niveau

Zone III: 5^{ème} au 8^{ème} niveau

3-1) Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du trumeau ou du voile.

V et V' : bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus du planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

L_t : longueur tendue = $L - L_c$

Remarque : Il est nécessaire d'adopter un ferraillage symétrique afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues.

a) Armatures verticales :

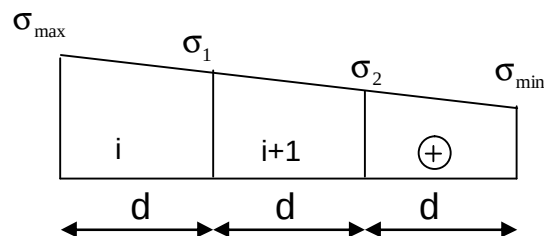
Ø Section entièrement comprimée:

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec :

e : épaisseur du voile.



- **Détermination des armatures :**

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_s}$$

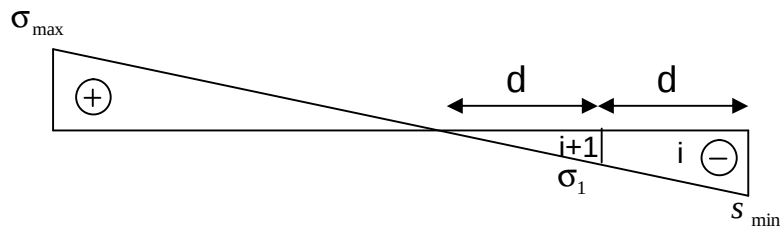
B : section du voile

σ_s : Contrainte de l'acier à 0.2 % = 348 MPa

Ø Section partiellement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



Détermination des armatures :

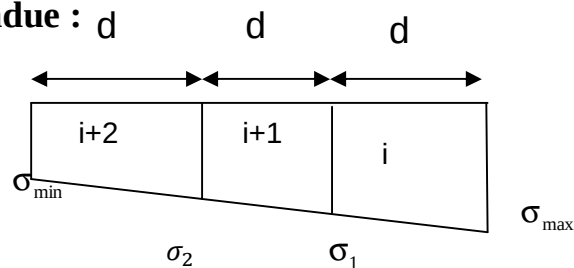
$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier = 348 MPa

Ø Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$



- **Détermination des armatures :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier à 1 % = 348 MPa

b) Armatures minimales :

Compression du béton :

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / ml$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad [\text{Art A.8.1, 21 /BAEL 91 modifié 99}]$$

Avec :

B : section du béton comprimée.

Traction simple :

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{c28}}{f_e} \quad \text{Avec :}$$

B = d. e

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

c) Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposées de manière à ce qu'elles servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

- D'après le RPA 99 :

$A_H \geq 0,15 \% B$ Globalement dans la section du voile.

$A_H \geq 0,10 \% B$ En zone courante.

- D'après le BAEL :

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

Avec :

A_H : section d'armatures horizontales

B : section du béton.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Exigences de RPA 99 révisé 2003 :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné

Comme suit :

Globalement dans la section du voile 0,15 %.

En zone courantes 0,10 %.

d) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingle dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

e) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

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.

• Espacement :

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA révisé 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{aligned} S_t &\leq 1.5 \times e \\ S_t &\leq 30 \text{ cm} \end{aligned} \quad \text{Avec : } e = \text{épaisseur du voile}$$

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

• Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

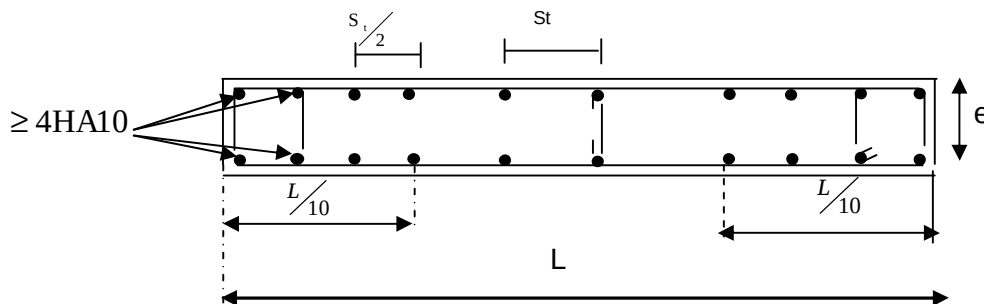


Fig.IX-3 : Disposition des armatures verticales dans

- **Les potelets :**

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.

La section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit être au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins 4 HA10 (RPA 99).

Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

4) Vérification à L'ELS :

On a : $N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

7-1) Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après le RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u, \text{calcul}}$$

Avec :

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

D'après le BAEL 91 :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Avec :

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right); \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

Les résultats de calcul se résument dans les tableaux suivants :

Ø Tableau IX-15 : ferrailage des voiles transversaux (voiles pleins) :

	Zones		I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)		4,400	4,400	4,400
	e (m)		0,200	0,200	0,200
	B (m ²)		0,880	0,880	0,880
	I (m ⁴)		1,420	1,420	1,420
	V = L/2		2,200	2,200	2,200
sollicitations de calcul	M (KN. m)		4902,434	3660,482	2769,359
	T (KN)		358,034	332,073	291,217
	N _{max} (KN)		458,634	432,673	391,817
	N _{min} (KN)		435,322	409,361	368,505
	Ns (KN)		100,600	100,600	100,600
	σ _{max} (KN/m ²)		8090,004	6136,352	4709,312
	σ _{min} (KN/m ²)		-7100,636	-5205,986	-3871,801
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc(m)		2,343	2,380	2,415
	Lt (m)		2,057	2,020	1,985
	d (m)		1,560	1,590	1,530
	σ ₁ (KN/m ²)		5385,773	4098,709	2983,887
	N ₁ (KN)		1947,880	1479,447	1048,920
	N ₂ (KN)		840,181	651,695	456,535
Ferrailage	Av'(cm2)	A'1	55,974	42,513	30,141
		A'2	24,143	18,727	13,119
	Amin(cm2)		16,380	16,695	16,065
	A adoptée(cm2)		18,1	18,1	18,1
	choix des barres /nappe		2*8HA12	2*8HA12	2*8HA12
	St(cm)		19	19	19
	AH/ml(cm2)		4,680	4,770	4,590
	choix par nappe		2*4HA10	2*4HA10	2*4HA10
	At(cm2)		4 épingles HA8		
Vérification des contraintes	contrainte	ζu[Mpa]	0,490	0,455	0,399
		ζb [Mpa]	0,015	0,014	0,012
	ELS	σb [Mpa]	0,003	0,003	0,003

Ø Tableau IX-16 : ferrailage des voiles longitudinaux (à une seule file d'ouverture)
 ferrailage des trumeaux :

	Zones		I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,750	1,750	1,750
	e (m)		0,200	0,200	0,200
	B (m²)		0,350	0,350	0,350
	I (m⁴)		1,620	1,620	1,620
	V = L/2		0,875	0,875	2,200
sollicitations de calcul	M (KN. m)		6988,020	5296,822	3915,571
	T (KN)		692,454	618,770	451,389
	N _{max} (KN)		1458,115	1611,086	1443,705
	N _{min} (KN)		1295,390	1416,130	1248,749
	Ns (KN)		765,661	992,316	992,316
	σ _{max} (KN/m²)		7475,508	6907,024	8885,296
	σ _{min} (KN/m²)		-73,279	1185,148	-1749,588
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc(m)		1,733	2,112	1,462
	Lt (m)		0,017	-0,362	0,288
	d (m)		1,155	1,408	0,975
	σ ₁ (KN/m²)		4983,672	4604,682	5923,531
	N ₁ (KN)		584,250	481,578	747,925
	N ₂ (KN)		575,784	648,484	577,386
	Ferrailage	Av'(cm2)	A'1	16,789	13,838
A'2			16,546	18,635	16,592
Amin(cm2)		12,131	14,787	10,235	
A adoptée(cm2)		12,32	15,4	11,3	
choix des barres /nappe		2*4HA14	2*5HA14	2*5HA12	
St(cm)		28	28	19	
AH/ml(cm2)		3,466	4,225	2,924	
choix par nappe		8HA10	8HA10	10HA8	
At(cm2)		4épingle de HA8			
Vérification des contraintes	contrainte	ζu[Mpa]	0,377	0,337	0,246
		ζb [Mpa]	0,071	0,064	0,046
	ELS	σb [Mpa]	0,005	0;004	0,005

✚ Ferraillage des linteaux :

INTRODUCTION :

Les linteaux sont des éléments reliant les trumeaux d'un même voile, ils sont assimilés à des poutres encastrées à leurs extrémités. Ils seront calculés en flexion simple, ferraillés de sorte à reprendre les efforts M , T résultants des charges verticales et de l'action sismique.

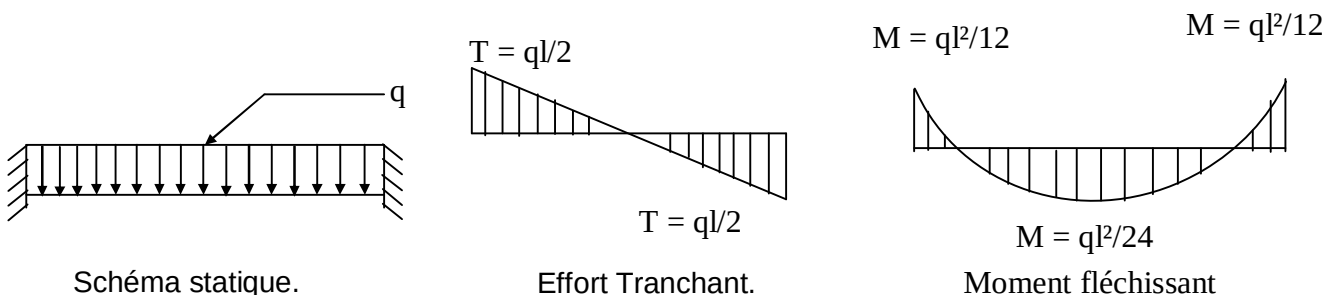
La disposition du ferraillage doit être symétrique.

