

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministre de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté de Génie de la construction

Département de Génie Civil



Memoire de Fin d'études

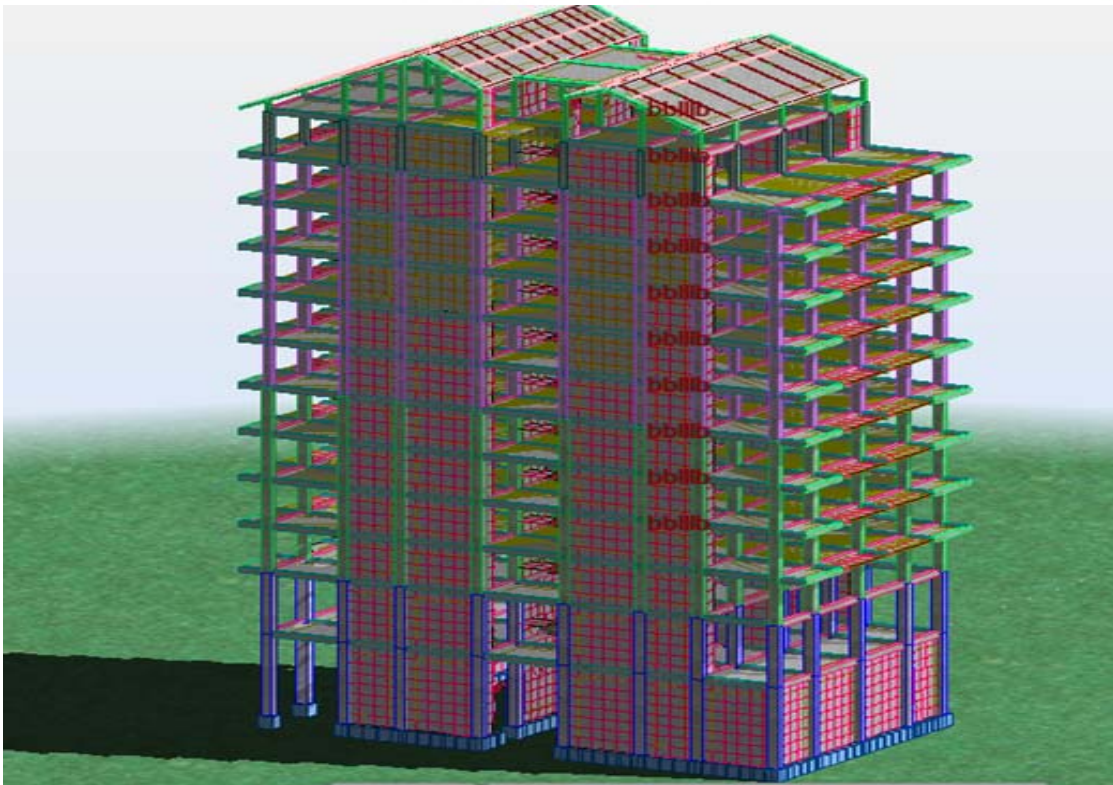
En vue d'obtentions d'un diplôme d'études universitaires Master en génie civil.

(LMD) Option : Construction Civil et Industrielle

THEME ;

Etude d'un bâtiment (R+10+S-Sol) + Charpente en bois Fondée
sur des pieux à usage d'habitations et commercial avec

l'application ROBOT 2010



Dirigé par :

Mme : BOUZELHA

Etudié par : Mlle. SOUDED Hayet

Mlle. IMOULA Nacira

Promotion 2011/2012



Remerciements

Nous tenons en premier lieu à remercier dieu tout puissant, de nous avoir aidés et donnés courage pour arriver au terme de ce travail, et notamment nos familles qui nous ont soutenus avec tous les moyens pour notre réussite.

Nos remerciements les plus sincères vont à notre chère promotrice **M^{me} Hammoum née bouzelha Karima** pour ces conseils et orientations qui nous ont été d'un apport précieux durant l'élaboration de notre projet de fin d'étude, ainsi que tous nos enseignants au long de notre cursus sur tous **Mer Meghlat El Mahdi**, comme nous tenons également à remercier le personnel de la bibliothèque et nos amis et nos camarades de la promotion, ainsi que tous ce qui nous ont aidé de loin ou de près.

Nous remercions chaleureusement les membres du jury qui nous ferons l'honneur d'examiner notre travail.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

- ♣ *Mes chers parents, que dieu les protège.*
- ♣ *Mes frères : Smail, Kamel et Slimane.*
- ♣ *Mes sœurs : Lynda et Kenza, et ma petite ange adorable manel et ma grande sœur et son marie Ali*
- ♣ *Mes chers grands parents*
- ♣ *Mes tentes : Fatima, Dyhia et Dahbia*
- ♣ *A mes très chers amis: Lynda, Hanane, Fahima, Farida, Lydia, Malika, Amine, Arezki. Qui m'ont soutenu et beaucoup aidé.*
- ♣ *Particulièrement à Karima et Fadila, ainsi que leur famille*
- ♣ *A ma très chère binôme Nacira et sa famille*
- ♣ *A toute la promotion 2011 /2012.*

HAYET.



Dédicace

- ♣ *Je dédie ce modeste travail à :*
- * *Au trésor de la famille Malik,*
- * *Mes chers parents, que dieu les protège*
- * *Mes frères et sœurs : Mourad, Farida, Karim et sa femme Lynda son oublier Lounés.*
- * *Ma grand-mère.*
- * *A ma très chère fiancée Zahia et toute sa familles.*
- * *A ma très chers camarade Hayet et sa famille.*
- * *A ma très chers camarade Lydia et son mari Lounis et sa famille.*
- * *A tout mes amis (es).*
- * *A toute la promotion 2009-2010.*

Nacira.



Sommaire

Introduction

Chapitre 1 : Présentation et description de l'ouvrage

Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments

Chapitre 3: Calcul des éléments non structuraux :

3.2. L'acrotère

3.2. Les escaliers :

3.2.1. Type 1 trois volées

3.2.2. Type 2 balancée

3.3. Plancher

3.4. Balcon

3.5. Salle machine

3.6. Poutre de chaînage

3.7. La charpente en bois

Chapitre 4 : Modélisation de la structure

Chapitre 5 : Résultats d'étude aux chargements

Chapitre 6 : Ferrailage des éléments structuraux :

6.1. Les poutres

6.2. Les poteaux

6.3. Les voiles

Chapitre 7: Etude de l'infrastructure

Annexe

Conclusion général

Bibliographie

I Introduction

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

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

La première « Etude de la superstructure » consiste à calculer les éléments résistants de la structure en utilisant des appropriées aux calculs des éléments (portiques, voiles, planchers.....) et tout en respectant les exigences du règlement du règlement du béton aux états limites (BAEL) et du règlement parasismique algérien (RPA), afin que chaque élément puisse répondre aux fonctions pour les quelles il est conçu. Il s'avère que le calcul manuel de ces éléments rend la tâche longue, difficile, mais aujourd'hui, il existe des logiciels tels qu'ETABS, SAP2000, ROBOT, qui permettent non seulement de réduire considérablement le temps de travail mais aussi d'aboutir à des résultats satisfaisants. C'est aussi que notre étude est réalisée avec le logiciel Robot 2010

La deuxième « Etudes de l'infrastructure » consiste à calculer des fondations (superficielles ou profondes » qui sont des éléments permettant de porter toutes les charges dues à l'ouvrage au sol. Le choix des pieux dans notre cas est lié à la nature de sol d'assise qui est un substratum de marne fissuré

1 - Introduction

Ce projet consiste à étudier les éléments résistants d'un bâtiment (R+10+1 sous sol+charpente en bois) à usage d'habitation et commercial

Ce bâtiment est implanté à TALLA- ALLAM, de la wilaya de Tizi-Ouzou. Cette région classée selon le règlement parasismique Algérien dans l'addenda 2003 comme étant une zone de moyenne sismicité **Zone II. a** de moyenne d'importance de **groupe 2**

Nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur, à savoir ;

- Le Règlement Parasismique Algérien (**RPA 99, modifié en 2003**)..... [1]
- Les techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limite (**BAEL 91**) [2]

La structure est composée :

- D'un sous sol.
- D'un RDC
- Huit étages à usage habitation.
- Un étage en attique.
- Un entre sol à usage bureautique.
- Charpente en bois.

L'accès aux différents étages sera assuré par la cage d'escalier et l'ascenseur.

1-2- Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Hauteur totale du bâtiment	37.60 m
Hauteur totale du bâtiment y compris la charpente	39.23 m

S-SOL

Longueur	27.00 m
Largeur	15.70 m
Hauteur	05.40m

RDC

Longueur	27.00 m
Largeur	15.70 m
Hauteur	04.08 m

Etages courants

Longueur	29.60 m
Largeur	15.70 m
Hauteur	03.06 m

Étage en attique et l'entre sol

Longueur	29.60 m
Largeur	15.70 m
Hauteur	3.06 m

1-3 Eléments de la structure

1.3.1 Ossature

Le bâtiment est à ossature mixte, composé de poteaux et de poutres formant un système de portiques qui sont destinés à reprendre les charges et les surcharges verticales ; et un ensemble de voiles disposés dans les deux sens longitudinaux et transversaux formant ainsi un système de contreventement rigide assurant la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales en plus des charges verticales.

1.3.2 Planchers

a- Plancher à corps creux

Les planchers sont des surfaces planes qui limitent les étages. Leur rôle principal est :

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

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

b- Dalles pleins en béton armé

Des dalles pleins sont prévues dans les balcons, et dans les palies de repos des escaliers.

1.3.3 Maçonnerie

Dans notre ouvrage, la maçonnerie est constituée de Deux types de murs :

◆ Murs extérieurs

Ils seront réalisés en double cloison composée de deux murs en brique creuse de (10+10) d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur qui assure l'isolation thermique.

◆ Murs intérieurs

Ils seront réalisés en brique creuse d'épaisseur égale à 10cm pour les murs de séparation des pièces et de (10+10) pour les murs de séparation des appartements.

1.3.4 Revêtements

Ils seront réalisés en :

- ◆ mortier de ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs des façades extérieures.
- ◆ enduits de plâtre de 2 cm d'épaisseur pour les murs intérieurs et plafonds.
- ◆ carreaux en Grés-Céram pour les sols.
- ◆ faïence pour les murs des cuisines et les salles d'eau.
- ◆ caillages pour les escaliers et les plancher.

1.3.5 Les escaliers

Le bâtiment est muni d'une seule cage d'escalier, une partie est destinée a assuré l'accès aux différents étages, Tandis que l'autre partie due pour assuré le passage ver le sous sol. Ce sont des escaliers réalisées en béton armé à trois volées coulés sur place .Elles seront constituées de palier de paillasse en béton armé.

1.3.6 Cage d'ascenseur

Le bâtiment comporte d'une seule cage d'ascenseur qui sera réalisé en béton armé coulé sur place.

1.3.7 Système de coffrage

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles pour réduire les opérations manuelles et le temps d'exécution. Quand aux portiques, on opte pour un coffrage classique en bois.

1.3.8 La charpente

Elle composée de pannes, chevrons, liteaux et de tuiles mécaniques à emboitement Dans notre cas, on a deus charpentes à deus versant.

1. 4 Caractéristiques mécaniques de matériaux

Le béton et l'acier utilisés dans la construction du présent ouvrage seront choisis conformément aux règles (BAEL 91) [2] et aux règles parasismiques algériennes (RPA 99) modifié en 2003..... [1]

I.4.1 Le Béton

Le béton est un mélange optimal des agrégats. Il est fabriqué suivant une étude au composition par laboratoire. Il est constitué par le mélange de :

- liant (ciments artificiels) CJ325.....325KG/m
- granulats (sables, gravillons, graviers...)
- l'eau de gâchage.
- Eventuellement des adjuvants (plastifiant, hydrofuge,...)

Il sera dosé à **350Kg/M³** de ciment portland artificiel (CPJ).

Ⓞ Résistance caractéristique à la compression f_{ci}

Un béton est défini par la valeur de sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours, notée f_{c28}. Après plusieurs essais d'écrasement sur des éprouvettes cylindriques de diamètre 16cm et de hauteur de 32 cm on détermine une valeur moyenne de résistance de la manière suivante :

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

La résistance moyenne est :

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

$$S = \sqrt{\frac{(f_{ci} - f_{moy})^2}{n - 1}}$$

L'écart- type

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

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

$$f_{c28} = f_{cmoy} - kS$$

♦ k : coefficient dépendant de l'importance de l'ouvrage, dans notre cas il sera égale à 1,64

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

Notion également que La résistance à la compression varie avec l'âge du béton. Pour $j \leq 28$ jours, elle est déterminée est calculée comme suit: **(BAEL91/A.2.1,11)...**[2]

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{(4.76+0.83 \times j)} \times f_{c28} \xrightarrow{\text{pour}} f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.} \\ f_{cj} = \frac{j}{(1.40+0.95 \times j)} \times f_{c28} \xrightarrow{\text{pour}} f_{c28} > 40 \text{ MPa.} \end{array} \right\} \rightarrow (\text{BAEL91/A.2.1,11}).$$

② Résistance caractéristique à la traction f_{tj}

La résistance caractéristique à la traction, notée f_{tj} , est donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante :

$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \rightarrow (\text{BAEL91/A.2.1,12}).....$ [3]

Dans notre cas : $f_{c28} = 25$ Mpa \longrightarrow $f_{t28} = 2.1$ Mpa.

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60$ MPa.

③ Contraintes limites du béton

Tous les calculs effectués au cours de cette étude sont basés sur la théorie des états limites, un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable d'une des actions appliquées.

a) Contrainte de compression

❖ A l'Etat limite ultime [ELU]

Celle-ci est donnée par la formule ci-dessous (**BAEL91/A4.3, 41**)..... [2]

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} \text{ [MPa]}$$

γ_b : Coefficient de sécurité $\begin{cases} \gamma_b = 1.5 \mapsto \textit{situation courante,} \\ \gamma_b = 1.15 \mapsto \textit{situation accidentelle.} \end{cases}$

θ : Coefficient de durée d'application des l'actions considérées

$\theta=1$: si la durée d'application est >24h,

$\theta=0.9$: si la durée d'application est entre 1h et 24h,

$\theta=0.85$: si la durée d'application est < 1h,

▪ Pour $\gamma_b = 1.5$ et $\theta=1$, on aura $f_{bu} = 14.2$ [MPa]

▪ Pour $\gamma_b = 1.15$ et $\theta=1$, on aura $f_{bu} = 18.48$ [MPa]

❖ Diagramme contraintes déformations du béton a l'ELU

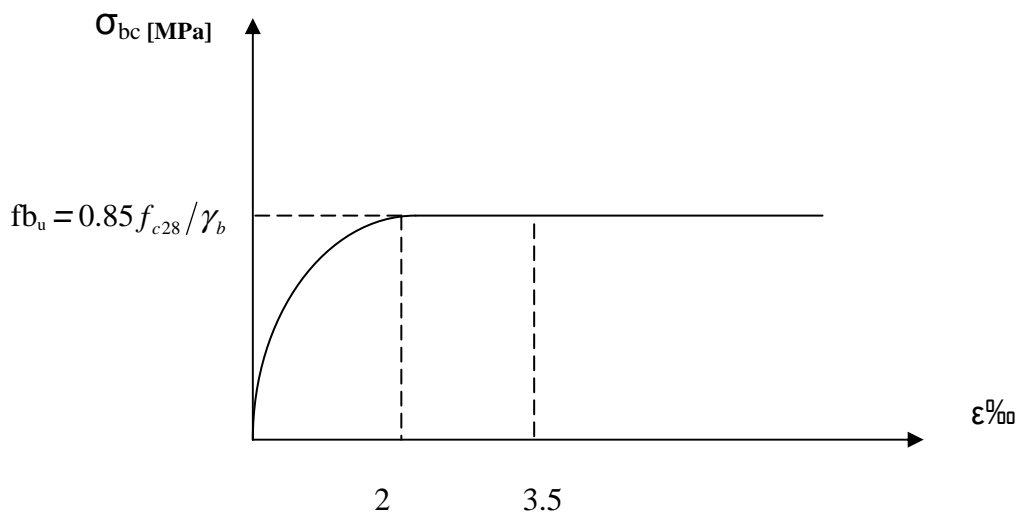


Figure 1.4.1.1 : Diagramme de déformation de béton

❖ **Diagramme contraintes déformations du béton a l'ELS**

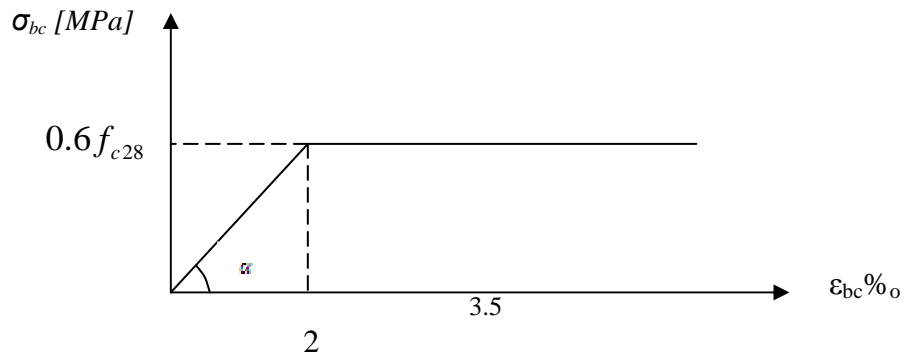


Figure 1.2

ϵ_{bc} : déformation relative de service du béton en compression.

$\text{tg}\alpha = E_b =$ module d'élasticité

❖ **A l'Etat limite de service [ELS] : (BAEL91/A.4.5,2)..... [2]**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} [Mpa]$$

Donc : La contrainte de compression a l'ELS est égale a : $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

b) Contrainte limite de cisaillement [BAEL 91/ A.5.1, 21]..... [2]

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{F. P. N}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{F. P ou F.T.P}$$

④ **Module d'élasticité longitudinal**

Selon la durée d'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

▪ **Module d'élasticité instantané du béton [BAEL/ A2.1, 21][2]**

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

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

Pour $f_{c28}=25$ [MPa] $\longrightarrow E_{i28}=32164.20$ [MPa].

▪ **Module de déformation longitudinale différée du béton [BAEL/ A2.1, 22]..... [2]**

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

Nous prendrons un module égal :

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [MPa]}.$$

Pour $f_{c28}=25$ [MPa] $\longrightarrow E_{v28}=10819$ [MPa].

⑤ **Module d'élasticité transversal : [BAEL91/A.2.1,3]**

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

- ν : Coefficient de poisson $\begin{cases} \nu=0 \longrightarrow A \text{ l' } ELU, \\ \nu=0,2 \longrightarrow A \text{ l' } ELS. \end{cases}$

⑥ **Coefficient de poisson [BAEL/A2.1, 3]..... [2]**

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

- $\nu = 0.2$ à l'état limite de service.
- $\nu = 0$ à l'état limite ultime.

1.4.2 L'acier

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas, ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface (R.L, H.A).

Dans le présent ouvrage, nous aurons à utiliser deux types d'aciers :

Aciers à haute adhérence [**feE400**].....**fe = 400 MPa**,

Treillis soudés [**TL 520**]..... **fe = 520 MPa**.

- **fe** : limite d'élasticité de l'acier.

Remarque :

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

① **Module de déformation longitudinal**

$E_s = 200000 \text{ MPa}$, Sa valeur est constante quelque soit la nuance de l'acier.

② **Contraintes limites**

❖ **A L'état limite ultime (ELU) [BAEL91/A.2.1,3].....[2]**

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

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

Avec

- $\gamma_s=1,15$ situation courante
- $\gamma_s=1,00$ situation accidentelle

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
$f_e = 400 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ Mpa}$
$f_e = 520 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 452 \text{ Mpa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 500 \text{ Mpa}$

❖ **A L'état limite de service (ELS) [BAEL91/A.2.1,3].....[2]**

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

• **Fissuration peu nuisible [BAEL91/A.4.5,32].....[2]**

La fissuration est considérée comme peu nuisible lorsque :

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

▪ **Fissuration préjudiciable [BAEL91/A.4.5,33].....[2]**

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right\}$$

▪ **Fissuration très préjudiciable [BAEL91/A.4.5,34]..... [2]**

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$$

η : Est le coefficient de fissuration: η = 1 pour les RL, η = 1.6 pour les HA (φ ≥ 6 mm)
η = 1.3 Pour les HA (φ < 6 mm).

③ **Diagramme de contrainte déformation de l'acier**

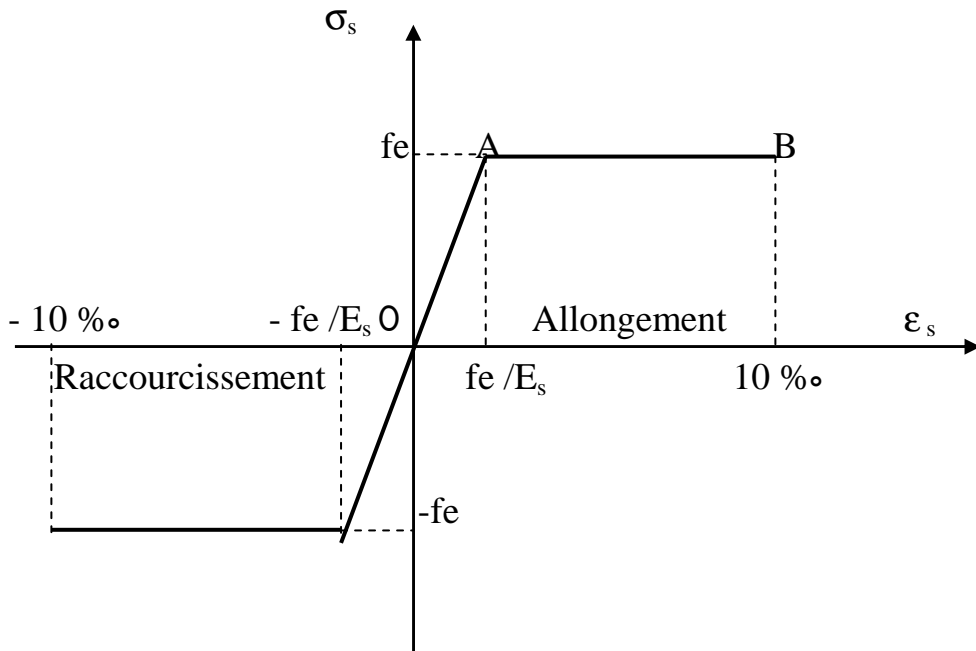


Figure 1.3 : **Diagramme de déformation de l'acier**

④ **Protection d'armatures [BAEL91/A.7.1.]..... [2]**

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

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

2 - Introduction

L'évaluation des différentes sections des éléments de cette structure: poteaux, poutres et voiles, passe impérativement par un pré-dimensionnement.

2.1 Calcul de plancher

Ils sont constitués d'une dalle de compression ferrillée et de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant la petite portée. Afin de limiter la flèche, l'épaisseur minimum des planchers doit satisfaire la condition suivante :

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

Avec :

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

Dans notre cas nous avons

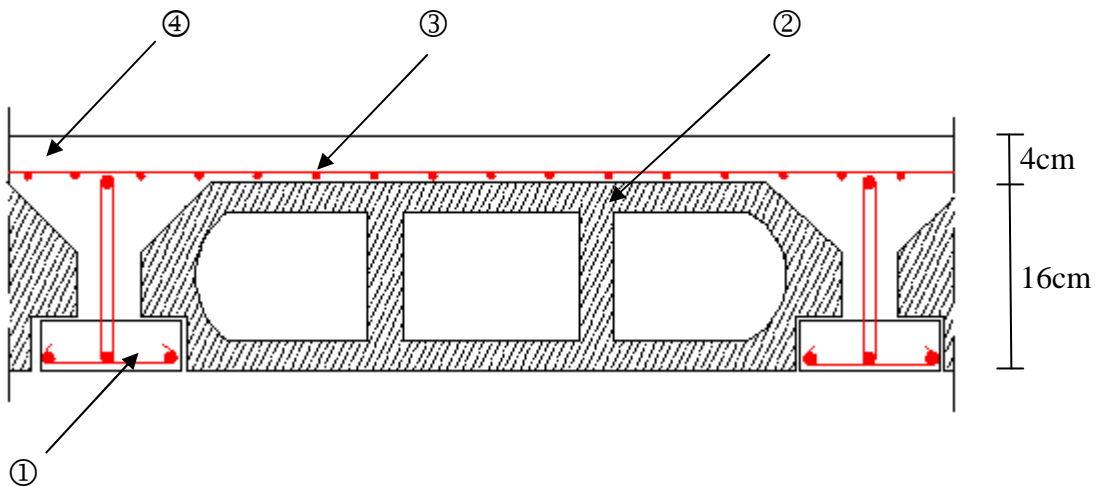
$$L_{max} = 400\text{cm}$$

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5} \Rightarrow h_t \geq \frac{400}{22,5} \geq 17,77 \text{ cm}$$

On opte pour un plancher d'épaisseur : $h_t = \underline{(16 + 4)\text{cm}}$

Épaisseur du corps creux = 16cm

Épaisseur de la dalle de compression = 4cm



- | | |
|-----------------|--------------------------|
| ① - Poutrelle | ③ - Treillis soudé |
| ② - Corps creux | ④ - Dalle de compression |

Figure 2.1 Coupe verticale du plancher

2.2 Les poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé ; qui assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).Elles assurent aussi la fonction de chaînage des éléments.

Les dimensions des poutres sont définies en fonction de leurs portée L, Elles doivent respectées les conditions suivantes :

➤ D’après le RPA 99 (modifier 2003) [1]

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ $0.4h \leq b \leq 0.7h$

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

Coffrage minimum des poutres (RPA 99 Art 7.5.1)..... [2]

$$b \geq 20 \text{ cm} ; h \geq 30 \text{ cm} ; h/b < 4$$

❖ Poutres principales

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

$$L=400-50 =400\text{cm}$$

$$\frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 30\text{cm} \leq h \leq 45\text{cm} ;$$

On opte pour : **h = 40 cm**

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \Rightarrow 16\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm} ;$$

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

Vérification des conditions sur RPA [1]

$$h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{Toutes les conditions sont Vérifiées.}$$

$$h/b = \frac{40}{30} = 1.33 < 4$$

Section adoptée

Poutres principales \Rightarrow **(30x40) cm²**

❖ Poutres secondaires

Elles sont parallèles aux poutrelles, elles assurent le chaînage.

$$L = 430 - 50 = 380 \text{ cm}$$

$$\frac{380}{15} \leq h \leq \frac{380}{10} \Rightarrow 25.33 \text{ cm} \leq h \leq 38 \text{ cm} ;$$

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

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm} ;$$

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

Vérification des conditions sur RPA

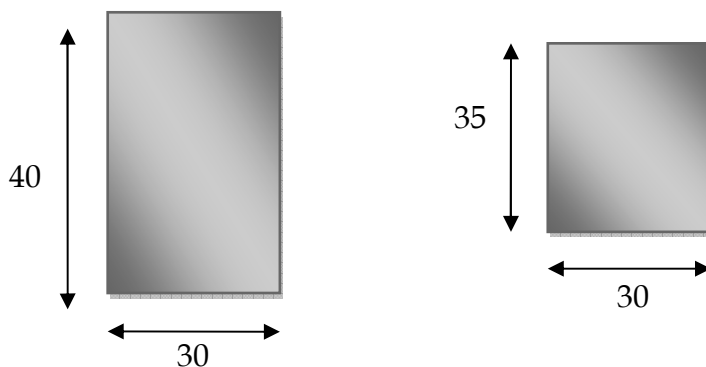
$$h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Toutes les conditions sont Vérifiées.}$$

$$h/b = 1.16 < 4$$

Section adoptée

Poutres secondaires PS \Rightarrow **(30x35) cm²**



2.3 Détermination des charges et surcharges

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs sont donnés par le DTR B.C.2.2... [2]. Donc pour les surcharges d’exploitations.

a) Charges permanentes

Plancher en corps creux de la terrasse (accessible)

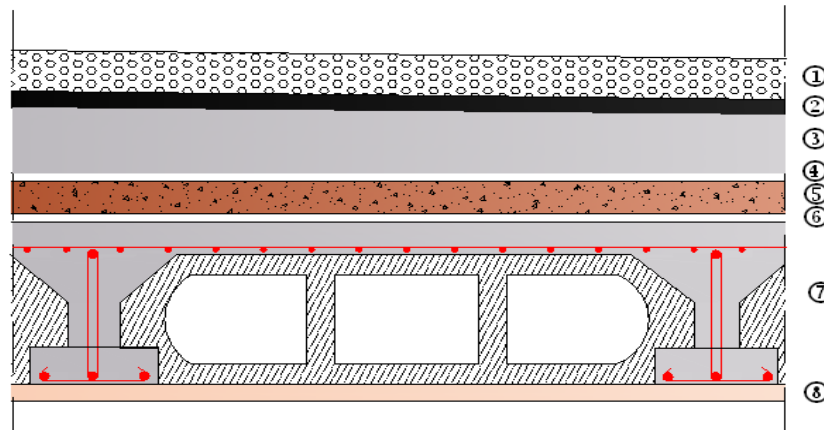


Figure 2.2 Coupe verticale du plancher

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho (KN / m^3)$	$G (KN / m^2)$
①	Couche de gravier roulé (15/25)	5	20	1,00
②	Etanchéité multicouches	2	-	0,12
③	Forme de pente en béton	8	25	2,00
④	Feuille de ployage	-	-	0.01
⑤	Isolation thermique (liège)	4	4	0,16
⑥	Feuille de polyane	-	-	0.01
⑦	Plancher en corps creux	16+4	-	2,85
⑧	Enduit de plâtre	2	1	0,20
$G_{pt1} = 6,35 (KN / m^2)$				

Dalle pleine de balcon

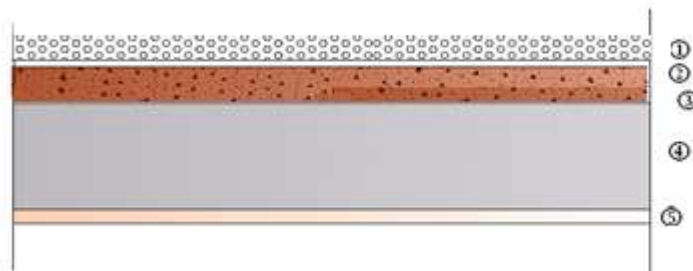


Figure 2.3 **Coupe verticale de la dalle pleine**

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho (KN / m^3)$	$G (KN / m^2)$
①	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
②	Mortier de pose	0,03	20	0,60
③	Couche de sable	0,02	18	0,36
④	Dalle pleine en béton armé	0,15	25	3,75
⑤	Enduit de ciment	0,02	20	0,4
$G_{pt 2} = 5.51 (KN / m^2)$				

Plancher en corps creux étage courant

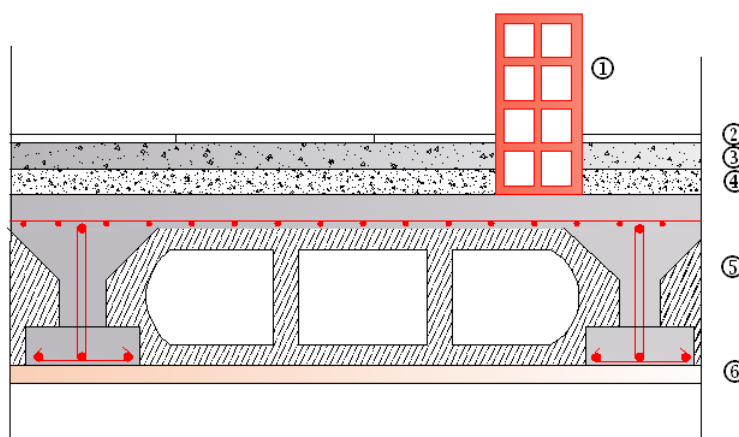


Figure 2.4 **Coupe verticale du plancher étage courant**

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho (KN / m^3)$	$G (KN / m^2)$
①	Cloison en briques creuses 8 trous y compris enduit	10	-	1,00
②	Revêtement carreaux Grés-Cérame	1	20	0,20
③	Mortier de pose	3	22	0,66
④	Couche de sable	3	18	0,54
⑤	Plancher en corps creux	16+4	-	2,85
⑥	Enduit plâtre	2	10	0,20
$G_{pc1} = 5,45 (KN / m^2)$				

Dalle pleine

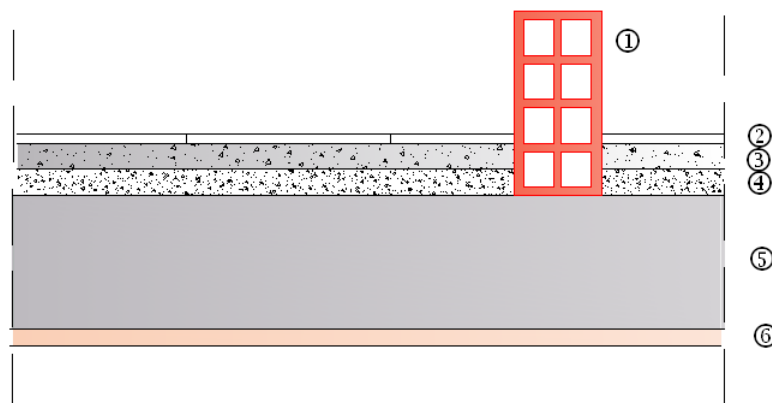


Figure 2.5

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho (KN / m^3)$	$G (KN / m^2)$
①	Cloison en briques creuses 8 trous y compris enduit	10	-	1,00
②	Revêtement carreaux Grés-Cérame	1	20	0,20
③	Mortier de pose	3	22	0,66
④	Couche de sable	3	18	0,54
⑤	Dalle pleine en béton armé	15	25	3,75
⑥	Enduit plâtre	2	10	0,20
$G_{pc2} = 6,35 (KN / m^2)$				

Remarque

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

Mur extérieur

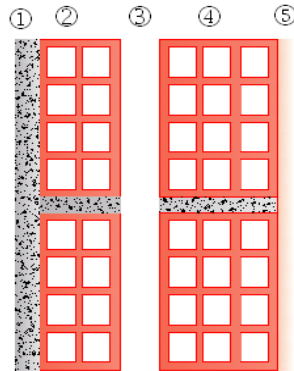


Figure 2.6 : Mur extérieur

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho (KN / m^3)$	$G (KN / m^2)$
①	Enduit au mortier de ciment	3	18	0,54
②	Cloison en briques creuses 8 trous	10	-	0,90
③	Cloison en briques creuses 12 trous	15	-	1,30
④	Lame d'air	5	-	-
⑤	Enduit de plâtre sur la face intérieure	2	10	0,20
$G_{me} = 2.94 (KN / m^2)$				

▪ **Mur intérieur**



Figure 2.7 Mur intérieur

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho (KN / m^3)$	$G (KN / m^2)$
①	Cloison en briques creuses 8 trous	10	-	0,90
②	Enduit de plâtre sur la face intérieure	2x2	10	0,40
$G_{me} = 1.3 (KN / m^2)$				

Remarque

La charge du mur extérieur (G_{me}) est par mètre carré de **surface verticale**.

b) Surcharges d'exploitation

- Plancher sous sol a usage locaux 2.5 Kn/m²
- Plancher RDC a usage locaux..... 2.5 Kn/m²
- Plancher étages courants a usage d'habitation 1.5 Kn/m²
- entre sol à usage bureautique 2.5Kn/m²
- en attique a usage d'habitation..... 1.5 Kn/m²
- Plancher toiture..... 1 Kn/m²
- Escalier 2.5 Kn/m²
- Balcon..... 3.5 Kn/m²

2.4 Les poteaux

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

Nos calculs seront effectués sur le poteau le plus sollicité en compression (**poteau D 3**) pour le RDC et étage courants ; et **poteau D2** pour le sous sol.

$$S_{pot} \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$$

Avec

- S_{pot} : section transversale du poteau.
- N : effort normal de compression a l'ELS à la base du poteau.
- σ_{bc} : contrainte admissible du béton.

2.4.1 Calcul de la charpente

Pour calculer la charge permanente de la charpente, on doit déterminer l'angle d'inclinaison (α),pour pouvoir projeter les poids des éléments inclinés et les additionner avec les éléments horizontaux. Pour désigner ces valeurs, on se réfère au document technique réglementaire (DTR B.C.2.2)...[2] qui nous donne les valeurs suivantes :

- Tuile mécanique et liteau 0.4 Kn/m²
- Chevrons 0.8 Kn/m²
- Pannes..... 0.8Kn/m²
- Murs pignons (cloison)..... 0.9Kn /m²

$$G_{total} = 2.9Kn/m^2$$

- Hauteur de poteau au niveau de la charpente ; versant 1) :1.5m
- La portée AB : 3.5m.

$$\text{Tg}\alpha_1 = \frac{1.5}{3.5} = 0.46.$$

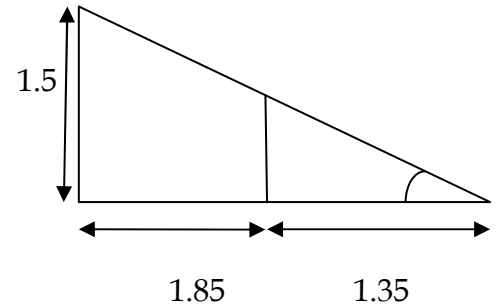
- Donc le versant 1 est incliné d'un angle $\alpha = 25^\circ$

Calcul de la valeur X :

$$X = \frac{3.2}{\cos 25} = 3.53\text{m}$$

$$X = 3.53\text{m}$$

$$S_t = X \times 1.35 = 3.53 \times (1.5 + 1.35) = 10.06\text{m}^2.$$



2.4.2 Calcul de Charges et surcharges revenant au poteau plus sollicité

-Pour les poteaux de sous sol

Dans notre cas le poteau ayant la plus grande portée d'influence est (D2) comme indiqué dans le plans de sous sol.

❖ La surface d'influence

✓ Section nette

$$S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_n = (1.85 \times 1.5) + (1.85 \times 2) + (1.35 \times 1.5) + (1.35 \times 2) = 12.025\text{m}^2.$$

✓ Section brute

$$S_b = 3.5 \times 3.8 = 13.30\text{m}^2.$$

-Pour les poteaux de RDC et étages courants

❖ Surface d'influence :

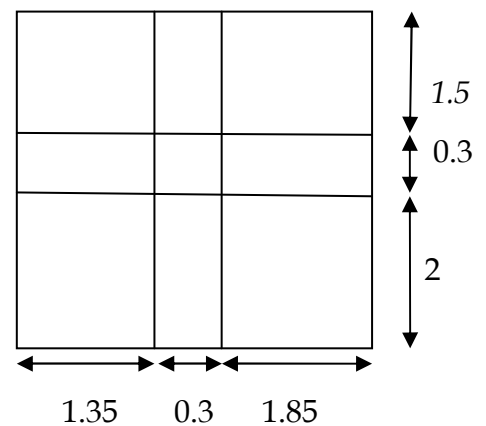
✓ Section nette :

$$S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_n = (1.85 \times 1.5) \times (1.85 \times 2) + (1.35 \times 1.5) \times (1.35 \times 2) = 12.025 \text{ m}^2.$$

✓ Section brute :

$$S_b = 3.5 \times 3.8 = 13.30 \text{ m}^2.$$



2.4.3 Poids propre des éléments

- Calcul de poids propre des poutres

✓ Poutres principales

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

$$G_{PP} = (0.3 \times 0.4) \times (1.35 + 1.85) \times 25 = 9.6 \text{Kn}.$$

✓ Poutres secondaires

$$G_{PS} = (0.3 \times 0.35) \times (1.5 + 2) \times 25 = 9.19 \text{Kn}.$$

$$\text{Le poids total : } G_{\text{tot}} = G_{PP} + G_{PS}$$

$$G_{\text{tot}} = 9.6 + 9.19 = 18.78 \text{Kn}.$$

- Le poids propre des poutres au niveau de la toiture

$$G_{pt} = (x + 1.5) \times 0.3 \times 0.3 \times 25 = 10.8 \text{Kn}.$$

- Le poids propre des poteaux

$$G_{\text{sous sol}} = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times 5.4 = 12.15 \text{Kn}$$

$$G_{\text{RDC}} = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times 4.08 = 9.18 \text{Kn}$$

$$G_{\text{etage courant}} = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times 3.06 = 6.88 \text{Kn}$$

$$G_{\text{entre sol+en attique}} = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times 3.06 = 6.88 \text{Kn}$$

$$G_{\text{pot toitur}} = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times 4.86 = 10.93 \text{Kn}$$

- Calcul de poids propre des plancher

✓ Plancher toiture

$$G_T = G_t \times S_t = 2.9 \times 10.06 = 29.17 \text{Kn}$$

✓ Plancher « terrasse accessible »

$$G_{ter} = 6.35 \times 13.30 = 84.45 \text{Kn}.$$

✓ Plancher d'étage courant

$$G_{PC} = 7.25 \times 13.30 = 96.42 \text{Kn}.$$

✓ Plancher RDC et sous sol

$$G_{R+S} = 7.25 \times 13.30 = 96.42 \text{Kn}.$$

C) Surcharge d'exploitation

RDC : $Q \times S = 2.5 \times 13.30 = 33.25 \text{ Kn}$

Sous sol : $Q \times S = 2.5 \times 13.30 = 33.25 \text{ Kn}$

Etage en attique et entre sol : $Q \times S = 1.5 \times 13.30 = 19.9 \text{ Kn}$

Etages courants : $Q \times S = 1.50 \times 13.30 = 19.9 \text{ Kn}$

Terrasse : $Q_{\text{ter}} \times S = 1.00 \times 13.30 = 13.30 \text{ Kn}$

La toiture : $Q_{\text{toit}} \times S = 1 \times 10.06 = 10.06 \text{ Kn}$

D) La loi de dégression des charges

La loi de dégression des charges est applicable lorsque le nombre d'étages dépasse cinq niveaux (pour $N \geq 5$)

$$\frac{3+n}{2n}$$

Sous toiture..... Q_0 .

Sous l'étage en attique+la terrasse.. $Q_0 + Q_1$.

Niveau 8..... $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$.

Niveau 7..... $Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$.

Niveau 6..... $Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.

Niveau 5..... $Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$.

Niveau 4..... $Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$.

Niveau 3..... $Q_0 + 0.714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$.

Niveau 2..... $Q_0 + 0.69(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$.

Niveau 1..... $Q_0 + 0.67(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$.

❖ Descente de charge

NIV	<u>Charges permanentes [KN]</u>					<u>Surcharges d'exploitation [KN]</u>		<u>Effort normal</u>	<u>Section du poteau [cm²]</u>	
	Planchers	Poutres	Poteaux	G _{totale}	G _{cumulée}	Q _i	Q _{cumulée}	<u>N=G+Q [KN]</u>	Section trouvée	Section adoptée
10	29.17	10.8	10.93	50.9	50.9	10.06	10.06	60.93	40.62	<u>30x35</u>
9	96.42	18.78	6.88	122.08	172.98	13.33	23.39	196.37	130.91	<u>35x45</u>
8	96.42	18.78	6.88	122.08	295.06	19.9	43.29	338.35	225.56	<u>35x45</u>
7	96.42	18.78	6.88	122.08	417.14	19.9	63.19	480.33	320.22	<u>35x45</u>
6	96.42	18.78	6.88	122.08	539.22	19.9	83.08	622.3	414.86	<u>35x45</u>
5	96.42	18.78	6.88	122.08	661.3	19.9	102.17	763.5	509	<u>35x45</u>
4	96.42	18.78	6.88	122.08	783.38	19.9	122.07	905.45	603.63	<u>40x50</u>
3	96.42	18.78	6.88	122.08	905.46	19.9	141.16	1046.62	697.75	<u>40x50</u>
2	96.42	18.78	6.88	122.08	1027.5	19.9	161.06	1188.56	792.37	<u>40x50</u>
1	96.42	18.78	6.88	122.08	1149.6	19.9	180.15	1329.75	886.50	<u>40x50</u>
RDC	96.42	18.78	9.18	124.38	1274	33.25	213.4	1487.4	991.60	<u>45x55</u>
Sous sol	96.42	18.78	12.15	127.35	1401.3	33.25	246.65	1647.95	1098.6	<u>45x55</u>

Remarque

Pour conférer aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner à ceux d'angles et de rives des sections comparables à celles des poteaux centraux (RPA/A.7.4.1).....[2]

❖ Vérification des exigences du RPA (Art 7.4.1)..... [2]

- Min (b₁ , h₁) ≥ 25 cm ①
- Min (b₁, h₁) ≥ h_e/20 ②
- 1/4 < b₁/ h₁ < 4 ③

➤ **Sous sol**

- $\text{Min}(b_1, h_1) = \text{min}(45\text{cm}, 55\text{cm}) = 45\text{ cm} > 25\text{ cm} \dots\dots\dots\checkmark$
- $\text{Min}(b_1, h_1) = 45\text{ cm} > h_e/20 = 500/20 = 25\dots\dots\dots\checkmark$
- $1/4 < b_1/h_1 = 45/55 = 0.81 < 4 \dots\dots\dots\checkmark$

➤ **RDC**

- $\text{Min}(b_1, h_1) = \text{min}(45\text{cm}, 55\text{cm}) = 45\text{ cm} > 25\text{ cm} \dots\dots\dots\checkmark$
- $\text{Min}(b_1, h_1) = 45\text{ cm} > h_e/20 = 368/20 = 18.4\dots\dots\dots\checkmark$
- $1/4 < b_1/h_1 = 45/55 = 0.81 < 4 \dots\dots\dots\checkmark$

➤ **1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème}, 9^{ème}**

- $\text{Min}(b_1, h_1) = \text{min}(35\text{cm}, 35\text{cm}) = 35\text{ cm} > 25\text{ cm} \dots\dots\dots\checkmark$
- $\text{Min}(b_1, h_1) = 35\text{ cm} > h_e/20 = 266/20 = 13.3 \dots\dots\dots\checkmark$
- $b_1/h_1 = 40/50 = 0.8$
- $b_1/h_1 = 35/45 = 0.77$
- $b_1/h_1 = 35/35 = 1$
- $1/4 < 0.77 < 0.88 < 1 < 4 \dots\dots\dots\checkmark$

Conclusion

Le coffrage des poteaux est conforme aux exigences du RPA.

E) Vérification des poteaux au flambement

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

$$\lambda \leq 50$$

Avec

$\lambda = \frac{l_f}{i}$: L’élancement du poteau.

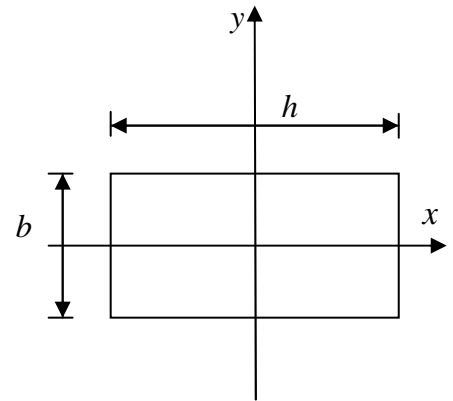
l_f : Longueur de flambement. ($l_f = 0.707 l_0$)

l_0 : Hauteur libre du poteau.

i : Rayon de giration. $i = \sqrt{\frac{I_x}{S_{pot}}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$

I : Moment d’inertie de la section du poteau par rapport à l’axe xx (axe faible)

S_{pot} : Section du poteau.



Elancement de poteau

-Poteaux (35x35) :

$$\lambda = \frac{L_f}{i_{min}} \quad \text{tel que : } i_{min} = \sqrt{\frac{I_{min}}{S}}$$

I_{min} : Est minimum dans le sens (xx)

$$I_{min} = \frac{b \times a^3}{12} = \frac{35 \times 35^3}{12} = 125052.08 \text{ cm}^4.$$

$$i_{min} = \sqrt{\frac{125052.08}{35 \times 35}} = 10.10 \text{ cm.}$$

$$L_0 = h_e - h_{poutr} = 306 - 40 = 266 \text{ cm.}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{min}} = \frac{0.7 \times L_0}{i_{min}} = \frac{0.7 \times 266}{10.10} = 18.43.$$

-Poteaux S.Sol (45x55) : $L_0 = 5.00 \text{ m} \longrightarrow \lambda = 26.88 \leq 50 \dots \dots$ Condition vérifier.

Conclusion

Puisque toutes les conditions sont vérifiées, les démentions adoptées pour les poteaux sont convenables.

2.3 Les voile

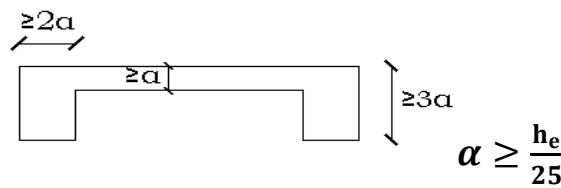
Ce sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, Ils sont destinés d'une part à assuré la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales, et d'autre part de reprendre les charges verticales.

Le pré dimensionnement se fera conformément à l'Article 7.7.1./RPA99 ver 2003

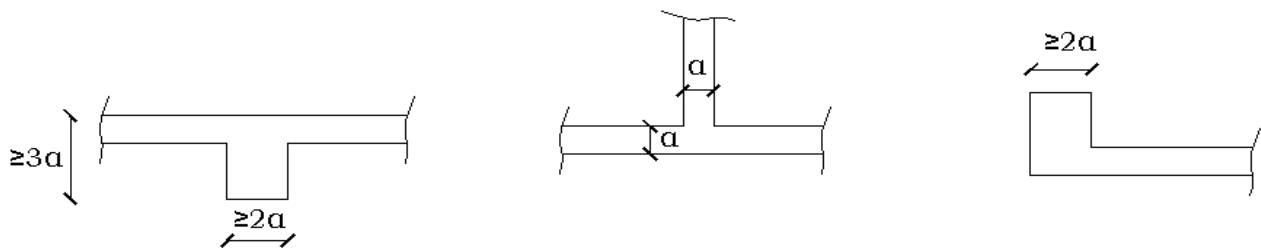
Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition $l \geq 4\alpha$.

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

1ér cas

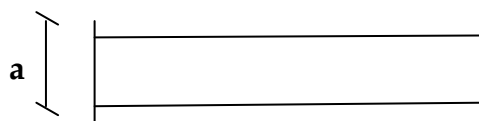


2éme cas



$$\alpha \geq \frac{h_e}{22}$$

3éme cas



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

Les différents types de voiles.

Avec : $h_e = h - e_{dalle}$.

h : Hauteur d'étage.

e_{dalle} : Epaisseur de la dalle.

a) Sous-sol

$$h_e = 5.4 - 0.2 = 5.2m.$$

$$a \geq \frac{520}{20} = 26cm.$$

$$a \geq \frac{520}{22} = 23.63cm.$$

$$a \geq \frac{520}{25} = 20.08cm.$$

b) RDC

$$h_e = 4.08 - 0.20 = 3.88m.$$

$$a \geq \frac{388}{20} = 19.4cm.$$

$$a \geq \frac{388}{22} = 17.64cm.$$

$$a \geq \frac{388}{25} = 15.52cm.$$

c) Etages courant

$$h_e = 3.06 - 0.2 = 2.86m.$$

$$a \geq \frac{286}{20} = 14.3cm.$$

$$a \geq \frac{286}{22} = 13cm.$$

$$a \geq \frac{286}{25} = 11.44cm.$$

La majorité des voiles dans notre ouvrage sont linéaire, donc on choisira :

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \max(14.30; 19.4; 26). \text{ On prend: } a = 25cm.$$

Pour qu'un voile puisse assurer un contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur : $L_{\min} \geq 4a = 4 \times 25 = 100 \text{ cm.}$

3.1 Calcul de l'acrotère

3.1.1 Introduction

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

La console est soumise à un effort G du a son poids propre, et a un effort latéral Q du a la main courante engendrant un moment de renversement M dans la section d'encastrement. (Section dangereuse).

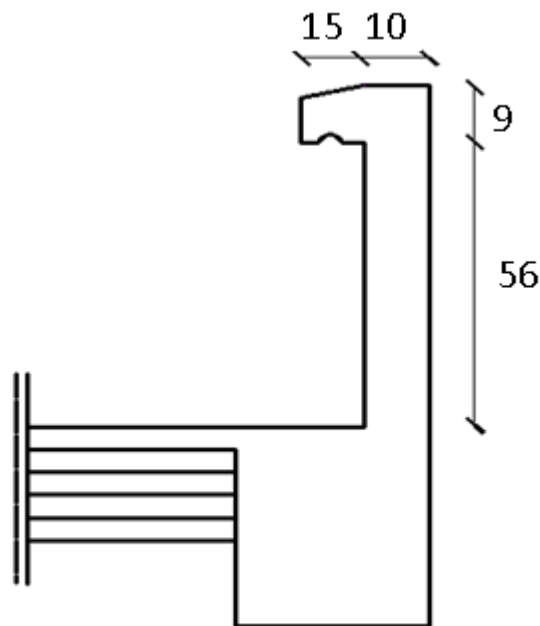


Figure 3.1.1 : Coupe transversal de l'acrotère

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

3.1.2 Détermination des sollicitations

- poids propre de l'acrotère : $G = 1.906 \text{ KN/ml}$.
- Surcharge d'exploitation : $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$.
- Effort normal du au poids propre G : $N = G \times 1 = 1.906 \text{ KN}$.
- Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1.00 \text{ KN}$.
- Moment fléchissant max du a la surcharge Q :
 $M = Q \times H \times 1 = 0.65 \text{ KNm}$.

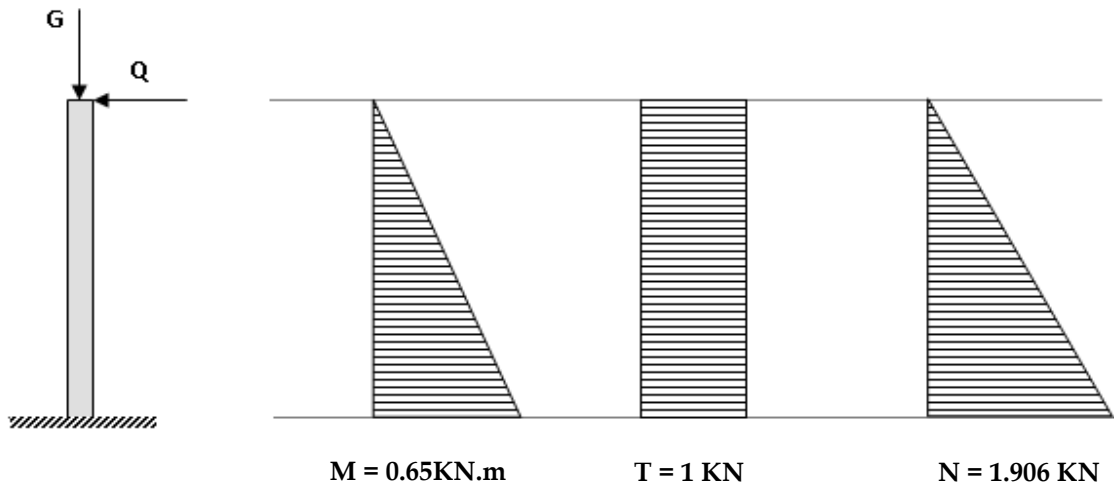


Figure 3.1.2 - Diagramme des efforts internes (M, N, T)

3.1.3 Combinaisons de charges

a- Etat limite ultime

La combinaison de charge à considérer est : $1.35G + 1.5Q$

- **Effort normal de compression**

$$N_u = 1,35N = 1,35 \times 1.906 = 2,57 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant**

$$T_u = 1,5T = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

- **Moment fléchissant**

$$M_u = 1,5M = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN.m}$$

b- Etat limite de service

La combinaison de charge à considérer est : $G + Q$

- **Effort normal de compression**

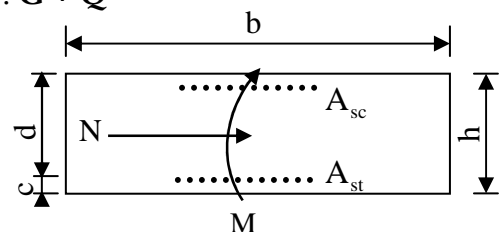
$$N_s = N = 1.906 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant :**

$$T_s = T = 1 \text{ KN}$$

- **Moment fléchissant :**

$$M_s = M = 0,65 \text{ KN.m}$$



3.1.4 Ferraillage de l'acrotère

a- Etat limite ultime :

➤ Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,975}{2,57} \approx 0,38m \geq \left(\frac{h}{2} - c' \right) = \left(\frac{0,10}{2} - 0,02 \right) = 0,03m$$

Le centre de pression se trouve en dehors de zone délimitée par les armatures, nous avons donc une **section partiellement comprimée**.

Le calcul des armatures se fera en deux étapes.

▪ Armatures fictive

$$M_f = N_u \times \left(e_u + \frac{h}{2} - c \right) = 2,57 \times (0,38 + 0,05 - 0,02) = 1,054 \text{KN.m}$$

$$M_f = f_{bu} \cdot b \cdot d^2 \cdot \mu_f \Rightarrow \mu_f = \frac{M_f}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1,054 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times (8)^2} = 0,012 (\mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A})$$

$$\Rightarrow A_{stf} = \frac{M_f}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta_f} = \frac{1,054 \times 10^3}{348 \times 8 \times 0,994} \approx 0,38 \text{cm}^2$$

▪ Armature réelle

$$A_{str} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,38 - \frac{2,57 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,31 \text{cm}^2$$

3.1.5 Vérifications

3.1.5.1 Condition de non fragilité

$$A_{str} \geq A_{min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_c} \cdot \left[\frac{e_u - 0,455 \cdot (d)}{e_u - 0,185 \cdot (d)} \right] \cdot b \cdot d$$

$$A_{min} \geq 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times \left[\frac{38 - 0,455 \times (8)}{38 - 0,185 \times (8)} \right] \times 100 \times 8 = 0,91 \text{cm}^2$$

$A_s \leq A_{min}$ **Condition non vérifiée**.

Le ferraillage se fera avec la section minimale.

Soit : $A_s = 5 \text{ HA8} = 2,51 \text{cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 20 \text{cm}$.

❖ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.51}{4} = 0,62\text{cm}^2$$

Soit : $A_r = 4 \text{ HA8} = 2.01\text{cm}^2/\text{ml}$ Avec un espacement de $S_t = 25\text{cm}$.

3.1.5.2 Contrainte tangentielle : (Art.A.5.2,2/ BAEL91)..... [2]

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

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

$\tau_u = 0,0187\text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 1.16\text{Mpa}$ Condition vérifiée.

Aucune armature d'effort tranchant n'est à prévoir.

3.1.5.3 Vérification de l'adhérence dans les barres : (Art.A.6.1,3/ BAEL91)...[2]

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \sum U_i} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Aciers haute adhérence $\Rightarrow \Psi_s = 1.5 \Rightarrow \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 \Rightarrow \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$.
 $\sum U_i$: somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = 5 \times \pi \times \varphi = 5 \times 3.14 \times 0.8 \Rightarrow \sum U_i = 12.56 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 12.56 \times 10} \rightarrow \tau_{se} = 0.165 \text{ MPa.}$$

$\tau_{se} = 0.165 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

3.1.5.4 Ancrage des barres : (Art A.6.1, 22/ BAEL91).....[2]

$$l_s = \frac{\varphi \times f_c}{4\tau_{su}} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 3.15} \rightarrow l_s = 25.39 \text{ cm.}$$

On adoptera $l_s = 30\text{cm}$.

3.1.5.5 Vérification à l'ELS

L'acrotère est exposé aux intempéries, nous considérerons la fissuration comme étant **préjudiciable**.

- **Effort normal de compression**

$$N_s = N = 1.906 \text{KN}$$

- **Effort tranchant**

$$T_s = T = 1 \text{KN}$$

- **Moment fléchissant**

$$M_s = M = 0,65 \text{KN.m}$$

Les aciers sont en FeE400 et de diamètre 8mm $\Rightarrow \eta = 1.6$

- ❖ **Vérification des contraintes dans l'acier : [BAEL91/A.4.5,33].....[2]**

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; \max \left\{ 0,5f_e, 110 \sqrt{nf_{c28}} \right\} \right\} = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{Mpa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 x d x A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 x A_s}{b x d} = \frac{100 x 2,51}{100 x 8} = 0,314$$

$$\rho_1 = 0,314 \rightarrow \beta_1 = 0,912 \rightarrow \kappa_1 = 41,82$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,65 x 10^3}{0,912 x 8 x 2,51} = 35,50 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 35,50 \text{Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- ❖ **Vérification des contraintes de compression dans le béton : [BAEL91/A.4.5,2][2]**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{\kappa_1} x \sigma_{st} = \frac{1}{41,82} x 35,50 = 0,849 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,849 \text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Calcul de l'excentricité**

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,65}{1,906} \approx 0,34 \text{m} \geq \left(\frac{h}{2} - c' \right) = \left(\frac{0,10}{2} - 0,02 \right) = 0,03 \text{m}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de zone délimitée par les armatures, nous avons donc une **section partiellement comprimée**.

Le calcul des armatures se fera en deux étapes.

• **Armatures fictive :**

$$M_f = N_s \times \left(e_s + \frac{h}{2} - c \right) = 1,906 \times (0,34 + 0,05 - 0,02) = 0,705 \text{ KN.m}$$

$$M_f = f_{bu} \cdot b \cdot d^2 \cdot \mu_f \Rightarrow \mu_f = \frac{M_f}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{0,705 \times 10^3}{201,63 \times 100 \times (8)^2} = 0,0005 \quad (\mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A})$$

A partir des abaques, on lit les valeurs correspondantes :

$$\mu = 0,0005 \rightarrow \beta_1 = 0,921 \rightarrow \kappa_1 = 113,2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{\kappa_1} = \frac{201,63}{113,2} \approx 1,78 \text{ Mpa} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow A_{stf} = \frac{M_f}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta_f} = \frac{0,705 \times 10^3}{201,63 \times 8 \times 0,921} \approx 0,47 \text{ cm}^2$$

• **Armatures réelle :**

$$A_{str} = A_{stf} - \frac{N_s}{\sigma_{st}} = 0,47 - \frac{0,705}{201,63 \cdot 10^{-2}} = 0,35 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 5 \text{ HA8} = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.
 $A_r = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

3.1.5.6 Vérification au séisme : [RPA 99/Art.6.2.3].....[2]

Cette vérification concerne les éléments non structuraux.

L'acrotère est calculé sous l'action horizontale ; suivant la formule :

$$F_P = 4 \times A \times C_P \times W_P$$

Avec :

○ A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas $A = 0.15$ (Zone IIa et groupe d'usage 2).

○ CP : facteur de force horizontale (variant entre 0.3 et 0.8).

L'acrotère est un élément en console $\Rightarrow C_p = 0.8$

○ Wp : poids de l'élément considéré ($W_P = 1.906 \text{ KN/ml}$)

$$F_P = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.906 = 0.91 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

$F_p < Q = 1 \text{ KN/ml}$ **Condition vérifiée.**

❖ Conclusion

L'acrotère sera ferrailé comme suit :

Armatures principales : **5 HA8/ml** , avec **e= 20cm**.

Armatures de répartition : **4 HA8/ml** , avec **e= 25cm**.

3.2 Calcul des escaliers

3.2.1 Introduction

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

3.2.2 Terminologie et Définitions

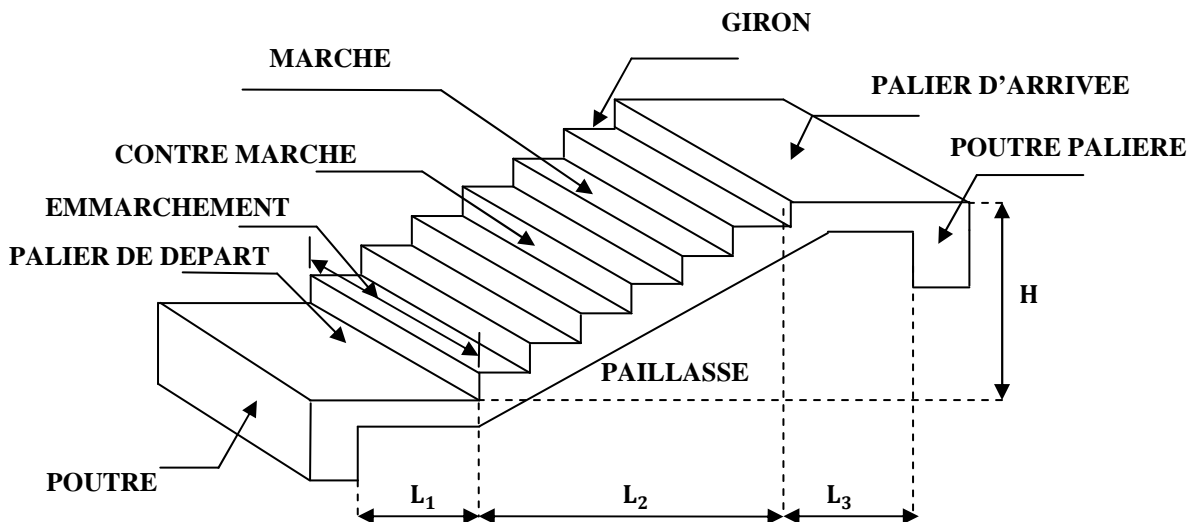


Figure 3.2.1 : schéma des escaliers droits

- g : giron (largeur des marches)
 - h : Hauteur des marches
 - E : Emmarchement
 - H : hauteur de la volée
 - e_p : épaisseur de la paillasse et du palier
 - L_1 : longueur du palier de départ
 - L_2 : longueur projeté de la volée.
 - L_3 : longueur du palier d'arrivée.
- L'escalier de notre immeuble est conçu en béton armé coulé sur place, ils sont constitués de trois volées et deux paliers intermédiaires. Nous calculerons l'escalier à trois volées et nous adopterons le même ferrailage pour les escaliers à deux volées.

3.2.3 Type 1 : Escalier à trois volées

➤ Dimensionnement

Le dimensionnement des marches et des contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de BLONDEL

Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser cette condition.

$$g+2h = 64\text{cm}.....\textcircled{1}$$

✓ Calcul du nombre de contre marches et de marches

Avec

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

$$14\text{cm} \leq h \leq 18 \Rightarrow \text{On prend } h = 17\text{cm}$$

- Le nombre de contre marches n

$$n = \frac{H}{h} = \frac{102}{17} = 6 \Rightarrow n-1 = 6-1 = 5$$

- Le giron g

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{135}{5} = 27\text{cm}$$

• Vérification de la loi de BLANDEL

Il faut vérifier que :

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

$$27 + 2 \cdot (17) = 61\text{cm} \text{ La condition est vérifiée}$$

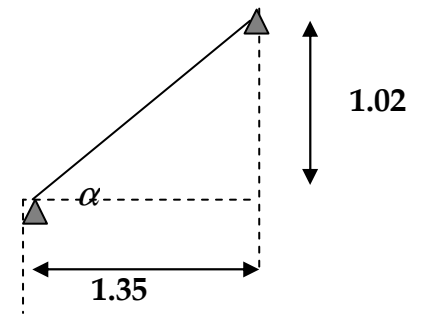


Figure 3.2.2

Alors

$$h = 17\text{cm}$$

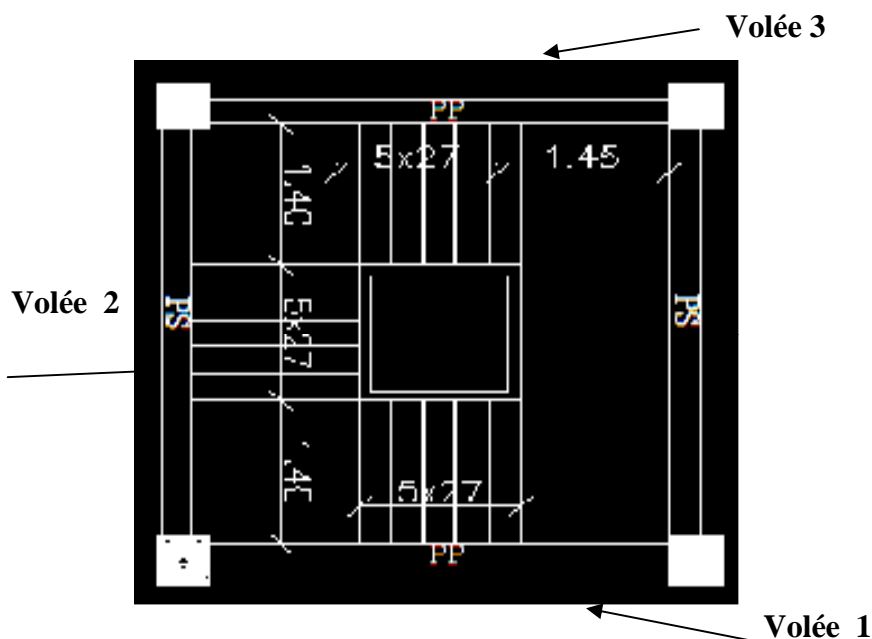
$$g = 27\text{cm}$$

La condition est vérifiée en optant pour une hauteur des marches $h=17\text{cm}$ et un giron $g= 27 \text{ cm}$.

Les 18 marches seront réparties de la manière suivante :

- **Volée 1 et 3 :** $n= 6$ contre marches ; Donc $m=n-1 = 5$ marches.
- **Volée 2 :** $n= 6$ contre marches ; Donc $m=n-1 = 5$ marches.

Nous allons étudier deux paillasse comme représenté dans les schémas suivants



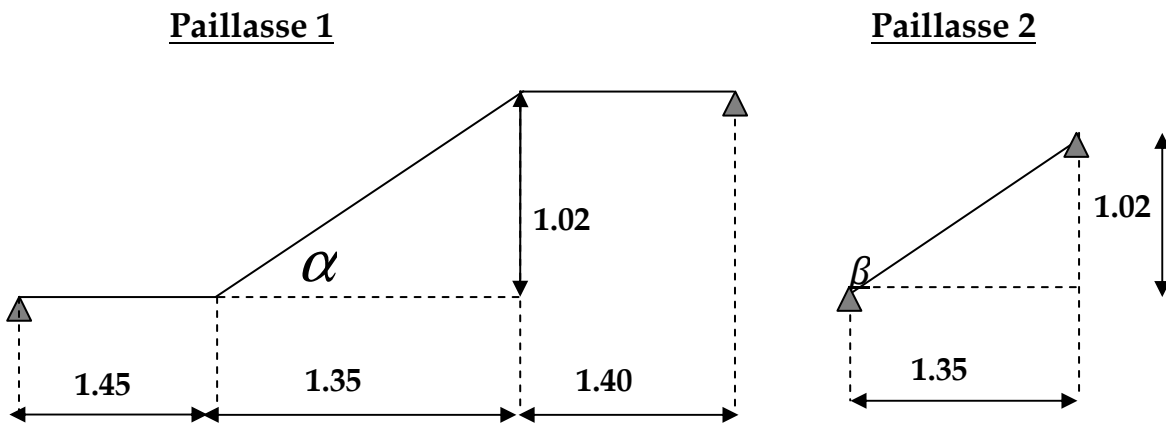


Figure 3.2.3 : coupe transversale sur les escaliers

✓ Détermination de l'épaisseur de la paillasse

Prenant compte des recommandations du BAEL91..... [2]
la paillasse prendra une épaisseur comprise dans l'intervalle suivant :

$$L / 30 \leq e_p \leq L / 20$$

Avec

L : longueur totale entre nus d'appuis.

$$L = L_1 + \frac{L_2}{\cos \alpha} + L_3$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{27} = 0,63 \Rightarrow \alpha = 31,21^\circ$$

Donc

$$L = 1,45 + \frac{1,35}{\cos 31,21} + 1,40 = 4,42 \text{ m.}$$

$$442 / 30 \leq e_p \leq 442 / 20 \rightarrow 14,5 \leq e_p \leq 22,1$$

L₁: La longueur de palier de départ

L₂: La longueur de la paillasse projetée

L₃: La longueur de palier d'arrivé

▪ Conclusion

On opte pour une paillasse d'épaisseur **e_p=17cm.**

Remarque

Etant donné que, on a les même distances et le même nombre de marches pour les trois volée on calcul une seul fois la paillasse et on adopte le même ferrailage.

3.2.3 Détermination des Charges et surcharges

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

A) La volée

- Poids des marches ($\rho = 25\text{KN/m}^3$)..... $25 \times 1 \times 0,17 / 2 = 2.125 \text{ KN / m}$.
 - Poids de la paillasse ($\rho = 25\text{KN/m}^3$)..... $\frac{1}{\cos 31.21} \times 0.17 \times 25 = 4.97$
KN/m.
 - Lit de sable ($\rho = 18\text{KN/m}^3$; $e=0,02$)..... $18 \times 1 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/m}$
 - Mortier de pose ($\rho = 22\text{KN/m}^3$; $e=0,02$) $22 \times 1 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}$
 - Carreaux Grés Cerami (1cm; $\rho = 20\text{KN/m}^3$) $20 \times 0,01 = 0,20 \text{ KN/m}$
 - Poids du garde corps..... = 0,20 KN/m
 - Enduit de plâtre (2cm; $\rho = 10\text{KN/m}^3$) $10 \times 0,02 = 0,20\text{KN/m}$
- G=8,49KN/m**

B) Le palier

- Poids propre du palier..... $0,17 \times 1 \times 25 = 4,25 \text{ KN/m}$
 - Poids total du revêtement..... $0.36+0.44+0.2+0.2=1.2 \text{ KN/m}$
- G=5,45 KN/m**

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

3.2.4 Calcul des efforts internes

A) Combinaison de charges à l'ELU

- **Volée** : $q_u^v = 1.35 \times 8,49 + 1.5 \times 2.5 = \underline{15,21\text{KN/m}}$.
- **Palier** : $q_u^p = 1.35 \times 5,45 + 1.5 \times 2.5 = \underline{11,11 \text{ KN/m}}$.

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

B) Etude des paillasses

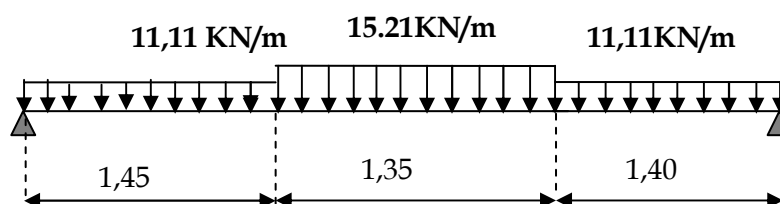


Figure 3.2.4 : Diagramme de chargement de la paillasse

B-1) Calcul des réactions d'appuis

$$R_A + R_B = 52,24 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow \frac{11,11 \times 1,45^2}{2} + 15,21 \times 1,35 \times 0,67 + 11,11 \times 1,40 \times 3,5 = 4,2 R_B$$

Donc: $R_A = 27.61 \text{ KN}$

$$R_B = 24.63 \text{ KN.}$$

B-2) Calcul des efforts internes

▪ **1^{er} tronçon :** $0 \leq x \leq 1,45\text{m}$

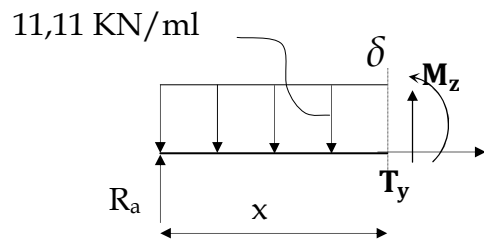
$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -5.55x^2 + 27.61x$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=1,45 \rightarrow M_z = 6.55 \text{ KN.m}$

$$T_y = -\frac{d(M_z)}{dx} = 11.11x - 27.61$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = -27.61 \text{ KN.}$
- Pour $x=1,45 \rightarrow T_y = -24.83 \text{ KN}$



▪ **2^{eme} tronçon** $0 \leq x \leq 1,35\text{m}$

$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -7.68x^2 + 24.84x + 6.55$$

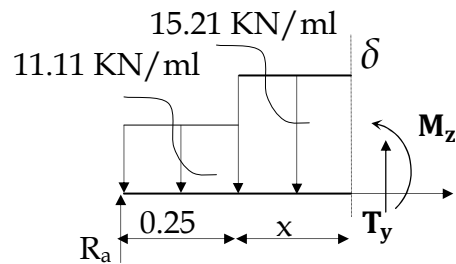
- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 6.55 \text{ KN.m}$
- Pour $x=2.10 \rightarrow M_z = 24.84 \text{ KN.m}$

$$T_y = -\frac{d(M_z)}{dx} = 15.21x - 24.84$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = -24.84 \text{ KN}$
- Pour $x=1,35 \rightarrow T_y = 7.40 \text{ KN}$

$$M_z \text{ Atteint la valeur max à } x = \frac{24.84}{15.21} = 1.62$$

En injectant $x=1.62$ dans M_z , on obtient $M_z^{\text{max}} = 26.64 \text{ KN.m}$



▪ **3^{eme} tronçon :** $0 \leq x \leq 1,45\text{m}$

$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -5.55x^2 + 24.63x$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=1.45 \rightarrow M_z = 24.84 \text{ KN.m}$

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -11.1x + 24.63$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 24.63 \text{ KN}$
- Pour $x=1.45 \rightarrow T_y = 7.42 \text{ KN}$

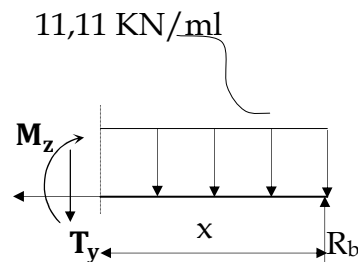


Figure 3.2.5: Les diagrammes des efforts internes

▪ **Remarque :**

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{\max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

- **Aux appuis :**

$$M_{a1} = -0,3. M_z^{\max} = -0,3 \times 26.64 = -8,00 \text{Kn.m}$$

- **En travée :**

$$M_{t1} = 0,85. M_z^{\max} = 0,85 \times 26.64 = 22.64 \text{ Kn.m}$$

B-3) Diagramme des Efforts internes sur les paillasses

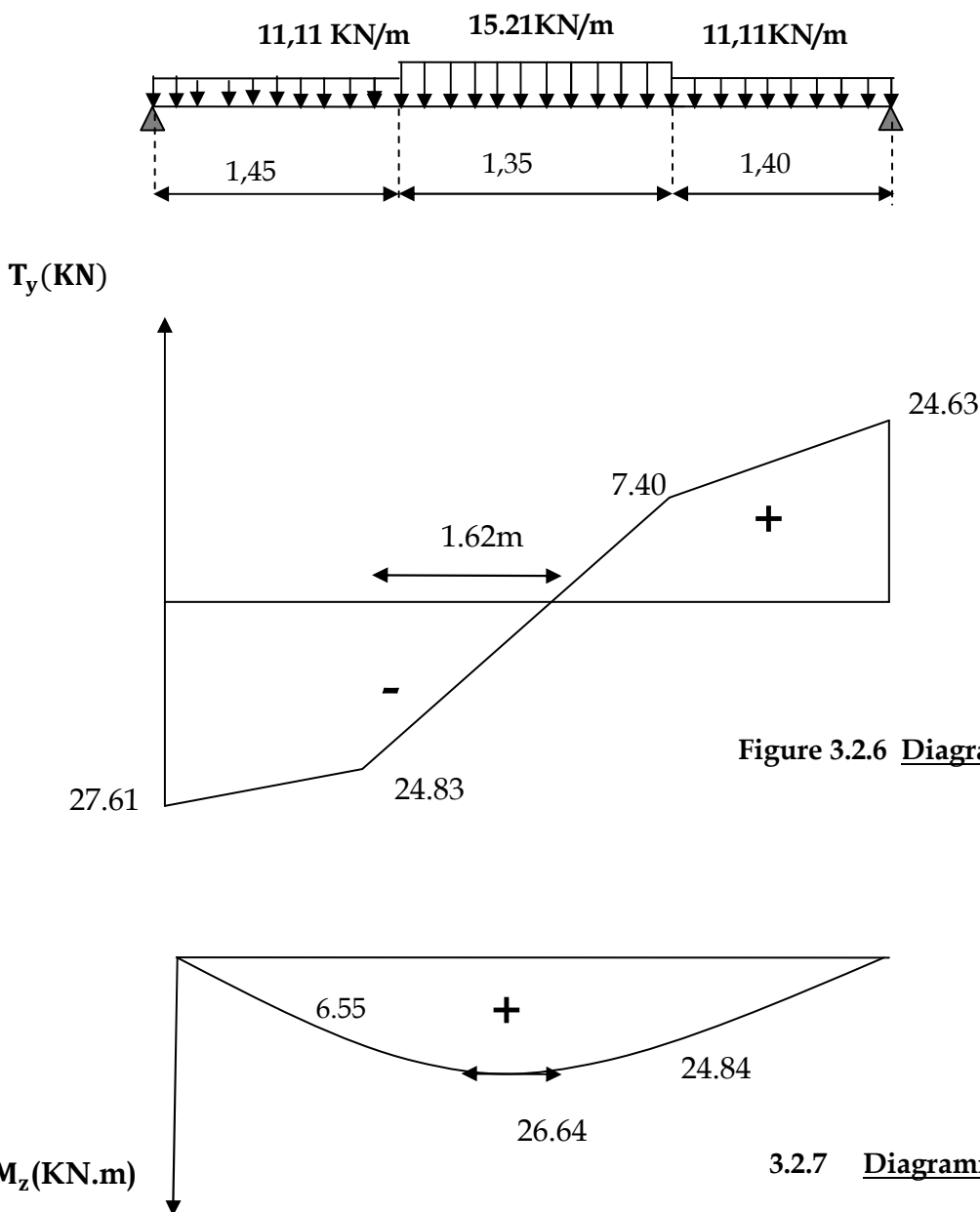
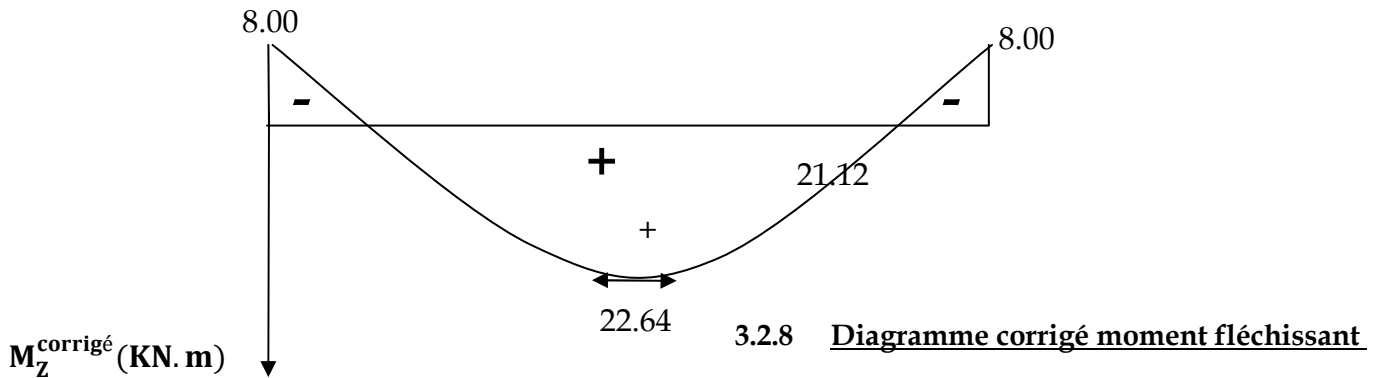


Figure 3.2.6 Diagramme efforts tranchants

3.2.7 Diagramme Moment fléchissant



3.2.5 Ferrailage des paillasses

Le calcul se fera à en flexion simple pour une bande de largeur ($b=1m$) et d'épaisseur ($e_p=17cm$).