- **Effort tranchant à l'encastrement :**

$$T (G + Q) = T (q) = q \frac{L}{2}$$

- **Moment en travée :**

$$M (G + Q) = M (q) = \frac{qL^2}{24}$$



- **Charge horizontale (sismique) :**

Effort tranchant : $T_E = p$

Moment fléchissant : $M_E = T_E \frac{L}{2}$

- **Combinaison d'actions :**

Effort tranchant : $T = T (G + Q) + T_E$.

Moment fléchissant : $M = M (G + Q) + M_E$.

$$\bar{T} = 1.4 T \quad \text{et} \quad \bar{M} = 1.4 M$$

V-3-3-1- Exposé de la méthode:

Nous utiliserons la méthode de calcul exposée dans le RPA, en faisant comparer à chaque fois les sections d'armatures aux sections données par les règles du BAEL91.

A- Contrainte limite de cisaillement dans les linteaux :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$t_b = \frac{\bar{T}}{e.d} \leq 0.2 f_{c28}$$

Avec : $\bar{T} = 1.4.T_{\text{calcul}}$

e : Épaisseur du linteau ou du voile.

h : Hauteur de la section du linteau

v 1^{er} cas : $\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$

On devra disposer :

v Aciers longitudinaux : inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule suivante :

$$A_L \geq \frac{M}{Z.f_e}$$

Avec : $Z = h - 2d'$

h : est la hauteur de la section du linteau

d' : est la distance d'enrobage

M : moment du à l'effort tranchant $\bar{T}$

v Aciers transversaux :

- **1^{er} sous cas :** linteaux longs ($\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$)

Nous avons :

$$S \leq \frac{A_t f_e Z}{\bar{T}} \quad \text{Avec :}$$

S : Espacement des armatures transversales

$\bar{T}$: Effort tranchant dans la section considérée

l : Portée du linteau.

- **2^{ème} sous cas** : linteaux courts ($\lambda_g \leq 1$)

On doit avoir :

$$S \leq \frac{A_t f_l}{\bar{T} + A_t f_e}$$

d'où $T = \min (T_1 ; T_2)$

$$T_2 = 2T_{\text{calculé}} \text{ et } T_1 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec : M_{ci} ; M_{cj} : Moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} .

Le moment est calculé par la formule : $M_c = A_L f_e Z$

Avec : $Z = h - 2d'$

- **2^{ème} cas** : $\tau_b > 0,06 f_{c28}$

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferraillages longitudinaux (supérieures et inférieures), transversaux et en zone courante (armature de peau) suivant le minimum réglementaire.

Les efforts (M , T) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_d à disposer obligatoirement.

$$A_d = \frac{T}{2f_e \sin \alpha}$$

Avec :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h - 2d'}{l}$$

et $T = T_{\text{calculé}}$ (sans majoration)

B-Ferraillage minimal :

- **Armatures longitudinales (A_l, A'_l) :**

$$(A_l, A'_l) \geq 0,0015 bh \quad \text{Soit : } 0,15\% \text{ de } b.h$$

- **Armatures transversales :**

$$\text{Pour } \begin{cases} t_b \leq 0,025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0,0015 b.s \\ t_b > 0,025 f_{c28} \Rightarrow A_t > 0,0025 b.s \end{cases}$$

$$\text{Avec : } s \leq \frac{h}{4}$$

- **Armatures de peau :**

$$A_c \geq 0,0020 . b . h \quad \text{avec } b: \text{ épaisseur du Linteau}$$

- **Ancrage rectiligne :**

$$\text{Nous devons avoir : } L_s = \frac{h}{4} + 50\phi$$

V-3-2-2- Exemple de calcul (Linteau S1, zone I):

Les résultats de calculs sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Les caractéristiques géométriques du Linteau sont :

$$h = 0,85 \text{ m}, e = 0,20 \text{ m}, L = 1,00 \text{ m}, \pi = 100,6 \text{ KN}.$$

- Poids du linteau

$$P_0 = 0,85 \times 0,20 \times 25 = 4,25 \text{ KN/ml}$$

- Surface de plancher revenant au linteau.

$$S = 3,9.1,00 = 3,9 \text{ m}^2$$

- Poids de plancher revenant au linteau.

$$P_G = \frac{3,9 \times 5,24}{1} = 20,436 \text{ KN / ml}$$

$$G = P_0 + P_G = 24,686 \text{ KN/ml}$$

$$G = 24,686 \text{ KN/ml}$$

- Surcharge revenant au linteau

$$Q = \frac{1,5 \times 3,90}{1} = 5,85 \text{ KN / ml}$$

$$Q = 5,85 / \text{ ml}$$

1- Détermination des sollicitations :

$$T = (G+Q) \frac{l}{2} + \pi = 115,86 \text{ KN} \Rightarrow V = 1,4 T = 162,215 \text{ KN}$$

$$M = (G+Q) \frac{l^2}{12} + \frac{pl}{2} = 52,845 \text{ KN.m} \Rightarrow \bar{M} = 73,98 \text{ KN.m}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$t_b = \frac{V_0}{b_0 \cdot d} ; V = 1,4 \cdot V_{calcul}$$

$$t_b = \frac{1,4 \times 162,215 \times 0,001}{0,2 \times 0,9 \times 0,85} = 1,06 \text{ MPa}$$

$$t_b = 1,06 \text{ MPa} < t_b = 5 \text{ MPa}$$

- Armatures longitudinales :

$$t_b = 1,06 \text{ MPa} < 0,06 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$$

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule suivante :

$$A_L \geq \frac{M}{Z \cdot f_e} = \frac{73,98 \times 10}{0,82 \times 400} = 2,25 \text{ cm}^2$$

Avec : $z = 0,85 - 0,03 \times 2 = 0,82 \text{ m}$

Ferraillage minimal : $A_{\min} \geq 0,15\% \cdot b \cdot h$

$$A_{\min} \geq 0,15\% \cdot 20 \cdot 85 = 2,55 \text{ cm}^2$$

$$\text{Alors : } A_L = 2,55 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_L = 3 \text{ HA } 12 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales :**

Ferraillage minimal :

$$t_b = 1,06 \text{ MPa} > 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$$

Donc $A_t \geq 0,0025 b S_t$

$$S_t = \frac{h}{12} = \frac{85}{12} = 7,083 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 0,0025 \times 20 \times 7,083 = 0,35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_t = 2 \text{ HA } 8 = 1,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a } \lambda_g = \frac{l}{h} = \frac{100}{85} = 1,17 > 1 \dots \text{linteau longs}$$

$$\text{On doit avoir } S \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot Z}{V}$$

Avec :

$$S \leq \frac{1,01 \cdot 400 \cdot 82 \cdot 10,1}{162,215} = 20,4 \text{ cm} \text{ condition vérifiée .}$$

- **Armatures diagonales :**

$$t_b = 0,52 \text{ MPa} < 0,06 \cdot f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$$

Donc les armatures diagonales ne sont pas nécessaires

$$A_D = 0$$

- **Armatures de peau :**

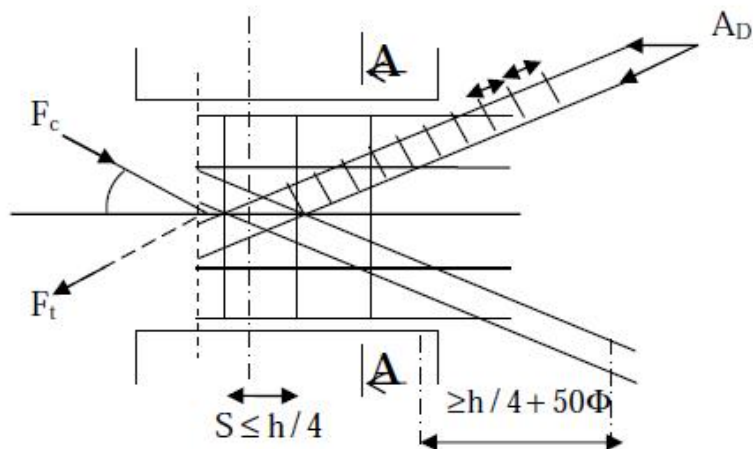
$$A_c \geq 0.002 \cdot b \cdot h = 0.002 \times 20 \times 85 = 3,4 \text{ cm}^2$$

Soit : $A = 3 \text{ HA14} \Rightarrow A_c = 4,62 \text{ cm}^2$

- **Longueur d'ancrage :**

$$L_d = \frac{l}{4} + 50f = 25 + 50 \times 1.4 = 95 \text{ cm}$$

on prend $L_d = 95 \text{ cm}$



Coupe A-A

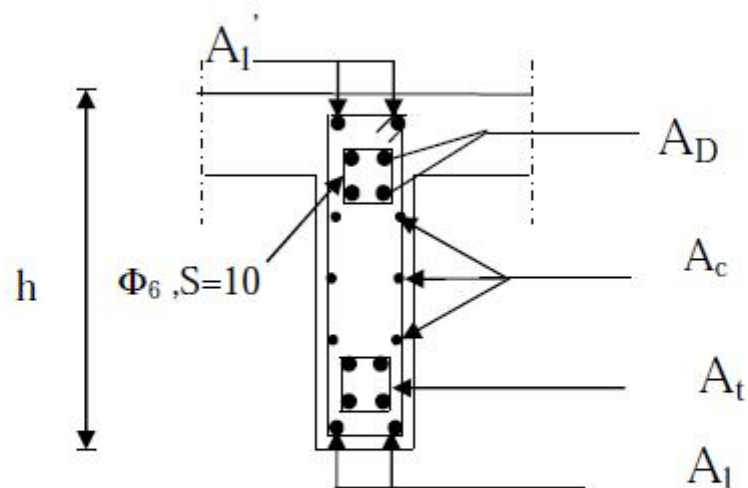


Fig VIII-5 : Schéma de ferrailage du linteau.