1- Armatures longitudinales :

$$\mu_u = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{22,64 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times (150)^2} = 0,07 \leq \mu_u = 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_u = 0,07 \Rightarrow \beta = 0,964$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{22,64 \times 10^6}{348 \times 150 \times 0,964} = 4,50 \text{ cm}^2$$

On opte pour **6T12=6.78 cm²/ml ; Soit 1T12 tous les 15cm.**

2- Armatures de répartition

$$A_{sr} \geq \frac{A_{st_{1\text{et}3}}}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,70 \text{ cm}^2$$

On opte pour **6T10=4.71 cm²/ml Soit 1T10 tous les 15cm.**

3.2.6 Vérification a l'ELU

A) Espacement des armatures :

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

Armatures principales —→ $S_t < \min \{3h ; 33cm\}$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \checkmark$$

Armatures de répartition —→ $S_t < \min \{4h ; 45cm\}$

$$St=25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots\checkmark$$

B) Condition de non fragilité : (Art A.4.2/BAEL91)..... [2]

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 15 \times 2.1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2$$

- **Paillasse1 et 3:** $A_{\text{ad}} = 6T12 = 6.78 \text{ cm}^2 > 1.81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\checkmark$

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

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

- **Calcul de $\bar{\tau}_u$:**

Pour les fissurations non préjudiciables : $\bar{\tau}_u = \underline{\underline{3.33 \text{ Mpa.}}}$

- **Calcul de τ_u^{max} :**

$$V_{\text{max}} = 27.61 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{27.61 \times 10^3}{1000 \times 150} \quad ; \text{ Donc : } \tau_u = \underline{\underline{0.184 \text{ Mpa.}}}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires✓

D) Entraînement des barres : (Art.A.6.1, 3/ BAEL91).....[2]

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

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

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

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

$$\bar{\tau}_{se} = \underline{\underline{3.15 \text{ Mpa.}}}$$

Calcul de τ_{se} :

✓ **Paillasse**

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = 3.14 \times 6 \times 12 = 226.08 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{27.61 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 226.08} \quad \text{Donc : } \tau_{se} = \underline{\underline{0.91 \text{ Mpa.}}}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \quad \dots\dots\dots \text{ Pas de risque d'entraînement des barres } \checkmark$$

E) Longueur du scellement droit : (Art A.6.1, 22 / BAEL91)..... [2]

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

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

Calcul de τ_{su}

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

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42.33 \text{ cm} \quad ; \text{ On prend } L_s = \underline{\underline{45 \text{ cm.}}}$$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4.L_s$ pour les aciers H.

Donc : $L_c = 18 \text{ cm}$

F) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1, 313 /BAEL91)..... [2]

On doit vérifier :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9.d} = \frac{2 \times 27.61 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 150} = \underline{\underline{0.41 \text{ Mpa.}}}$$

$$\frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1.5} = \underline{\underline{13.33 \text{ Mpa.}}}$$

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

G) Influence effort tranchant sur armatures :(Art 5.1.1, 312 / BAEL91) [2]

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

❖ **Paillasse**

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\text{max}}}{f_{su}} = \frac{27,61.10^3}{348.100} = 0,80\text{cm}^2; A_{st \text{ adopté}} = 6.78 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \longrightarrow$ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes \checkmark

3.2.6 Vérification à l'ELS

A) Combinaison de charges à l'ELS

Volée : $q_u^v = 8.49 + 2.5 = 11,00 \text{ KN/m.}$

Palier : $q_u^p = 5.45 + 2.5 = 7.95 \text{ KN/m.}$

B) Diagramme des Efforts internes des paillasse

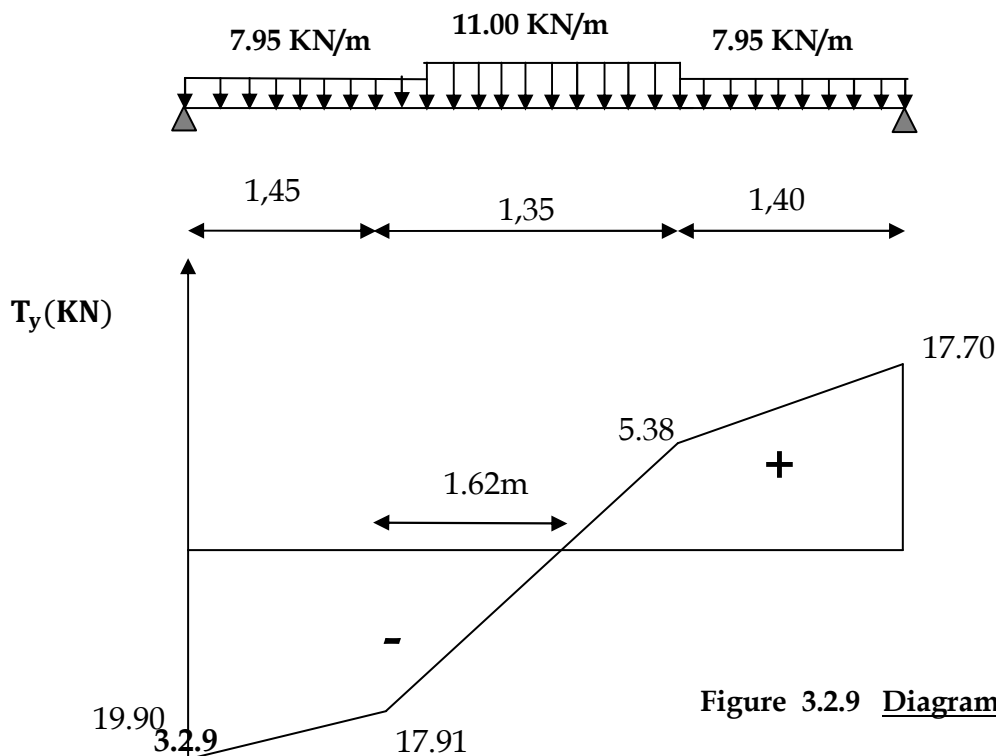
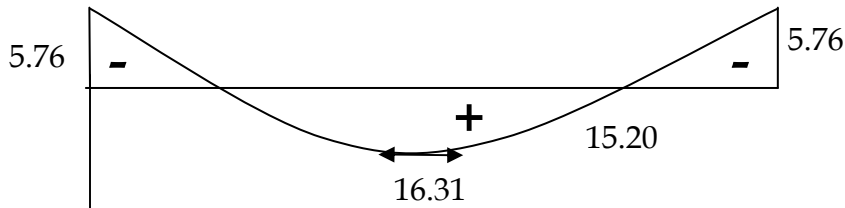


Figure 3.2.9 Diagramme efforts tranchants

M_z (KN.m)

Figure 3.2.10 Diagramme Moment fléchissant



$M_z^{corrigé}$ (KN. m)

Figure3.2.11 Diagramme corrigé moment fléchissant

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

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

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

✓ Paillasse

• Contrainte dans l'acier

On doit donc s'assurer que :

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

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{6.78}{100 \times 15} \times 100 = 0.452$$

$$\rho_1 = 0.452 \Rightarrow k_1 = 34.02 \text{ et } \beta_1 = 0.898$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{16.31 \times 10^6}{0.898 \times 150 \times 678} ; \text{Donc : } \sigma_{st} = \underline{\underline{178.59 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_s = 178.59 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \dots\dots\dots \checkmark$$

• Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que :

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

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{178.59}{34.02} \text{ Donc } \sigma_{bc} = \underline{\underline{5.25 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_{bc} = 5.25 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \checkmark$$

A) Etat limite de déformation (Art B.6.8, 424/BAEL 91)..... [2]

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

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

- $\frac{h}{L} = \frac{17}{420} = 0.041.$
- $\frac{1}{16} = 0.0625.$

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

✓ **Paillasse 1**

On doit vérifier que :

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

La flèche admissible est : $\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4200}{500} = 8,4 \text{ mm}$

Avec

\bar{f} : La flèche admissible.

E : Module de déformation différé = 10819Mpa (voir chapitre1)

M_t : Moment fléchissant max à l'ELS

I_f : Inertie fictive pour les charges de longue durée ; $I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG.

μ, λ_v : Coefficients.

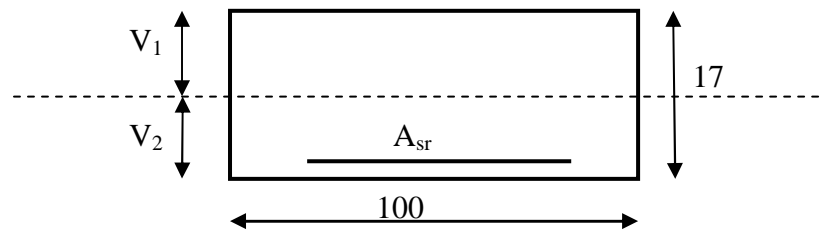


Figure 3.2.12 : Coupe longitudinal dans la paillasse

✓ **Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = B + nA = b \times h + 15A$$

$$B_0 = 100 \times 17 + 15 \times 6.78$$

$$B_0 = \underline{\underline{1801.7 \text{ cm}^2}}$$

- ✓ Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx

$$S /_{xx} = \frac{b h^2}{2} + 15 A . d$$

$$S /_{xx} = \frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 6.78 \times 15 = 15975.5 \text{ cm}^3$$

$$S /_{xx} = \underline{\underline{15975.5 \text{ cm}^3}}$$

- ✓ Position du centre de gravité

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{15975.75}{1801.7} = 8.87 \text{ cm}; \text{ Donc : } V_1 = \underline{\underline{8.87 \text{ cm}}}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 8.87 = 8.13 \text{ cm}; \text{ Donc : } V_2 = \underline{\underline{8.13 \text{ cm}}}$$

- ✓ Moment d'inertie de la section homogénéisée/G

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15 A_{st} (V_2 - c)^2 = (8.87^3 + 8.13^3) \frac{100}{3} + 15 \times 6.78 (8.13 - 2)^2$$

$$I_0 = \underline{\underline{44996 \text{ cm}^4}}$$

- ✓ Calcul des coefficients

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{6.78}{100 \times 15} = 0,0045$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0045 \times ((2 + 3))} = 4.67$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$\lambda_v = \underline{\underline{1.868}}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0.0045 \times 178.59 + 2,1} = 0.324$$

$$\mu = \underline{\underline{0.308}}$$

- ✓ Calcul de l'inertie fictive I_f :

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 44996}{1 + 1.868 \times 0.308} = 116554.57 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \underline{\underline{31418.91 \text{ cm}^4}}$$

- ✓ Calcul de flèche :

$$f = \frac{16.31 \times (4000)^2 \times 10}{10819 \times 31418.91} = 7,67 \text{ mm}$$

$$f = \underline{\underline{7.67 \text{ mm.}}}$$

$$f = 7,67\text{mm} < \bar{f} = 8,4\text{mm} \quad \dots\dots\dots \text{Flèche admissible.} \checkmark$$

La flèche est importante car nous avons une longueur assez grande de la pailasse

3.2.7 Calcul de la poutre palière

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire de dimension (bxh) . Elle est soumise à son poids propre et la réaction des escaliers. Elle est parfaitement encastree à ses extrémités dans les deux poteaux.

Etant donné que l'escalier a deux paliers de repos, la poutre palière sera **brisée** partiellement encastree dans les poteaux.

3.2.7.1 Pré dimensionnement

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

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

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

$$L=415 \text{ cm}$$

$$\frac{415}{15} \leq h \leq \frac{415}{10} \Rightarrow 27,67\text{cm} \leq h \leq 41,50\text{cm} \quad ;$$

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

$$0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 45 \Rightarrow 16\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm} \quad ;$$

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

✓ Vérification des conditions sur RPA :

$$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad \text{Toutes les conditions sont Vérifiées.}$$

$$h/b = 1.6 < 4$$

Section adoptée

Poutre palière \longrightarrow $(25 \times 35) \text{ cm}^2$

3.2.7.2 Détermination des Charges et surcharges

Elle est soumise à son poids propre, aux réactions du palier et aux poids du mur extérieur ($G_{me} = 2,40\text{KN/M}^2$).

✓ **Poids propre de la poutre :**

- Parties A et C : $0,25 \times 0,35 \times 25 = 2,22\text{KN/ML}$.
- Partie B : $0,25 \times 0,35 \times 25 \times \frac{1}{\cos 31,21} = 2,92\text{KN/ML}$.

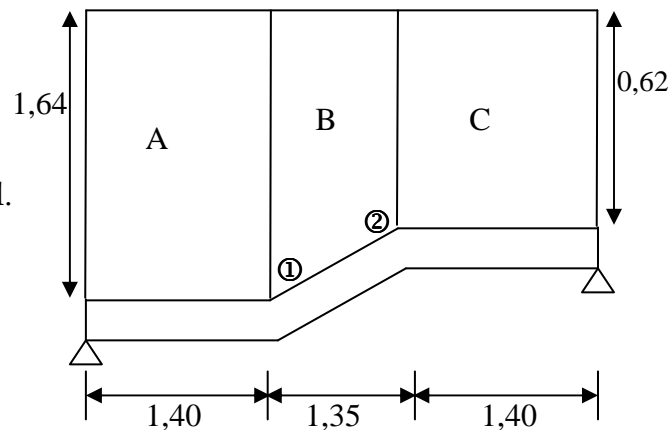
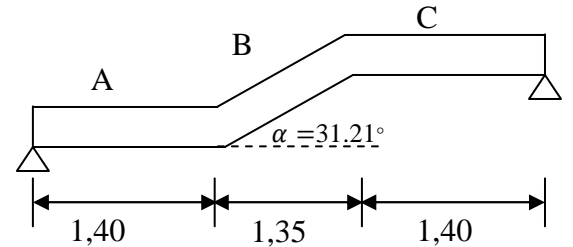
✓ **Chargement dû aux réactions du palier :**

- Parties A et C : $24,63\text{ KN/ML}$.
- Partie B : 0

✓ **Chargement dû au poids du mur extérieur :**

- Partie A : $2,94 \times 1,64 = 4,82\text{KN/ML}$.
- Partie C : $2,94 \times 0,62 = 1,83\text{ KN/ML}$.
- Parties B : On aura un chargement trapézoïdale

Point ① : $4,82\text{KN/ML}$; Point ② : $1,83\text{KN/ML}$.



3.2.7.3 Calcul des efforts internes

1) **Combinaison de charges à l'ELU**

Figure 3.2.13 : Répartition des Chagres

- Partie A : $q_u = 1,35(2,5 + 4,82) + 18,39 = 28,27\text{ KN/ML}$.
- Partie C : $q_u = 1,35(2,5 + 1,83) + 18,39 = 24,23\text{KN/ML}$
- Partie B:
 Point 1 : $q_u = 1,35(2,92 + 4,82) + 0 = 10,48\text{ KN/ML}$.
 Point 2: $q_u = 1,35(2,92 + 1,83) + 0 = 6,44\text{ KN/ML}$.

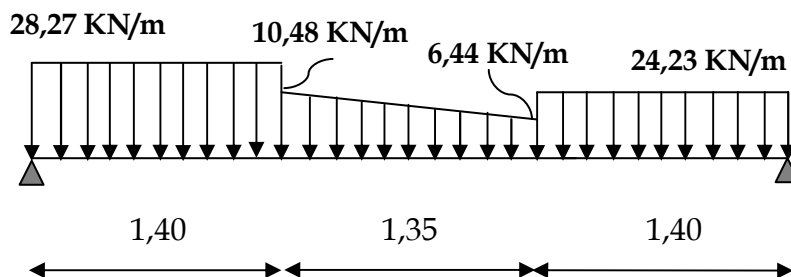


Figure 3.2.14 : Diagramme des charges est surcharge

2) **Calcul des réactions d'appuis**

$$R_A + R_B = 28,27 \times 1,40 + 6,44 \times 1,35 + \frac{10,48 - 6,44}{2} \times 1,35 + 24,23 \times 1,40$$

$$R_A + R_B = 84,92\text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$28,27 \times 1,40 \times 0,7 + 6,44 \times 1,35 \times 2,075 + (10,48 - 6,44) \times 1,35 \times 1,85 + 24,23 \times 1,40 \times 3,45 = R_B \times 4,15$$

$R_A = 43,27 \text{ KN}$ et $R_B = 41,65 \text{ KN}$.

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

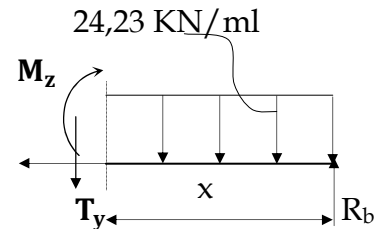
$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -12,115 x^2 + 41,65 x$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=1,40 \rightarrow M_z = 34,57 \text{ KN.m}$

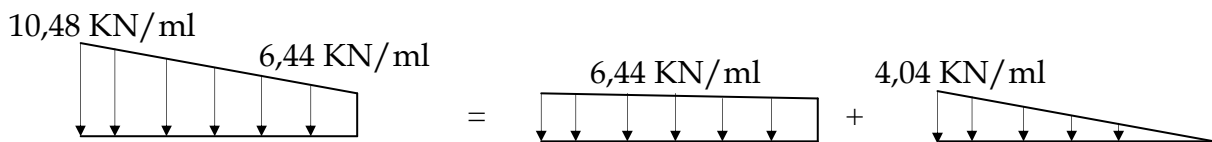
$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -24,23x + 41,65$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 41,65 \text{ KN}$.
- Pour $x=1,40 \rightarrow T_y = 7,73 \text{ KN}$



- **2^{eme} tronçon :** $0 \leq x \leq 1,35$

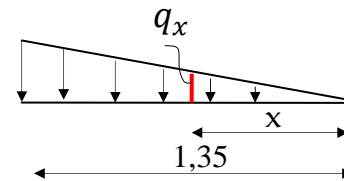
La charge trapézoïdale sera décomposée comme montré dans le schéma ci dessous



Détermination de la charge q en fonction de x

A partir des triangles semblables nous avons :

$$x/q_x = 1,35/4,04 \text{ ; Donc: } q_x = 3x$$



$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = 41,65(x+1,40) - 24,23 \cdot 1,40(x + \frac{1,40}{2}) - 6,44 \frac{x^2}{2} - \frac{(3x)x}{2} \frac{x}{3}$$

$$M_z = -0,5x^3 - 3,22x^2 + 7,73x + 34,57$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 34,57 \text{ KN.m}$
- Pour $x=1,35 \rightarrow M_z = 37,91 \text{ KN.m}$

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -1,5x^2 - 6,44x + 7,73$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 7,73 \text{ KN}$.
- Pour $x=1,35 \rightarrow T_y = -3,69 \text{ KN}$

M_z Atteint la valeur max à $x=0,98$

En injectant $x=1,00$ dans M_z , on obtient $M_z^{\text{max}} = 38,58 \text{ KN.m}$

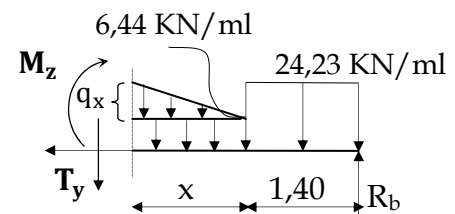
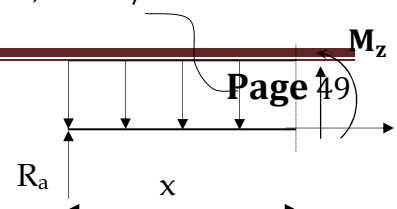


Figure 3.2.15 : Diagrammes des efforts internes

- **3^{eme} tronçon** $0 \leq x \leq 1,40\text{m}$

28,27 KN/ml



$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -14,135x^2 + 43,27x$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=1,40 \rightarrow M_z = 37,91 \text{ KN.m}$

T_y

$$T_y = -\frac{d(M_z)}{dx} = 28,27x - 43,27$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = -43,27 \text{ KN}$.
- Pour $x=1,40 \rightarrow T_y = -3,69 \text{ KN}$

▪ **Remarque**

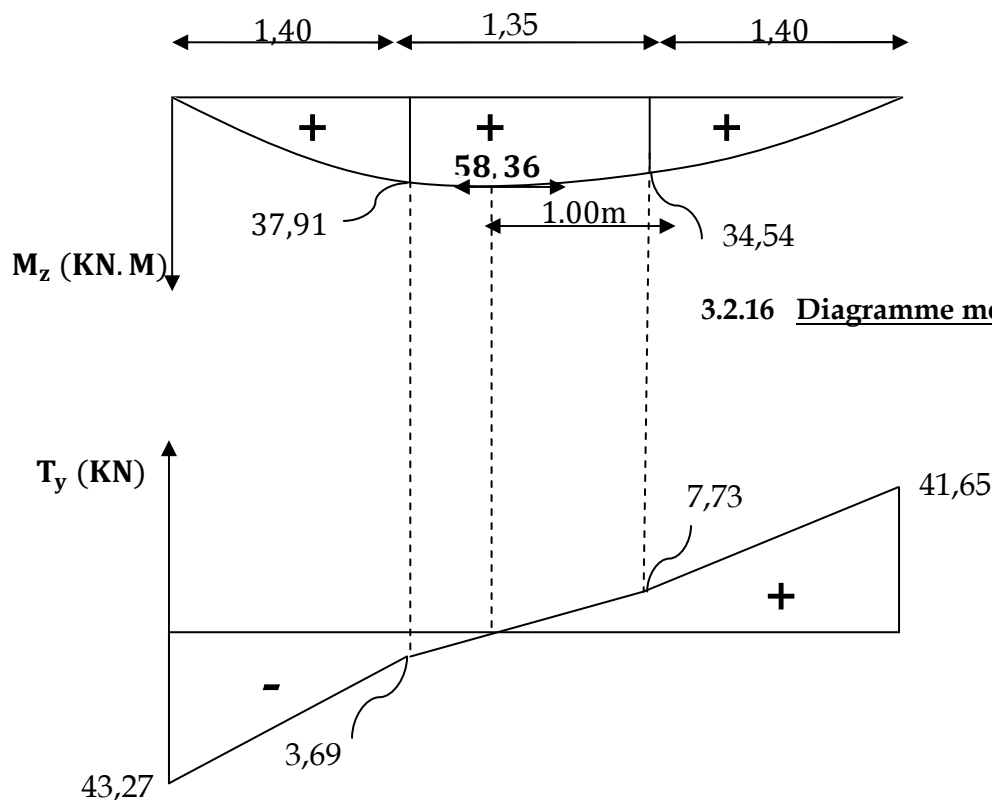
Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{\max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

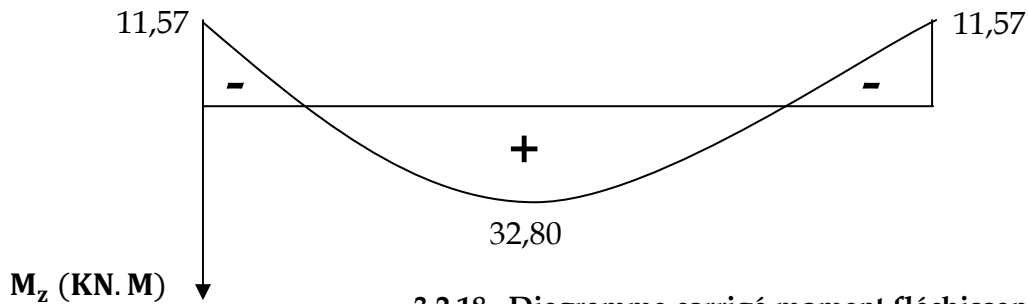
-Aux appuis

$$M_a = -0,3. M_z^{\max} = -0,3 \times 38,58 = -11,57 \text{ Kn.m}$$

-En travée

$$M_t = 0,85. M_z^{\max} = 0,85 \times 38,58 = 32,80 \text{ Kn.m}$$





3.2.18 Diagramme corrigé moment fléchissant

3) Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

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

- **Ma_{max} = 11,57KN.m**
- **Mt_{max} = 32,80 Kn.m**
 - **En travée**

Le moment max en travée est : **Mt_{max} = 32,80 Kn.m**

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{32,80 \times 10^5}{25 \times 37^2 \times 14.2 \times 100}$$

$$\mu = 0.067 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.067 \Rightarrow \beta = 0.965$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{32,80 \times 10^5}{0.965 \times 37 \times 348 \times 100} \Rightarrow A_{st} = 2,64 \text{ cm}^2$$

Soit : **3 HA14 = 4,62 cm²**.

- **Aux appuis**

Le moment max aux appuis est : **Ma_{max} = 11,57 Kn.m**

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11,57 \times 10^5}{25 \times 37^2 \times 14.2 \times 100}$$

$$\mu = 0,024 \Rightarrow \beta = 0.988$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11,57 \times 10^5}{0,988 \times 37 \times 348 \times 100} \Rightarrow A_{st} = 1,02 \text{ cm}^2$$

Soit : **3 HA12 = 3.39 cm²**.

- **Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux :(Art 7.5.2.1/RPA2003)[2]**

Le **pourcentage total minimum** des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.

$$A_s \text{ total} = 3\text{HA12} + 3\text{HA14} = 8.01 \text{ cm}^2 > 0.005 \times b \times h = 6.75 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \sqrt$$

3.2.8 Vérification à l'ELU

1) Condition de non fragilité : (Art A.4.2/BAEL91)..... [2]

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

▪ **En travée**

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 37 \times 2.1}{400} = 1.12 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ad}} = 4.62 \text{ cm}^2 > 1.12 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \checkmark$$

▪ **Aux appuis**

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 37 \times 2.1}{400} = 1.12 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ad}} = 3.39 \text{ cm}^2 > 1.12 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \checkmark$$

2) Contrainte tangentielle: (Art.A.5.1,1/ BAEL91)..... [2]

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

✓ **Calcul de $\bar{\tau}_u$:**

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \left(0.2 \frac{f_c}{\gamma_B} ; 5 \text{ MPa} \right) \right\} \quad \text{Donc : } \bar{\tau}_u = \underline{\underline{3.33 \text{ Mpa.}}}$$

✓ **Calcul de τ_u :**

$$V_{\text{max}} = 43.27 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{43.27 \times 10^3}{250 \times 370} \quad ; \quad \text{Donc : } \tau_u = \underline{\underline{0.47 \text{ Mpa.}}}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \checkmark.$$

3) Entraînement des barres : (Art.A.6.1, 3/ BAEL91).... [2]

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

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

✓ Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:

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

$$\bar{\tau}_{se} = \underline{\underline{3.15 \text{ Mpa.}}}$$

✓ Calcul de τ_{se} :

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = 3 \times 3,14 \times 12 = 113.1 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{43,27 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 113,1} \text{ Donc } : \tau_{se} = \underline{\underline{1,15 \text{ Mpa.}}}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \checkmark$$

4) Longueur du scellement droit : (Art A.6.1, 22/ BAEL91)..... [2]

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

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

✓ Calcul de τ_{su} :

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

$$L_s^1 = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42.32 \text{ cm} ; \text{ On prend } L_s = \underline{\underline{45 \text{ cm.}}}$$

$$L_s^2 = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 40.61 \text{ cm} ; \text{ On prend } L_s = \underline{\underline{45 \text{ cm.}}}$$

Pour des raisons pratiques, il est nécessaire d'adopter un crochet normal.

D'après le BAEL 91, la longueur nécessaire pour les aciers HA est $L_s = 0.4 L_s = 18 \text{ cm}$

5) Influence de l'effort tranchant sur les armatures

❖ Appuis de rive : (Art 5.1.1312 / BAEL91,)..... [2]

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

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\text{max}}}{f_{su}} = \frac{43,27 \cdot 10^3}{348 \cdot 100} = 1,24 \text{ cm}^2; A_{st \text{ adopté}} = 4.62 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}}$ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes

6) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1, 313 / BAEL91)..... [2]

On doit vérifier :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} = \frac{2 \times 43,27 \times 10^3}{250 \times 0,9 \times 370} = \underline{\underline{1,04 \text{ Mpa.}}}$$

$$\frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = \underline{\underline{13,33 \text{ Mpa.}}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \checkmark$$

7) Calcul des armatures transversales

▪ Diamètre armatures transversales :(Art A.7.2 / BAEL91)..... [2]

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \varphi_1, \frac{b}{10} \right)$$

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{400}{35}, 12, \frac{250}{10} \right) \right\} \Rightarrow \text{soit : } \underline{\underline{\varphi_t = 8 \text{ mm.}}}$$

Nous adopterons 1cadre et un étrier en $\phi 8$; Donc : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

- Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante : (Art.A.5.1, 232 / BAEL91) [2]

$$S_t \leq \frac{A_{ad} \cdot 0,9 \cdot f_e}{(\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28}) \cdot b \cdot \gamma_s}$$

$$S_t = \frac{2.01 \times 0,9 \times 400}{(0,47 - 0,3 \times 2.1) \cdot 1.15 \times 25} < 0$$

Le béton parvient lui seul à reprendre les efforts de traction du au cisaillement. Cependant nous allons adopter des armatures transversales avec un espacement déterminé à partir des règlements.

- Espacement max des armatures transversales : Art A.5.1, 22 / BAEL91..... [2]

$$S_{t \max} \leq \min(0,9 \times d ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(33,3 ; 40 \text{ cm}) = \underline{\underline{33,3 \text{ cm}}}$$

- Exigences du RPA pour les aciers transversales :(Art 7.5.2.2/RPA2003)..... [2]

- Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left(\left\{\frac{40}{4}; 12 \times 1,2\right\}\right) = \min(10 \text{ cm} ; 14,4 \text{ cm}) = \underline{\underline{10 \text{ cm}}}$$

Soit : $S_{t \max} \leq \min(33,33 \text{ cm} ; 10 \text{ cm}) = 10 \text{ cm}.$

On opte pour $S_{t \max} = \underline{\underline{10 \text{ cm}}}.$

- Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}.$$

Soit : $S_{t \max} \leq \min(33,3 \text{ cm} ; 20 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$

On opte pour $S_{t \max} = \underline{\underline{20 \text{ cm}}}$

- Quantité d'armatures transversales minimale :

$$A_{\min} = 0.003 S_t \times b$$

$$A_{\min} = 0.003 \times 20 \times 25 = 1,5 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adopté}} > A_{\min} \text{ du RPA} \dots \dots \dots \checkmark.$$

- **Pourcentage minimum des armatures transversales:** :(Art 5.1,22 / BAEL91)..[2]

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > \frac{0.4 b s_t}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,4 \times 25 \times 20}{400} = 0,50 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} > A_{\min} \text{ du BAEL} \dots \dots \dots \checkmark.$$

3.2.9 Vérification à l'ELS

✓ **Combinaison de charges à l'ELS**

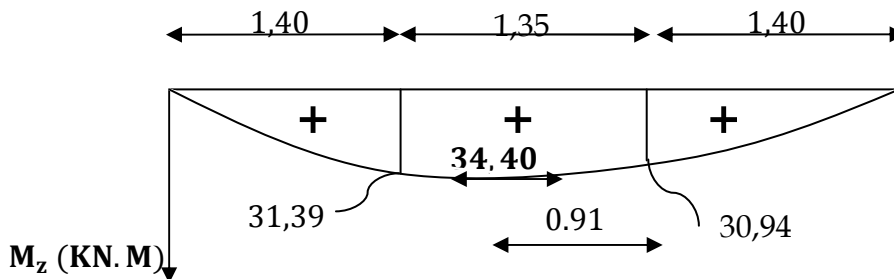
Partie A : $q_u = (2,5 + 4,82) + 18,39 = 25,71 \text{ KN/ML}$.

Partie C : $q_u = (2,5 + 1,83) + 18,39 = 22,72 \text{ KN/ML}$

Partie B : Point 1 : $q_u = (2,92 + 4,82) + 0 = 7,76 \text{ KN/ML}$.

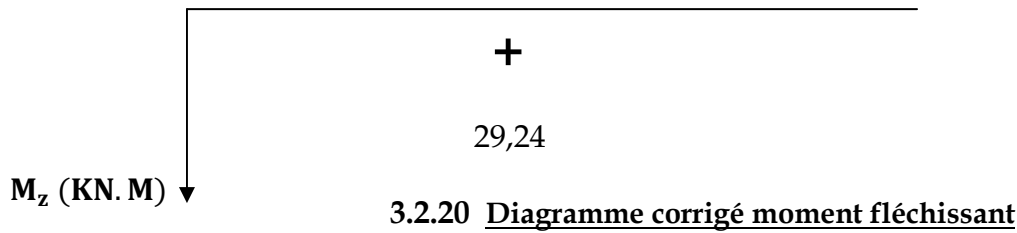
Point 2 : $q_u = (2,92 + 1,83) + 0 = 4,75 \text{ KN/ML}$.

A) **Diagramme des moments à l'ELS**



3.2.19 **Diagramme moment fléchissant**





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

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

C) Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2/BAEL91).....[2]

✓ **En travée**

- **Contrainte dans l'acier**

On doit donc s'assurer que :

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

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{4,62}{25 \times 37} \times 100 = 0,500$$

$$\rho_1 = 0,500 \Rightarrow k_1 = 31,73 \text{ et } \beta_1 = 0,893$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{29,24 \times 10^6}{0,893 \times 370 \times 462} \text{ ,Donc } \sigma_{st} = \underline{\underline{191,55 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_s = 191,55 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \dots\dots\dots \checkmark.$$

- **Contrainte dans le béton**

On doit donc s'assurer que :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \text{ ; Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{191,55}{31,73} \text{ Donc } \sigma_{bc} = \underline{\underline{6,04 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_{bc} = 6,04 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \checkmark.$$

✓ **Aux appuis**

- **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3.39}{25 \times 37} \times 100 = 0,366$$

$$\rho_1 = 0,366 \Rightarrow k_1 = 38,76 \text{ et } \beta_1 = 0,907$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{10,32 \times 10^6}{0,907 \times 370 \times 339} ; \quad \text{Donc : } \sigma_{st} = \underline{\underline{90,71 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_s = 90,71 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \quad \dots\dots\dots \checkmark$$

• **Contrainte dans le béton :**

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{90,71}{38,76} ; \text{Donc : } \sigma_{bc} = \underline{\underline{2,34 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_{bc} = 2,34 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \quad \dots\dots\dots \checkmark$$

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

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

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

$$\circ \frac{h}{L} = \frac{40}{415} = 0.096$$

$$\circ \frac{1}{16} = 0.0625.$$

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \quad \dots\dots\dots \checkmark$$

$$\circ \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{4.62}{25 \times 37} = 0.005$$

$$\circ \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} < \frac{4.2}{f_e} \quad \dots\dots\dots \checkmark$$

$$\circ \frac{M_t}{10 \cdot M_0} = \frac{8 \times 29,24}{10 \times 25,71 \times 4,15^2} = 0.053$$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \quad \dots\dots\dots \checkmark$$

Les trois conditions sont vérifiées, on se dispense du calcul de la flèche

✓ **Conclusion** : le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

Armatures longitudinales

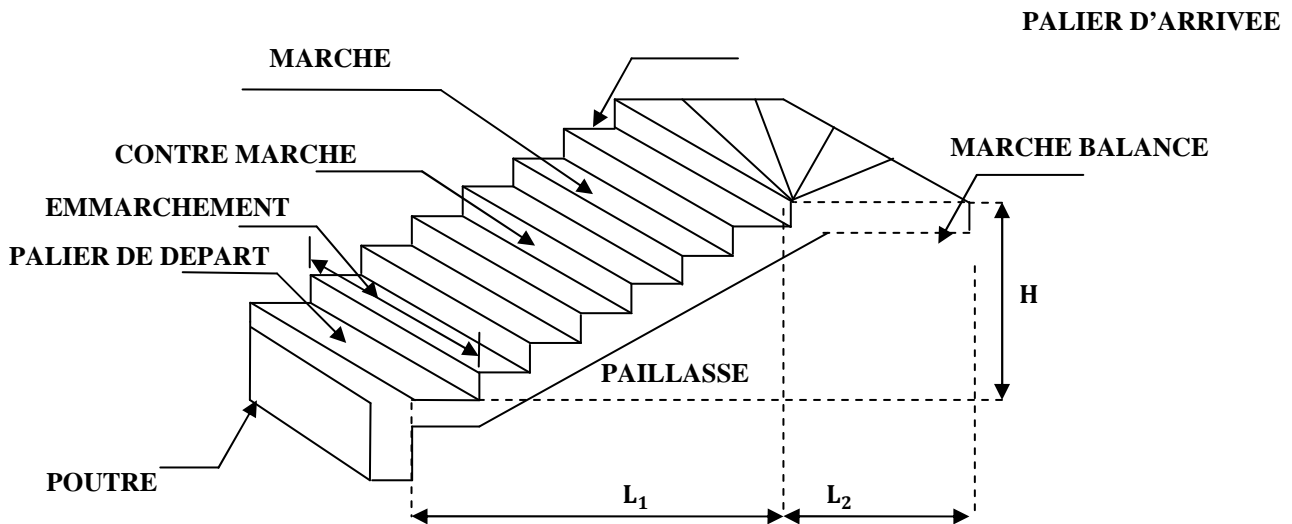
- 3HA14 filantes pour le lit inférieur.
- 3HA 12 filantes pour le lit supérieur.

Armatures transversales

- 1cadre et 1 étrier en HA8 .

3.2.2 Type 2 : Calcul de l'escalier balancé

Ces escaliers sont constitués des marches différentes les unes des autres mais qui possèdent toutes le même giron mesuré sur la ligne de foulée. La représentation sur les dessins est identique à celle des escaliers droits.



- L_1 : longueur projeté de la volée.
- L_2 : longueur des marches balancées.

L'escalier de notre immeuble est conçu en béton armé coulé sur place, L'escalier du S-sol est à deux volées et a des marches balancée, quand aux escaliers des autres niveaux, ils sont à trois volées et deux paliers intermédiaires.

3.2.2.1 Dimensionnement

Le dimensionnement des marches et des contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de BLONDEL

Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser cette condition.

$$59 \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm} \dots \text{①}$$

Avec :

h : Hauteur de la contre marche.

g : Giron.

La condition est vérifiée en optant pour une hauteur des marches $h=20\text{cm}$ et un giron $g=27\text{ cm}$.

A) Calcul du nombre de contre marches et de marches

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

$$H=540\text{cm} \quad ; \quad h=20\text{cm} \quad ; \quad \text{donc} \quad : \quad n = \frac{H}{h} = \frac{540}{20} \rightarrow n=27 \text{ contre marches.}$$

Les 27 marches seront réparties de la manière suivante :

- **Volée 1** : n= 11 contre marches ; **Donc** : m=n-1 = 10marches.
- **Volée 2** : n= 13 contre marches ; **Donc** : m=n-1 = 12marches.
- 3 marches balancées.

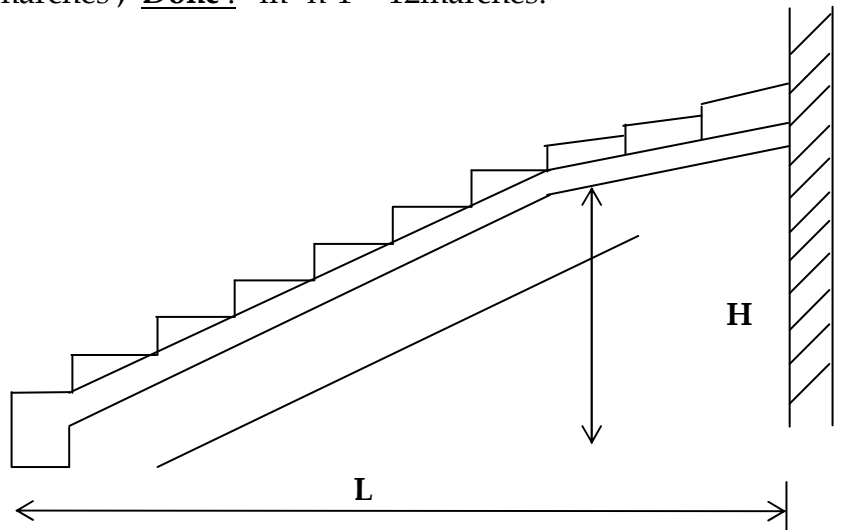


Figure 3.2.2.1 : Coupe verticale sur les escaliers balancés

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

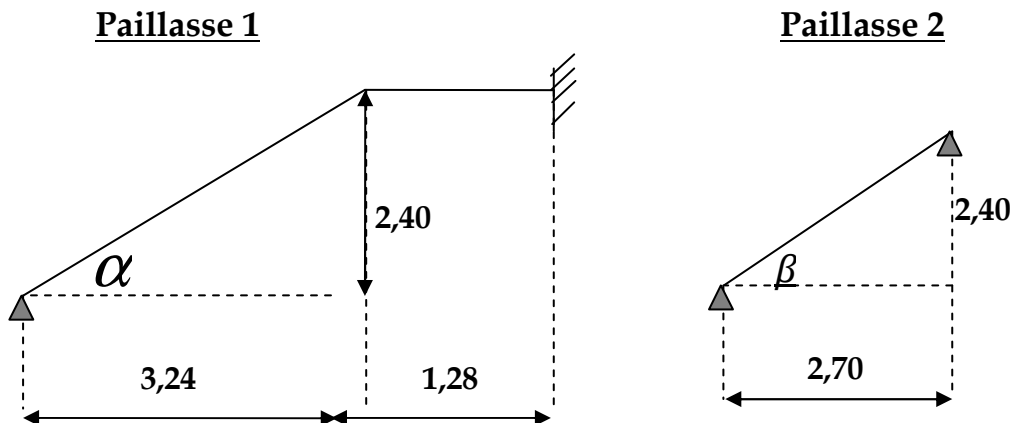


Figure 3.2.2.2 : Les dimensions de la paillasse

B) Détermination de l'épaisseur de la paillasse

Prenant compte des recommandations du **BAEL91**, la paillasse prendra une épaisseur comprise dans l'intervalle suivant :

$$L / 30 \leq e_p \leq L / 20$$

Avec :

L : longueur totale entre nus d'appuis.

$$L = \frac{1}{\cos \alpha} + L_2.$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{2,40}{3,24} = 0,74 \rightarrow \text{Donc } \alpha = 36,53^\circ.$$

Donc $L = \frac{3,24}{\cos 36,53} + 1,28 = 5,31\text{m}.$

$$531 / 30 \leq e_p \leq 531 / 20 \rightarrow 17,7 \leq e_p \leq 26,55$$

❖ **Conclusion :**

On opte pour une paillasse d'épaisseur $e_p = 20\text{cm}.$

3.2.2.2 Détermination des Charges et surcharges

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

A) La volée

- Poids des marches ($\rho = 25\text{KN/m}^3$)..... $25 \times 1 \times 0,20 / 2 = 2,5 \text{ KN / m}.$
 - Poids de la paillasse ($\rho = 25\text{KN/m}^3$)..... $\frac{1}{\cos 36,53} \times 0,20 \times 25 = 6,33 \text{ KN/m}.$
 - Lit de sable ($\rho = 18\text{KN/m}^3 ; e = 0,02$)..... $18 \times 1 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/m}$
 - Mortier de pose ($\rho = 22\text{KN/m}^3 ; e = 0,02$) $22 \times 1 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}$
 - Carreaux Grés Céram (1cm; $\rho = 20\text{KN/m}^3$) $20 \times 0,01 = 0,20 \text{ KN/m}$
 - Poids du garde corps..... $= 0,20 \text{ KN/m}$
 - Enduit de plâtre (2cm; $\rho = 10\text{KN/m}^3$) $10 \times 0,02 = 0,20 \text{ KN/m}$
- G = 10,23 KN/m**

Remarque

La 1^{ère} volée va reprendre la moitié de la charge de la 2^{ème} volée

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

➤ Calcul des efforts internes

A) Combinaison de charges à l'ELU

- **Volée** : $q_u^v = 1,35 \times 10,23 + 1,5 \times 2,5 = 17,56 \text{ KN/m}.$

Pour déterminer les efforts dans la volée e, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volées) comme une poutre isostatique partiellement encastree aux appuis.

B) Etude des paillasses 1

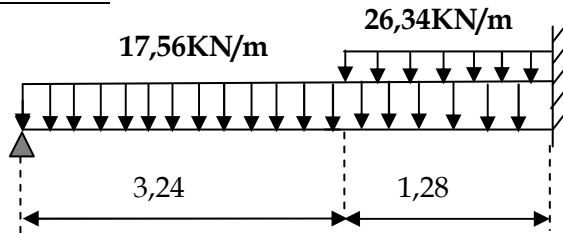
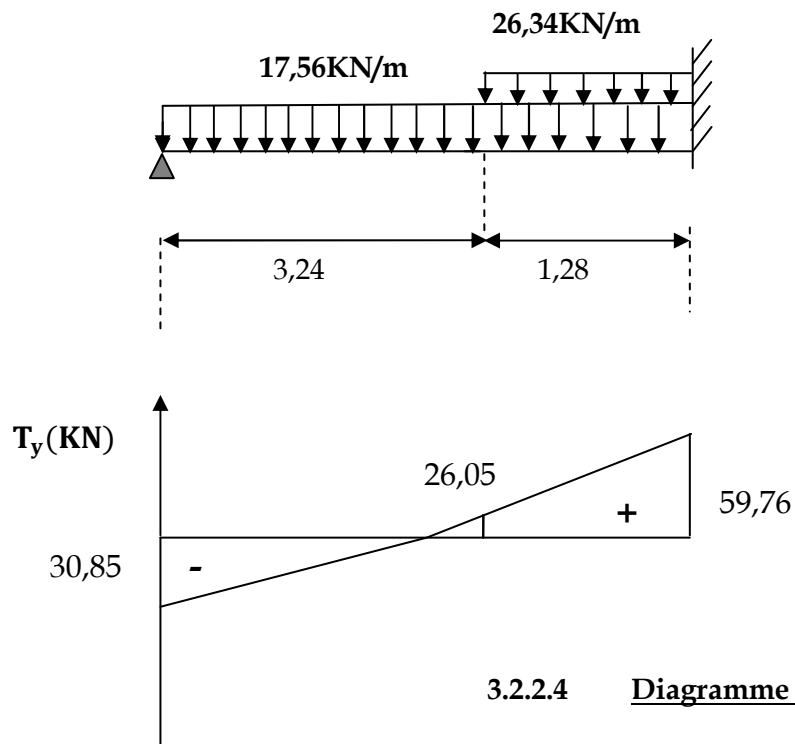


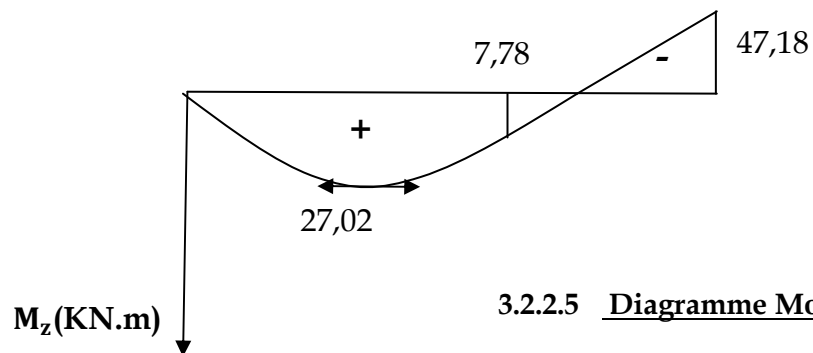
Figure 3.2.2.3 : Diagramme des charges

Après les calculs on a obtenus les résultats suivants

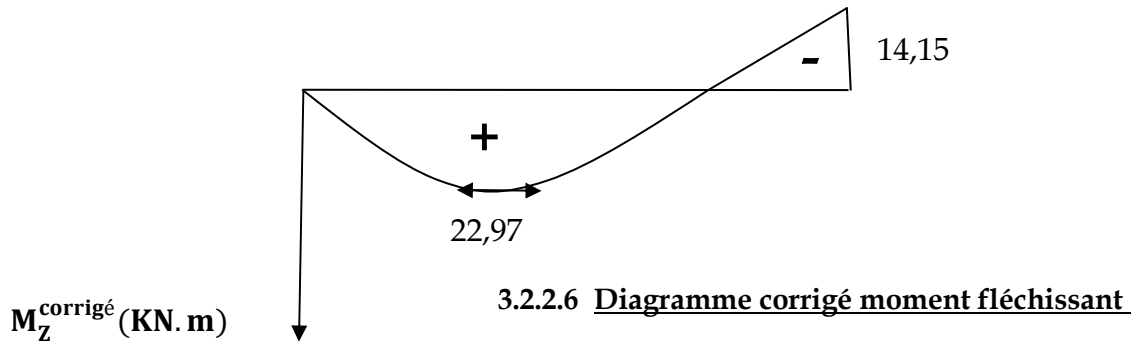
B.1) Diagramme des Efforts internes



3.2.2.4 Diagramme efforts tranchants



3.2.2.5 Diagramme Moment fléchissant



C) Etude de paillasse 2

17,56KN/m

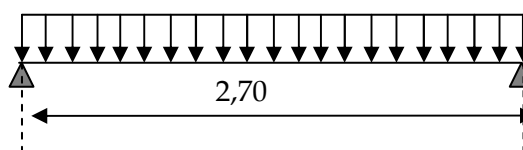
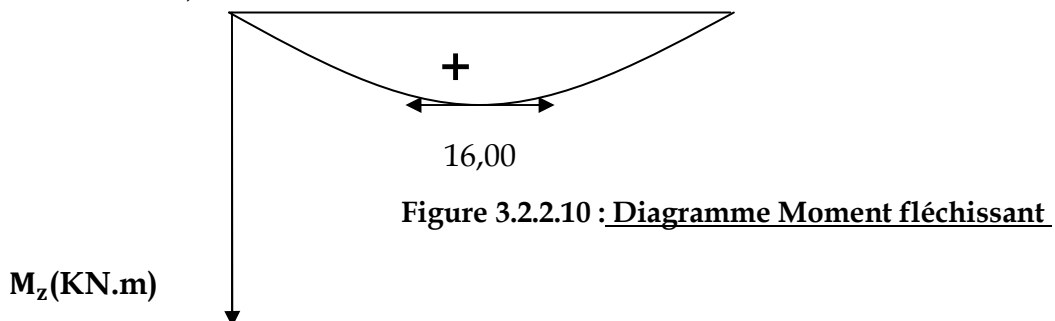
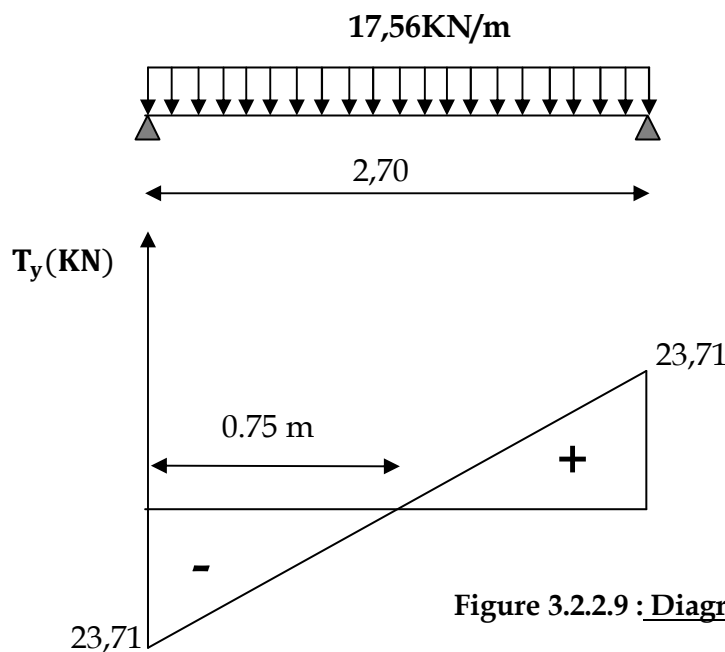
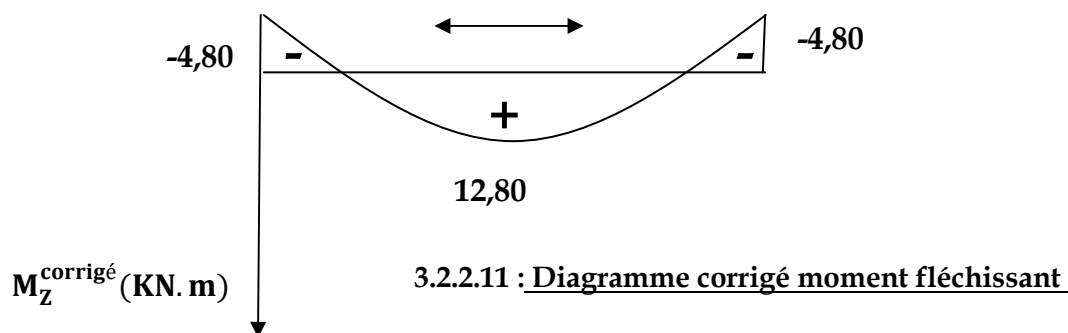


Figure 3.2.2.8 : Diagrammes des charges

Après calculs on obtenus se qui suit :

C-1) Diagramme des Efforts internes





3.2.3.2 : Ferraillage de la paillasse 1

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

1- Armatures longitudinales

$$\mu_u = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{22,97 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times (180)^2} = 0,05 \leq \mu_u = 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_u = 0,05 \Rightarrow \beta = 0,974$$

$$Ast_{1et3} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{22,97 \times 10^6}{348 \times 180 \times 0,974} = 3,76 cm^2$$

On opte pour 6T12=6.78 cm²/ml ; Soit 1T12 tous les 15cm.

2- Armatures de répartition

$$A_{sr} \geq \frac{Ast_{1et3}}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,70 cm^2$$

On opte pour 6T10=4.71 cm²/ml ; Soit 1T10 tous les 15cm.

3.2.3.3 : Ferraillage de paillasse 2

1- Armatures longitudinales

$$\mu_u = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{12,80 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times (180)^2} = 0,03 \leq \mu_u = 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_u = 0,03 \Rightarrow \beta = 0,985$$

$$Ast_2 = \frac{M_t}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{12,80 \times 10^6}{348 \times 180 \times 0,985} = 2,05 cm^2$$

On opte pour 6T10=4.71 cm²/ml ; Soit 1T10 tous les 15cm.

2- Armatures de répartition

$$A_{sr} \geq \frac{Ast_2}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,17 cm^2$$

On opte pour 4T10=3.14 cm²/ml ; Soit 1T10 tous les 25cm.

3.2.3.4 : Vérifications à l'ELU

A) Espacement des armatures

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

Armatures principales $\longrightarrow S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\}$

$S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \checkmark$

Armatures de répartition $\longrightarrow S_t < \min \{4h ; 45\text{cm}\}$

$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \checkmark$

B) Condition de non fragilité : (Art A.4.2/BAEL91)..... [2]

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 15 \times 2,1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2$$

❖ **Paillasse 1 :** $A_{\text{ad}} = 6T12 = 6.78 \text{ cm}^2 > 1.81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \checkmark$

❖ **Paillasse 2 :** $A_{\text{ad}} = 6T10 = 4.71 \text{ cm}^2 > 1.81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \checkmark$

C) Contrainte tangentielle (Art A.5.1, 1/ BAEL91)..... [2]

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

❖ **Calcul de $\bar{\tau}_u$:**

Pour les fissurations non préjudiciables : $\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$.

❖ **Calcul de τ_u^{max} :**

$V_{\text{max}} = 59,76 \text{ KN}$.

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{59,76 \times 10^3}{1000 \times 180}$; Donc : $\tau_u = \underline{0,332 \text{ Mpa}}$.

$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires \checkmark

D) Entraînement des barres (Art.A.6.1,3/BAEL91).....[2]

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

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

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

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

$$\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa.}$$

Calcul de τ_{se} :

❖ Paillasse 1

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = 3.14 \times 6 \times 12 = 226.08 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{59,76 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 226.08} ; \text{ Donc } : \tau_{se} = 1,63 \text{ Mpa.}$$

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

❖ Paillasse 2

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = 3.14 \times 6 \times 10 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{23,71 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 188.4} ; \text{ Donc } : \tau_{se} = 0,78 \text{ Mpa.}$$

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

E) Longueur du scellement droit (Art A.6.1, 22/BAEL91)..... [2]

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

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

Calcul de τ_{su}

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

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42.33 \text{ cm} ; \text{ On prend } L_s = 45 \text{ cm.}$$

Vu que l_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4.L_s$ pour les aciers H.A ; **Donc : $L_c = 18 \text{ cm}$**

F) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1, 313 / BAEL91).....[2]

On doit vérifier :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9.d} = \frac{2 \times 59,76 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 180} = 0,74 \text{ Mpa.}$$

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

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

G) Influence effort tranchant sur armatures (Art 5.1.1, 312 / BAEL91)..... [2]

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

❖ **Paillasse 1 et 3**

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\text{max}}}{f_{su}} = \frac{59,76 \cdot 10^3}{348 \cdot 100} = 1,71 \text{ cm}^2 ; A_{st \text{ adopté}} = 6,78 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \longrightarrow$ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes \checkmark

❖ **Paillasse 2**

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\text{max}}}{f_{su}} = \frac{23,71 \cdot 10^3}{348 \cdot 100} = 0,68 \text{ cm}^2 ; A_{st \text{ adopté}} = 4,71 \text{ cm}^2$$

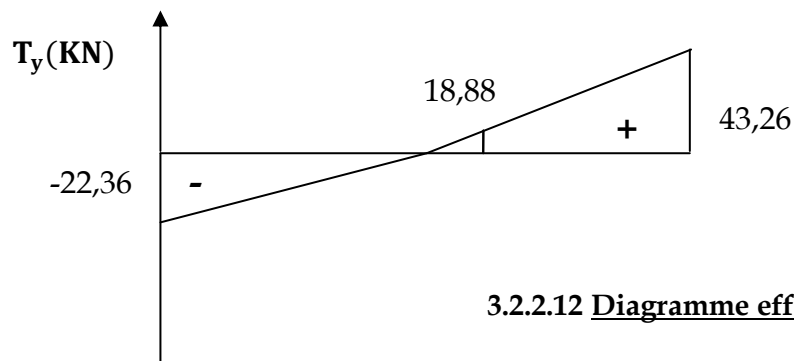
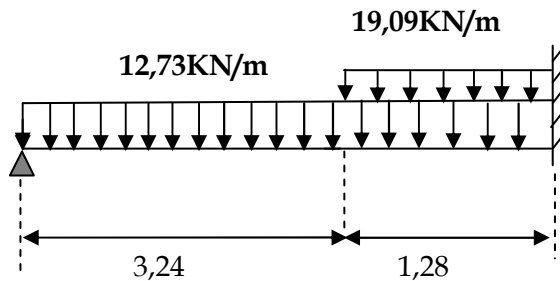
$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \longrightarrow$ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes \checkmark

3.2.3.5 : Vérification à l'ELS

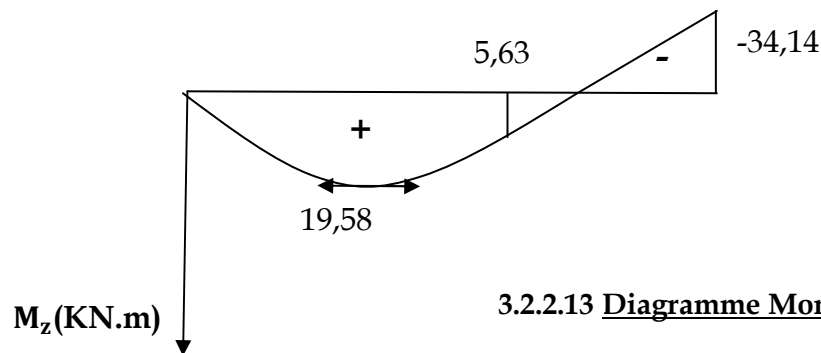
A) Combinaison de charges à l'ELS

Volée : $q_u^v = 10,33 + 2,5 = 12,73 \text{ KN/m}$.

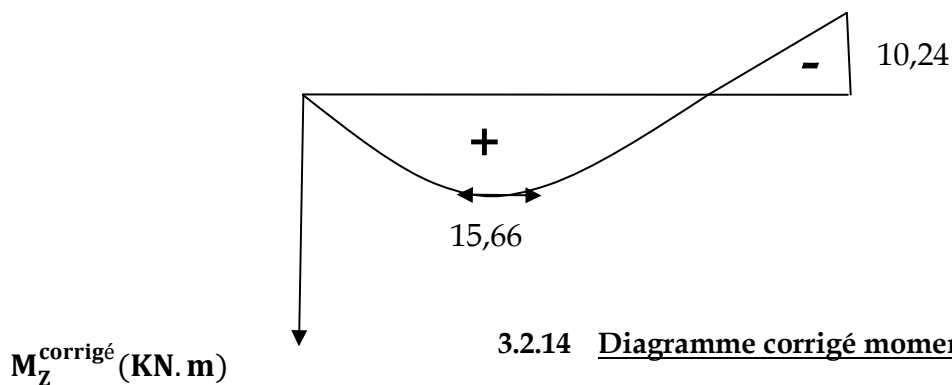
B) Diagramme des Efforts internes des poutres 1 et 3



3.2.2.12 Diagramme efforts tranchants



3.2.2.13 Diagramme Moment fléchissant



3.2.14 Diagramme corrigé moment fléchissant

B-2) Etude de paillasse 2 12,73KN/m

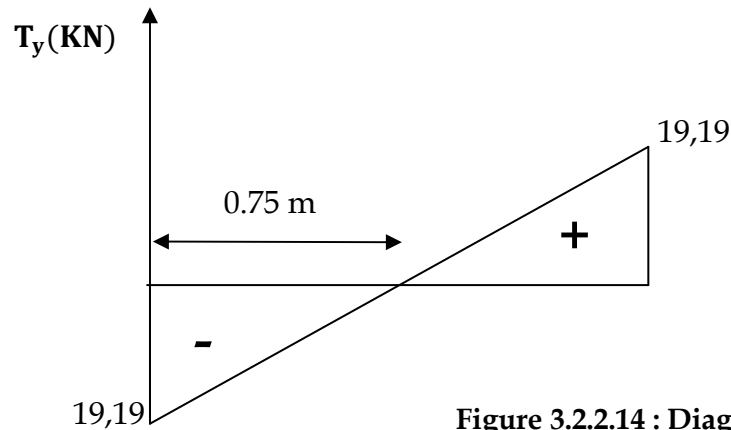
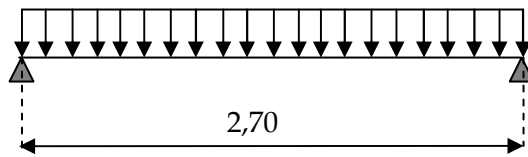


Figure 3.2.2.14 : Diagramme efforts tranchants

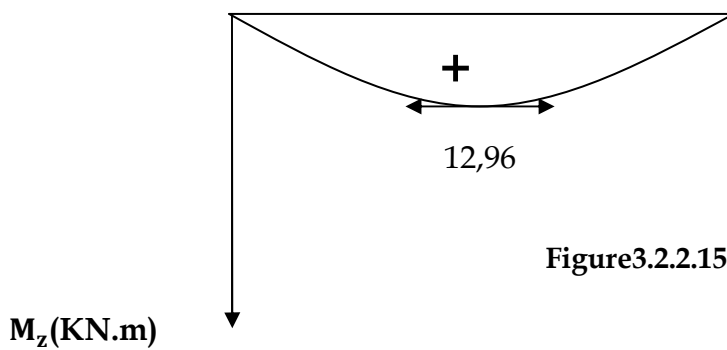


Figure 3.2.2.15 : Diagramme Moment fléchissant

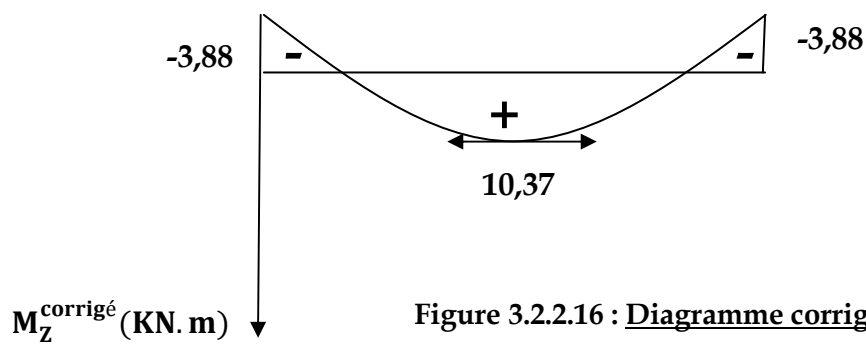


Figure 3.2.2.16 : Diagramme corrigé moment fléchissant

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

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

D) Etat limite de compression de béton (Art. A.4.5,2/BAEL91).....[2]

❖ **Paillasse 1**

• **Contrainte dans l'acier**

On doit donc s'assurer que :

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

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{6.78}{100 \times 18} \times 100 = 0.376$$

$$\rho_1 = 0.376 \Rightarrow k_1 = 37,63 \text{ et } \beta_1 = 0.905$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{15,66 \times 10^6}{0.905 \times 180 \times 678} ; \quad \text{Donc : } \sigma_{st} = \underline{\underline{141,78 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_s = 141,78 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \dots\dots\dots \checkmark$$

• **Contrainte dans le béton**

On doit donc s'assurer que :

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

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{141,78}{37,63} \quad \text{Donc ; } \sigma_{bc} = \underline{\underline{3,77 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_{bc} = 3,77 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \checkmark$$

❖ **Paillasse 2**

• **Contrainte dans l'acier**

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{4.71}{100 \times 18} \times 100 = 0,260$$

$$\rho_1 = 0.260 \Rightarrow k_1 = 46,73 \text{ et } \beta_1 = 0.919$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{10,37 \times 10^6}{0.917 \times 180 \times 471} ; \text{Donc : } \sigma_{st} = \underline{\underline{133,38 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_s = 133,38 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \dots\dots\dots \checkmark$$

• **Contrainte dans le béton :**

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc} : \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{133,38}{46,73} \text{Donc} : \sigma_{bc} = \underline{2,85\text{Mpa}}$$

$$\sigma_{bc} = 2,85 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \sqrt{\quad}$$

E) Etat limite de déformation (Art B.6.8,424/BAEL 91).....[2]

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4,2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

- $\frac{h}{L} = \frac{20}{452} = 0,045.$
- $\frac{1}{16} = 0,0625.$

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

❖ **Paillasse 1**

On doit vérifier que

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

La flèche admissible est : $\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4520}{500} = 9,04 \text{ mm}$

Avec

\bar{f} : La flèche admissible.

E : Module de déformation différée =10819Mpa (voir chapitre1)

M_t : Moment fléchissant max à l'ELS

I_f : Inertie fictive pour les charges de longue durée ; $I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG.

μ, λ_v : Coefficients.

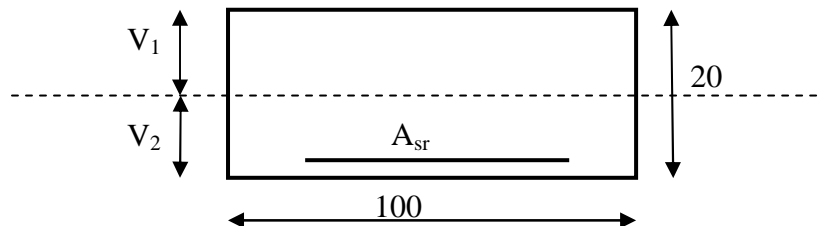


Figure 3.2.2.17 : Vérification des flèches dans la paillasse

❖ Aire de la section homogénéisée

$$B_0 = B + nA = b \times h + 15A$$

$$B_0 = 100 \times 20 + 15 \times 6.78$$

$$B_0 = 2101.7 \text{ cm}^2$$

❖ Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx

$$S /_{xx} = \frac{b h^2}{2} + 15A.d$$

$$S /_{xx} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 6.78 \times 18 = 21830,6 \text{ cm}^3$$

$$S /_{xx} = \underline{21830,6 \text{ cm}^3}$$

❖ Position du centre de gravité

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{21830,6}{2101,7} = 10,39 \text{ cm} ; \quad \text{Donc : } V_1 = 10,39 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,39 = 9,61 \text{ cm} ; \quad \text{Donc : } V_2 = 9,61 \text{ cm}$$

❖ Moment d'inertie de la section homogénéisée/G

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15A_{st} (V_2 - c)^2 = (10,39^3 + 9,61^3) \frac{100}{3} + 15 \times 6.78 (9,61 - 2)^2$$

$$I_0 = 13693,61 \text{ cm}^4$$

❖ Calcul des coefficients

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{6.78}{100 \times 18} = 0,0038$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho (2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0038 \times ((2 + 3))} = 5,53$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$\lambda_v = 1.868$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0038 \times 178.59 + 2,1} = 0,86$$

$$\mu = 0.86$$

❖ Calcul de l'inertie fictive If

$$I_f = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 13693,61}{1 + 1.868 \times 0,86} = 58930 \text{ cm}^4$$

$$I_f = \underline{58930 \text{ cm}^4}$$

❖ Calcul de flèche

$$f = \frac{15,66 \times (4520)^2 \times 10}{10819 \times 58930} = 5,02 \text{ mm}$$

$f = 7.29 \text{ mm.}$

$f = 5,02 \text{ mm} < \bar{f} = 9,04 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Flèche admissible.} \checkmark$

❖ Paillasse 2

On doit vérifier que :

$$f = \frac{5ql^4}{384.E .I_{fv}} \leq \bar{f}$$

❖ Aire de la section homogénéisée

$B_0 = B + nA = b \times h + 15A$
 $B_0 = 100 \times 20 + 15 \times 4.71$
 $B_0 = 2070, 65 \text{ cm}^2$

❖ Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx

$S /_{xx} = \frac{b h^2}{2} + 15A.d$
 $S /_{xx} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 4.71 \times 18 = 21271,7 \text{ cm}^3$
 $S /_{xx} = 21271,7 \text{ cm}^3$

❖ Position du centre de gravité

$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{21271,7}{2070,65} = 10,27 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Donc : } V_1 = 10,27 \text{ cm}$
 $V_2 = h - V_1 = 20 - 10,27 = 9,73 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Donc : } V_2 = 9,73 \text{ cm}$

❖ Moment d'inertie de la section homogénéisée/G

$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15A_{st} (V_2 - c)^2 = (10,27^3 + 9,73^3) \frac{100}{3} + 15 \times 4.71 (9,73 - 2)^2$
 $I_0 = 96220,85 \text{ cm}^4$

❖ Calcul de flèche $f = \frac{5 \times 12,73 \times 2700^4}{384 \times 10819 \times 96220,85 \times 10^3} = 1.54 \text{ mm}$

$f = 1.54 \text{ mm} < \bar{f} = 5,4 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Flèche admissible.} \checkmark$

3.4 Calcul des planchers en corps creux

3.4.1 Introduction

Ils sont constitués:

- De poutrelles préfabriquées qui sont disposées suivant la petite portée, elles assurent une fonction de portance, la distance entre axes de deux poutrelles voisines est de 65 cm.
- De Corps creux qui est utilisés comme coffrage perdu et qui sert aussi à l'isolation thermique et phonique.
- D'une dalle de compression en béton armé.

3.4.1 Dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place. Elle est de 4cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé (**TLE 520**) qui doit satisfaire les conditions suivantes : (**BAEL 91/B.6.8,423**).....[2]

- ❖ Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :
 - 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures,
 - 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.
- ✓ Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

A) Armatures ⊥ aux poutrelles

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times L}{f_e}$$

Avec

- A_{\perp} : cm^2 par mètre linéaire,
- L : Entre axes des poutrelles en (cm),
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé (MPa)

▪ A.N

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} \geq 0.5 \text{ cm}^2/\text{ML}$$

On adoptera **5T5/ML** = 0.98 cm^2 / ml.

B) Armatures // aux poutrelles

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

- A.N

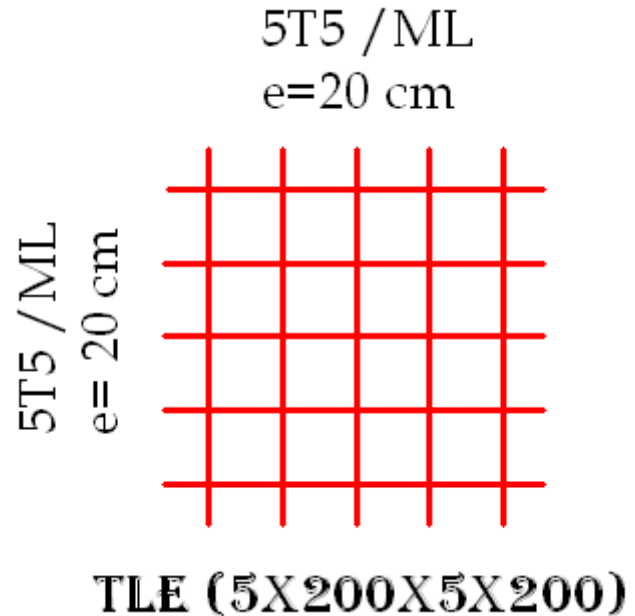
$$A_{\parallel} = \frac{0.98}{2} = 0.49$$

On adoptera 5T5/ML = 0.98 cm²/ml.

✓ Conclusion

On optera pour un treillis soudé TLE 520 (5x200x5x200).

Figure 3.4.1 : Treillis soudés



3.4.2 Poutrelles

A) Calcul avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée comme une poutre de section rectangulaire (12 x 4) cm² reposant sur deux appuis. Elle est sollicitée par une charge uniformément répartie représentant son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

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

Charge permanente : **G =0.74 KN/ML**

Charge d'exploitation : **Q=1KN/ML**

- Charge à ELU :

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

- Moment max

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{2,5 \times 4,50^2}{8} = 6,33 \text{ KN. Ml}$$

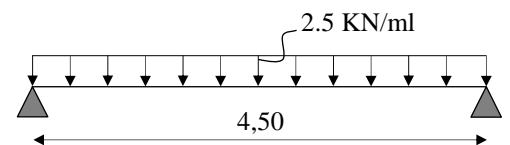


Figure 3.4.2 : Disposition des charges

▪ **Section d'armatures**

Soit l'enrobage $c = 2 \text{ cm}$
 Hauteur utile : $d = 20 \text{ cm}$.

$$\mu_u = \frac{M_0}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad , \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_u = \frac{6,33 \times 10^3}{12 \times 20^2 \times 14.2} \rightarrow \mu_u = 9,28 \gg \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SDA.}$$

Sachant que la hauteur des poutrelles est de 40 cm, il nous est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaire à fin d'aider les poutrelles à supporter les charges et surcharges aux quelles elles sont soumises avant coulage.

▪ **Calcul du nombre et des distances entre étais intermédiaires**

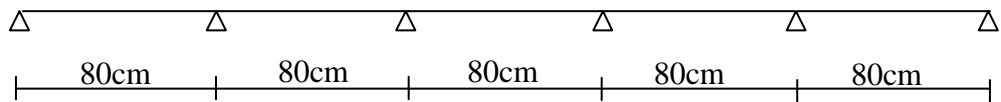
Le moment limite correspondant a une S.S.A est égale à :

$$M_L = \mu_L \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0.392 \times 120 \times 20^2 \times 14.2 = 0,267 \text{ KN.M}$$

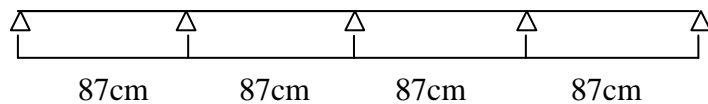
Donc, La longueur max entre appui pour avoir une S.S.A est égale à :

$$l_{\max} = \sqrt{\frac{8 \times M_l}{q}} = \sqrt{\frac{8 \times 0.267}{2.5}} = 0.92 \text{m.}$$

✓ **Conclusion** Pour les travées de 4.00m, nous disposerons de 4pieds droits.



▪ Quand aux travées de 3.50m, nous disposerons de 3pieds droits.



▪ Quand aux travées de 2.50m, nous disposerons de 2pieds droits.