Ø Tableau- 17: Ferrillage des linteaux des différentes zones :

Zone		Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques	h (m)	0,850	1,190	0,510
	L(m)	4,700	4,700	4,700
	e (m)	0,200	0,200	0,200
	V _u (KN)	100,600	100,600	100,600
	τ_b (Mpa)	5,000	5,000	5,000
	τ_b (Mpa)	1,060	0,763	1,754
	A _L =A' _L	3,390	3,930	4,520
	Choix des barres	3HA12	5HA10	4HA12
	Espacement(St)(cm)	7,083	9,917	4,250
Ferrillage des linteaux	A _t (cm ²)	1,010	1,010	1,010
	Choix des barres	2HA8	2HA8	2HA8
	A _D (cm ²)	0,000	0,000	0,000
	Choix des barres	0,000	0,000	0,000
	A _c (cm ²)	4,620	5,650	2,360
	Choix des barres	3HA14	5HA12	3HA10
	Longueur d'ancrage (cm)	95,000	85,000	75,000

I. Introduction :

Les fondations sont des éléments qui constituent la base d'une construction ayant pour objectif la transmission au sol des efforts apportés par les éléments de la superstructure. Ces efforts comprennent :

- Un effort normal : charges et surcharges verticales.
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique.
- Moment s'exerçant dans les différents plans.

Type de fondation :**a) Fondations superficielles :**

Elles sont utilisées pour les sols de grande capacité portante ; elles sont peu profondes (semelles isolées, semelles filantes, radiers).

b) Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols de faible capacité portante ou dans le cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur (pieux et puits).

II. Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 2,5$ bars.

Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

III. Choix du type de fondation :

Le type de fondation à adopter est choisi essentiellement selon les critères suivants :

La résistance du sol

La facilité d'exécution.

L'économie.

Dans notre cas on aura à choisir entre les semelles filantes et le radier général selon les résultats du dimensionnement.

1) Dimensionnement :**Ø Semelles filantes sous voiles :**

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow \frac{G + Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{\text{sol}} \cdot L}$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

G et Q : Charge et surcharge permanente revenant au voile considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Ø Tableau X-1 : Sens transversal:

VOILES	G(KN)	Q(KN)	G+Q(KN)	L(M)	B(m)	B.L(m ²)	St(m ²)
VT1	960,26	61,85	1022,11	4,4	0,929	4,088	24,531
VT2	960,26	61,85	1022,11	4,4	0,929	4,088	
VT3	960,26	61,85	1022,11	4,4	0,929	4,088	
VT4	960,26	61,85	1022,11	4,4	0,929	4,088	
VT5	960,26	61,85	1022,11	4,4	0,929	4,088	
VT6	960,26	61,85	1022,11	4,4	0,929	4,088	

Ø Tableau X-2 : Sens longitudinal:

VOILES	G(KN)	Q(KN)	G+Q(KN)	L(M)	B(m)	B.L(m ²)	St(m ²)
VL1	1066,56	97,05	1163,61	4,7	0,990	4,654	18,618
VL2	1066,56	97,05	1163,61	4,7	0,990	4,654	
VL3	1066,56	97,05	1163,61	4,7	0,990	4,654	
VL4	1066,56	97,05	1163,61	4,7	0,990	4,654	

$$S_v = \sum S_i = 43,149\text{m}^2.$$

Ø Semelles filantes sous poteaux :

Etape de calcul :

a) Déterminer la résultante des charges $R = \sum N_i$

b) Déterminer la Coordonnée de la résultante des forces : $C_p = \frac{\sum N_i \cdot Li + \sum M_i}{R}$

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 :

I- Détermination de la résultante des charges :

Le calcul se fera pour le portique longitudinal:

Ø **Tableau X-3 :**

poteaux	Ni (Kn)	Li (m)	NiLi (KN.m)	Mi (m)
1	492,055	0	0	8,046
2	1045,815	4	4183,25961	0,283
3	852,318	8,3	7074,24093	-4,301
4	855,155	11,1	9492,22356	4,301
5	1026,477	15,4	15807,7449	-0,283
6	508,556	19,4	9865,98019	-8,046
Sommes	4780,376		46423,4492	0,000

II - Calcul du centre de pression (par rapport au point d'appuis A)

$$Cp = \frac{\sum N_i \cdot Li + \sum M_i}{R}$$

$$Cp = 9,711 \text{ m}$$

Calcul de l'excentricité :

$$e = |G - Cp| = 0,539 \text{ m}$$

$$\text{Avec : } G = L_t / 2 = 10,25 \text{ m}$$

La longueur totale de la semelle (y compris les débords de 0,5m de chaque extrémité) est de 20,5m

$$L_t / 6 = 3,417 \text{ m}$$

$e < L_t / 6 \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale des contraintes ;

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right) = 196,419 \text{ kN / m}$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right) = 269,959 \text{ kN / m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) = 251,57 \text{ kN / m}$$

III- Détermination du largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q(L/4)}{s_{\text{sol}}} = \frac{251,57 \times 10^3}{2,5 \times 10^5} = 1,006 \text{ m}.$$

On prend : B = 1,6 m

On aura donc : S = 1,6 x 20,5 = 32,80 m².

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :

$$S_p = S \times n = 32,80 \times 6 = 196,8 \text{ m}^2.$$

$$S_t = S_p + S_v = 196,8 + 43,149 = 239,938 \text{ m}^2.$$

La surface totale de la structure : S_{str} = 23,4 x 19,8 = 463,320 m².

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure

$$\frac{S_t}{S_{\text{str}}} = \frac{239,938}{463,320} = 0,518$$

$$50\% S_{\text{str}} = 231,66 \text{ m}^2$$

$$S_t > 50\% S_{\text{str}}.$$

Remarque :

Le pré dimensionnement des semelles filantes a donné des largeurs importantes ce qui induit leur chevauchement, de plus la surface totale de ces dernières dépasse 50% de la surface de la structure (l'assise).

Donc on opte pour un radier général.

I. Etude du radier :

Un radier est défini comme étant un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux et les voiles de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminué du poids propre du radier.

Un radier doit :

- Etre rigide en son plan horizontal.
- Permettre une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation.
- Faciliter le coffrage et le ferrailage.
- Permettre la facilité de l'exécution.

1) Pré dimensionnement du radier :**a) Conditions de vérification de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times B}} \geq \frac{2}{p} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{p}{2} L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{p} L_{\max}\right)^4 \frac{3K}{E}}$$

Avec :

$L_{\max}$: distance maximale entre nus de nervure ($L = 4,30$ m)

L_e : longueur élastique

K : module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K=40$ [MPa] pour un sol moyen

I : l'inertie de la section du radier (bande de 1[m])

E : module de déformation longitudinale différée $E=10818.86$ [MPa]

B : largeur de la bande ($B= 1$ [m])

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3.14} \times 4,3\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,87}} = 0,85 \text{ m}$$

Selon la condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow 0,11\text{m} \leq h \leq 0,17\text{m}$$

b) Détermination de l'épaisseur de la dalle :

Elle doit vérifier :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20} \text{ Avec un minimum de 25 cm}$$

$$h \geq \frac{430}{20} = 21,5\text{cm}$$

On prend $h = 30\text{cm}$

c) Détermination de la hauteur de la nervure :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{4,30}{10} = 0,43\text{m} \quad \text{Soit} \quad h_n = 90 \text{ cm} \quad \text{et} \quad b = 45 \text{ cm}$$

Remarque :

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$h = 90 \text{ cm}$	Nervure
$h = 30 \text{ cm}$	Dalle
$b = 50 \text{ cm}$	Largeur de la nervure

2) Détermination des charges et surcharges :

On prend comme surface du radier celle du bâtiment.

Remarque :

Le BAEL, nous impose un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{90}{2}; 30 \text{ cm} \right) = 45 \text{ cm}$$

On opte pour un débord de $L_{deb} = 50 \text{ cm}$

Donc la surface totale du radier : $S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 463,320 + 41,2 = 504,52 \text{ m}^2$

Ø Charges permanentes :

Poids du bâtiment : 31875,04KN

Le poids propre du radier est calculé comme suit :

G_{rad} = poids de la dalle + poids de la nervure + poids du remblais + poids de la dalle flottante
+ poids de débord.

-Poids de la dalle : $25 \times 504,52 \times 0,3 = 3783,9 \text{ KN}$.

-Poids des nervures : $(0,9-0,3) \times 0,5 \times 20,5 \times 6 \times 25 = 922,5 \text{ KN}$.

-Poids de remblais : $(0,9-0,3) \times (504,52-51,9) \times 17 = 271,57 \text{ KN}$.

Avec : $S_{ner} = (0,9-0,3) \times 0,35 \times 20,3 \times 6 + (0,9-0,3) \times 0,35 \times 20,9 \times 6 = 51,9 \text{ m}^2$

-Poids de la dalle flottante : $25 \times 0,10 \times (504,52-51,9) = 1131,55 \text{ KN}$.

-Poids de débord : $25 \times 0,3 \times 41,2 = 309 \text{ KN}$.

$G_{rad} = 6418,52 \text{ KN}$.

Poids total: $G_{tot} = G_{bat} + G_{rad} = 38293,56 \text{ KN}$

5.2.2-Charges d'exploitations :

- Surcharge du bâtiment : $Q_{bat} = 3547,665 \text{ KN}$

- Surcharge du radier : $Q_{rad} = 5 \times 504,52 = 2522,6 \text{ KN}$

- la surcharge totale : $Q = Q_{bat} + Q_{rad} \Rightarrow Q_{tot} = 6070,26 \text{ KN}$

5.2.3- Combinaisons d'actions :

$$\ddot{u} \quad \text{ELU : } N_u = 1,35G + 1,5Q = 60800,94 \text{ KN}$$

$$\ddot{u} \quad \text{ELS : } N_s = G + Q = 40816,16 \text{ KN}$$

Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{E L U: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \overline{s}_{\text{sol}}} = \frac{60800,94}{1,33 \times 250} = 182,86 \text{ m}^2$$

$$\text{E L S: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\overline{s}_{\text{sol}}} = \frac{40816,16}{250} = 122,75 \text{ m}^2$$

$$\text{La surface nécessaire du radier est : } S_{\text{rad}} = \max(182,86; 122,75) = 182,86 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_{\text{rad}} = 504,52 \text{ m}^2 > S_{\text{nrad}} = 182,86 \text{ m}^2$$

IX-5-3) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\text{IL faut que: } t_u \leq \overline{t}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{g_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$t_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b d}$$

Avec :

$$b = 1 \text{ m} ; d = 0,9 \times h_d = 0,9 \times 0,30 = 0,27 \text{ m}.$$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u b L_{\text{max}}}{2 S_{\text{rad}}} = \frac{60800,94 \times 1 \times 4,3}{2 \times 504,52} = 259,10 \text{ KN}$$

$$t_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b d} = \frac{259,10}{1 \times 0,27} \times 10^{-3} = 0,96 \text{ MPa}$$

$$t_u = 0,96 \text{ MPa} \leq \overline{t}_u = 2,5 \text{ MPa} : \text{Donc la condition est vérifiée}$$

a- Vérification de la stabilité du radier :

Ø Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 10,25 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 10,2 \text{ m}$$

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

Ø Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \sum [I_x + S_i (X_i - X_G)^2] = 14645,71 \text{ m}^4.$$

$$I_{yy} = \sum [I_y + S_i (Y_i - Y_G)^2] = 14503,18 \text{ m}^4.$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

Effort normal (N) dû aux charges verticales.

Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

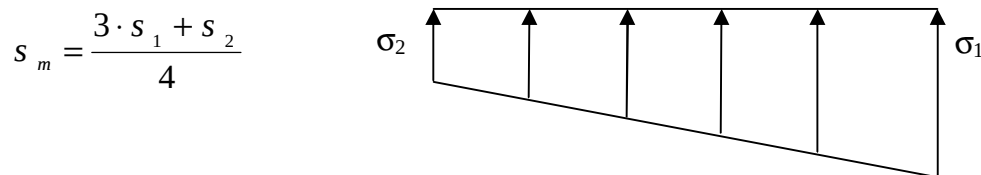
$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment

I_{xi} , I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :



Ainsi on doit vérifier que :

ü A l'ELU:
$$s_m = \frac{3 \cdot s_1 + s_2}{4} \leq 2 \cdot s_{SOL}$$

ü A l'ELS:
$$s_m = \frac{3 \cdot s_1 + s_2}{4} \leq s_{SOL}$$

$$s_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

v Sens longitudinal :

$$M_X = 5501,672 + 552,201 \cdot 0,9 = 5998,65 \text{ KN.m}$$

ü A l'ELU : $M_X = 5998.65 \text{ KN.m}$

$$s_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{60800,94}{504,52} + \frac{5998,65}{14503,18} \times 10,25 = 124,752 \text{ KN/m}^2$$

$$s_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{60800,94}{504,52} - \frac{5998,65}{14503,18} \times 10,25 = 116,273 \text{ KN/m}^2$$

D'où:
$$s_m = \frac{3 \times 124,752 + 116,273}{4} = 122,632 \text{ KN/m}^2$$

$$2s_{SOL} = 2 \times 250 = 500 \text{ KN/m}^2$$

$$s_m < 2 \cdot s_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

ü A l'ELS : $M_X = 5998.65 \text{ KN.m}$

$$s_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{40816,16}{504,52} + \frac{5998,65}{14503,19} \times 10,25 = 85,14 \text{ KN/m}^2$$

$$s_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{40816,16}{504,52} - \frac{5998,65}{14503,19} \times 10,25 = 76,66 \text{ KN/m}^2$$

D'où
$$s_m = \frac{3 \times 85,14 + 76,66}{4} = 83,02 \text{ KN/m}^2$$

$$s_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2$$

$$s_m < s_{sol} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

v Sens transversal :

$$M_y = 5675,336 + 434,502 \times 0,9 = 6066,39 \text{ KN.m}$$

ü A l'ELU : $M_y = 6066.39 \text{ KN.m}$

$$s_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{60800,94}{504,52} + \frac{6066,39}{14645,71} \times 10,2 = 124,74 \text{ KN/m}^2$$

$$s_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{60800,94}{504,52} - \frac{6066,39}{14645,71} \times 10,2 = 116,29 \text{ KN/m}^2$$

D'où : $s_m = \frac{3 \times 124,74 + 116,29}{4} = 122,63 \text{ KN/m}^2$

$$2.s_{SOL} = 2 \times 250 = 500 \text{ KN/m}^2$$

$$s_m < 2 \cdot s_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

ü A l'ELS : $M_y = 6066,39 \text{ KN.m}$

$$s_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{40816,16}{504,52} + \frac{6066,39}{14645,71} \times 10,2 = 85,126 \text{ KN/m}^2$$

$$s_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{40816,16}{504,52} - \frac{6066,39}{14645,71} \times 10,2 = 76,68 \text{ KN/m}^2$$

D'où $s_m = \frac{3 \times 85,126 + 76,68}{4} = 83,01 \text{ KN/m}^2$

$$s_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2$$

$$s_m < s_{sol} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

. Tab .X 4: Vérifications des contraintes :

	ELU			ELS			OBS
	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	
XX	124,752	116,273	122,632	85,14	76,66	83,02	Vérifiée
YY	124,74	116,29	122,63	85,13	76,64	83,01	Vérifiée

Ø Vérification au poinçonnement :

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau.

μ_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

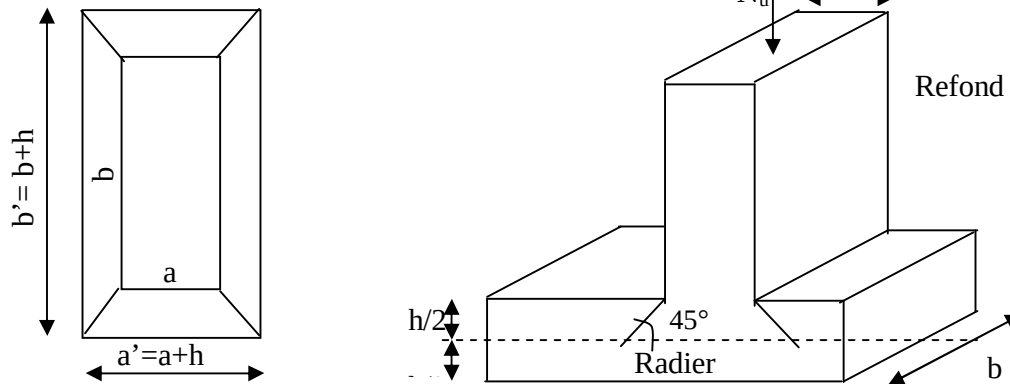


fig X-3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

Calcul du périmètre utile m_c :

- **Poteaux :**

$$m_c = 2 \times (a + b + 2 \times h) = 2 \times (0,35 + 0,35 + 2 \times 0,9) = 5m$$

$$N_u = 1877,317KN$$

$$N_U \leq 0,045 \times 5 \times 0,9 \times 25000 = 5062,5KN$$

- **Voile :**

$$m_c = 2 \cdot (a + b + 2h) = 2 \times (0,2 + 4,7 + 2 \times 0,9) = 13,4m$$

$$N_u = 1746,507KN$$

$$N_U \leq 0,045 \times 13,4 \times 0,9 \times 25000 = 13567,5KN$$

II. Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91(modifié 99). Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie

1) Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis :

On distingue deux cas :

1^{er} Cas :

Si $\rho < 0,4 \Rightarrow$ 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 $0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ 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 donnés par les abaques de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec } (L_x < L_y)$$

2) Identification du panneau le plus sollicité :

On distingue 20 panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés.

On choisira le panneau le plus défavorable.

Ø Ferrailage du panneau :

$$r = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{4,3} = 0,9 \Rightarrow \begin{cases} m_x = 0,0448 \\ m_y = 0,778 \end{cases}$$

$0,4 \leq r \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les 2 sens.