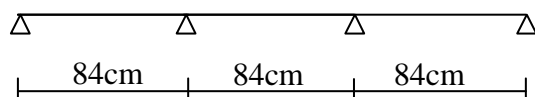


Figure 3.4.3 : La disposition des pieds droits

B) Calcul après coulage de la dalle de compression

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

1) Dimensions de la poutrelle : (B.A.E.L / Art A.4.1, 3)..... [2]

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

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

A.N: $b_1 = \text{Min} \left(\frac{400}{10} ; \frac{65-12}{2} \right)$; **Donc** $b_1=26.5\text{cm}$

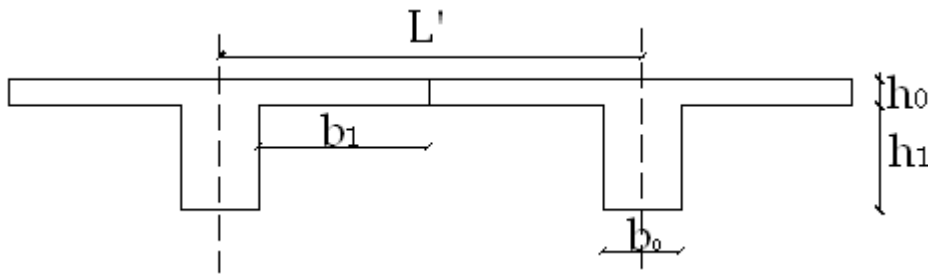


Figure 3.4.4 : Les poutrelles

Avec

- L : longueur libre entre nus d'appuis (400 cm).
- L' : longueur libre entre axes des poutrelles (65 cm).
- b_0 : largeur de la poutrelle (12cm).
- h_0 : épaisseur de la dalle de compression. (4cm).
- h_1 : épaisseur du corps creux (16cm).
- b_1 : largeur de l'hourdis (26.5cm).

2) Calcul des efforts internes

2-1) Calcul des moments

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

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

❖ Méthode forfaitaire

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

❖ Les conditions d'application

1 La valeur de la surcharge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou 5 KN/M².

$$Q \leq (2G , 5 KN)$$

$$2G = 2 \times 5.10 = 10.2$$

$$Q \leq (10.2 , 5 KN) \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

2 La fissuration est considérée comme étant non préjudiciable.

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

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{4,00}{3,00} = 1,33 ; \quad \frac{L_2}{L_3} = \frac{3,00}{4,00} = 0,75 \quad \frac{L_3}{L_4} = \frac{4,00}{4,50} = 0,88$$

⇒ La condition n'est pas vérifiée

La méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul se fera par la méthode des trois moments.

❖ Méthode des trois moments

La poutre est décomposée au droit des appuis, on obtiendra ainsi n poutres isostatiques simplement appuyées, les encastresments aux extrémités seront transformés en des travées isostatiques de longueur L=0. Cette méthode nous permettra de déterminer les moments sur appuis.

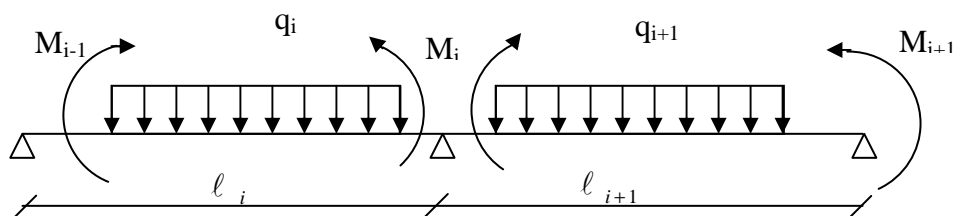


Figure 3.4.5 : Diagramme des moments

2.1.1) Moments aux appuis

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

2.1.2) Moments en travée

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

La position du point qui nous donne le moment max en travée est :

$$x = \frac{l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l_i}$$

✓ **Remarque**

La méthode des 3 moments surestime les moments sur appuis au détriment des moments en travée, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

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

2.2) Calcul des efforts tranchants

Les efforts tranchants sont donnés par la formule suivante

$$V(x) = q \frac{l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} - qx$$

✓ **Remarque**

Vu la différence des surcharges entre le S-sol et le RDC (Q=2,5KN/ML) et les étages courants (Q=1,5KN/ML), on effectuera le calcul le plus défavorable.

✓ Plancher RDC

On aura 1 type de poutrelles à étudier, comme montré dans le

3) Combinaison de charge a l'ELU

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = (1,35 \times 5,45 + 1,5 \times 2,5) \times 0,65 = 7,22 \text{ KN/ML.}$$

4) Calcul des poutrelles

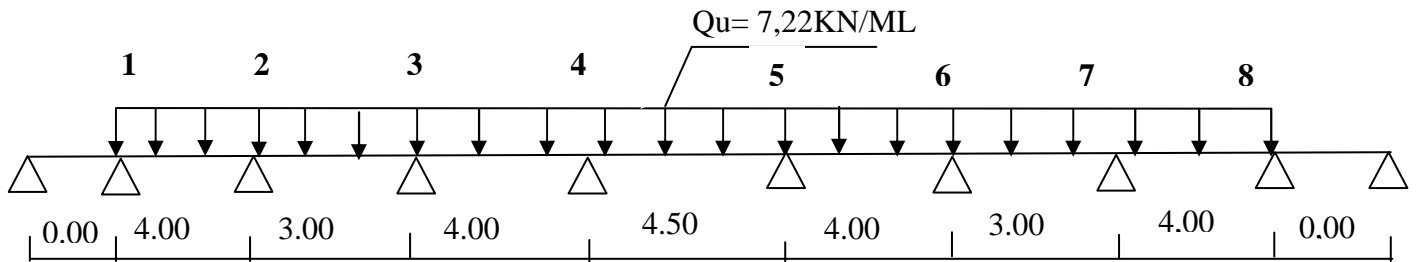


Figure 3.4.6 : Diagramme des charges sur les poutrelles

Moments sur appuis

• Par symétrie nous avons :

$$M_1 = M_8 ; M_2 = M_7 ; M_3 = M_6 ; M_4 = M_5$$

Pour $i=1 \dots \dots 8M_1 + 4M_2 = -115,52$

Pour $i=2 \dots \dots 4M_1 + 14M_2 + 3M_3 = -164,25$

Pour $i=3 \dots \dots 3M_2 + 14M_3 + 4M_4 = -164,25$

Pour $i=4 \dots \dots 4M_3 + 17M_4 + 4,5M_5 = -280,00$

Par symétrie $M_4 = M_5$

La résolution du système d'équations nous donne les résultats suivants :

$$M_1 = M_8 = -11,30 \text{ KN.M} ; M_2 = M_7 = -10,21 \text{ KN.M}$$

$$M_3 = M_6 = -8,57 \text{ KN.M} ; M_4 = M_5 = -5,86 \text{ KN.M}$$

Moments en travée :

Travée	Longueur (m)	Abscisse M_{\max} (m)	Valeur de M_{\max} (kn.m)
1-2	4,00	2,038	6,36
2-3	3,00	1,576	5,23
3-4	4,00	2,094	3,41
4-5	4,50	2,25	2,20
5-6	4,00	1,906	3,41
6-7	3,00	1,424	5,23
7-8	4,00	1,962	6,36

-En majorant les moments en travée de 1/3 et en minorant les moments aux appuis de 1/3 on obtient les diagrammes suivants :

4.1) Diagramme des moments à l'ELU

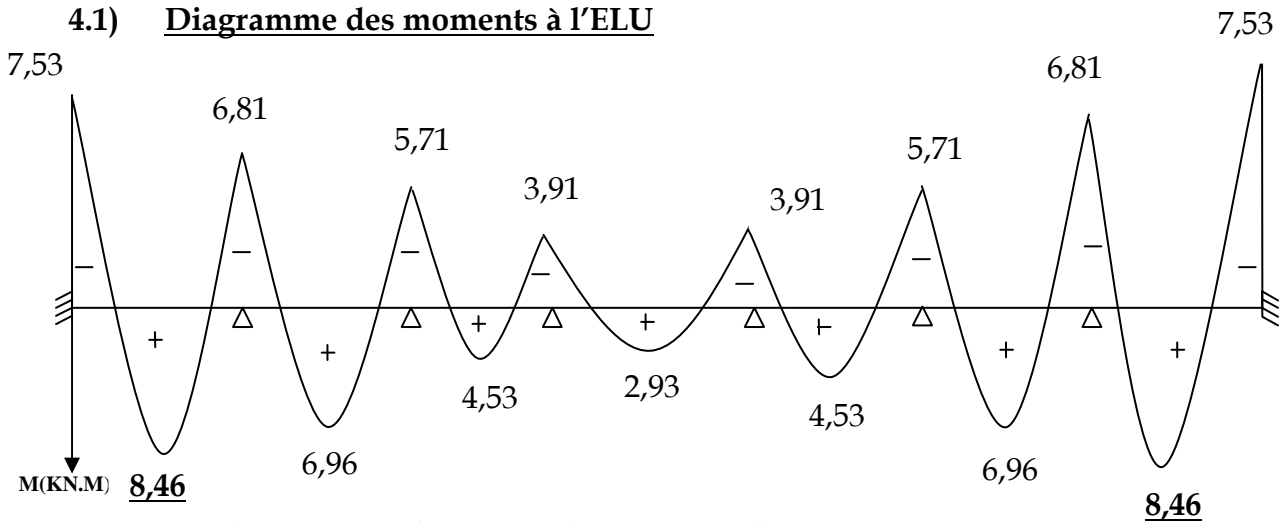


Figure 3.4.7 : Diagramme des moment à l'ELU

4.2) Calcul des efforts tranchants

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5
M_w (KN.M)	8,46	8,46	5,71	3,91
M_e (KN.M)	6,81	5,71	3,91	3,91
T_w (KN)	16,78	17,35	13,74	12,78
T_e (KN)	-17,07	-16,49	-12,30	-12,78

4.3 Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

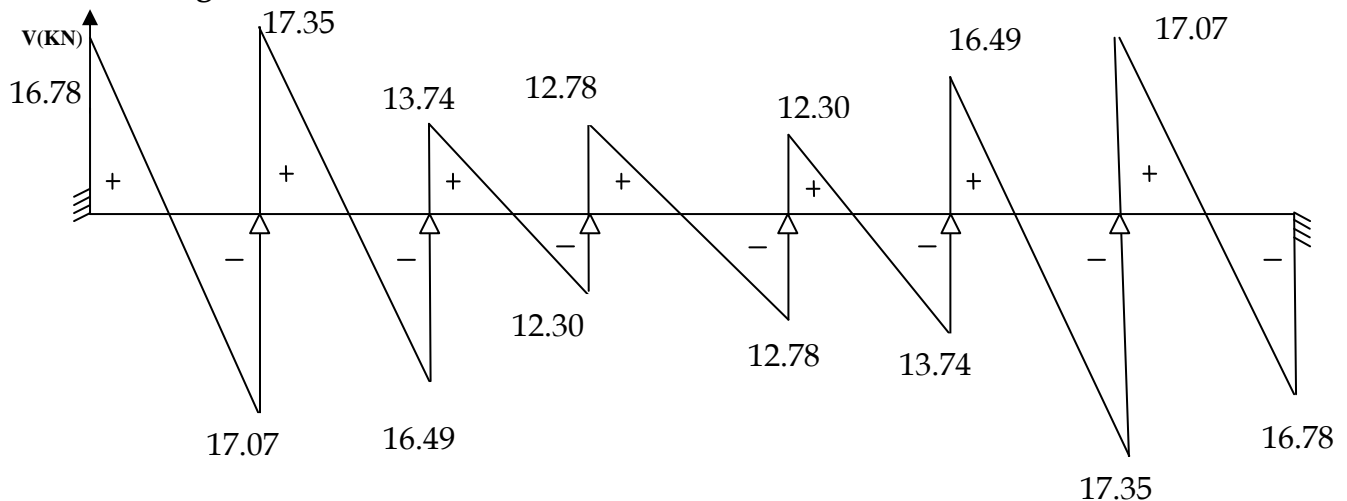


Figure 3.4.8 : Diagramme des efforts tranchants

5) Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

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

- $M_t^{\max} = 8,46 \text{ KN.m}$
- $M_a^{\max} = 7,53 \text{ KN.m}$

❖ En travée

Le moment max en travée est : $M_t^{\max} = \underline{8,46 \text{ KN.m}}$

- Position de l'axe neutre :

Si : $M_t^{\max} > M_{tab} \Rightarrow$ l'A. N est dans la nervure.

Si : $M_t^{\max} < M_{tab} \Rightarrow$ l'A.N est dans la table de compression.

M_{tab} : le moment équilibré par la table de compression.

$$M_{tab} = f_{bu} \times b \times h_0 \times d \times \frac{h_0}{2}$$

$$M_{tab} = 14,2 \times 100 \times 65 \times 4 \times 18 \times \frac{4}{2} \Rightarrow M_{tab} = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_t^{\max} < M_{tab} \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression.

- Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, le calcul se fera en considérant une section rectangulaire de **(65x20)**.

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8,46 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14,2 \times 100}$$

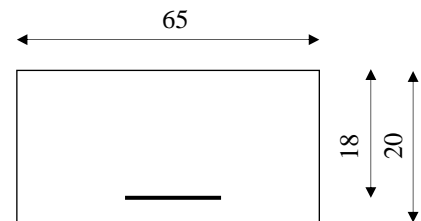
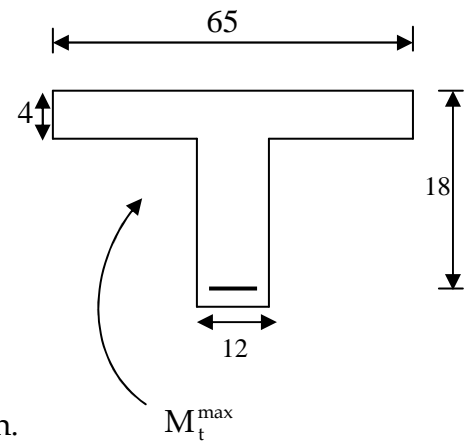
$$\mu = 0,028 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

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

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8,46 \times 10^5}{0,986 \times 18 \times 348 \times 100} \Rightarrow A_{st} = 1,37 \text{ cm}^2$$

Soit :

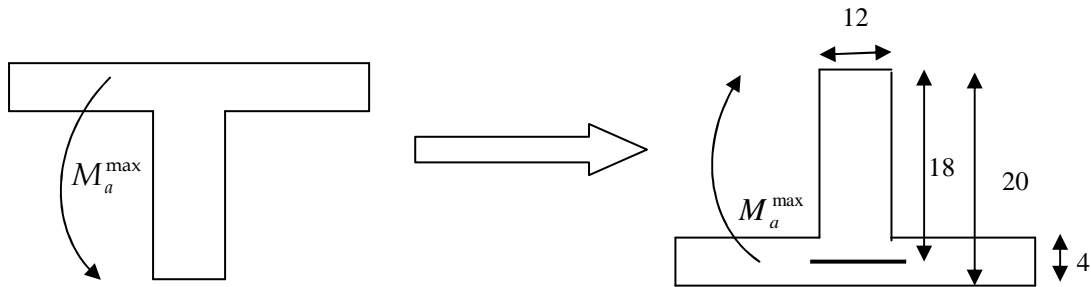
2 HA10 = 1,57 cm².



Figures 3.4.8 : Disposition des armatures

❖ Aux appuis

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



Figures 3.4.8 : Les moments aux niveaux des appuis

- Le moment max aux appuis est : $Ma_{max} = 7,53 \text{KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7,53 \times 10^5}{12 \times 18^2 \times 14,2 \times 100} = 0,136$$

$$\mu = 0,136 \Rightarrow \beta = 0,927$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,53 \times 10^5}{0,927 \times 18 \times 348 \times 100} \Rightarrow A_{st} = 1,30 \text{cm}^2$$

Soit : **1 HA14 = 1,54 cm²**

6) Vérification à l'ELU

6.1) Condition de non fragilité : (Art A.4.2/BAEL91)..... [2]

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

▪ En travée

$$A_{min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{cm}^2$$

$$A_{ad} = 1,57 \text{cm}^2 > 1,41 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \checkmark$$

▪ Aux appuis

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ad}} = 1,54 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \checkmark$$

6.2) Contrainte tangentielle: (Art.A.5.1,1/ BAEL91)..... [2]

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

❖ Calcul de $\bar{\tau}_u$:

Pour les fissurations non préjudiciables

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_B} ; 5 \text{ MPa} \right) \right\} ; \text{ Donc : } \bar{\tau}_u = \underline{\underline{3.33 \text{ Mpa.}}}$$

❖ Calcul de τ_u :

$$V_{\max} = 17,35 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{17,35 \times 10^3}{120 \times 180} ; \text{ Donc : } \tau_u = \underline{\underline{0.80 \text{ Mpa.}}}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \checkmark$$

6.3) Entraînement des barres (Art.A.6.1,3/ BAEL91).....[2]

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

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

❖ Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec : } \Psi_s = 1,5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \underline{\underline{3.15 \text{ Mpa.}}}$$

❖ Calcul de τ_{se} :

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = 3,14 \times 14 = 43,96 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{17,35 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 43,96} \quad \text{Donc : } \tau_{se} = \underline{\underline{2,44 \text{ Mpa}}}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \checkmark$$

6.4) Longueur du scellement droit (Art A.6.1, 22 / BAEL91).....[2]

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

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

❖ Calcul de τ_{su} :

$$\tau_{su} = 0,6 \psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa.}$$

$$L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm} ; \text{ On prend } L_s = \underline{\underline{50 \text{ cm}}}. \text{ Les règles de BAEL 91}$$

admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4.L_s$ pour les aciers H.A ; Donc : $L_c = \underline{\underline{20 \text{ cm}}}$

6.5) Influence de l'effort tranchant sur les armatures

❖ Appuis de rive : (Art 5.1.1,312 / BAEL91).....[2]

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

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{17,35 \cdot 10^3}{348 \cdot 100} = 0,50 \text{ cm}^2 ; A_{st \text{ adopté}} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \longrightarrow \text{Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.....} \checkmark$

❖ **Appuis intermédiaire:** (Art A.5.1,321 / BAEL91)..... [2]

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

$$V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d}$$

$$M_{\max} = 6,81 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$0,9d \cdot V_u^{\max} = 0,9 \times 180 \times 17,35 \times 10^3 = 2.81 \times 10^6 \text{ N.mm.}$$

$M_{\max} > 0,9d \cdot V_u^{\max} \rightarrow$ **Les armatures inférieures ne sont pas nécessaires**

6.6) Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.5.1, 313 / BAEL91)..... [2]

On doit vérifier :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} = \frac{2 \times 17,35 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 180} = \underline{\underline{1,78 \text{ Mpa.}}}$$

$$\frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = \underline{\underline{13,33 \text{ Mpa.}}}$$

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

6.7) Contrainte moyenne de compression sur appui intermédiaire (Art A.5.1, 322)... [2]

On doit vérifier :

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

$$R_u = |V_{u_g}| + |V_{u_d}| = 17,35 + 17,07 = 34,42 \text{ KN.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{R_u}{b_0 \times a} = \frac{34,42 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 180} = \underline{\underline{1,77 \text{ Mpa.}}}$$

$$\frac{1,3f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{1,3 \times 25}{1,5} = \underline{\underline{21,67 \text{ Mpa.}}}$$

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

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

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u \cdot (b - b_0)}{1,8 \cdot b \cdot d \cdot h_0} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u \cdot (b - b_0)}{1,8 \cdot b \cdot d \cdot h_0} = \frac{17,35 \times 10^3 (650 - 120)}{1,8 \times 650 \times 180 \times 40} ; \quad \text{Donc : } \tau_u = \underline{1,09 \text{ Mpa}}$$

$$\tau_u = 1,09 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \checkmark$$

7) Calcul des armatures transversales

7.1) Diamètre armatures transversales :(Art A.7.2/ BAEL91).... [2]

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \varphi_1, \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{200}{35}, 10, \frac{120}{10} \right) \right\} \Rightarrow \varphi_t = 5,71 \text{ mm}; \text{ soit : } \underline{\varphi_t = 6 \text{ mm.}}$$

On opte pour 1 étriers en **ϕ6** ; Donc : **A_t = 0,56 cm²**

❖ **Pourcentage minimum des armatures transversales** (Art 5.1,22/BAEL91)...[2]

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > \frac{0,4 b s_t}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0,4 \times 12 \times 15}{235} = 0,31 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{t adopté}} > A_{\text{min}} \dots \dots \dots \checkmark$$

7.2) Espacement max des armatures transversales (Art A.5.1,22/ BAEL91).....[2]

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

$$S_t \leq \min(16,2 ; 40 \text{ cm}) = \underline{16,2 \text{ cm}}$$

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

$$S_t \leq \frac{A_{ad} \cdot 0,9 \cdot f_e}{(\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28}) b_0 \cdot \gamma_s}$$

$$S_t = \frac{0,56 \times 0,9 \times 235}{(0,80 - 0,3 \times 2,1) 1,15 \times 12} = 50,48 \text{ cm .}$$

Soit $S_t \leq \min \{S_{t1}; S_{t2}\} = \min (16,2\text{cm} ; 50,48\text{cm}) = 16,2\text{cm}.$

On opte pour $S_{t_{max}} = 15\text{cm}$

❖ Conclusion

- Nous adopterons 1 étrier en $\phi 6$ tous le 15 cm.

8) Vérification à l'ELS

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

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

8.1) Combinaison de charge a l'ELS

$$q_u = (G + Q) \times 0,65 = (5,45 + 2,5) \times 0,65 = 5,17 \text{ KN/ML.}$$

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

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5,17}{7,22} = 0,716.$$

8.2) Calcul des poutrelles

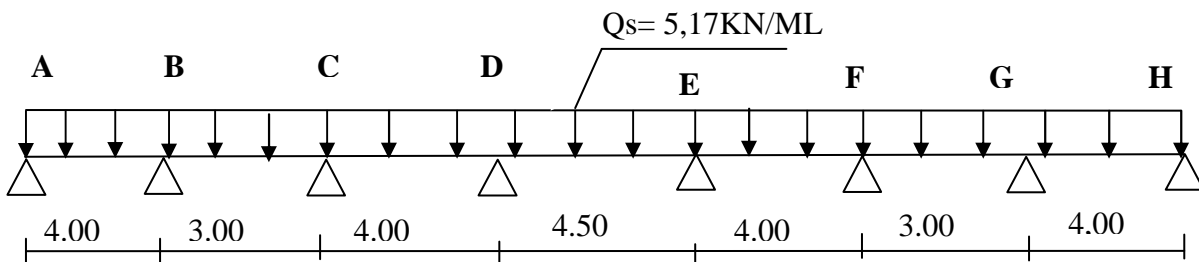


Figure3.4.9: Diagramme de chargement d'une poutrelle

➤ Diagramme des moments à l'ELS

5,39

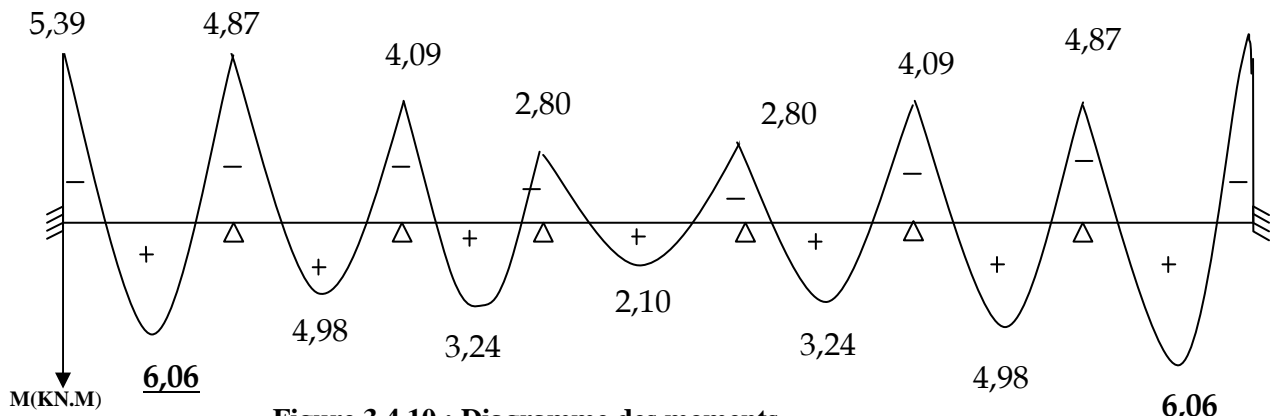


Figure 3.4.10 : Diagramme des moments

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

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

10) Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2/BAEL91).....[2]

❖ En travée

• Contrainte dans l'acier :

On doit donc s'assurer que :

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

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{1,57}{12 \times 18} \times 100 = 0,73$$

$$\rho_1 = 0,73 \Rightarrow k_1 = 25,32 \text{ et } \beta_1 = 0,876$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{6,06 \times 10^6}{0,876 \times 180 \times 157} ; \text{ Donc : } \sigma_{st} = \underline{244,79 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_s = 244,79 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \dots\dots\dots \checkmark$$

• Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que :

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

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{244,79}{25,32} \text{ Donc } \sigma_{bc} = \underline{9,66 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_{bc} = 9,66 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \checkmark$$

❖ Aux appuis

- Contrainte dans l'acier :

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{1,54}{12 \times 18} \times 100 = 0,713$$

$$\rho_1 = 0,713 \Rightarrow k_1 = 25,65 \text{ et } \beta_1 = 0,877$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{6,06 \times 10^6}{0,877 \times 180 \times 154} ; \text{Donc : } \sigma_{st} = \underline{\underline{249,27 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_s = 249,27 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \dots\dots\dots \sqrt{\quad}$$

- Contrainte dans le béton :

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{249,27}{25,65} ; \text{Donc : } \sigma_{bc} = \underline{\underline{9,72 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_{bc} = 9,72 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \sqrt{\quad}$$

11) Etat limite de déformation (Art B.6.8,424 /BAEL 91).....[2]

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

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0.d} < \frac{3.6}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15.M_0}$$

- $\frac{h}{L} = \frac{20}{450} = 0,05.$

- $\frac{1}{22.5} = 0,044.$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \dots\dots\dots \underline{\underline{\text{Condition 1 vérifiée.}}}$$

- $\frac{A_s}{b_0.d} = \frac{1,57}{12 \times 18} = 0,00726.$

- $\frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0,009.$

$$\frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{3.6}{f_e} \quad \dots\dots\dots \text{Condition 2 vérifiée.}$$

$$\bullet \quad \frac{M_t}{15 \cdot M_0} = \frac{6,06}{15 \times 10,34} = 0.039$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 \cdot M_0} \quad \dots\dots\dots \text{Condition 3 vérifiée}$$

❖ Conclusion

Les 3 conditions sont vérifiées, donc on se dispense du calcul de la flèche.

❖ Conclusion

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

Armatures longitudinales :

- 2HA10 pour le lit inférieur.
- Barre de montage en HA 10 pour le lit supérieur.
- 1HA 14 en chapeau au niveau des appuis pour le lit supérieur.

Armatures transversales.

- 1 étriers en $\phi 6$ tous le 15cm.

3.5. Calcul des balcons

3.5.1 Introduction

Le balcon se calcule comme une console encastrée 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.

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante :

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par :

L : La largeur de balcon

$$L = 1.28m$$

$$\frac{L}{10} \geq \frac{128}{10} = 12,8[cm]$$

Ce qui donne e = 15 [cm]

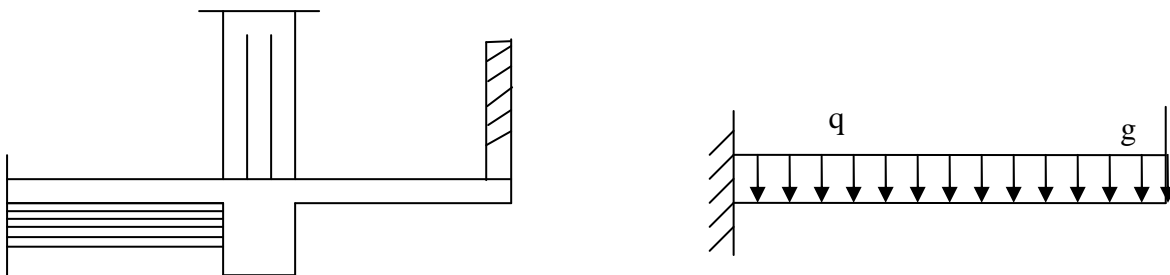


Figure3.5 : Schéma statique du balcon.

3.5.2 Détermination des charges et surcharges

Nous considérons une bande de 1[m]de balcon

a- Charges permanentes

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

b- charge concentrée

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

Charge due à la main couranteq = 1[KN/ml].

c- surcharge d'exploitation:.....Q=3,5 [KN/ml].

➤ Calcul à l'état limite ultime

Le balcon travaille en flexion simple.

3.5.2.1 Combinaison de charges

✓ A l'ELU

- Dalle: $q_{u1}=1,35G+1,5Q=1,35 \times 5,51+1,5 \times 3,5=12,69$ [KN/ml];
- Garde corps: $q_{u2}=1,35G_1=1,35 \times 1,3=1,75$ [KN/ml].
- Main courante : $q_{u3} = 1,5 \times 1 = 1,5$ [KN/ml].

✓ A l'ELS

- Dalle : $q_{s1} = 5,51+3,5=9,01$ [KN/ml].
- Garde corps $q_{s2} = 1,3$ [KN/ml].
- Main courante $q_{s3} = 1$ [KN/ml].

3.5.3 Ferrailage

➤ Calcul du moment sollicitant

$$Mu = q_{u1} \times \frac{l^2}{2} + q_{u2} \times l + q_{u3} \times 1$$

$$Mu = 12,69 \times \frac{1,28^2}{2} + 1,75 \times 1,28 + 1,5 \times 1$$

$$Mu = 14,13 \text{ [Kn.m]}$$

➤ Armatures principales

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

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{14,13 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,068 < 0,392$$

==> section simplement armée

$$\mu_u = 0,068 \Rightarrow \beta = 0,965$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{14,13 \times 10^3}{0,965 \times 12 \times 348} = 3,51 \text{ [cm}^2\text{]}$$

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

➤ Armature de répartition

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

Soit 4HA10 = 3,14[cm²] avec S_t=25[cm]

3.5.3 Vérification à l'ELU

A) Condition de non fragilité : (Art A.4.2/BAEL91)..... [2]

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

$$A_{\text{min}} \geq 0,23 \cdot \frac{2,1}{400} \cdot (100) \cdot (12) = 1,45 \text{ cm}^2$$

$$A = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,45 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée.}$$

B) Contrainte tangentielle : (Art.A.5.2,2/ BAEL91).....[2]

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

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

$$V_u = q_{u1} \times 1 + q_{u2} = 12.69 \times 1,28 + 1,75 = 20,00 \text{ [KN].}$$

$$V_u = 20,00 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{20,00 \times 10^3}{1000 \times 120} \quad ; \text{ Donc : } \tau_u = \underline{\underline{0.166 \text{ Mpa.}}}$$

$$0,07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = \underline{\underline{1,16 \text{ Mpa}}}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad \dots\dots \text{les armatures transversales ne sont pas nécessaires} \checkmark$$

C) L'adhérence des barres: (Art.A.6.1, 3/ BAEL91).....[2]

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

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

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

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

$$\bar{\tau}_{se} = \underline{\underline{3.15 \text{ Mpa.}}}$$

Calcul de τ_{se} :

❖ **Dans le sens yy**

$$\sum U_i = 3,14 \times 5 \times 12 = 188,4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{20,00 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 188,4} \quad \text{Donc : } \tau_{se} = \underline{\underline{0,98 \text{ Mpa.}}}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{Pas de risque d'entraînement des barres} \checkmark$$

D) Longueur du scellement droit : (Art A.6.1,22 / BAEL91).....[2]

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

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

Calcul de τ_{su}

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

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm} \quad ; \text{ On prend } L_s = \underline{\underline{45 \text{ cm.}}}$$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers H.A ; **Donc : $L_c = 18 \text{ cm}$**

E) Espacement des armatures

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

Armatures principales ———→ $S_t < \min \{2h ; 25 \text{ cm}\}$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \checkmark$$

Armatures de répartition ———→ $S_t < \min \{2h ; 25 \text{ cm}\}$

$$S_t = 25 \text{ cm} = 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \checkmark$$

5.4 Vérification à l'ELS

➤ **Calcul du moment sollicitant**

$$M_s = q_{s1} \times \frac{l^2}{2} + q_{s2} \times l + q_{s3} \times l$$

$$M_s = 9,01 \times \frac{1,28^2}{2} + 1,3 \times 1,28 + 1 \times 1$$

$$M_s = 10,45 \text{ [Kn.m]}$$

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

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

B° Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2/BAEL91).....[2]

• **Contrainte dans l'acier :**

On doit donc s'assurer que :

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

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3.90}{100 \times 13} \times 100 = 0.3$$

$$\rho_1 = 0.3 \Rightarrow k_1 = 43.14 \text{ et } \beta_1 = 0.914$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{2.05 \times 10^6}{0.914 \times 130 \times 390} ; \text{ Donc : } \sigma_{st} = \underline{\underline{44.23 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_s = 44.23 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \dots \dots \dots \checkmark$$

• **Contrainte dans le béton :**

On doit donc s'assurer que :

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

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{44.23}{43.14} \text{ Donc } \sigma_{bc} = \underline{\underline{1.02 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_{bc} = 1.02 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots \dots \dots \checkmark$$

C° Etat limite de déformation (Art B.6.8, 424/BAEL 91).....[2]

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

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

- $\frac{h}{L} = \frac{15}{128} = 0,12$
- $\frac{1}{16} = 0.0625$.
- $\frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{5,65}{100 \times 12} = 0,0047$
- $\frac{4.2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,01$ $\frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4.2}{f_e}$ condition vérifiée
- $\frac{h}{L} = \frac{15}{128} = 0,13$
- $\frac{M_t}{10 \cdot M_0} = \frac{10,45}{10 \cdot 10,45} = 0,09$ $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$ condition vérifiée

Conclusion : Les balcons seront ferrailé comme suit

- ❖ Armature principales : 5HA12 avec e=20 cm
- ❖ Armatures secondaire : 4HA10 avec e=25 cm

3.6 Introduction

Le bâtiment comporte deux cages d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimensions (1,40×1,70) m² appuyée sur ses 4 cotés.

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

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

Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

L'épaisseur de la dalle est de 15cm (Voir chapitre 2).

3.6.1 Calcul des sollicitations

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = 1,40 \div 1,70 = 0.83$$

$$0,4 \leq \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

❖ Moments dus au poids propre :

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

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

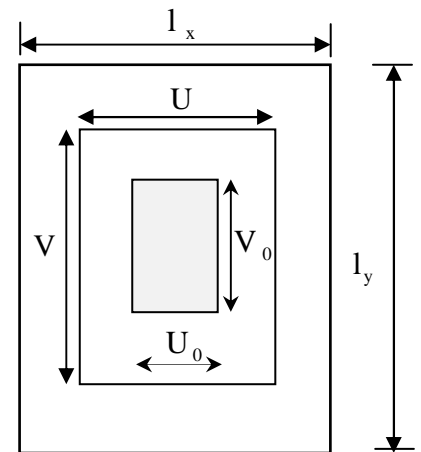
Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport ρ_x et du coefficient de Poisson ν .

q : Charge uniformément répartie sur toute la dalle.

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

$$\rho = 0.83 \rightarrow \mu_x = 0.0531 \text{ et } \mu_y = 0.649$$

$$\text{Poids de la dalle : } G = (25 \times 0.15 \times + 22 \times 0.05) \times 1\text{ml} = \mathbf{4.85 \text{ KN/ml.}}$$

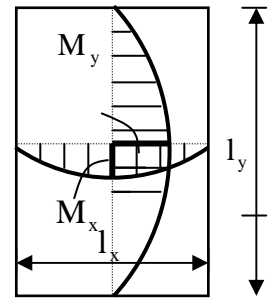


Surcharge d'exploitation : $Q = 1\text{KN/ml}$.

$$qu = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.0475 \text{ KN/ml}$$

$$M_{uxl} = 0,0531 \times (8,0475) \times (1,4)^2 = 0,84 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy1} = 0,649 \times 0,84 = 0,54 \text{ KN.m}$$



- **Etat limite de service (ELS) : $\nu = 0.2$**

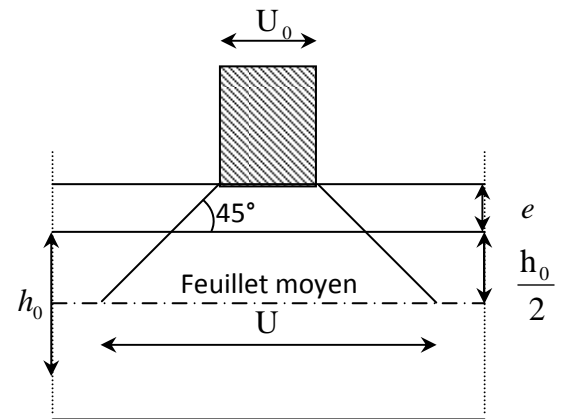
Figure3.6.1.1 : Les moments de poids propre

$$\rho = 0.83 \rightarrow \mu_x = 0.0600 \text{ et } \mu_y = 0.75$$

$$qs = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/ml}$$

$$M_{sxl} = 0,0600 \times (5,85) \times (1,4)^2 = 0,69 \text{ KN.m}$$

$$M_{syl} = 0,750 \times 0,69 = 0,52 \text{ KN.m}$$



- ❖ **Moments dus a la charge localisée**

$$M_x = P.(M_1 + \nu.M_2)$$

$$M_y = P.(\nu.M_1 + M_2)$$

Figure3.6.1.1 : Les moments des charges locales

M_1, M_2 coefficients donnés par les abaques en fonction de ρ_x et des rapports $\frac{U}{l_x}$ et $\frac{V}{l_y}$

U et V cotés du rectangle sur lesquels la charge P s'applique, compte tenu de la diffusion à 45° dans la dalle. Ils sont déterminés au niveau du feuillet moyen de la dalle.

$$V = V_0 + 2 \cdot \left(\xi \cdot e + \frac{h_0}{2} \right) = V_0 + 2 \cdot \xi \cdot \xi + h_0 \quad U = U_0 + 2 \cdot \left(\xi \cdot e + \frac{h_0}{2} \right) = U_0 + 2 \cdot \xi \cdot \xi + h_0$$

Le coefficient ξ dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton : $\rightarrow \xi = 1.0$

$$\underline{\text{A.N}} : U = U_0 + 2 \times 1 \times 0.05 + 0.15 = 1.05 \text{ m} = V_0$$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{1,05}{1,40} = 0,7 \quad \text{Et} \quad \frac{V}{l_y} = \frac{1,05}{1,70} = 0,6.$$

Après interpolation on aura :

$$M_1 = 0,0907 \quad \text{et} \quad M_2 = 0,0632$$

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

$$P_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN.}$$

$$M_{ux2} = P_u \cdot M_1 = 121,5 \times 0,0907 = 11,02 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy2} = P_u \cdot M_2 = 121,5 \times 0,0632 = 7,68 \text{ KN.m}$$

- **Etat limite de service (ELS) : $\nu = 0,2$**

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

$$M_{sx2} = P_s \cdot (M_1 + \nu \cdot M_2) = 90 \times (0,0907 + 0,2 \times 0,0632) = 9,30 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy2} = P_s \cdot (M_2 + \nu \cdot M_1) = 90 \times (0,0632 + 0,2 \times 0,0907) = 7,32 \text{ KN.m}$$

❖ **Superposition des moments :**

- ELU :

$$M_{ux} = M_{ux1} + M_{ux2} = 0,84 + 11,02 = 11,86 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = M_{uy1} + M_{uy2} = 0,54 + 7,68 = 8,22 \text{ KN.m}$$

- ELS :

$$M_{sx} = M_{sx1} + M_{sx2} = 0,69 + 9,3 = 10,00 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy} = M_{sy1} + M_{sy2} = 0,52 + 7,32 = 7,84 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte du semi encastrement de la dalle, on réduit les moments calculés (sur appuis et en travée).

Les moments seront réduits de 15% en travée, et de 70% en appuis.

- En travée

$M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 11,86 = 10,081 \text{ KN.m}$ $M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 8,22 = 6,987 \text{ KN.m}$

- En appuis

$M_x^a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 11,86 = 3,558 \text{ KN.m}$ $M_y^a = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 8,22 = 2,466 \text{ KN.m}$

3.6.2 Ferrailage du panneau

Le calcul se fera en flexion, le moment maximal s'exerce suivant la petite portée par conséquent les armatures correspondantes constitueront le lit inférieur.