Pour le calcul de ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale $\sigma_M^{\max}$, la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

a. A l'ELU :

$$q_u^{\text{moy}} = s_{\text{moy}}^{\text{ELU}} - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 124,752 - \frac{6418,52}{504,52}$$

$$q_u^{\text{moy}} = 112,03 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_u^{\text{moy}} = 112,03 \times 1 \text{ ml} = 112,03 \text{ KN/ml}$$

b. A l'ELS :

$$q_s^{\text{moy}} = s_{\text{moy}}^{\text{ELS}} - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 85,14 - \frac{6418,52}{504,52}$$

$$q_s^{\text{moy}} = 72,42 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_s^{\text{moy}} = 72,42 \times 1 \text{ ml} = 72,42 \text{ KN} / \text{ml}$$

Remarque :

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- Moment en travée : $0,75 \times M_{0X}$ ou $0,75 \times M_{0Y}$
- Moment sur appuis : $0,5 \times M_{0X}$ ou $0,5 \times M_{0Y}$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel alors :

- Moment en travée : $0,85 \times M_{0X}$ ou $0,85 \times M_{0Y}$
- Moment sur appui de rive : $0,3 \times M_{0X}$ ou $0,3 \times M_{0Y}$
- Moment sur appui intermédiaire : $0,5 \times M_{0X}$ ou $0,5 \times M_{0Y}$

1) Evaluation des moments de flexion M_x et M_y :

$$M_x = m_x q_u l_x^2$$

$$M_x = 0,0448 \times 112,03 \times (4)^2 = 80,30 \text{ KN.m}$$

$$M_y = m_y M_x$$

$$M_y = 0,778 \times 80,30 = 62,48 \text{ KN.m}$$

2) Moments aux appuis :

$$M_x^a = (0,5) \times M_x$$

$$M_x^a = (0,5) \times 80,3 = 40,16 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = (0,5) M_y$$

$$M_y^a = (0,5) \times 62,48 = 31,24 \text{ KN.m}$$

3) Moments en travées :

$$M_{tx} = (0,75) \cdot M_x$$

$$M_{tx} = (0,75) \times 80,3 = 60,22 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = (0,75) M_y$$

$$M_{ty} = 0,75 \times 62,48 = 46,86 \text{ KN.m}$$

1) Ferrailage du panneau dans le sens x-x :**ü Aux appuis :**

$$m_u = \frac{M_x^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{40,16 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,039 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,039 \Rightarrow \beta_u = 0,981$$

$$A_u^x = \frac{M_x^a}{b_u \cdot d \cdot s_s} = \frac{40,16 \times 10^3}{0,981 \times 27 \times 348} = 4,35 \text{ cm}^2$$

$$A_u^x = 4,35 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA14 = 6,15 cm²** avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

ü En travées :

$$m_u = \frac{M_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{60,22 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,058 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

=> Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,058 \Rightarrow \beta_u = 0,970$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{b_u \cdot d \cdot s_s} = \frac{60,22 \times 10^3}{0,970 \times 27 \times 348} = 6,61 \text{ cm}^2$$

$$A_{tx} = 6,61 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA16 = 8,04 cm²** avec un espacement de 25 cm

2) Ferrailage dans le sens y-y:**ü Aux appuis:**

$$m_u = \frac{M_y^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{31,24 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,030 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_u = 0,030 \Rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_a^y = \frac{M_y^a}{b_u \cdot d \cdot s_s} = \frac{31,24 \times 10^3}{0,985 \times 27 \times 348} = 3,37 \text{ cm}^2$$

$$A_a^y = 3,37 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA14 = 6,15 cm²** avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

ü En travée :

$$m_u = \frac{M_{ty}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{46,86 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,045 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_u = 0,045 \Rightarrow \beta = 0,978$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ua}}{b_u \cdot d \cdot s_s} = \frac{46,86 \times 10^3}{0,978 \times 27 \times 348} = 5,1 \text{ cm}^2$$

$$A_{ty} = 5,1 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA14 = 6,15 cm²** avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

3) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \delta_0 \times b \times h \times \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \quad \text{Avec : } \delta_0 = 0,0008 \text{ pour HA400}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - 0,9}{2} = 2,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

ü Aux appuis :

$$A_a^x = 6,15 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_a^y = 6,15 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

ü En travée :

$$A_t^x = 8,04 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_t^y = 6,15 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

4) Calcul à l'ELS :**Ø Evaluation des moments M_x , M_y :**

$$M_x = m_x \cdot q_s \cdot L_x^2$$

$$M_y = m_y \cdot M_x$$

On obtient :

$$M_x = 0,0448 \times 72,42 \times (4)^2 = 51,91 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,778 \times 51,91 = 40,38 \text{ KN.m}$$

- Moments aux appuis

$$M_x^a = (0,5) \cdot M_x$$

$$M_x^a = (0,5) \times 51,91 = 25,955 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = (0,5) M_y$$

$$M_y^a = (0,5) \times 40,38 = 20,19 \text{ KN.m}$$

- Moments en travée

$$M_{tx} = (0,75) \cdot M_x$$

$$M_{tx} = (0,75) \times 51,91 = 38,93 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = (0,75) M_y$$

$$M_{ty} = (0,75) \times 40,38 = 30,28 \text{ KN.m}$$

Ø Vérification des contraintes dans le béton :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

v Sens longitudinal :

ü Aux appuis :

$$g = \frac{40,16}{25,955} = 1,55 \quad \text{et} \quad \mu = 0,039 \Rightarrow \alpha = 0,0485$$

$$a = 0,0485 < \frac{1,55 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,525$$

ü En travée :

$$g = \frac{60,22}{38,93} = 1,547 \quad \text{et} \quad \mu = 0,058 \Rightarrow \alpha = 0,074$$

$$a = 0,074 < \frac{1,547 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,523$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas lieu de vérifier les contraintes dans le béton.

v Sens transversal :

ü Aux appuis :

$$g = \frac{31,24}{20,19} = 1,547 \quad \text{et} \quad \mu = 0,030 \Rightarrow \alpha = 0,0381$$

$$a = 0,0381 < \frac{1,547 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,523$$

ü En travée :

$$g = \frac{46,86}{30,28} = 1,547 \quad \text{et} \quad \mu = 0,045 \Rightarrow \alpha = 0,0589$$

$$a = 0,0589 < \frac{1,547 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,523$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas lieu de vérifier les contraintes dans le béton.

III. Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie .Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur.

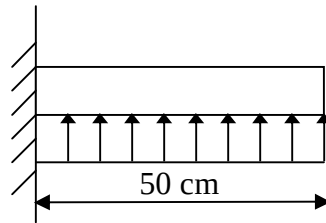


fig X-4 : Schéma statique du débord

a) Sollicitation de calcul :

A l'ELU :

$$P_u = 112,03 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u \cdot l^2}{2} = \frac{-112,03 \times (0,50)^2}{2} = -14 \text{ KN.m}$$

A l'ELS

$$P_s = 72,42 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s \cdot l^2}{2} = \frac{-72,42 \times 0,50^2}{2} = -9,05 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des armatures :

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 27 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,20 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$m_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{14 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,20} = 0,013 < m_r = 0,392$$

$$\mu_u = 0,013 \Rightarrow \beta_u = 0,993$$

$$A_u = \frac{M_u}{b_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{14 \times 10^3}{0,993 \times 27 \times 348} = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 1,5 \text{ cm}^2$$

c) Vérification à l'ELU

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 1,5 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 3,26 \text{ cm}^2 \quad \text{P} \quad \text{On adopte } 4 \text{ HA12} = 4,52 \text{ cm}^2$$

Calcul de l'espacement :

$$S_t = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

v Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte } 4 \text{ HA } 10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

Remarque :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord, donc on va adopter le même ferrailage.

d) Vérification à l'ELS :

$$g = \frac{M_u}{M_s} = \frac{14}{9,05} = 1,55 \quad m = 0,013 \Rightarrow a = 0,0176$$

$$a = 0,0176 < \frac{g-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,55-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,525$$

$\Rightarrow$ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS

e) Ferrailage des nervures:

- Les charges revenant aux nervures :**

$$q_u = 112,03 \times 4 = 448,12 \text{ KN /m}$$

$$q_s = 72,42 \times 4 = 289,68 \text{ KN /m}$$

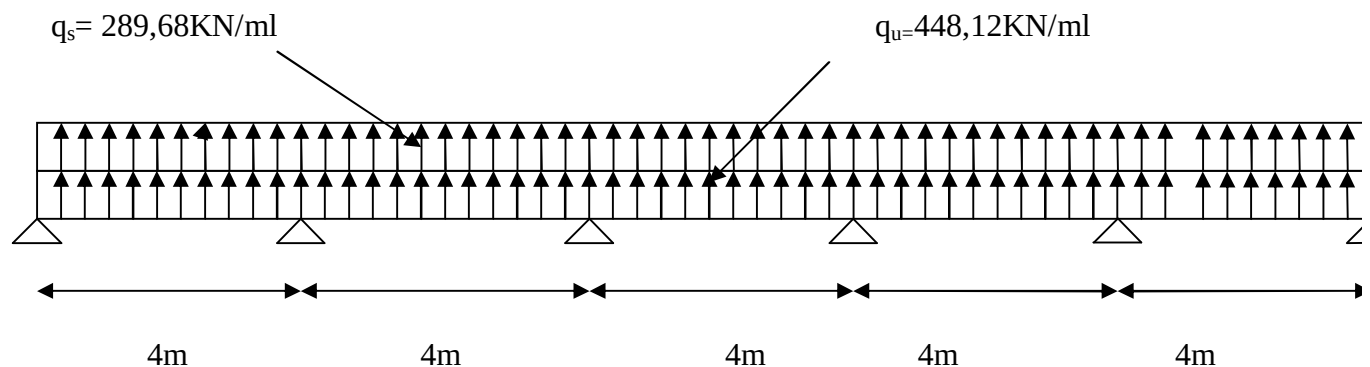


Schéma statique de la nervure

1) Détermination des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilisera la méthode forfaitaire exposée au chapitre 3