Nous considérerons la hauteur utile propre à chacune des deux directions, en appuis comme en travée ($d_x= 13\text{cm}$ et $d_y=12\text{cm}$).

$$d_y = d_x - \left(\frac{\phi_x + \phi_y}{2}\right)$$

Zone	Sens	Mu (KN.m)	μ	β	A (cm ²)	A adoptée (cm ² /ml)	Espacement
En travée	X-X	10,081	0,042	0,979	2,27	5HA12=5.65	20 cm
Sur appuis	X-X	3,558	0,015	0,993	0,79	5HA10=3.92	20 cm
En travée	Y-Y	6,987	0,03	0,985	1,57	5HA10=3.92	20 cm
Sur appuis	Y-Y	2,466	0,01	0,995	0,55	5HA10=3.92	20 cm

La dalle est soumise à des charges concentrées, toutes les armatures de flexion situées dans la région centrale du panneau seront prolongées jusqu'aux appuis, et ancrées au-delà du contour théorique de la dalle.

• **Vérifications à l'état limite ultime**

A) Espacements des armatures

La fissuration est non préjudiciable.

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

❖ **Direction principale**

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

$$St = 20\text{cm} < \min \{30\text{cm}, 25\text{cm}\} \dots\dots\dots \sqrt{\quad}$$

❖ **Direction secondaire :**

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

$$St = 20\text{cm} < \min \{45\text{cm}, 33\text{cm}\} \dots\dots\dots \sqrt{\quad}$$

B) Diamètre maximal des barres

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

$$\varphi_{MAX} = 12\text{mm} \leq 15 \text{ mm} \dots \dots \dots \checkmark$$

C) Condition de non fragilité

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

❖ **Direction principale**

$$W_x = W_0 \times (3 - \rho_x)/2 = 0.0008 \times (3-0.83)/2 = 0.000868.$$

$$A_{min} = W_x \times b \times h = 0.000868 \times 100 \times 15 = \mathbf{1.302\text{cm}^2} < \mathbf{5.65\text{cm}^2}$$

$$A_{min} < A_x^t \dots \dots \dots \checkmark$$

❖ **Direction secondaire**

$$W_x = \frac{A_y}{b \times h} \geq W_0 \times (3 - \rho_x)/2 = 0.0008 \times (3-0.83)/2 = 0.000868.$$

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

$$A_{min} < A_y^t \dots \dots \dots \checkmark$$

D) Vérification de la contrainte tangentielle

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

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

❖ **Au milieu de U**

$$T_u = \frac{P}{3 \times (V)} = \frac{121.5}{3 \times 0.95} = 42.63 \text{ KN.}$$

❖ Au milieu de V

$$T_u = \frac{P}{2 \times (U+V)} = \frac{121.5}{2 \times (0.95+0.95)} = 31.97 \text{ KN.}$$

$$\left. \begin{aligned} \tau_u &= \frac{42.63 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.328 \text{ MPa} \\ 0.07 \times \frac{25}{1.5} &= 1.16 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \rightarrow \tau_u = 0.327 \text{ MPa} < 1.16 \text{ MPa}$$

$\tau_u < 1.16 \text{ Mpa}$√

E) Condition de non poinçonnement

A l'état limite ultime, la force résistante au poinçonnement **Qu** est déterminée par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable du à la présence d'un ferrailage horizontal

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Qu : charge de calcul à l'ELU.

h : épaisseur total de la dalle.

U_c = 2 × (U+V) = 3.8m : le périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

A.N: $0.045 \times 3.8 \times 0.15 \times 25 \times 10^3 / 1.5 = 427,5 \text{ KN} \geq 121,5 \text{ KN.}$

La condition est vérifiée → Aucune armature transversale n'est nécessaire.

3.6.3 Vérification à l'état limite de service

Les moments précédemment calculés, seront réduits de 15% en travée et de 70% en appuis.

○ En travée

$$\begin{aligned} M_x^t &= 0,85 \times M_x = 0,85 \times 10,00 = 8.50 \text{ KN.m} \\ M_y^t &= 0,85 \times M_y = 0,85 \times 7,84 = 6,664 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

o En appuis

$$M_x^a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 10,00 = 3,00 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 7,84 = 2,352 \text{ KN.m}$$

Zone	Sens	Ms (KN.m)	μ	β	A (cm ²)
En travée	X-X	8,50	0,035	0,777	2,42
Sur appuis	X-X	3,00	0,012	0,839	0,79
En travée	Y-Y	6,664	0,03	0,781	1,89
Sur appuis	Y-Y	2,352	0,011	0,843	0,62

Le ferrailage adopté à l'ELU est suffisant.

• Vérification de la flèche

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

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

$$\frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{140} = 0,11 \geq \frac{10,081}{20 \times 10,00} = 0,0504 \dots \dots \dots \checkmark$$

$$\frac{A_x}{b \times b} = \frac{5,65}{100 \times 13} = 0,0043 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \dots \dots \dots \checkmark$$

Les deux conditions sont vérifiées, on se dispensera du calcul de la flèche.

Conclusion

La dalle de la salle machine sera ferrillée comme suit :

Sens x-x

Lit inferieur : 5 HA12/ml avec un espacement de 20cm.

Lit supérieur : 5 HA10/ml avec $e = 20\text{cm}$.

Sens y-y

Lits inférieur et supérieur : 5 HA10/ml avec $e = 20\text{cm}$.

3.7 Etude de la poutre de chaînage

3.7.1 Introduction

La poutre de chaînage est considérée comme une poutre continue avec une inertie constante et qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures.

3.7.2 Pré-dimensionnement

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

✓ L'épaisseur :

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

$$\frac{L}{15} = \frac{330}{15} = 22 \leq h \leq \frac{L}{10} = \frac{330}{10} = 33 \quad \text{On adopte une hauteur } h = 30 \text{ cm}$$

✓ La largeur :

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

$$0.4h = 12 \leq b \leq 0.7h = 21 \quad \text{On adoptera une largeur } b = 25 \text{ cm}$$

Note :

L : la longueur libre (entre nus d'appuis) dans le sens considéré :

$$L = 330 \text{ cm.}$$

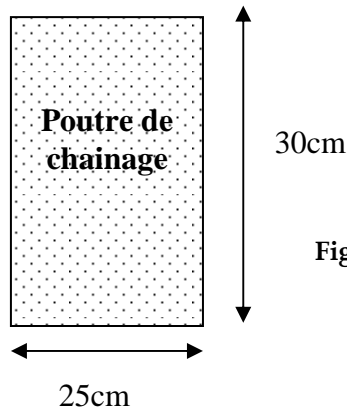


Figure 3.7.1 : Coupe transversal de la poutre

3.7.3 Evaluation des charges et surcharges

➤ Les charges permanentes

- Poids propre de la poutre : $0,25 \cdot 0,3 \cdot 25 = 1.875 \text{ kn/ml}$
- Poids du mur (double cloison) : $(3,06 - 0,3)2,36 = 6.514 \text{ kn/ml}$
- Poids du plancher : $5,45 \times \frac{0,65}{2} = 1.771 \text{ Kn/ml}$

$$G_t = 10.16 \text{ kn/ml.}$$

➤ La surcharge d'exploitation

$$Q = 1,5 \times \frac{0,65}{2} = 0,487 \text{ kn/ml.}$$

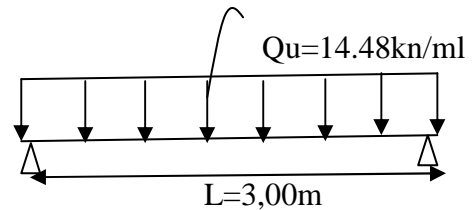
3.7.4 Combinaisons des charges

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5q = 1,35 \times 10,16 + 1,5 \times 0,487 = 14,488 \text{ kn/ml}$.

ELS : $q_s = G + Q = 10,16 + 0,487 = 10,65 \text{ kn/ml}$.

3.7.5 Etude de la poutre à l'ELU

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée sur deux appuis.



- **Calcul des moments :**

Afin de tenir compte des semi-encastres aux appuis, on affectera les moments par des coefficients.

✓ **En travée :**

$M_t = 0,85 \times 16,16 \times \frac{3,3^2}{8} = 16,71 \text{ kn.m}$

✓ **Aux appuis :**

$M_a = 0,3 \times 16,16 \times \frac{3^2}{8} = 5,9 \text{ kn.m}$

✓ **Les réactions d'appuis :**

$R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{16,16 \times 3,30}{2} = 23,84 \text{ kn}$

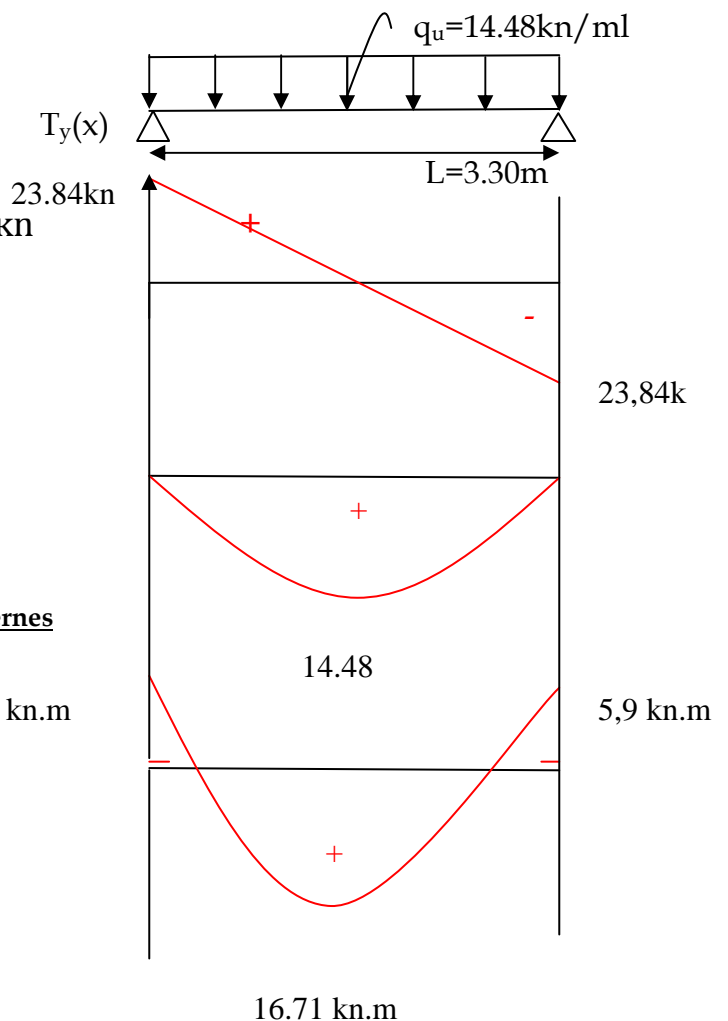


Figure 3.7.2: Diagramme des Efforts internes

3.7.5 Calcul des armatures

✓ En travée

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{16.71 \times 10^{-3}}{0,25 \times 0,28^2 \times 14,2} = 0,06$$

$\mu \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée.

Choix des armatures : on prendra **3HA10 = 2,35 cm²**

a) Vérification à ELU

❖ **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 25 \cdot 28 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,84 \text{ cm}^2.$$

$$\left. \begin{matrix} A_{min} = 0,84 \text{ cm}^2 \\ A_{st}^a = 2,35 \text{ cm}^2 \\ A_{st}^t = 3,39 \text{ cm}^2 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \left. \begin{matrix} A_{st}^a > A_{min} \\ A_{st}^t > A_{min} \end{matrix} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_U = \frac{T_U}{b \cdot d} \quad \text{Avec : } T_U = 24,09 \text{ kn}$$

$$\tau_U = \frac{23,84}{0,25 \cdot 0,28} = 340,57 \text{ Kn / m}^2 = 340,57 \cdot 10^{-3} \text{ MPa} .$$

$$\bar{\tau}_U = \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} = \min \{ 3,3 ; 5 \text{ Mpa} \} = 3,30 \text{ Mpa}.$$

$$\left. \begin{matrix} \bar{\tau}_U = 3,3 \text{ MPa} . \\ \tau_U = 0,340 \text{ MPa} . \end{matrix} \right\} \Rightarrow \tau_U < \bar{\tau}_U \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

1. Dans le béton : (BAEL91 modifié 99/Art A.5.1, 313)..... [2]

$$T_u = 23,84 \text{ KN} \leq 0,4 \times b \times 0,9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 420 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

2. Sur les aciers : (BAEL 91 modifié 99/Art A.5.1, 321)

$$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(23,89 + \frac{-5,9}{0,9 \times 0,28} \right) = 0,0012 \dots \text{Condition vérifiée}$$

On constate que l'effort tranchant V_u n'a pas d'influence sur les armatures.

❖ **Vérification à l'entraînement des barres (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1, 3)... [2]**

$$\bar{\tau}_{Se} = \psi_s \cdot f_{t28} \quad \text{Avec : } \psi_s = 1,5 \quad \text{pour les barres à haute adhérence (HA).}$$

$$\bar{\tau}_{Se} = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{Se} = \frac{T_U}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} \quad \text{Avec : } \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \cdot (3,14) \cdot 10 = 94,20 \text{ mm}$$

$$\tau_{Se} = \frac{23,84 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 280 \cdot 94,20} = 1,0042 \text{ MPa.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_e = 1,0042 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_e = 3,15 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \tau_{Se} < \bar{\tau}_{Se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

- **Calcul des ancrages des barres : (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1, 21)..... [2]**

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4\tau_s} \Phi = 31,85 \Phi \text{ cm}$$

Pour $\phi = 1,00 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 31,85 \times 1,00 = 31,85 \text{ cm.}$

Pour $\phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 31,85 \times 1,2 = 38,22 \text{ cm.}$

Nous adaptons pour des raisons pratiques un crochet normal qui sera calculé comme suit :

En travée : $L_r = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 31,85 = 12,74 \text{ cm.}$

En appui : $L_r = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 38,22 = 15,28 \text{ cm.}$

❖ **Calcul des armatures transversales**

$$\text{Diamètre : } \phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}; \frac{b}{10}; \phi_t \right\} \Leftrightarrow \phi_t \leq \min \left(\frac{30}{35} = 0,857; \frac{25}{10} = 2,5; 1,2 \right)$$

En prend comme diamètre: $\phi_t = 8 \text{ mm.}$

On adoptera comme armatures transversales un cadre et un étrier, donc :

$$A_t = 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2.$$

✓ **Ecartement des armatures transversales**

$$S_t \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min (0,9 \times 28; 40 \text{ cm}) = \min (25,2, 40 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

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

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} > 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{2.01 \times 400}{20 \times 25} = 1.608 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Espacement entre les barres**

Selon (RPA 99 Version 2003/ Art : 7.5.2) ; l'espacement doit vérifier :

• **Sur appuis**

$$e \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi; 30 \right\} = \min \left(\frac{30}{4} = 7.5; 12(1.2) = 12; 30 \right) \Leftrightarrow \text{Soit : } e = S_t = 7 \text{ cm.}$$

• **En travée**

$$e \leq \frac{h}{2} \Leftrightarrow e \leq \frac{30}{2} = 15 \text{ cm.} \quad \Leftrightarrow \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

b) Vérification à l'ELS

• **calcul à l'ELS :**

$$q_s = G + Q = 10.16 + 0,487 = 10.65 \text{ kn/ml}$$

- **Réaction aux appuis :**

$$R_A = R_B = q_s \times \frac{l}{2} = 10.65 \times \frac{3,30}{2} = 17,57 \text{ KN}$$

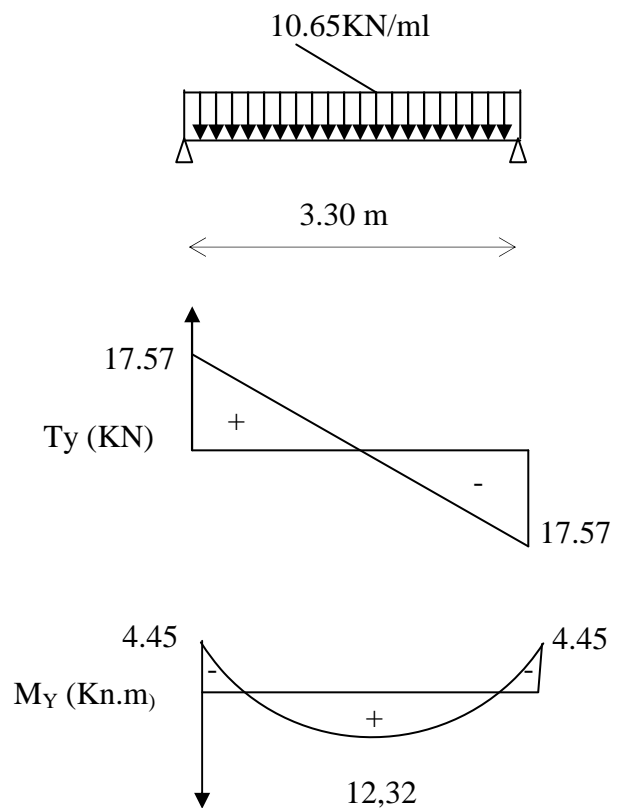
- **Les moments :**

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 10.65 \times \frac{3,30^2}{8} = 14,49 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de semi encastrement :

$$M_a = -0,3 \times 14.49 = -4.45 \text{ Kn.m .}$$

$$M_t = 0,85 \times 14.49 = 12.32 \text{ Kn.m .}$$



Figur 3.7.3: Diagramme des moments et des efforts tranchants

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

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ (voir chapitre I).

Et : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$ Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta.d.A_{st}}$ (Une poutre soumise à la flexion simple).

β_1 ; K_1 : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de ρ , qui égale à : $\rho = \frac{100.A_{st}}{b_0.d}$

a) Sur appuis

$$\rho = \frac{100.A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 2,35}{25 \times 28} = 0,341 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,908 \\ K_1 = 39,35 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta.d.A_{st}} = \frac{4.45.10^6}{0,908 \times 280. \times 2,35.10^2} = 74.48 MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{74.48}{39.35} = 1.89 MPa.$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 1.89 MPa. \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa. \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) En travée

$$\rho = \frac{100.A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 28} = 0.49 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,893 \\ K_1 = 31,73 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta.d.A_{st}} = \frac{12,32.10^6}{0,893 \times 280. \times 3,39.10^2} = 145.34 MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{145.34}{31.73} = 4,58 MPa.$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 4.58 MPa. \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa. \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Etat limite d'ouverture des fissurations**

La fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \left\{ \frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = 201,63 MPa$$

On a $\sigma_{st} = 145,34 MPa < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 MPa \Rightarrow$ **la condition est vérifiée**

➤ **vérification de la flèche**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} = \frac{30}{330} = 0,09 \\ \frac{1}{16} = 0,0625 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{h}{L} = \frac{30}{330} = 0,09 \\ \frac{M_t}{10M_0} = \frac{12,32}{10 \times 14,49} = 0,085 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{A}{bd} = \frac{3,39}{25 \times 28} = 0,005 \\ \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ condition vérifiée}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

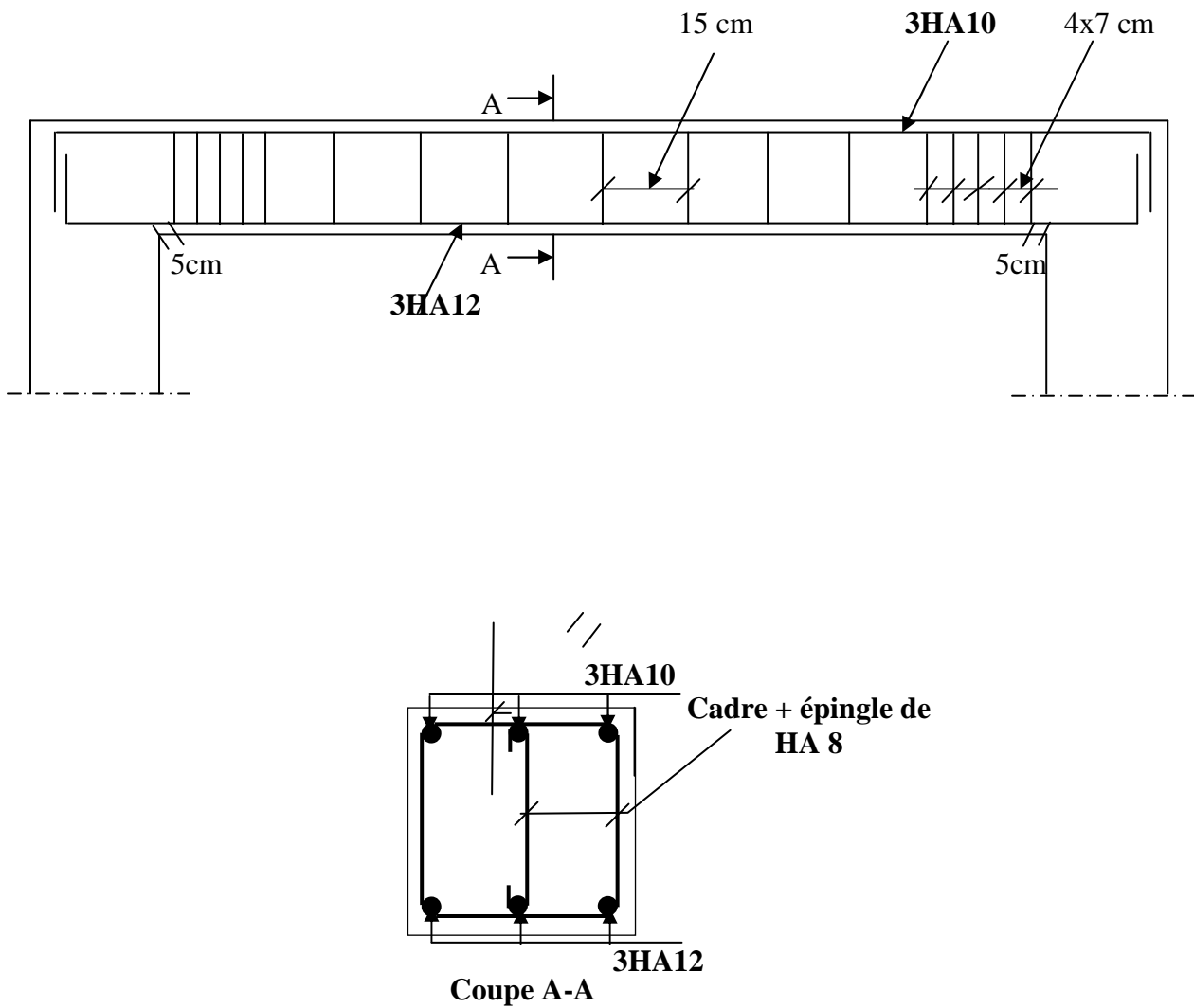


Figure 3.7.4 : Ferrailage de la poutre de chaînage

3.8 Calcul de la charpente

3.8.1 Introduction

Notre bâtiment comporte deux charpentes en bois, composée de deux versants inclinés d'un angle $\alpha = 25^\circ$; L'étude de la charpente revient à la détermination des efforts pour chacune de ses éléments, et à la vérification de leur résistance aux différentes sollicitations.

La charpente dans notre ouvrage contient les éléments suivants :

- Tuiles
- Liteaux
- Chevrons
- Pannes sablière, pannes faitière, pannes intermédiaires

3.8.2 Détermination des charges

- Charges permanente

Poids propre des tuiles..... 0.40Kn /m²

Poids propre des pannes..... 0.8Kn/m²

Poids propre des chevrons 0.8Kn/m²

- Les efforts revenant aux pannes et aux chevrons

$$\alpha = 25^\circ \text{ donc } \cos 25 = 0.90 \quad \frac{1}{\cos 25} = 1.10 \quad \sin 25 = 0.42$$

Donc les charges permanentes deviennent

Poids des tuiles $G = 0.4 \times 1.10 = 0.44 \text{ Kn/m}^2$.

Poids des pannes et chevrons..... $G = 0.8 \times 1.10 = 0.88 \text{ Kn/m}^2$

$$G_{\text{tota}} = 1.32 \text{ Kn/m}^2$$

- Surcharges d'exploitations

$$Q = 1 \times 1.10 = 1.10 \text{ Kn/m}^2.$$

• Combinaison d'actions

ELU :

$$P_U = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1.32 + 1.5 \times 1.10 = 3.43 \text{ Kn/m}^2.$$

ELS:

$$P_S \ G + Q = 1 \times 1.32 + 1 \times 1.10 = 2.42 \text{ Kn/m}^2.$$

3.8.3 Calcul des pannes

L'espacement des pannes est égal à

$$1.2 \leq e_p \leq 1.8$$

On prend : $e_p = 1.35m$

La portée des pannes est $L_p = 3.30m$.

$$q_p = 3.43 \times 1.35 = 4.5 \text{ Kn/ml.}$$

La section $q_y = q_p \times \cos \alpha$

$$q_y = 4.5 \times \cos 25 = 4.05 \text{ Kn/ml.}$$

$$q_x = q_p \times \sin \alpha$$

$$q_x = 4.5 \times \sin 25 = 1.87 \text{ Kn/ml.}$$

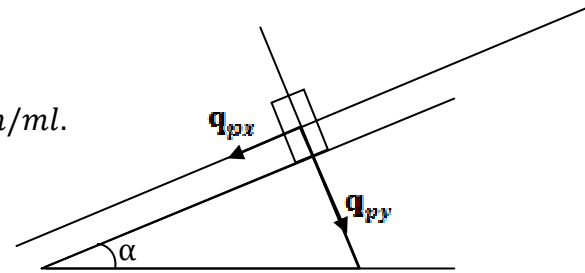
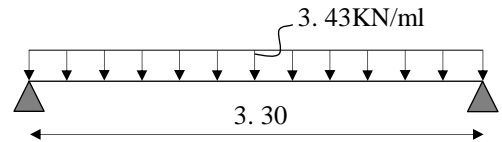


Figure 3.8.1 Schéma statique d'une panne

✓ **Le dimensionnement des pannes**

Le choix de la section des pannes doit vérifier la formule suivante :

$$\frac{h}{b} < 5$$

Dans $1.00m^2$, nous avons une panne et deux chevrons, dont leurs sections sont respectivement $(10.5 \times 22.50) \text{ cm}^2$ et $(5.50 \times 7.50) \text{ cm}^2$.

Donc : $\frac{22.5}{10.5} = 2.14 < 5$.

✓ **Vérification des contraintes admissibles de bois**

On doit vérifier que :

$$\sigma = \frac{M_{fx}}{I_{xx}} + \frac{M_{fy}}{I_{yy}} \leq \overline{\sigma}_f$$

$$\frac{I_{xx}}{V} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^3}{6} = \frac{(10.5) \times (22.5^3)}{6} = 885.938 \text{ cm}^3$$

$$\frac{I_{yy}}{V} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^3}{6} = \frac{(22.5) \times (10.5^3)}{6} = 413.438 \text{cm}^3$$

✓ **Moments de flexion**

$$M_{fx} = q_y \times \frac{l^2}{8} = 4.05 \times \frac{3.3^2}{8} = 5.5 \text{Kn. m.}$$

$$M_{fy} = q_x \times \frac{l^2}{8} = 1.85 \times \frac{(3.3)^2}{8} = 2.5 \text{Kn. m.}$$

$$\sigma_f = \frac{5.5 \times 10^4}{885.93} + \frac{2.88 \times 10^4}{413.438} = 126.60 \text{dan/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_f = \frac{5.5 \times 10^4}{1000} + \frac{2.5 \times 10^4}{750} = 100.4 \text{dan/cm}^2.$$

★ Le bois utilisé est de catégorie I avec :

$$\bar{\sigma}_f = 142.$$

$\sigma_f < \bar{\sigma}_f$ **condition est vérifiée.**

✓ **Vérification a la flèche**

La valeur de la flèche est fixée par les règles C13. 71.... [3] pour les pannes est donnée par :

$$\bar{f} = \frac{L_p}{300} = \frac{3.3}{300} = 1.1 \text{cm.}$$

La valeur réelle de la flèche est donnée par la formule suivante :

$$f = \frac{5 \cdot \sigma_f \cdot l^2}{48 \cdot E_f \cdot \frac{h}{2}}$$

E_f : module de déformation instantanée du béton.

$$E_f = 11000 \sqrt{\bar{\sigma}_f}$$

$$E_f = 11000 \sqrt{142} = 131080.13 \text{dan/cm}^2.$$

$$f = \frac{5 \times 126.6 \times 330^2}{48 \times 131080.13 \times 11.25} = 0.97. \text{cm.}$$

$f < \bar{f}$ **condition vérifiée.**

Donc en garde les dimensions : **(10.5x22.5)cm²**

3.8.4 Calcul des chevrons

Le calcul se fera en flexion simple sous les charges q_c ; Le chevron est considéré comme une poutre continue appuyée sur plusieurs appuis, la section de chevron est de (55x75).

L'espacement des chevrons est égal à : 0.5cm.

La portée des chevrons dans notre cas est de $L_c = 1.35m$

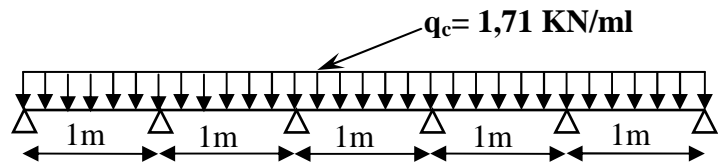


Figure III.1.3 Schéma de chargement de chevron

$$q_c = q_u \times e_s = 3.43 \times 0.5 = 1.71 \text{ Kn/ml}$$

En tenant compte de la continuité des appuis

Moment en travée : $M_t = 0.6 M_0$.

Moment aux appuis : $M_a = 0.8 M_0$.

Avec :

$$M_0 = \frac{qLc^2}{8} = \frac{1.71 \times 1^2}{8} = 0.214 \text{ Kn. ml.}$$

$$M_t = 0.6 \times 0.214 = 0.128 \text{ Kn. ml.}$$

$$M_a = 0.8 \times 0.214 = 0.171 \text{ Kn/ml.}$$

- Pour le choix des chevrons on doit vérifiés la relation suivante :

$$\sigma_f = \frac{M_f}{I} \leq \bar{\sigma}_f$$

- En travée

$$\sigma_{ft} = \frac{M_t}{\frac{I}{V}} = \frac{0.128 \times 10^4}{\frac{5.5 \times 7.5^2}{6}} = 24.83 \text{ dan/cm}^2.$$

$$\sigma_{ft} \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ dan/cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{ft} = \frac{M_t}{\frac{I}{V}} = \frac{0.171 \times 10^4}{\frac{5.5 \times 7.5^2}{6}} = 33.83 \text{ dan/cm}^2.$$

$$\sigma_{ft} \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ dan/cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de la flèche admissible**

La valeur de la flèche admissible est donnée par la formule suivante :

$$\bar{f} = \frac{L}{200} = \frac{100}{200} = 0.5cm.$$

L : La portée de chevron.

La valeur réelle de la flèche :

$$f = \frac{5x\sigma_f x l^2}{48xE_f x \frac{h}{2}}$$

$E_f = 131080.13dan/cm^2$, Est calculé déjà.

$$f_t = \frac{5x24.83x100^2}{48x131080.13x3.75} = 0.052cm.$$

$$f_a = \frac{5x33.83x100^2}{48x131080.13x3.75} = 0.072cm.$$

$f_t < \bar{f}_a$ condition vérifiée.

$f_a < \bar{f}_a$ condition vérifiée.

Donc la section adoptée pour les chevrons est : $(5.5x7.5)cm^2$.

3.8.5 Calcul des liteaux

Le calcul des liteaux se fait comme celui des pannes

En prend pour la section des liteaux $(30x40)mm^2$.

L'espacement des liteaux est égal à : 30cm. La portée des pannes est

$$L_p = 0.5m$$

$$q_p = 3.43 \times 0.5 = 1.715Kn/ml.$$

La section : $q_y = q_p \times \cos \alpha$

$$q_y = 1.715 \times \cos 25 = 1.55Kn/ml.$$

$$q_x = q_p \times \sin \alpha$$

$$q_x = 1.715 \times \sin 25 = 0.72Kn/ml.$$

✓ **Vérification des contraintes admissible de bois :**

On doit vérifier que :

$$\sigma = \frac{M_{fx}}{I_{xx}} + \frac{M_{fy}}{I_{yy}} \leq \bar{\sigma}_f$$

$$\frac{I_{xx}}{V} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^3}{6} = \frac{(3) \times (4^3)}{6} = 8 \text{cm}^3.$$

$$\frac{I_{yy}}{V} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^3}{6} = \frac{(4) \times (3^3)}{6} = 6 \text{cm}^3.$$

✓ **Moments de flexion :**

$$M_{fx} = q_y \times \frac{l^2}{8} = 1.55 \times \frac{0.5^2}{8} = 0.048 \text{Kn. m.}$$

$$M_{fy} = q_x \times \frac{l^2}{8} = 0.72 \times \frac{(0.5)^2}{8} = 0.0225 \text{Kn. m.}$$

$$\sigma_f = \frac{0.048 \times 10^4}{8} + \frac{0.0225 \times 10^4}{6} = 97.5 \text{dan/cm}^2$$

★ Le bois utilisé est de catégorie I avec :

$$\bar{\sigma}_f = 142.$$

$\sigma_f < \bar{\sigma}_f$ condition est vérifier.

✓ **Vérification a la flèche :**

La valeur de la flèche est fixée par les règles C13. 71 ...[3] pour les pannes est donnée par :

$$\bar{f} = \frac{L_p}{300} = \frac{50}{200} = 0.25 \text{cm.}$$

La valeur réelle de la flèche est donnée par la formule suivante :

$$f = \frac{5 \cdot \sigma_f \cdot l^2}{48 \cdot E_f \cdot \frac{h}{2}}$$

E_f : module de déformation instantanée du béton.

$$E_f = 11000 \sqrt{\bar{\sigma}_f}$$

$$E_f = 11000 \sqrt{142} = 131080.13 \text{dan/cm}^2.$$

$$f = \frac{5 \times 97.5 \times 50^2}{48 \times 131080.13 \times 2} = 0.07 \text{cm.}$$

$f < \bar{f}$ condition vérifier.

Donc en garde les dimensions : $(30 \times 40) \text{mm}^2$

3.8.6 Etude au vent

a) Pressions dynamiques q

$$q = (46 + 0.7h)$$

Avec h la hauteur de bâtiment : h=39.23m.

$$q = (46 + 0.7 \times 39.23) = 73.46 \text{ kg/m}^2$$

b) Pression dynamique de base q_c

$$q_s = q \times K_s \times K_r \times K_m \times \delta.$$

Site normale : $K_r = 1.4$

Effet de masque : aucune façade de la toiture n'est abritée:

$K_m = 0.79$

Effet de dimension

Est donnée par le diagramme ($s - \delta$) en fonction de la plus grande dimension de bâtiment

$$27\text{m} : \delta = 0.78$$

D'où :

$$q_c = 73.46 \times 1 \times 1.4 \times 0.79 \times 0.78 = 63.37 \text{ Kg/m}^2$$

d) Calcul des coefficients de pressions

- Coefficients de pressions extérieures $c_e : 10^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$

Toiture au vent :

$$C_e = -2(0.45 - \frac{\alpha}{100})$$

$$c_e = -0.4$$

Toiture sous vent :

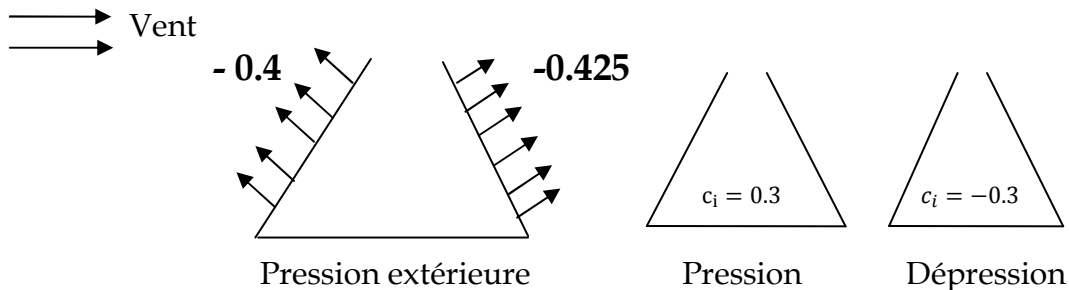
$$c_e = -0.5(0.6 + \frac{\alpha}{100})$$

$$C_e = -0.425$$

- Coefficients de pression intérieure

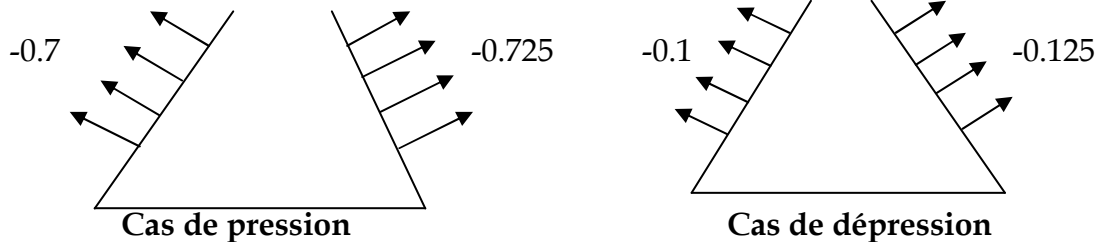
-Cas de pression : $c_i = 0.3$

-Cas de dépression : $c_i = -0.3$



c) Combinaison $c_e - c_i$

	Versant au vent	Versant sous vent
Cas de pression	-0.7	-0.725
Cas de dépression	-0.1	-0.125



d) Vérification au soulèvement du vent

- Calcul des la pression portante

Cas de pression : $U_p = U_1 + U_2$

$$U = q_c(c_e - c_i)s_t.$$

Avec: s_t la surface exposée au vent.

Versant au vent : $U_1 = 63.37 \times (-0.7) \times 338.4 = -15011.08Kg.$

Versant sous vent : $U_2 = 63.37 \times (0.725) \times 338.4 = 15547.19Kg.$

$$U_p = 536Kg.$$

Cas de dépression : $U_d = U_1 + U_2$

$$U = q_c \times (c_e - c_i) \times s_t$$

Versant au vent : $U_1 = 63.37 \times (-0.1) \times 338.4 = -2144.44Kg.$

Versant sous vent : $U_2 = 63.37 \times (0.125) \times 338.4 = 3680.55Kg$

$$U_d = 536Kg.$$

On doit vérifiée que : $U < P = G \times S$

G : le poids propre de la toiture.

S : la surface horizontale de bâtiment.

U : la portance

$$P = 1.32 \times 338.4 = 446.7Kn = 446.7 \times 10 = 4467Kg.$$

Donc : $U < P$

Toutes les conditions sont vérifiées

La toiture présente une bonne résistance au soulèvement au vent.

5.1 Introduction

Pour modéliser une structure, plusieurs méthodes sont utilisées parmi lesquelles :

✓ **Modélisation en éléments finis**

-Dans la méthode des éléments finis la structure est discrétisée en plusieurs éléments; ce type de décomposition s'appelle le **maillage**.les degrés de libertés sont déterminés au niveau des nœuds à l'aide des fonctions d'interpolation on balaie tout les éléments puis tout la structure. Et dans notre cas le logiciel **Robot** utilisé est basé sur la méthode des éléments finis.

✓ **Modélisation en concentration de la masse**

Le principe général de ce modèle, c'est de concentrer les masses au niveau de chaque plancher formant un pendule multiple. La modélisation par concentration de masse est simple a exécuté mais selon les conditions suivants :

- Discontinuité dans le système structurale.
- L'irrégularité en plan et en élévation.

❖ **Calcul des efforts internes**

On peut déterminer les efforts internes dans une structure quelconque, sous l'effet des charges verticales (permanents, d'exploitations) représentées comme respectivement G et Q. Et sous les charges horizontales séismes ; Grace au logiciel **ROBOT**. Ce qui nous conduit à l'étude dynamique des structures.

5.2 Choix des méthodes de calcul

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivants trois méthodes :

- Méthode statique équivalents.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthodes d'analyse dynamique par accéléogramme.

La méthode jugée utile pour le calcul des forces sismiques est la méthode statique équivalente.

✓ **Le principe de la méthode statique équivalente**

Le principe de cette méthode consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de force statiques fictif dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque, dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales, en général sont les axes principaux de plan horizontal de l'ouvrage.

✓ Principe de la méthode dynamique spectrale

C'est l'étude dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par le spectre de réponse. Le maximum des efforts engendrés dans la structure par le spectre de réponse de calcul ; sont déterminées par cette méthode pour chaque mode de vibration. C'est pour trouver la réponse de la structure.