(Calcul des plancher)

Ø Tableau donnant les moments sur appuis (KN.m)

Aux appuis	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆
ELU	268,87	448,12	358,5	358,5	448,12	268,87
ELS	173,81	289,68	231,74	231,74	289,68	173,81

Ø Tableau donnant les moments en travée (KN.m)

En travée	M ₁₋₂	M ₂₋₃	M ₃₋₄	M ₄₋₅	M ₅₋₆
ELU	613	568,2	613	568,2	613
ELS	396,28	367,31	396,28	367,31	396,28

Ø Tableau donnant les efforts tranchants (ELU) (KN)

travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
T1 (kN)	851,43	918,64	896,24	873,83	941,05
T2 (kN)	-941,05	-873,83	-896,24	-918,64	-851,43

-Ferraillage :

Le ferraillage se fera avec les moments Max, aux appuis et en travée.

$$M_t^{\max} = 613 \text{ kN.m} \quad M_a^{\max} = 448,12 \text{ kN.m}$$

$$b = 50 \text{ cm} ; \quad d = 87 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14.20 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

v Armatures longitudinal:**ü Aux appuis:**

$$m_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{448,12 \times 10^3}{50 \times 87^2 \times 14,2} = 0,08 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,08 \rightarrow \beta_u = 0,958$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{b_u \cdot d \cdot s_s} = \frac{448,12 \times 10^3}{0,958 \times 87 \times 348} = 15,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{ua} = 15,45 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } 8HA16 = 16,09 \text{ cm}^2$$

ü En travée :

$$m_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{613 \times 10^3}{50 \times 87^2 \times 14,2} = 0,114 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,114 \rightarrow \beta_u = 0,939$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{b_u \cdot d \cdot s_s} = \frac{613 \times 10^3}{0,939 \times 87 \times 348} = 21,56 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ut} = 21,56 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit : } 8\text{HA}20 = 25,13 \text{ cm}^2$$

v Armatures transversales :

-Espacement des armatures :

$$f_t \geq \frac{f_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm}$$

$$\text{Soit } \phi = 8 \text{ mm}$$

Ø En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12f_1 \right\} = \min \{22,50 ; 19,2\} = 19,20 \text{ cm}$$

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

Ø En zone courante :

$$S_t < \frac{h}{4} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}.$$

-Armatures transversales minimales :

$$A_{\min} = 0.003 S_t b = 3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_t = 4\text{HA} 8 = 4,02 \text{ cm}^2 \text{ (2 cadres)}$$

§ Vérification à l'ELU :

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = 5,25 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 16,09 > A_{\min} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$A_t = 25,13 > A_{\min} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } T_{u \max} = 941.09 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{941,09 \times 10^3}{500 \times 870} = 2,16 \text{ MPa}$$

$$t_u = 2,16 \leq \bar{t}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

§ Vérification à l'ELS :

ü Aux appuis : $M_S = 289,68 \text{ KN.m}$

$$g = \frac{M_u}{M_s} = \frac{448,12}{289,68} = 1,55$$

$$m = 0,02 \Rightarrow a = 0,0252 < \frac{g-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,52 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

ü En travées : $M_S = 396,28 \text{ kN.m}$

$$g = \frac{M_u}{M_s} = \frac{613}{396,28} = 1,55$$

$$m = 0,027 \Rightarrow a = 0,0330 < \frac{g-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,52 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La condition $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ est vérifiée, alors il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

On tenant compte du RPA, on utilise les armatures de peau suivantes :

02 barres de $\Phi 12$ avec des épingles $\Phi 8$.

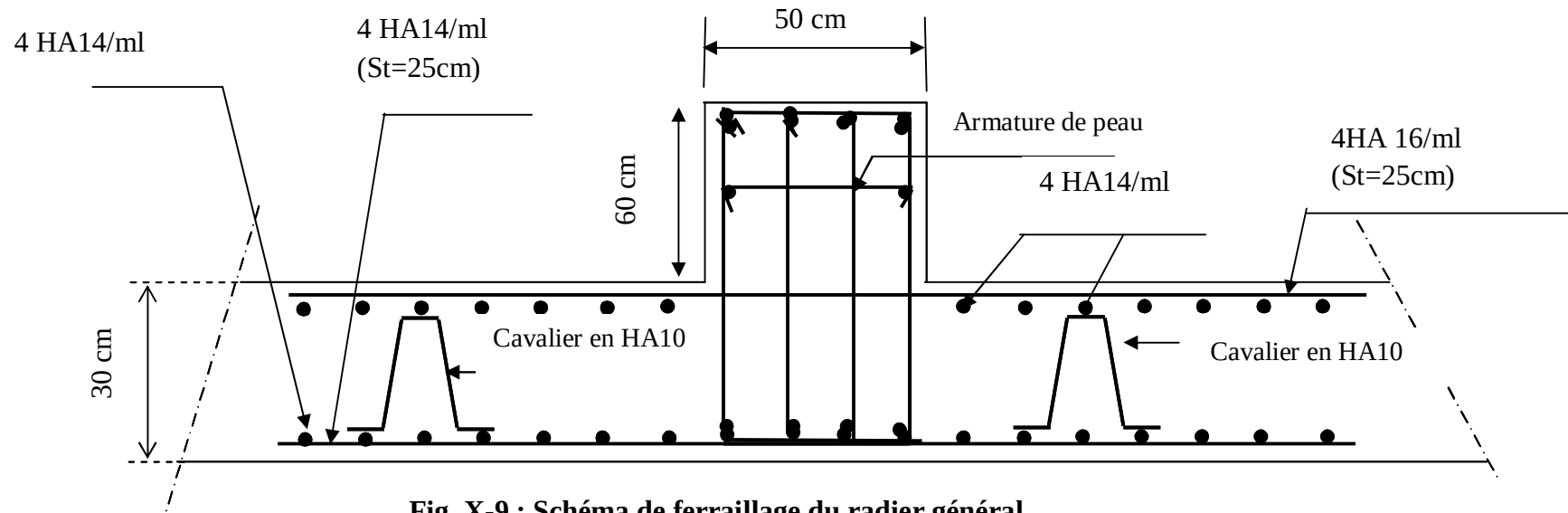


Fig. X-9 : Schéma de ferrailage du radier général

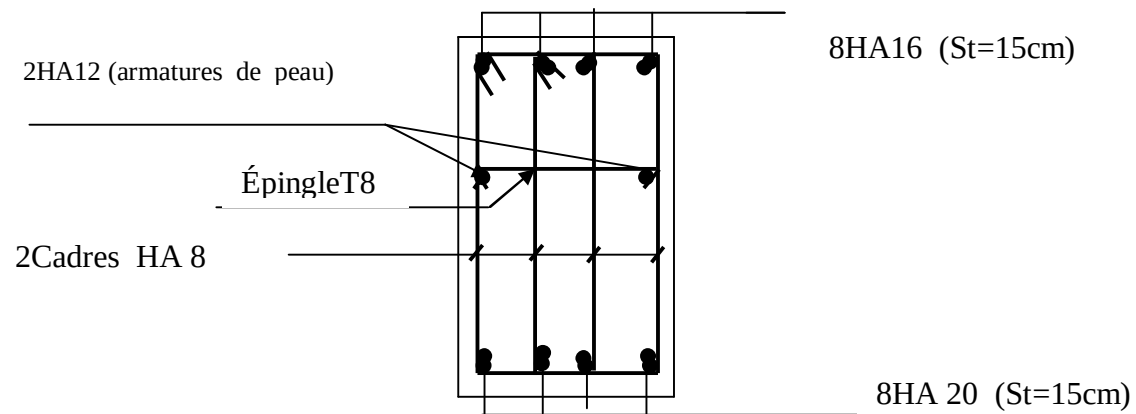


Fig. X-10 : Schéma détaillant les armatures de la nervure

Introduction :

Le mur de soutènement est un ouvrage destiné à maintenir les terres et à contenir leurs poussées. Il peut être en béton armé ou en maçonnerie. Le mur de soutènement en béton armé est généralement composé d'un voile (rideau), qui reçoit la poussée des terres et d'une semelle qui sert de fondation à l'ouvrage.

X.1 .Pré dimensionnement :

Hauteur du mur : $H = 3,4\text{m}$

Largeur de la semelle : $H/2 \leq b \leq 2H/3$ on prend $b = 2\text{m}$

Epaisseur de la semelle : $e_s = H/12$ soit $e_s = 30\text{cm}$

Epaisseur du rideau à la tête : $e_r = 30\text{cm}$

à la base : $e_r = 50\text{cm}$

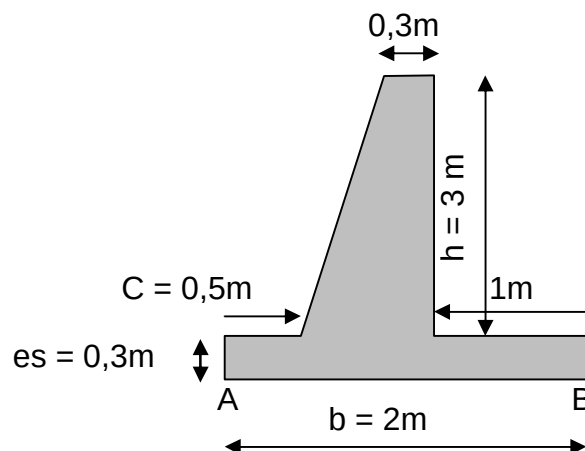


Figure X.11 : Schéma du mur de soutènement.

$$H/8 \leq C \leq H/6$$

$$C = 50\text{cm}$$

X.2 Vérification de la stabilité du mur (ELU) :**X.2.1 Forces agissantes****a) poussée des terres**

$$Q = K \gamma \frac{h^2}{2}$$

$$\gamma = 17\text{KN/m}^3$$

$$\varphi = 30^\circ$$

$$K = \tan^2(\pi/4 - \varphi/2) \Rightarrow K = 0,33$$

$$h = 3 \text{ m}$$

$$Q = 0,33 \times 17 \times \frac{3^2}{2} = 25,24 \text{ KN}$$

b) charges verticales

- **Poids du rideau**

$$Pr_1 = 0,3 \times 3 \times 25 = 22,5 \text{ KN}$$

$$Pr_2 = 0,2 \times 3/2 \times 25 = 7,5 \text{ KN}$$

- **Poids de la semelle**

$$Ps = 0,3 \times 2 \times 25 = 15 \text{ KN}$$

- **Poids des terres**

$$Pt = 1 \times 3 \times 17 = 51 \text{ KN}$$

D'où la résultante des charges verticales est :

$$p = 96 \text{ KN}$$

X.2.2 Réaction du sol :

§ Moment des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$M_G = Pr_1 \times 0,15 + Pr_2 \times 0,37 + Ps \times 0 + Pt \times 0,5$$

$$M_G = 31,65 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELU} : 1,35 \times M_G = 42,73 \text{ KN.m}$$

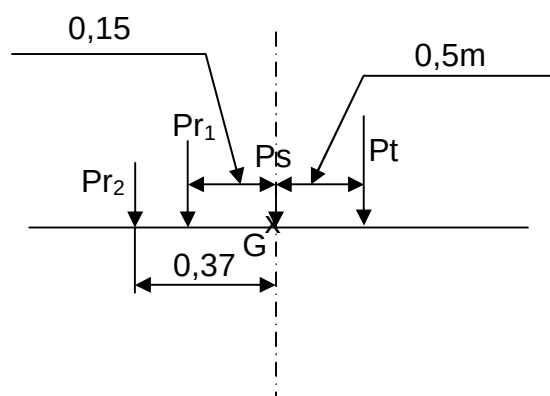


Figure X.12 : Schéma de calcul de M_G .

§ Effort normal

$$1,35 P = 1,35 \times 96 = 129,6 \text{ KN.}$$

Les contraintes en A et B sont donnés par la formule générale suivante :

$$\sigma_{A,B} = \frac{N}{A} \pm \frac{M_G v}{I}$$

Nous avons :

$$\frac{v}{I} = \frac{\frac{b}{2}}{\frac{a.b^3}{12}} = \frac{6}{ab^2}$$

Sachant que $a = 1\text{m}$ et « b » la largeur de la semelle, il vient :

$$\sigma_A = \frac{N}{A} + \frac{6 M_G}{b^2}$$

$$\sigma_B = \frac{N}{A} - \frac{6 M_G}{b^2}$$

$$s_A = \left(\frac{129,6}{2} + \frac{6 \times 42,73}{2^2} \right) 10^{-3} = 0,13 \text{ MPa}$$

$$s_B = \left(\frac{129,6}{2} - \frac{6 \times 42,73}{2^2} \right) 10^{-3} = 0,0007 \text{ MPa}$$

ü Vérification du renversement

On doit vérifier que $\frac{M_s}{M_r} \geq 2$

Où :

M_s : moment stabilisant,

M_r : moment de reversement.

$$M_s = M_A^P = Pr_1 \times 0,85 + Pr_2 \times 0,63 + P_s \times 1 + Pt \times 1,5$$

$$\text{d'où : } M_s = 115,35 \text{ KN.m}$$

et

$$M_r = Q \times h/3$$

$$M_r = 25,24 \text{ KN.m}$$

$$\text{En fin } \frac{M_s}{M_r} = 4,57 > 2$$

Ainsi, il n'y a aucun risque de reversement.

ü Vérification de glissement :

On doit vérifier que :

$$\frac{Q}{P} \leq f = 0,3$$

$$\text{Avec : } \frac{Q}{P} = \frac{25,24}{96} = 0,26$$

Ainsi, il n'y a aucun risque de glissement.

X.3 Ferrailage du mur :

Le mur est devisé en trois parties : le rideau, la semelle avant et la semelle arrière.

- Le rideau est considéré comme une console encastrée dans la semelle,
- La semelle avant et la semelle arrière, considérées comme des consoles encastrées de part et d'autre du rideau.

X.3.1 Rideau :

Nous avons : $Q = 25,24 \text{ KN/m}^2$

Le rideau est sollicité en flexion simple son calcul se fera comme suit :

*** Calcul du moment d'encastrement :**

Le moment d'encastrement est donné par la formule suivante :

$$M_U = 1,35 Q \times h/3$$

$$M_U = 1,35 \times 25,24 \times 3/3 = 34,07 \text{ KN.m}$$

La section d'encastrement est rectangulaire de hauteur $h = 0,5 \text{ m}$ (épaisseur du rideau à la base) et de largeur $b = 1,00 \text{ m}$, l'enrobage $c = 5 \text{ cm}$.

***calcul des armatures :**

$$m = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} = \frac{34,07 \times 10^6}{1000 \times 450^2 \times 14,2} = 0,012 < \mu_l = 0,392 \quad \text{la section est simplement armée.}$$

$$\mu = 0,012 \Rightarrow \beta = 0,994$$

$$A = \frac{Mu}{bd s_{st}} = \frac{34,07 \times 10^6}{0,994 \times 450 \times 348} = 2,2 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA14 = 6,16 cm²/ml avec un espacement de 25cm

*** Vérification au cisaillement :**

La vérification au cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad \text{et} \quad V_u = 1,35Q = 34,07 \text{ KN}$$

Ce qui donne :

$$\tau_u = \frac{34,07 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0,076 \text{ MPa}$$

Par ailleurs

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,25 \text{ MPa}$$

Ce qui montre bien que la condition est vérifiée

***Vérification des contraintes dans le béton à l'ELS :**

Soit :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$$r_1 = \frac{100 A}{bd} \quad \text{et} \quad k_1 = 1/K$$

$$r_1 = \frac{100 \times 6,16}{100 \times 45} = 0,137 \quad \beta_1 = 0,94 \quad ; \quad K = 0,015$$

Par ailleurs :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{\beta_1 K_1 d A_u}$$

égale à

$$s_{bc} = \frac{115,35 \times 10^6}{0,94 \times 66,67 \times 450 \times 616} = 6,64 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

X.3.2 Calcul des semelles (avant et arrière) :

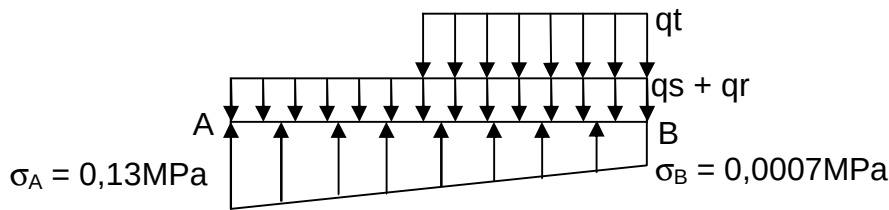


Figure X.13 : Schéma des contraintes.

Les contraintes développées par les différents poids seront égales à :

$$\sigma (qs + qr) = \frac{1,35 \times (30 + 15) 10^3}{(2 \times 1) \times 10^6} = 0,03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{qt} = \frac{51 \times 1,35 \times 10^3}{(1 \times 1) \times 10^6} = 0,07 \text{ MPa}$$

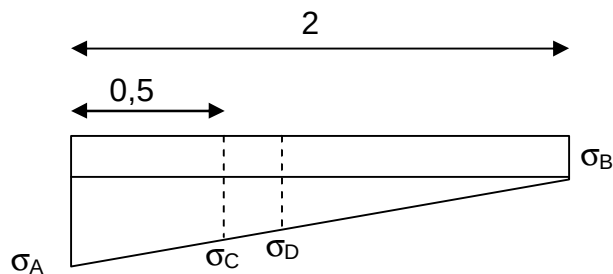


Figure X.14 : Schéma de calcul des contraintes.

a) Détermination des contraintes :

Pour déterminer les contraintes au niveau des sections d'encastrement on applique le théorème de Bresse.

$$\frac{s_C - s_B}{s_A - s_B} = \frac{1,50}{2} = 0,6$$

$$\sigma_C = (\sigma_A - \sigma_B) \times 0,6 + \sigma_B$$

$$\sigma_C = (0,13 - 0,0007) \times 0,6 + 0,0007 = 0,078 \text{ MPa}$$

De la même manière

$$\frac{s_D - s_B}{s_A - s_B} = \frac{1}{2} = 0,5$$

$$\sigma_D = (\sigma_A - \sigma_B) \times 0,5 + \sigma_B$$

$$\sigma_D = (0,13 - 0,0007) \times 0,5 + 0,0007 = 0,065 \text{ MPa}$$

NB : les contraintes finales sont obtenues en additionnant les contraintes manifestées par le sol et celles dues aux charges verticales en tenant compte de leurs directions.