5.3 Présentation de l'ouvrage relativement à l'étude dynamique

-Notre ouvrage est classé selon le règlement parasismique algérien dans une zone de moyenne sismicité **IIa**

-La catégorie de sol est de S_4 (sol très meuble).

-La structure est classée en groupe d'usage **1B** (RPA2003/Art 3.2)..... [2]

Notre bâtiments recevant du public et pouvant accueillir simultanément plus de 300 Personnes, bâtiments à usage de bureaux et industriels et commerciaux.

-Le bâtiment à étudier fait de 43m de hauteur y'ait compris la charpente en bois; et de 29.5m de longueur.

5.4 Modélisation de la structure

1- Description de logiciel

-L'étude dynamique de notre structure fait à l'aide de logiciel **ROBOT** Avec : 11niveaux et (Sous -sol +RDC +8étages courants +entre sol +étage en attique et la charpente en bois). Encastrée à sa base et sur un modèle tridimensionnel.

- Le logiciel auto-desk robot structural analysis (nommé Robot dans le fichier d'aide entier) ; permet de crié des structures, dimensionner des éléments, calculer et analyser les résultats obtenus. Le logiciel offre de nombreuses possibilité d'analyse des effets statistiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures, il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration..Etc. Robot est basé sur la méthode des éléments finis (MEF), il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse et comprenne le processus de la phase de résolution, cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la MEF et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calculs

2-Etapes de modélisation

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- Introduction de la géométrie du modèle (trames, hauteur d'étage)
- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile, charpente en bois...)
- Définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E)
- Affectation des charges revenant aux éléments.
- Introduction des combinaisons d'actions.
- Définition des nœuds maitres et inertie d'étages.
- Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- Exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

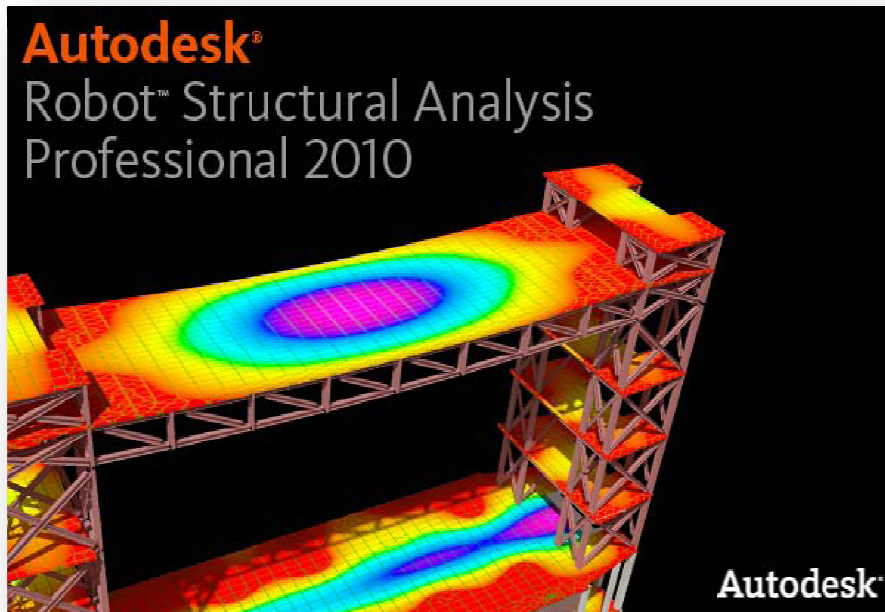


Figure5.1 : Page d'accueil du logiciel ROBOT

2.1) Choix du type de structure

Pour notre cas on étudiera une structure en portique spatial comme montré sur la figure suivante :

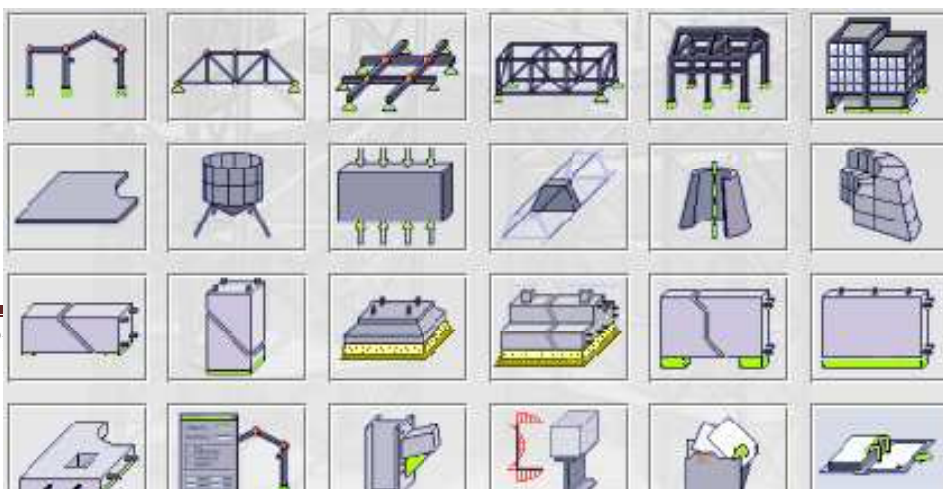






Figure5.2 : Choix de la structure à étudier.

2.2) Configuration des préférences de l’affaire

Dans le menu « **outils** » on choisit « **préférences de l’affaire** » pour définir les différents paramètres tels que les matériaux, unités et normes de l’affaire. Ou cliquer sur l’icône  et 

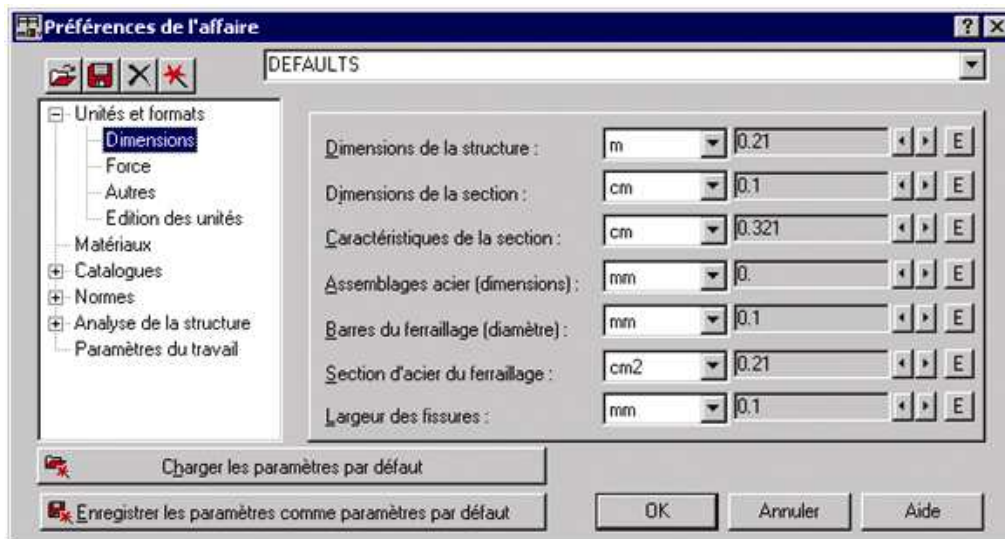





Figure 5.3 : Préférences de l’affaire

❖ Unités et formats :

- Dimensions : mettez toutes les valeurs avec trois (3) chiffres après la virgule.
- Force : mettez la Force (kn), le Moment (kn.m), et la Contrainte (kn/m²).
- Autres : mettez le Déplacement (cm), Rotation (deg), Température (°C), Poids (kn) et la Masse (kg).
- Edition des unités : mettez les longueurs (m), Force (N) et Masse (kg).

- ❖ Matériaux : mettez la Langue (Français), Acier (acier), Béton (béton), Aluminium (aluminium) et Bois (CR_RESIN C18).
- ❖ Catalogue :
 - Barres d'armatures : Sélectionner BAEL99 et cliquer sur l'icône 
 - Treillis soudés : Sélectionner BIOMETAL et cliquer sur l'icône 
- ❖ Normes de conceptions : Pour Structure acier et aluminium avec Assemblage acier (CM66), Structure bois (CB71), Béton armé (BAEL91 mod.99, et Géotechnique (DTU 13.12).
 - Charges : Pondérations (BAEL91), Charges de neige et vent (NV65/N84mod.96), Charges sismique (RPA99 (2003)).
- ❖ Analyse de la structure : Cocher (liaisons rigides).
 - Analyse modale : Dans la rubrique Type de matrice de masse coché (Cohérente).
- ❖ Paramètres du travail : Dans type de maillage sélectionné (Normal). Avant de cliquer sur OK, donner un nom à la nouvelle configuration.

2.3) Lignes de construction

Avant de dessiner la structure, on doit créer les lignes de construction qui servent à modéliser la structure. Dans le menu « structure-lignes de constructions » ou dans la barre d'outils « Modèle de structure » à droite, on clique sur l'icône 

Les cotes des lignes de construction de la structure sont introduites dans la fenêtre donnée ci-dessous dans un système de coordonnées cartésiennes, cylindriques ou arbitraires.

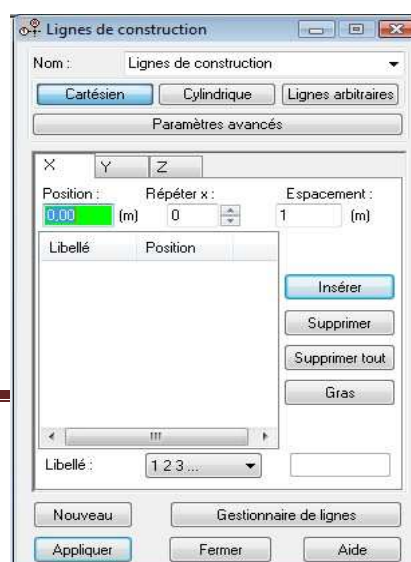


Figure 5.4 : Lignes de construction.

2.4) Profilsés des barres

Cette étape permet de définir les différentes sections. Dans le menu « structure - Caractéristiques- Profilsés de barres » ou dans la barre d’outils « Modèle de structure », on clique sur l’icône :



Puis on clique sur « Définir un nouveau profilés » et on choisit le type et la géométrie de notre section, en introduisant les dimensions de nos éléments.

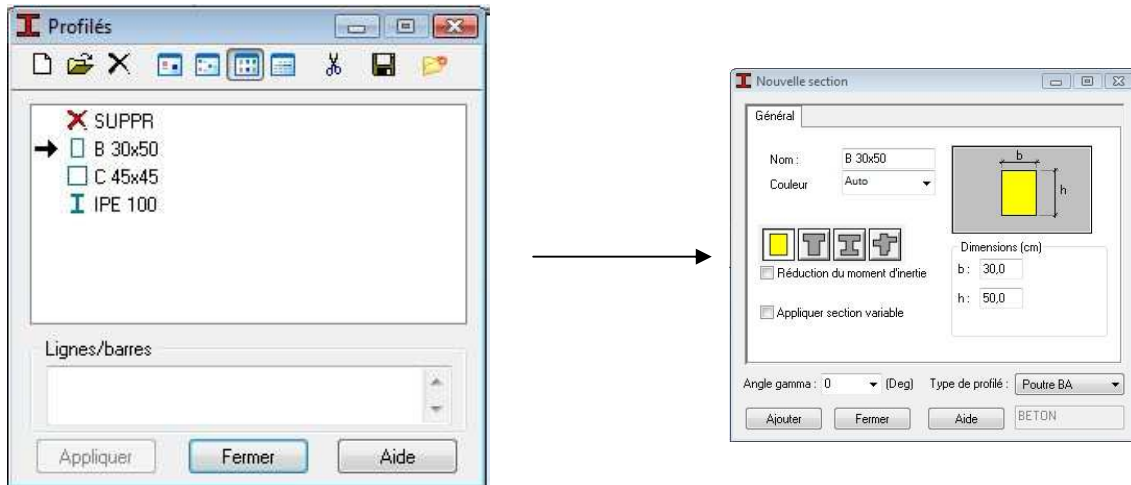
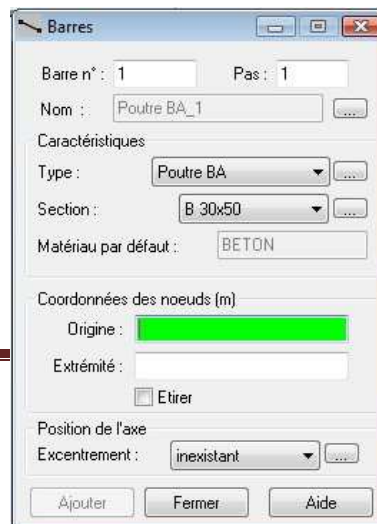


Figure 5.5 : Choix des profilés des barres

2.5) Création du modèle de

Dans le menu commande « Barre » l’élément et sa section. structure est fait construction.



la structure

« structure-Ba » ou avec la dans la barre d’outils, on choisit Le dessin du modèle de la suivant les lignes de

Figure 5.6 : Modélisation des poteaux et des poutres.

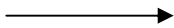
Après avoir dessiné la structure, le logiciel permet de donner aux éléments de la structure les attributs. Pour choisir les attributs à afficher à l'écran, Dans le menu « Affichage-Attributs » ou on clique sur l'icône « Affichage des attributs » qui se trouve en bas et à gauche de la fenêtre de ROBOT.



Figure5.7 : Boite de dialogue « Affichage des attributs »

Exemple :





2.6) Définition des voiles de contreventement

Dans le menu « structure », « type de structure », on choisit la case « étude d'une coque »

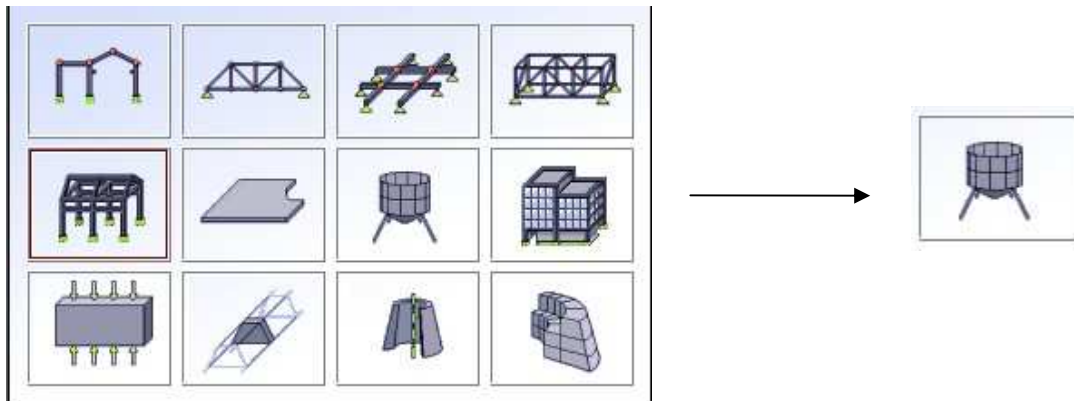


Figure 5.8: Définition des voiles.

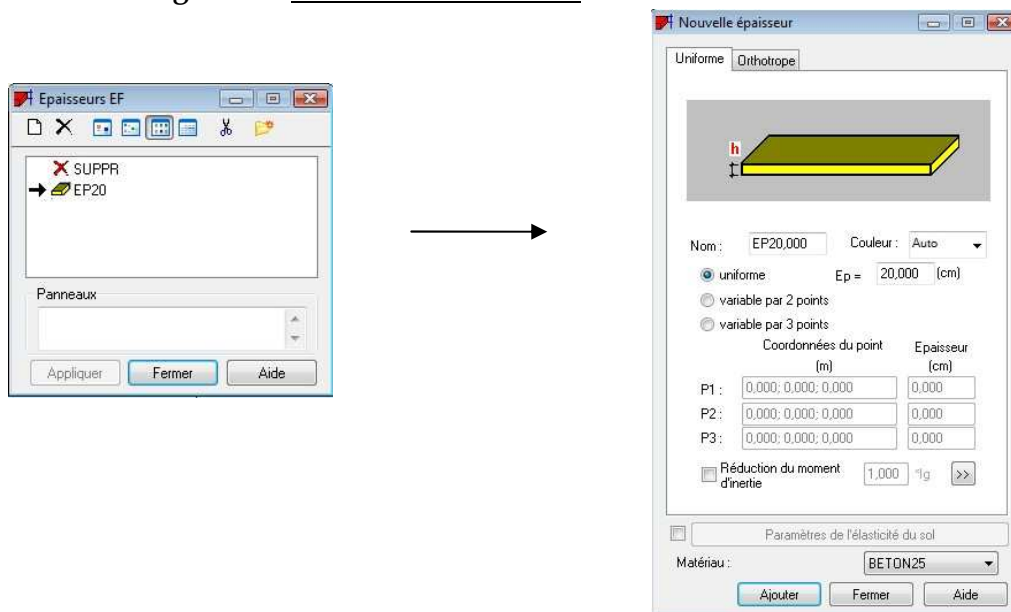




Figure 5.9 : Epaisseur des voiles.

Dans la barre d'outils « Modèle de structure » de l'interface ROBOT on clique sur l'icône  pour introduire les caractéristiques géométriques des voiles (épaisseur). On clique sur le bouton « Définir nouvelle épaisseur ». On choisit l'onglet « Uniforme » et on introduit le nom, l'épaisseur et le type de la géométrie ainsi que le matériau.

Avant de modéliser les voiles, on crée leurs lignes de construction, comme montré précédemment. On doit, pour cela, définir les contours des voiles. On clique sur l'icône « Poly ligne-contour »  et on coche la case « Contour » ainsi que la case « Panneau » du bouton « Paramètres ». La construction du contour peut se faire aussi bien en mode graphique qu'en mode texte.

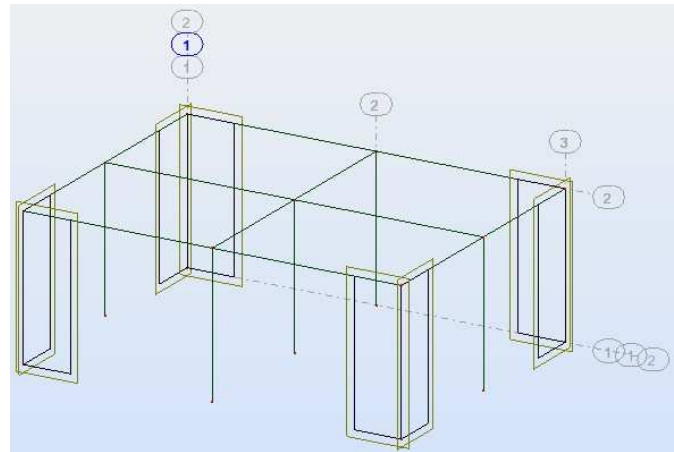
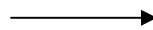
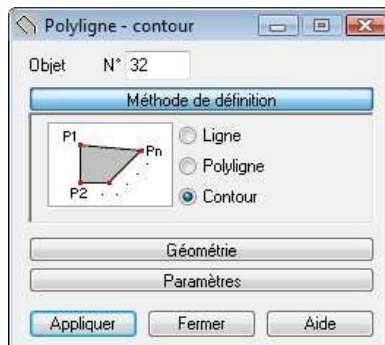



Figure 5.10 : Définition des contours des voiles.

Pour créer les voiles, on clique sur l'icône « Panneau »  de la barre d'outils, cocher la case panneau et poser le curseur dans la case où l'on demande un point interne. La définition s'accomplit par un clic à l'intérieur du contour du voile.

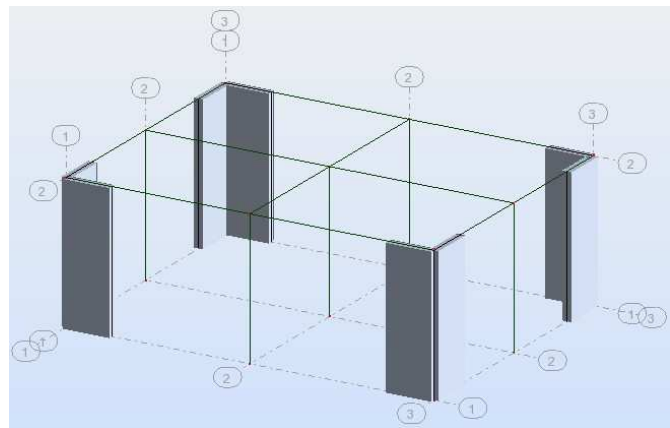
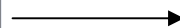
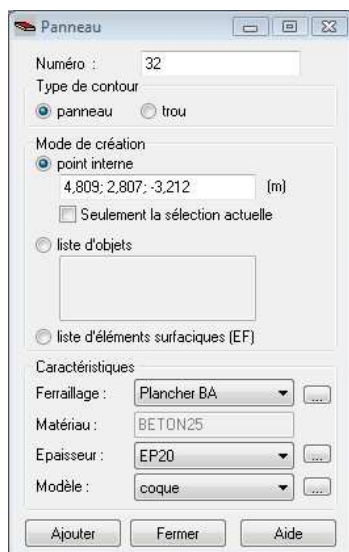


Figure 5.11 : Définition des panneaux.


Pour afficher la structure ainsi créée, on clique sur la case du repère  et dans la boîte de dialogue « Vue » qui apparaît, on peut choisir de visualiser la structure en 2 ou 3 dimensions et se déplacer entre les différents niveaux et portiques.



Figure 5. 12 : Choix de la présentation.

2.7) Définitions des degrés de liberté des nœuds de la base

Pour bloquer le mouvement des nœuds de la base de la structure on les sélectionne puis dans le menu « **Structure** », on choisit « **Appui** ». Dans la boîte de dialogue « **Appuis** », on clique sur l'onglet « **Nodaux** » puis sur Encastrement.

Pour encastrer la base des voiles on la sélectionne et on clique sur l'onglet « **Linéaires** » puis sur Encastrement.

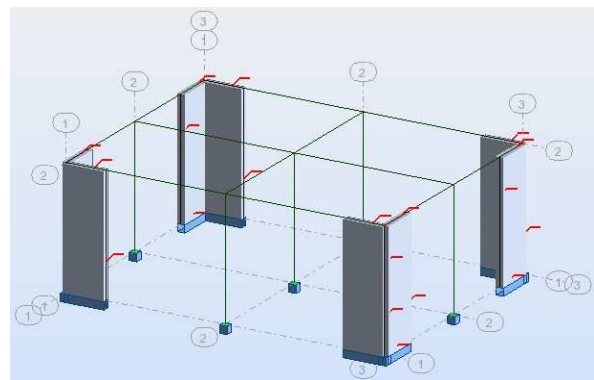
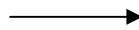
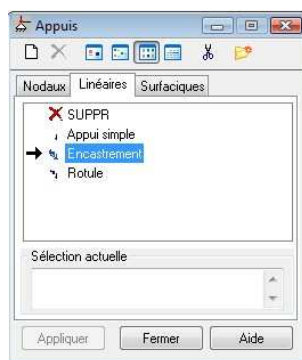


Figure 13) : Définition des appuis

2.8) le choix de nœud maitre et nœuds esclaves

Pour satisfaire l'hypothèse du plancher infiniment rigide (diaphragmes) on doit définir le nœud maitre et les nœuds esclaves. Dans le menu « **Structure** » puis « **caractéristiques additionnels** » puis « **liaisons rigides** » dans la boîte de dialogue on crée une nouvelle liaison rigide en cliquant sur l'icône

On clique dans la zone « **nœuds maitres** » et on sélectionne graphiquement le nœud maitre ou bien on écrit sont numéro.

On clique dans la zone « **sélectionner les nœuds esclaves** » et on sélectionne graphiquement les nœuds esclaves ou bien on écrit leurs numéros.

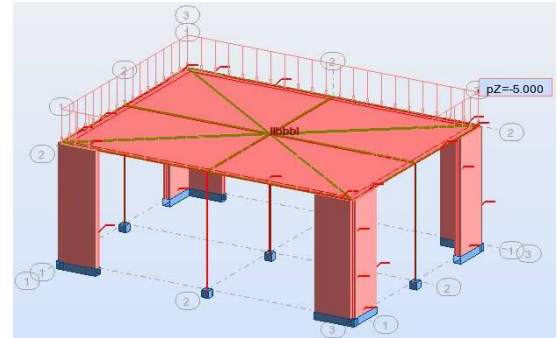
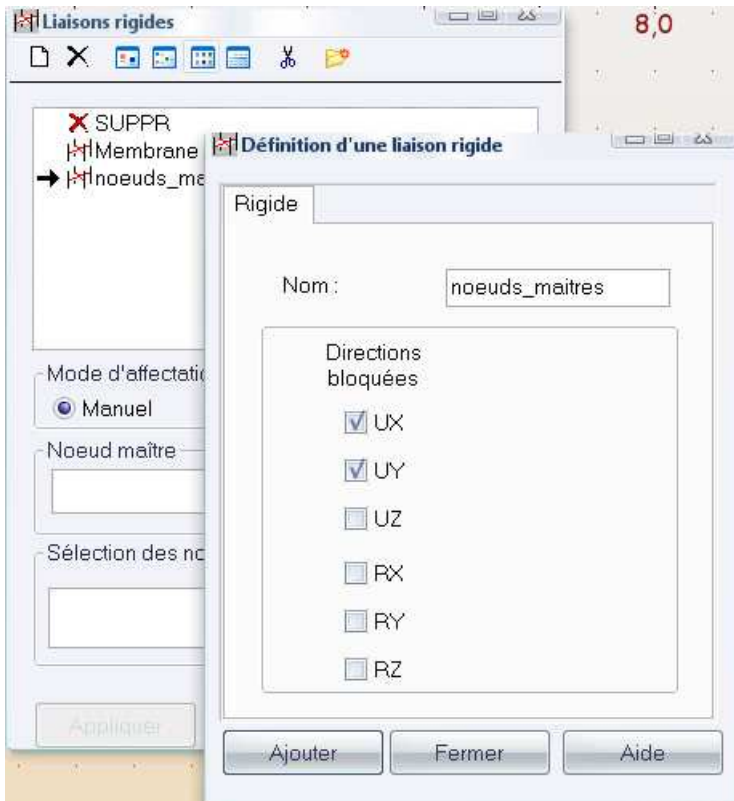


Figure 5.14 : liaison rigide

2.8) Définitions des cas de charges

Pour définir les charges statiques (permanentes et d’exploitation) de la structure, dans le menu « **Chargement** », « **Cas de charge** » on choisit la nature et le nom puis on clique sur « **Nouveau** ». Ou bien dans la barre de menu cliquer sur l’icône :



Figure 5.15 : Définition des charges.

On peut créer les types de charges suivantes :

- G : Charge permanente.
- Q : Charge d’exploitation.
- S : Charge des neiges.
- W : Charge du vent.

E : Charge sismique. Et pour se faire on :

Choisit le type de charge, on lui donne un nom puis on clique sur « nouveau ».

Et c’est la même procédure pour toutes les charges.

2.9) Chargement de la structure

Pour charger la structure on choisit le type de charge G (permanente) ou Q (exploitation).



Avant d'appliquer la charge surfacique, on doit définir les bardages et pour se faire on sélectionne dans le menu « **structure** », « **caractéristiques additionnelles** », « **répartition des charges-bardages..** »

Dans la boite de dialogue ci-dessous on clique sur Nouveau. On introduit le nom, la direction des charges (X-Y) et la méthode de la répartition des charges.

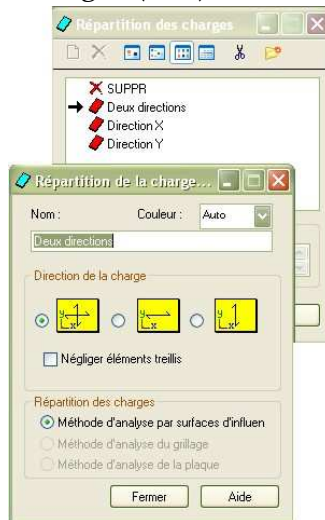


Figure 5. 17 : Choix des bardages.

Dans le menu « **charge** », « **autres charges** », « **charge surfacique sur barre par objet 3D**), on introduit la valeur de G ou Q dans la zone « charge » :

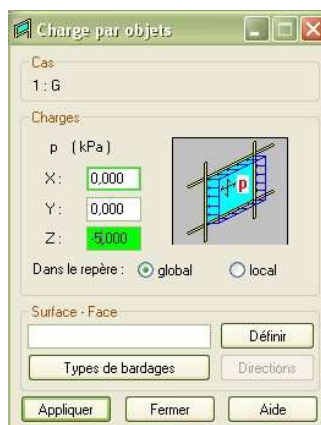


Figure 18 : Application des charges surfaciques

Puis on clique sur « Définir » pour définir géométriquement le contour du plancher qui est soumis à une charge uniformément répartie.

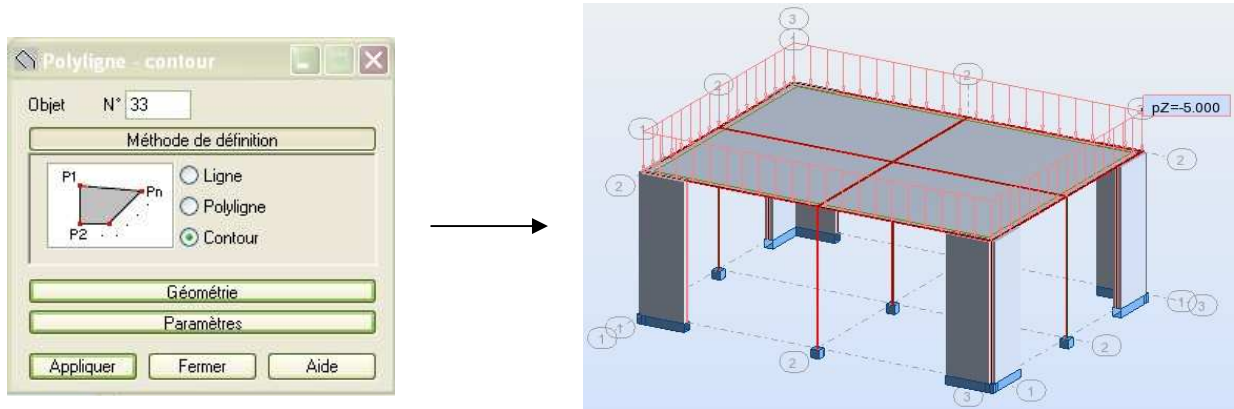


Figure5.19 : Application des charges surfaciques.

2.10) Définition des options de calculs : (analyse statique, modale et dynamique)

Dans le menu « Analyse », « Type d'analyse » on choisit les options de calculs à savoir le type d'analyse (modale et sismique), modèle de la structure et la masse. Où l'on introduit le nombre de modes de vibration pour l'analyse modale et les valeurs des paramètres du règlement parasismique algérien 99 version 2003 pour l'analyse sismique.



Figure5. 20 : Définition des charges dynamiques.

On clique sur « Nouveau » et sélectionné le champ « Modale... ». Les paramètres de l'analyse modale sont introduits dans la boîte de dialogue qui s'affiche à l'écran après validation de la précédente.



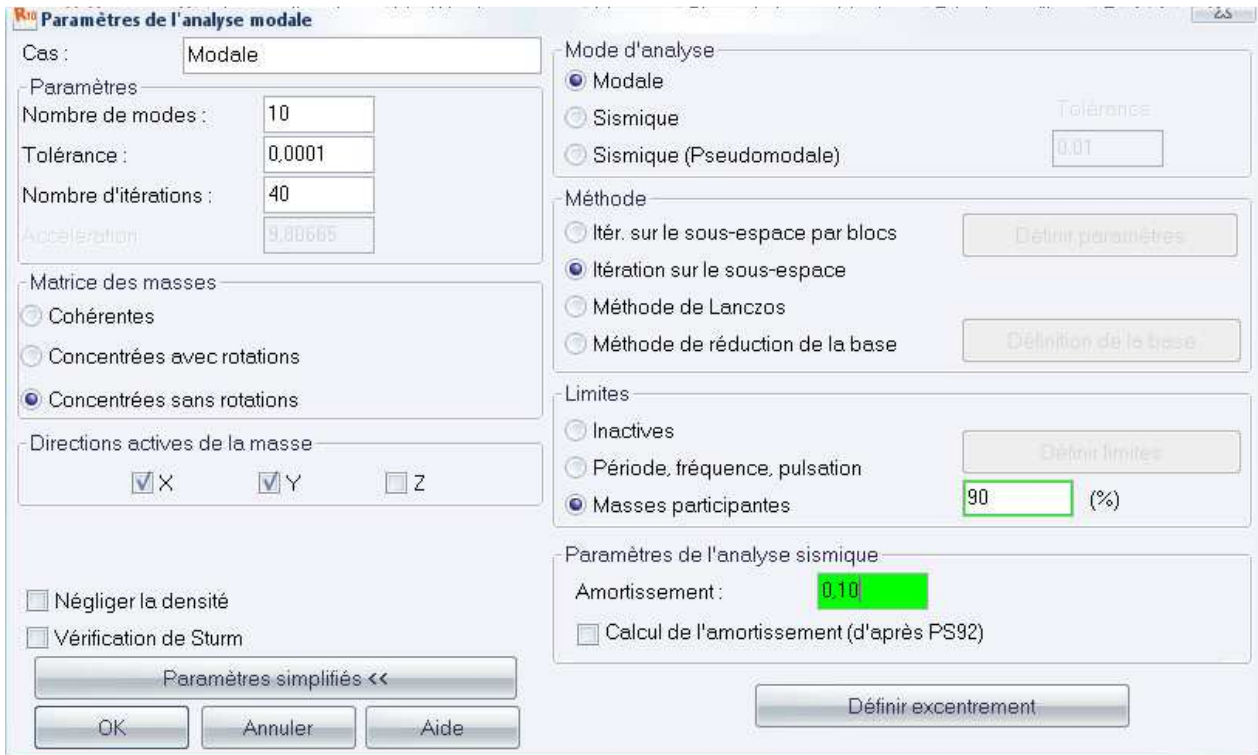


Figure 5. 21 : Définition des charges dynamiques.

On clique une second fois sur « Nouveau », on coche la case sismique, on choisit RPA99 version2003 et OK. On introduit les paramètres concernant notre structure et on valide et met Z=0 dans « Définition de la direction ».

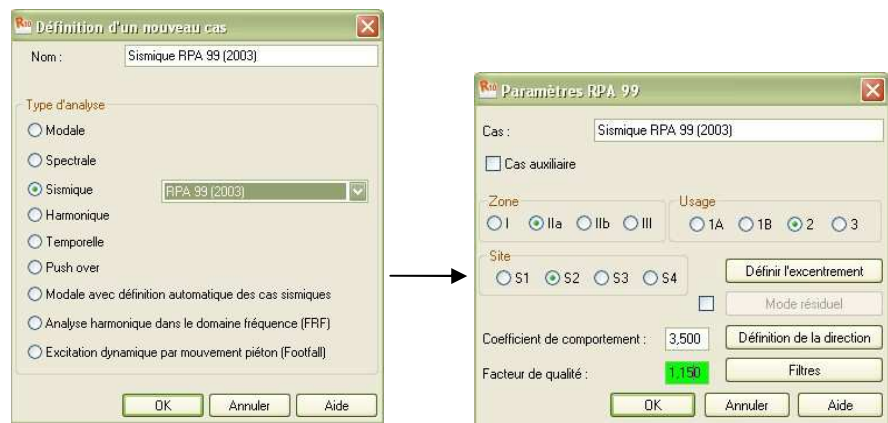



Figure 5.6 : Définition des paramètres RPA.

Le logiciel permet de calculer la masse de la structure à partir des éléments et des charges que l'on introduits.

Dans le menu « masse » de la boîte de dialogue « option de calcul », on click sur convertir les cas puis dans la fenêtre qui apparait, on choisit le cas de charge (G ou Q) et on click sur  puis on fermer. On choisit la direction ainsi que le coefficient et on click sur ajouter. On refait la même opération pour l'autre charge et on fermer.

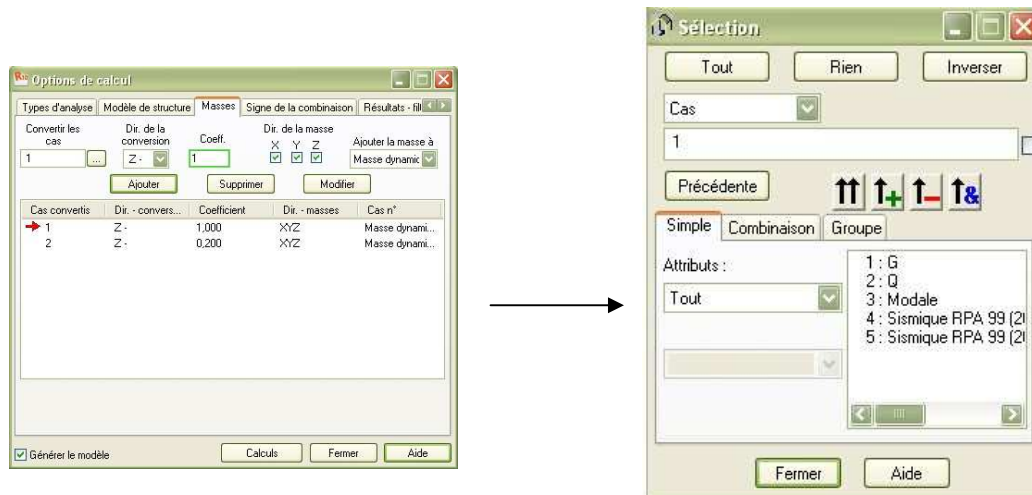



Figure 5.23 : Considération de la masse totale et de 20% des charges d’exploitations

2.12) **Les combinaisons d’actions**

Dans le menu « **chargement** », « **combinaison manuel** », on choisit le type de la combinaison et sa nature. On valide avec la touche 

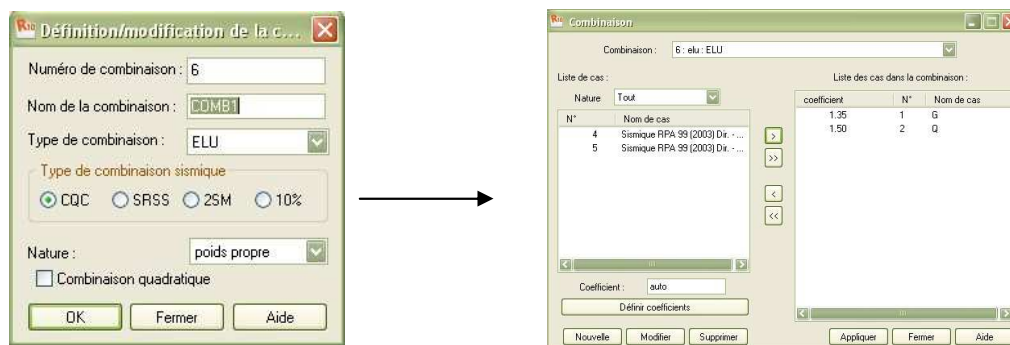


Figure 5.24 : définir les combinaisons d’actions

Pour faire une autre combinaison on click sur nouvelle, on refait la même opération pour toutes les combinaisons.