Ainsi les contraintes aux extrémités et au niveau des encastremements seront représentées par la figure suivante :

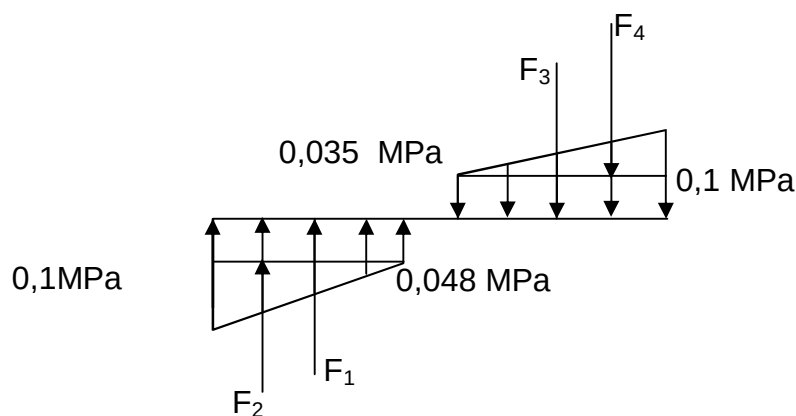


Figure .X.15 : Schéma donnant les différentes contraintes de calcul.

$$F_1 = 0,048 \times (0,50 \times 1,00) \cdot 10^3 = 24 \text{ KN}$$

$$F_2 = \frac{(0,1 - 0,048) \times (0,50 \times 1,00) \cdot 10^3}{2} = 13 \text{ KN}$$

$$F_3 = 0,035 \times (1 \times 1,00) \cdot 10^3 = 35 \text{ KN}$$

$$F_4 = \frac{(0,1 - 0,035) \times (1 \times 1,00) \cdot 10^3}{2} = 32,5 \text{ KN}$$

b) Ferrailage de la semelle avant :

* Calcul du moment d'encastrement :

$$M_U = F_1 \times 0,25 + F_2 \times 0,33$$

$$= 24 \times 0,25 + 13 \times 0,33 = 10,54 \text{ KNm}$$

La section d'encastrement est rectangulaire de hauteur h = épaisseur de la semelle = 0,3 m et de largeur b = 1,00m, l'enrobage c = 5cm. La semelle est sollicitée en flexion simple

$$m = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} = \frac{10,54 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,010 < \mu_l = 0,392 \quad \text{la section est simplement armée.}$$

$$\mu = 0,010 \Rightarrow \beta = 0,995$$

$$A = \frac{Mu}{bd s_{st}} = \frac{10,54 \times 10^6}{0,995 \times 270 \times 348} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit 6HA12/ml, avec un espacement de 15cm

* Vérification au cisaillement :

On doit avoir

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$V_u = (0,1 + 0,048)/2 \times (0,50 \times 1,00) \cdot 10^3 = 37 \text{ KN}$$

$$t_u = \frac{37 \times 10^3}{1000 \times 270} = 0,14 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) Ferrailage de la semelle arrière

-Calcul du moment d'encastrement :

$$M_U = F_3 \times 0,5 + F_4 \times 0,67$$

$$M_U = 35 \times 0,5 + 32,5 \times 0,67 = 39,27 \text{ KN.m}$$

La section d'encastrement est rectangulaire de hauteur h = épaisseur de la semelle = 0,3m et de largeur $b = 1,00\text{m}$, l'enrobage $c = 5\text{cm}$. La semelle est sollicitée en flexion simple.

$$m = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} = \frac{39,27 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,04 < \mu_l = 0,392 \quad \text{la section est simplement armée.}$$

$$\mu = 0,04 \Rightarrow \beta = 0,980$$

$$A = \frac{Mu}{bd s_{st}} = \frac{39,27 \times 10^6}{0,980 \times 270 \times 348} = 4,26 \text{ cm}^2$$

Soit 8HA12/ml = 9,05 cm², avec un espacement de 10cm

*** Vérification au cisaillement :**

On doit avoir

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$V_u = (0,1 + 0,035)/2 \times (1 \times 1,00) \cdot 10^3 = 67,5 \text{ KN}$$

$$t_u = \frac{67,5 \times 10^3}{1000 \times 270} = 0,25 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

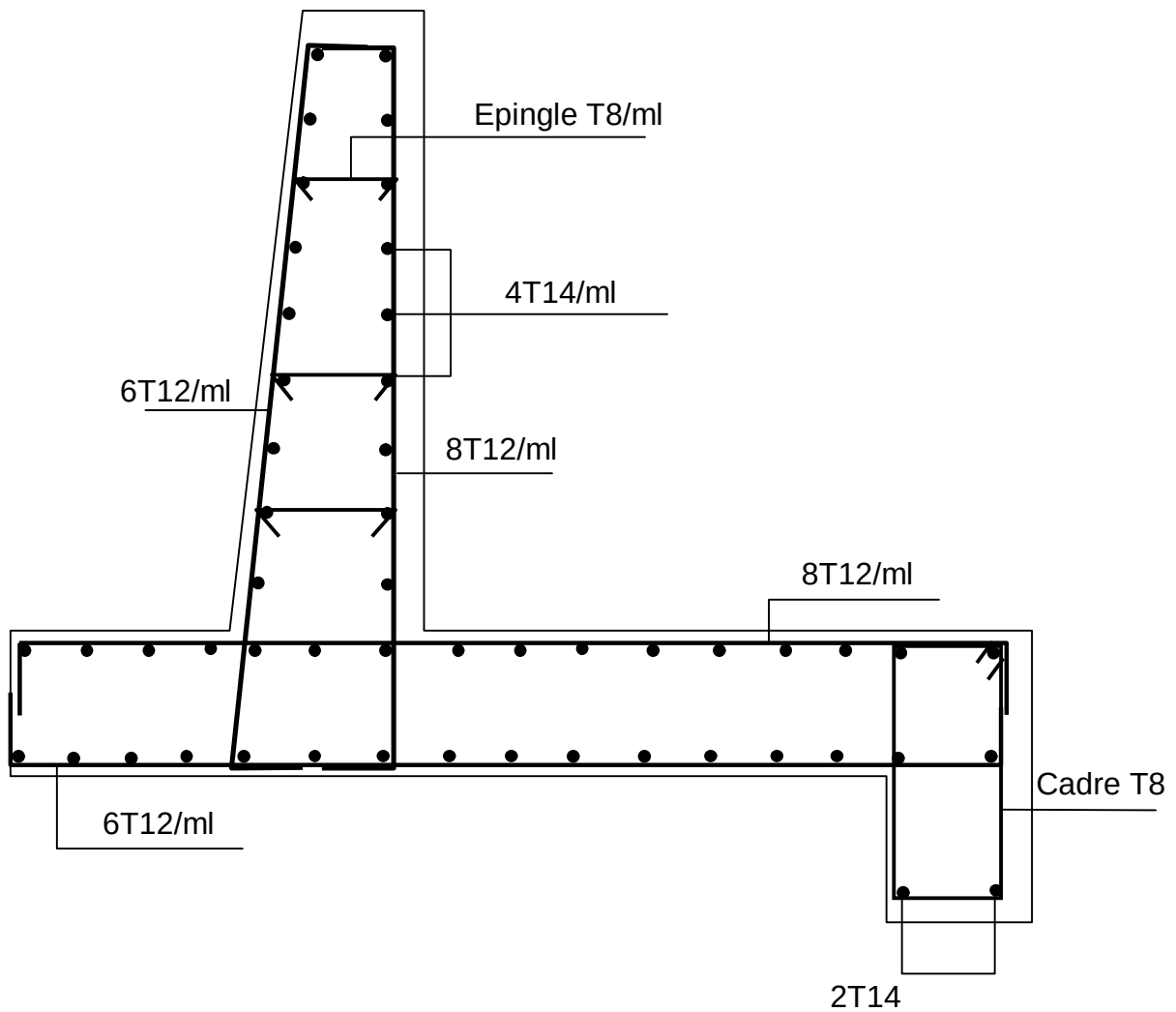


Figure X.16 : Schéma de ferrailage du mur de soutènement.

Conclusion

La présente étude nous a permis de mieux appliquer les connaissances acquises tout le long de notre formation en génie civil qui reste un domaine très vaste.

Suite a cela, ce modeste travail nous à permis d'appliquer les différents règlements à savoir : « BAEL91 », « RPA99/version2003 » ainsi que les divers documents techniques.

Nous avons constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur sa concordance avec le coté pratique.

En fin nous avons compris et perçu le rôle de l'ingénieur en génie civil dans la société comme élément fondamental pour la sécurité des biens et des personnes.

Nous espérons que ce modeste travail sera un apport et support pour les promotions a venir.

Bibliographie

Bibliographie

Calcul pratique des tours en béton armé

Marius Diver édition Dunod (paris 1972)

BAEL 91 règles technique de conception des calculs des ouvrages et constructions

Edition Eyrolles (paris 1992)

Cours en béton arme BAEI 91 (calcul des éléments simples et des structures de bâtiment)

Jean pierre Mougin édition Eyrolles (paris 1992)

Formulaire du béton arme tome1 et tome 2

Victor Davidovici édition le moniteur

Le calcul et la vérification des ouvrages en béton arme (théories et applications)

Pierre Charon édition Eyrolles

Règles parasismiques algériennes (RPA 99)

Calcul des ouvrages en béton armé

M. Bellazougui.

Charges permanentes et surcharges d'exploitation DTR.

Mémoire de

fin d'étude.