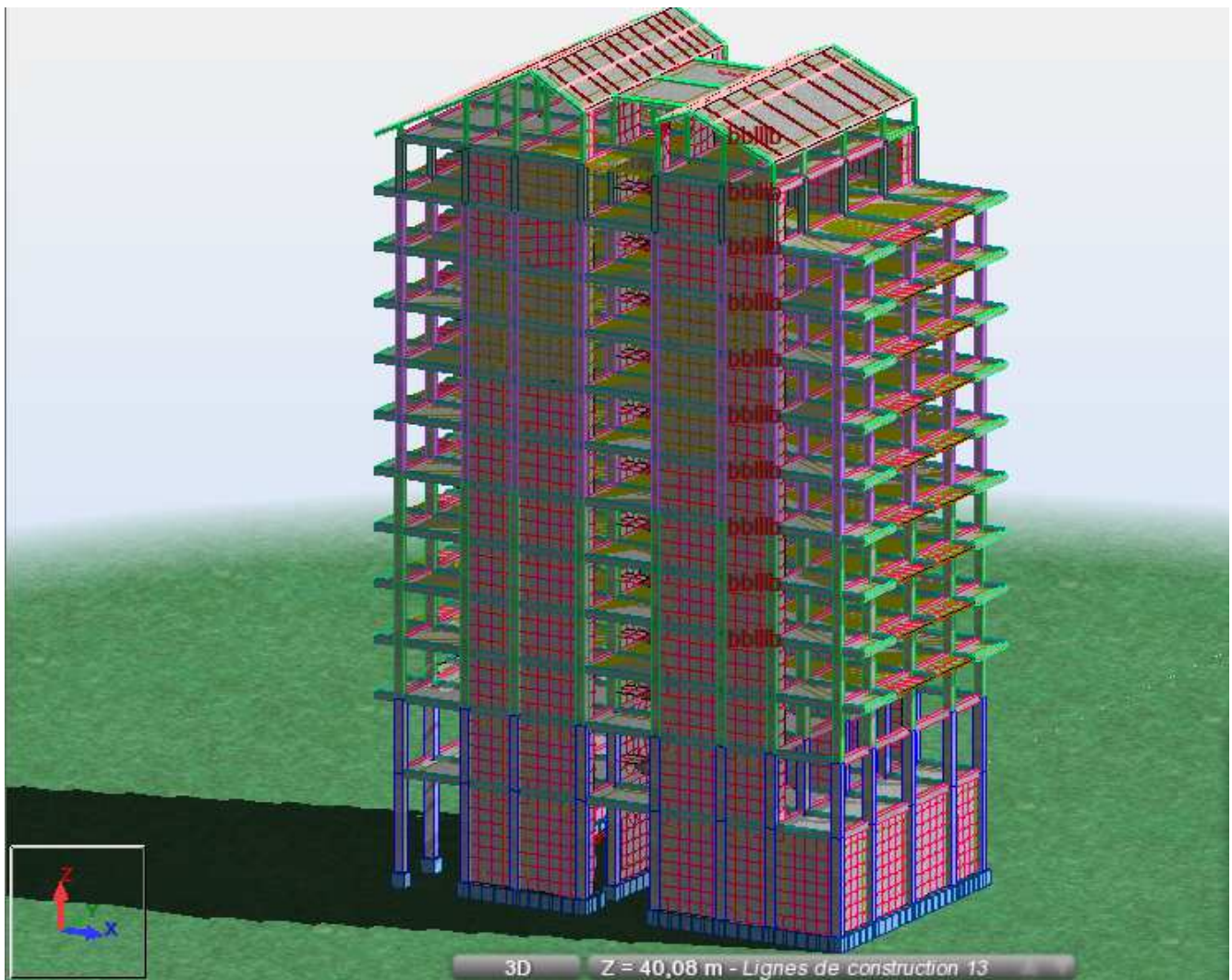


Figure 5.25 : Vue finale de la structure

2.13) Vérification de la structure

Avant de passer à l'analyse de la structure, le logiciel permet de vérifier s'il y a des erreurs dans la modélisation. Dans le menu « analyse », on click sur « **vérifier la structure** » et ROBOT nous affiche le nombre et la nature des erreurs.



Figure 5.26 : Vérification des la structure

2.14) Analyse de la structure

Dans le menu « analyse », « calculer », on lance l'analyse de la structure.

2.15) Exploitation des résultats

Dans le menu « **résultat** » on click sur le résultat que l’on veut afficher (réactions, diagrammes, flèche, efforts, contraintes, déplacements, ferrailage,...). On peut aussi click sur le bouton droit de la souris, on choisit « **tableau** », on coche la case du résultat que l’on veut extraire.

ROBOT donne plusieurs résultats, dés efforts internes aux plans de ferrailage en passant par des notes de calculs, nous allons donner quelques exemples des résultats que l’on exploite le plus.



Figure 5.27 : Exploitation des résultats

2.16) Vérification des périodes

On click sur le bouton droit de la souris et puis sur tableau, on coche la case (mode propre) ou bien dans le menu « résultats » « avancé » « mode propre », on aura donc toutes les informations nécessaires concernant l’analyse modale.

Tableau 2.16.1 : Résultats dynamiques

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
4/ 1	1,21	0,83	0,01	67,77	#ind#	0,01	67,77	#ind#	5935408,09	5935408,09
4/ 2	1,51	0,66	0,06	67,89	#ind#	0,05	0,12	#ind#	5935408,09	5935408,09
4/ 3	1,68	0,59	69,82	67,89	#ind#	69,76	0,00	#ind#	5935408,09	5935408,09
4/ 4	3,06	0,33	69,97	67,91	#ind#	0,14	0,02	#ind#	5935408,09	5935408,09
4/ 5	3,36	0,30	69,97	69,06	#ind#	0,01	1,15	#ind#	5935408,09	5935408,09
4/ 6	4,07	0,25	69,97	81,28	#ind#	0,00	12,22	#ind#	5935408,09	5935408,09
4/ 7	4,31	0,23	69,97	81,52	#ind#	0,00	0,24	#ind#	5935408,09	5935408,09
4/ 8	4,46	0,22	69,97	82,32	#ind#	0,00	0,79	#ind#	5935408,09	5935408,09
4/ 9	4,49	0,22	69,97	82,32	#ind#	0,00	0,00	#ind#	5935408,09	5935408,09
4/ 10	4,49	0,22	69,99	82,32	#ind#	0,02	0,00	#ind#	5935408,09	5935408,09
4/ 11	4,49	0,22	69,99	82,36	#ind#	0,00	0,05	#ind#	5935408,09	5935408,09
4/ 12	4,50	0,22	69,99	82,36	#ind#	0,00	0,00	#ind#	5935408,09	5935408,09
4/ 13	4,52	0,22	69,99	82,74	#ind#	0,00	0,38	#ind#	5935408,09	5935408,09
4/ 14	4,52	0,22	70,00	82,74	#ind#	0,01	0,00	#ind#	5935408,09	5935408,09
4/ 15	4,83	0,21	70,00	82,74	#ind#	0,00	0,00	#ind#	5935408,09	5935408,09
4/ 16	4,99	0,20	70,00	82,75	#ind#	0,00	0,00	#ind#	5935408,09	5935408,09
4/ 17	5,16	0,19	70,15	82,75	#ind#	0,15	0,00	#ind#	5935408,09	5935408,09
4/ 18	6,04	0,17	70,15	82,81	#ind#	0,00	0,06	#ind#	5935408,09	5935408,09
4/ 19	6,67	0,15	77,55	82,82	#ind#	7,40	0,02	#ind#	5935408,09	5935408,09
4/ 20	6,87	0,15	77,76	85,11	#ind#	0,21	2,28	#ind#	5935408,09	5935408,09
4/ 21	7,17	0,14	78,94	85,20	#ind#	1,18	0,09	#ind#	5935408,09	5935408,09
4/ 22	7,25	0,14	86,05	85,23	#ind#	7,11	0,03	#ind#	5935408,09	5935408,09
4/ 23	7,40	0,14	86,05	85,28	#ind#	0,00	0,04	#ind#	5935408,09	5935408,09
4/ 24	7,54	0,13	89,81	85,28	#ind#	3,76	0,00	#ind#	5935408,09	5935408,09
4/ 25	7,77	0,13	89,86	91,73	#ind#	0,05	6,45	#ind#	5935408,09	5935408,09
4/ 26	8,39	0,12	90,08	91,73	#ind#	0,22	0,00	#ind#	5935408,09	5935408,09
4/ 27	8,71	0,11	90,12	91,73	#ind#	0,05	0,00	#ind#	5935408,09	5935408,09
4/ 28	8,87	0,11	90,12	91,74	#ind#	0,00	0,02	#ind#	5935408,09	5935408,09

On click sur extrêmes globaux et on obtient les valeurs max et min.

Tableau 2.16.2 : L'analyse modale

	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
MAX	10,22	0,83	90,57	92,24	#ind#	69,76	67,77	#ind#	5935408,09	5935408,09	
Cas	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	
Mode	35	1	35	35	1	3	1	1	1	1	
MIN	1,21	0,10	0,01	67,77	#ind#	0,00	0,00	#ind#	5935408,09	5935408,09	
Cas	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	
Mode	1	35	1	1	1	16	35	1	1	1	

2.17) Vérification des déplacements des nœuds

On coche la case (déplacement des nœuds) dans le tableau précédant ou bien dans le menu « résultats » « déplacements » et on aura les déplacements des nœuds de la structure

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	3,1	0,1	2,2	0,005	0,010	0,004
Noeud	12308	21592	12308	12311	12308	21480
Cas	4	4	4	4	4	4
Mode	CQC	CQC	CQC	CQC	CQC	22
MIN	-0,8	-0,1	-1,5	-0,004	-0,007	-0,004
Noeud	12308	21592	12308	12311	12308	21480
Cas	4	4	4	4	4	4
Mode	4	3	4	4	3	19

Tableau 2.17.1 : Les déplacements

2.18) Vérification de la flèche

Même opération que précédemment, en cochant (flèche des barres).

Tableau 2.18 : Vérification des déformations

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]
MAX	0,0	0,6	2,6
Barre	2288	2289	2274
Cas	4	4	4
Mode	CQC	19	CQC
MIN	-0,0	-0,7	-1,9
Barre	4654	2288	2274
Cas	4	4	4
Mode	CQC	22	4

2.19) Réactions d'appuis

Même opération que précédemment en cochant (réactions).

Tableau 2.19.1 : réaction d'appuis

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	52,15	259,51	1599,72	72,18	15,70	3,70
Noeud	21543	21513	21502	21513	11589	12717
Cas	5	5	5	5	5	5
Mode	CQC	CQC	CQC	CQC	CQC	CQC
MIN	-52,54	-248,64	-1528,26	-13,28	-15,21	-3,00
Noeud	21543	21513	21522	21527	11589	12717
Cas	5	5	5	5	5	5
Mode	1	1	1	25	1	1

2.20) Les efforts internes dans les barres

Si l'on veut avoir les efforts dans les poutres principales par exemple, on les sélectionne et on choisit la combinaison avec laquelle on veut avoir les résultats, ROBOT affiche les résultats des poutres sélectionnées.

Tableau 2.20.1 : Efforts internes

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	1339,53	123,26	216,37	21,47	136,25	43,22
Barre	4454	2358	4454	1403	4454	1428
Noeud	21528	573	21528	525	21528	520
Cas	4	4	4	4	4	4
Mode	3	CQC	3	CQC	3	CQC
MIN	-1239,31	-83,25	-168,49	-8,39	-135,45	-43,30
Barre	4458	1403	4450	935	4454	1428
Noeud	21533	525	21528	573	21528	520
Cas	4	4	4	4	4	4
Mode	3	3	3	3	CQC	3

2.21) Diagramme des efforts dans barres

Dans le menu « **résultat** » on click sur « **diagramme** », on click sur la case « **paramètre** » pour régler l'affichage des diagrammes.

Si l'on veut avoir les diagrammes des moments fléchissant, des efforts tranchant ou des efforts normaux il suffit de cocher la case correspondante (effort normaux FX; efforts tranchant FZ, FY; moments MY et MZ) appliquer et fermer.



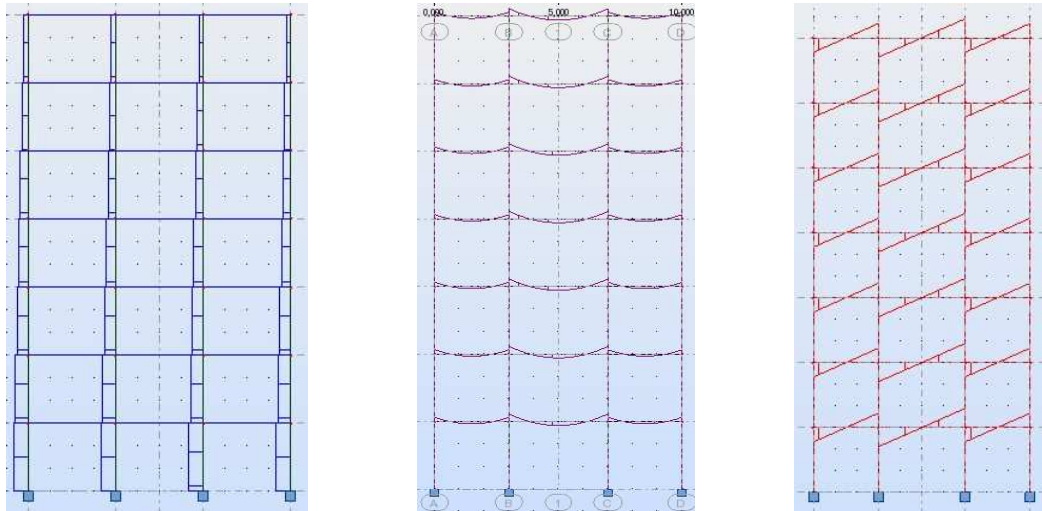


Figure 5. 28 : les différents diagrammes des portiques (N, T et M)

On peut également avoir la déformée de la structure avec animation. On click sur « déformée », puis sur « démarrer ».

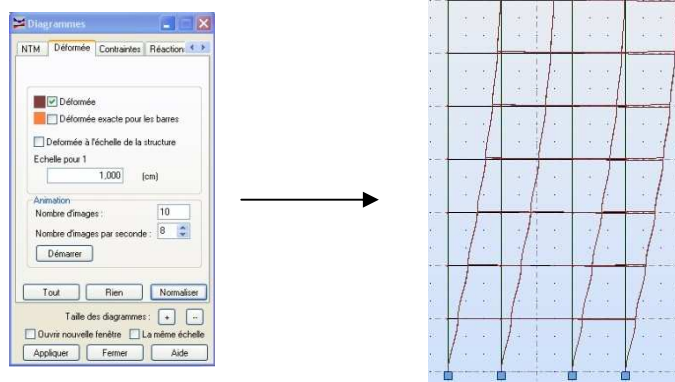
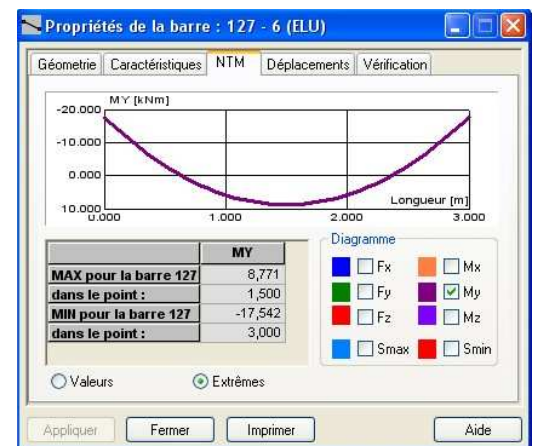


Figure 5. 29 : déformée d'un portique

Nous avons aussi la possibilité d'afficher pour un élément donné ses propriétés. On le sélectionne et par le bouton droit de la souris on click sur « propriétés de l'objet ». Voici un exemple d'une poutre sous chargement à ELU.

Figure 5. 30 : Propriété de la structure



2.22) les efforts dans les voiles

Dans le menu « **résultats** » on click sur cartographie-panneaux », on sélectionne les voiles dont on veut avoir les résultats et on coche la case de ce qu'on veut obtenir et la valeur s'affiche sur la voile.

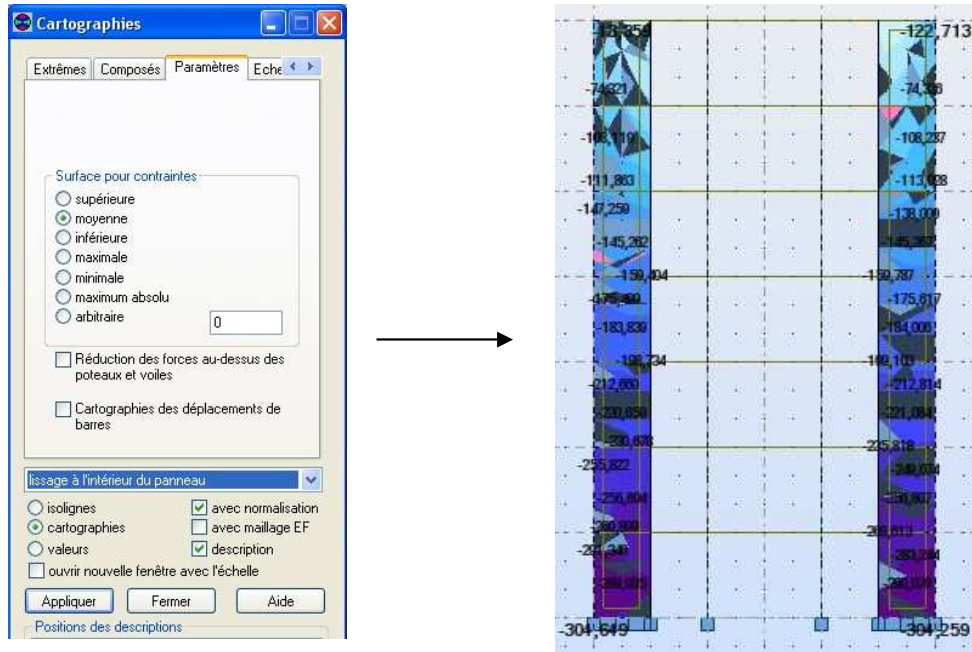


Figure 5. 31: Interaction des voiles

On a aussi la possibilité d'afficher ces résultats sous forme de diagrammes dans le menu « **résultats** », « **coupes sur panneaux** ».

2.23) note de calcul

Dans le menu « **analyse** », « **note de calcul** » et on choisit simple ou détaillée. Nous avons la possibilité de l'enregistrer sous fichier Word et l'imprimer.

3.) Ferraillage

ROBOT nous donne le ferraillage des éléments de la structure, les plans d'exécution avec la nomenclature, et pour se faire, on choisit dans le menu « **analyse** », « **dimensionnement élément en BA** » et on choisit « **dimensionnement poteaux en BA** » après avoir sélectionner un poteau par exemple. Une boîte de dialogue s'affiche, on choisit sous quelle combinaison le calcul s'effectuera.

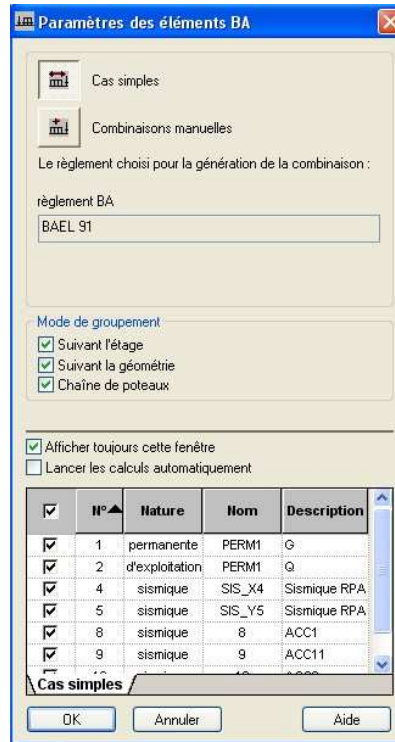
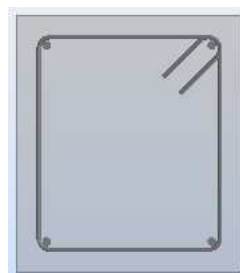
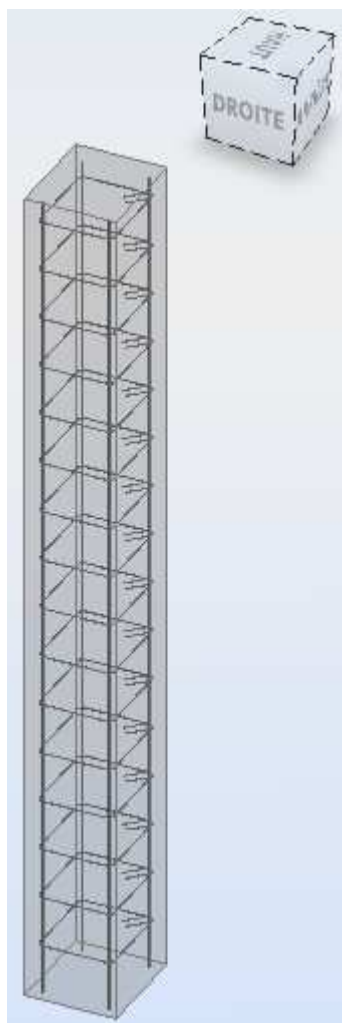


Figure 5. 32 : Ferrailage de la structure

Dans le menu « **analyse** », on règle les options de calcul, disposition du ferrailage et les paramètres de niveau ainsi que ceux de dessin et on click sur calculer. On aura la boite de dialogue 5 .34 et on coche la case « **ferrailage** » puis « **calculer** ».



Figure 5. 33 : Option de calcul de ferrailage



	N°	Type d'armature	Type d'acier	Diamètre [mm]	Code de la forme	Nombre	[m]	[m]	[m]	[m]
1	1	transversale	HA 400	8	31	16	A = 0,290	B = 0,340	C = 0,290	D = 0,340
2	2	principale	HA 400	14	00	4	A = 3,195			
*										

Figure 5. 34 : ferraillage d'un poteau

Si on veut avoir le dessin complet, on click sur « **dessin** »,

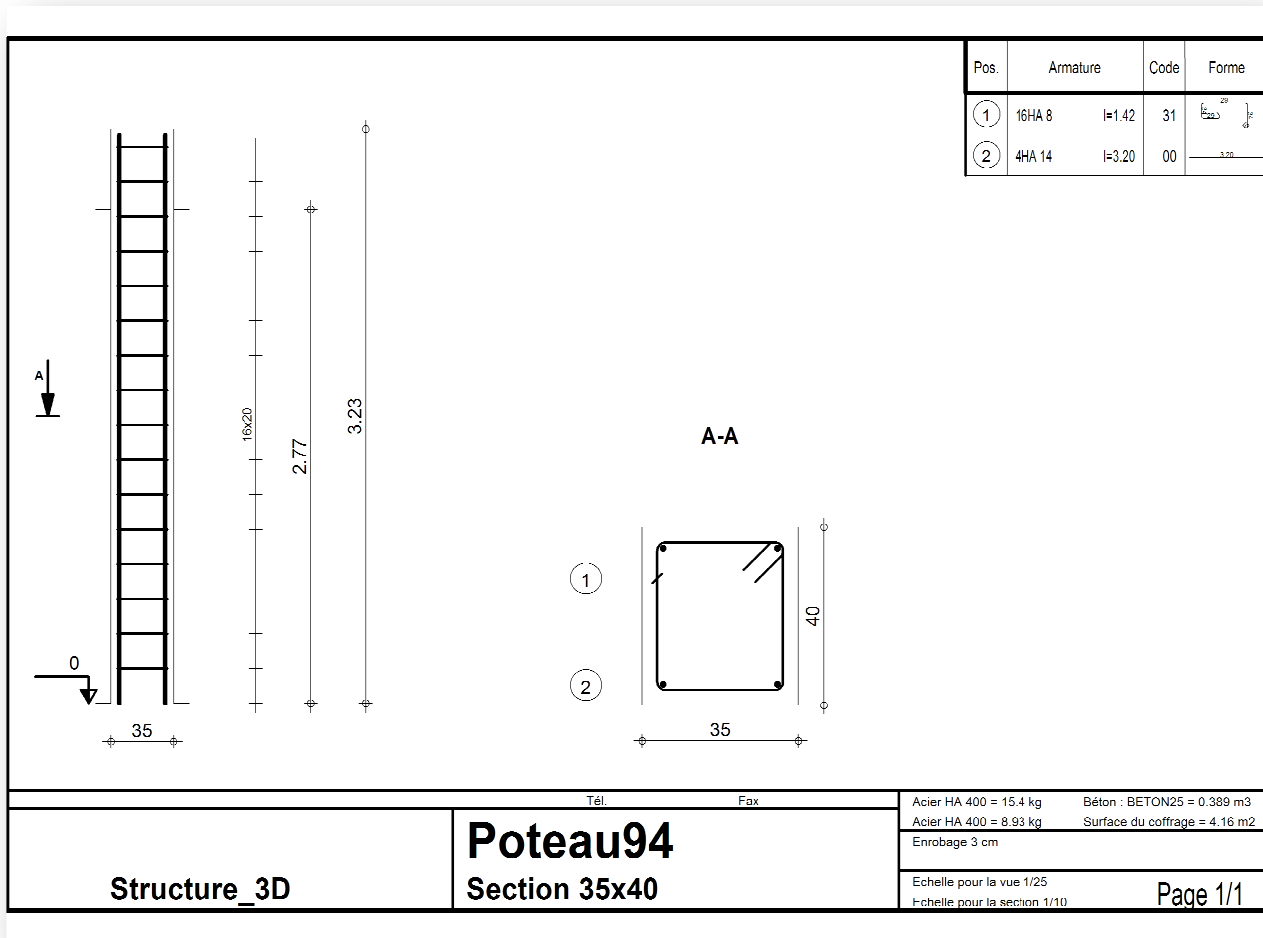


Figure 5. 34 : Plan de ferrailage

CONCLUSION

Nous avons présenté en générale les grandes lignes de la modélisation d'un bâtiment avec le logiciel ROBOT2010 et l'exploitation des résultats.
Je vous remercie pour votre attention.

5.1 Introduction

Les sollicitations à prendre en considération pour ferrailer notre structure, sont imposées par le **BAEL99...** [2], et le **RPA99Ver 2003...** [2]

➤ **Combinaison de BAEL 99.....** [2]

- ELU : $1.35G + 1.5Q$
- ELS : $G + Q$

➤ **Combinaison du RPA 99Ver 2003(Art5.2).....** [1]

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle dans le calcul aux états

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des efforts internes et les déformations de la structure sont comme suit :

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

G : charges permanentes
Q : charges d'exploitation
E : action du séisme

Ces combinaisons de charges sont distribuées sur les différents éléments de la structure comme suit :

1) Portique

Eléments	BAEL 99		RPA 99Ver 2003	
	ELU	ELS		
Poutres	$1.35G + 1.5Q$	$G + Q$	$G + Q \pm E$	$0.8G \pm E$
poteaux	$1.35G + 1.5Q$	$G + Q$	$G + Q \pm E$	$0.8G \pm E$

2) Les voiles

Les combinaisons à considérer pour le cas de voiles :

- $G + Q + E$
- $0.8 G + E$
- $0.8 G + E$
- ELU
- ELS

Les résultats sont donnés par les tableaux obtenus en fonction des combinaisons d'action

Tableau 5.1: Résultat dynamique

Cas	Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas. UX [kg]	Tot.mas .UY [kg]
4	1	1,21	0,83	0,01	67,77	#ind#	0,01	67,77	#ind#	5935408,1	5935408
4	2	1,51	0,66	0,06	67,89	#ind#	0,05	0,12	#ind#	5935408,1	5935408
4	3	1,68	0,59	69,82	67,89	#ind#	69,76	0	#ind#	5935408,1	5935408
4	4	3,06	0,33	69,97	67,91	#ind#	0,14	0,02	#ind#	5935408,1	5935408
4	5	3,36	0,3	69,97	69,06	#ind#	0,01	1,15	#ind#	5935408,1	5935408
4	6	4,07	0,25	69,97	81,28	#ind#	0	12,22	#ind#	5935408,1	5935408
4	7	4,31	0,23	69,97	81,52	#ind#	0	0,24	#ind#	5935408,1	5935408
4	8	4,46	0,22	69,97	82,32	#ind#	0	0,79	#ind#	5935408,1	5935408
4	9	4,49	0,22	69,97	82,32	#ind#	0	0	#ind#	5935408,1	5935408
4	10	4,49	0,22	69,99	82,32	#ind#	0,02	0	#ind#	5935408,1	5935408
4	11	4,49	0,22	69,99	82,36	#ind#	0	0,05	#ind#	5935408,1	5935408
4	12	4,5	0,22	69,99	82,36	#ind#	0	0	#ind#	5935408,1	5935408
4	13	4,52	0,22	69,99	82,74	#ind#	0	0,38	#ind#	5935408,1	5935408
4	14	4,52	0,22	70	82,74	#ind#	0,01	0	#ind#	5935408,1	5935408
4	15	4,83	0,21	70	82,74	#ind#	0	0	#ind#	5935408,1	5935408
4	16	4,99	0,2	70	82,75	#ind#	0	0	#ind#	5935408,1	5935408
4	17	5,16	0,19	70,15	82,75	#ind#	0,15	0	#ind#	5935408,1	5935408
4	18	6,04	0,17	70,15	82,81	#ind#	0	0,06	#ind#	5935408,1	5935408
4	19	6,67	0,15	77,55	82,82	#ind#	7,4	0,02	#ind#	5935408,1	5935408
4	20	6,87	0,15	77,76	85,11	#ind#	0,21	2,28	#ind#	5935408,1	5935408
4	21	7,17	0,14	78,94	85,2	#ind#	1,18	0,09	#ind#	5935408,1	5935408
4	22	7,25	0,14	86,05	85,23	#ind#	7,11	0,03	#ind#	5935408,1	5935408
4	23	7,4	0,14	86,05	85,28	#ind#	0	0,04	#ind#	5935408,1	5935408
4	24	7,54	0,13	89,81	85,28	#ind#	3,76	0	#ind#	5935408,1	5935408
4	25	7,77	0,13	89,86	91,73	#ind#	0,05	6,45	#ind#	5935408,1	5935408
4	26	8,39	0,12	90,08	91,73	#ind#	0,22	0	#ind#	5935408,1	5935408
4	27	8,71	0,11	90,12	91,73	#ind#	0,05	0	#ind#	5935408,1	5935408
4	28	8,87	0,11	90,12	91,74	#ind#	0	0,02	#ind#	5935408,1	5935408
4	29	9,14	0,11	90,12	92,18	#ind#	0	0,44	#ind#	5935408,1	5935408
4	30	9,19	0,11	90,13	92,19	#ind#	0,01	0,01	#ind#	5935408,1	5935408
4	31	9,24	0,11	90,13	92,24	#ind#	0	0,04	#ind#	5935408,1	5935408
4	32	9,29	0,11	90,14	92,24	#ind#	0,01	0	#ind#	5935408,1	5935408
4	33	9,79	0,1	90,14	92,24	#ind#	0	0	#ind#	5935408,1	5935408

Tableau 5.2 : Extrêmes globaux des résultats dynamique

	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas. UX [kg]	Tot.mas. UY [kg]
MAX	10,22	0,83	90,57	92,24	#ind#	69,76	67,77	#ind#	5935408,1	5935408,1
Cas	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
Mode	35	1	35	35	1	3	1	1	1	1
MIN	1,21	0,1	0,01	67,77	#ind#	0	0	#ind#	5935408,1	5935408,1
Cas	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
Mode	1	33	1	1	1	16	35	1	1	1

Tableau 5.3 : Extrêmes globaux des résultats dynamique

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	1339,53	123,26	216,37	21,47	136,25	43,22
Barre	4454	2358	4454	1403	4454	1428
Noeud	21528	573	21528	525	21528	520
Cas	4	4	4	4	4	4
Mode	3	CQC	3	CQC	3	CQC
MIN	-1239,31	-83,25	-168,49	-8,39	-135,45	-43,3
Barre	4458	1403	4450	935	4454	1428
Noeud	21533	525	21528	573	21528	520
Cas	4	4	4	4	4	4
Mode	3	3	3	3	CQC	3

Figure 5.1 : Exemple des moments sur les poteaux

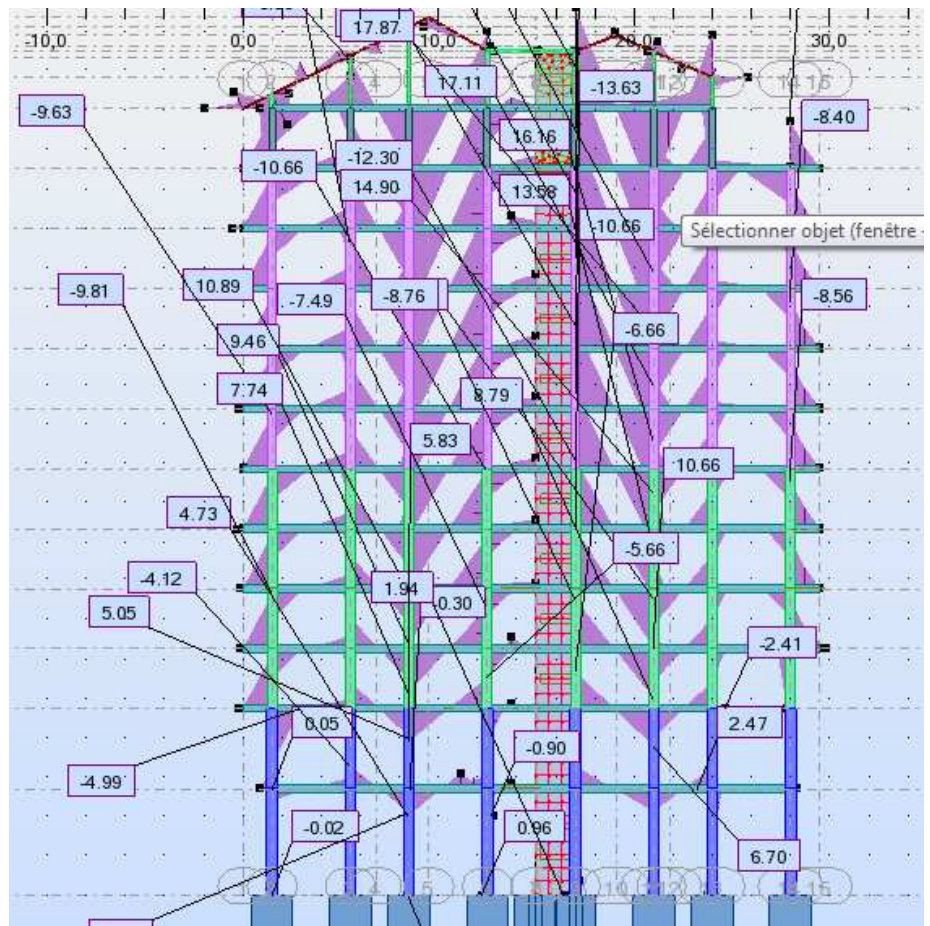
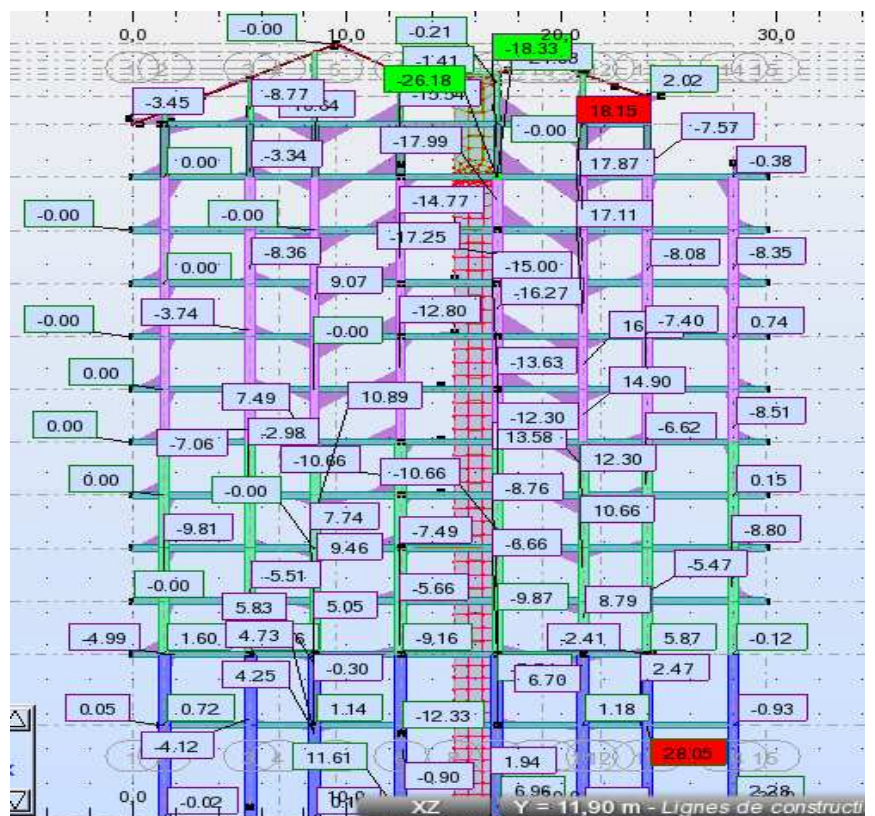


Figure 5.2 : Exemple des efforts sur les poteaux



Tableaux 5.3 : Les réactions d'appuis

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	250,55	304,94	2510,47	90,61	85,04	4,55
Noeud	21536	21513	21533	21513	21531	12717
Cas	8 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)
Mode						
MIN	-293,67	-317,89	-1635,77	-82,62	-91,02	-4,41
Noeud	21515	21513	21534	21513	21531	21511
Cas	9 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)

Figure 5.4 : Exemples de calcul des réactions

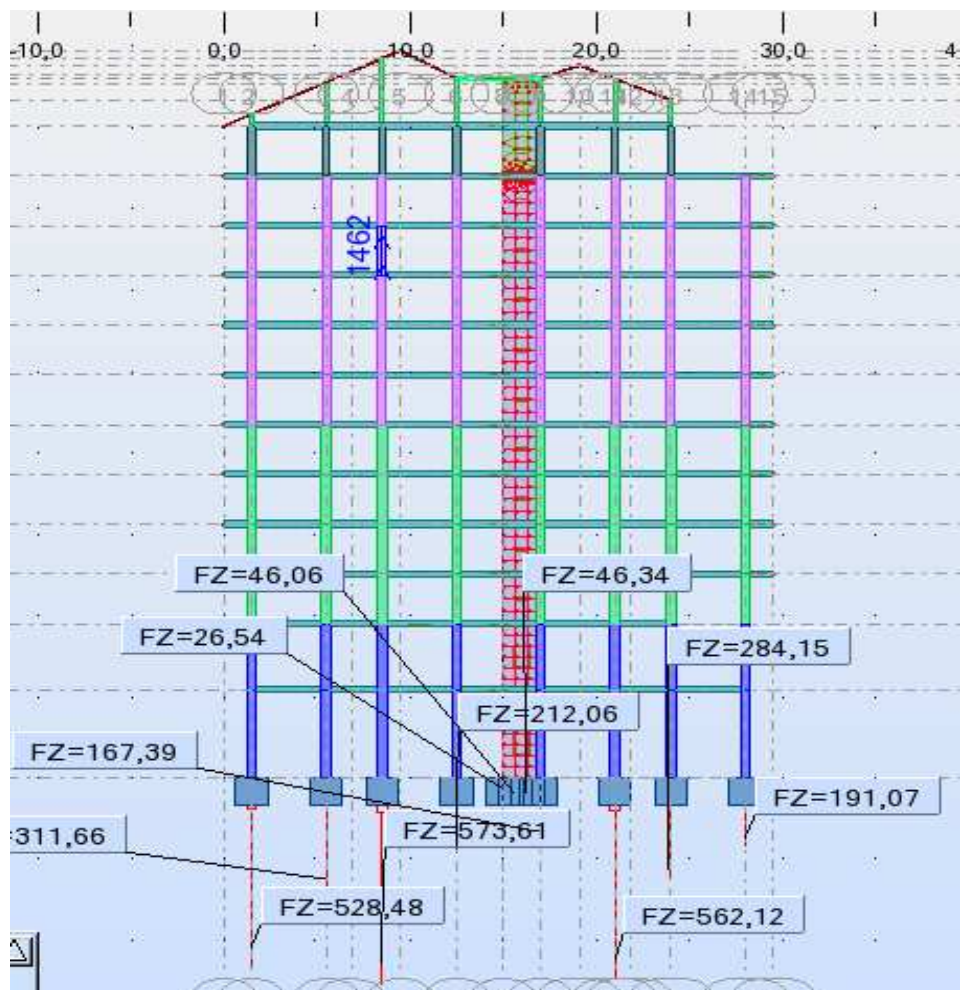


Tableau 5.4 : Exemples de calcul des réactions

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]
MAX	0	0,6	2,6
Barre	2288	2289	2274
Cas	4	4	4
Mode	CQC	19	CQC
MIN	0	-0,7	-1,9
Barre	4654	2288	2274
Cas	4	4	4
Mode	CQC	22	4

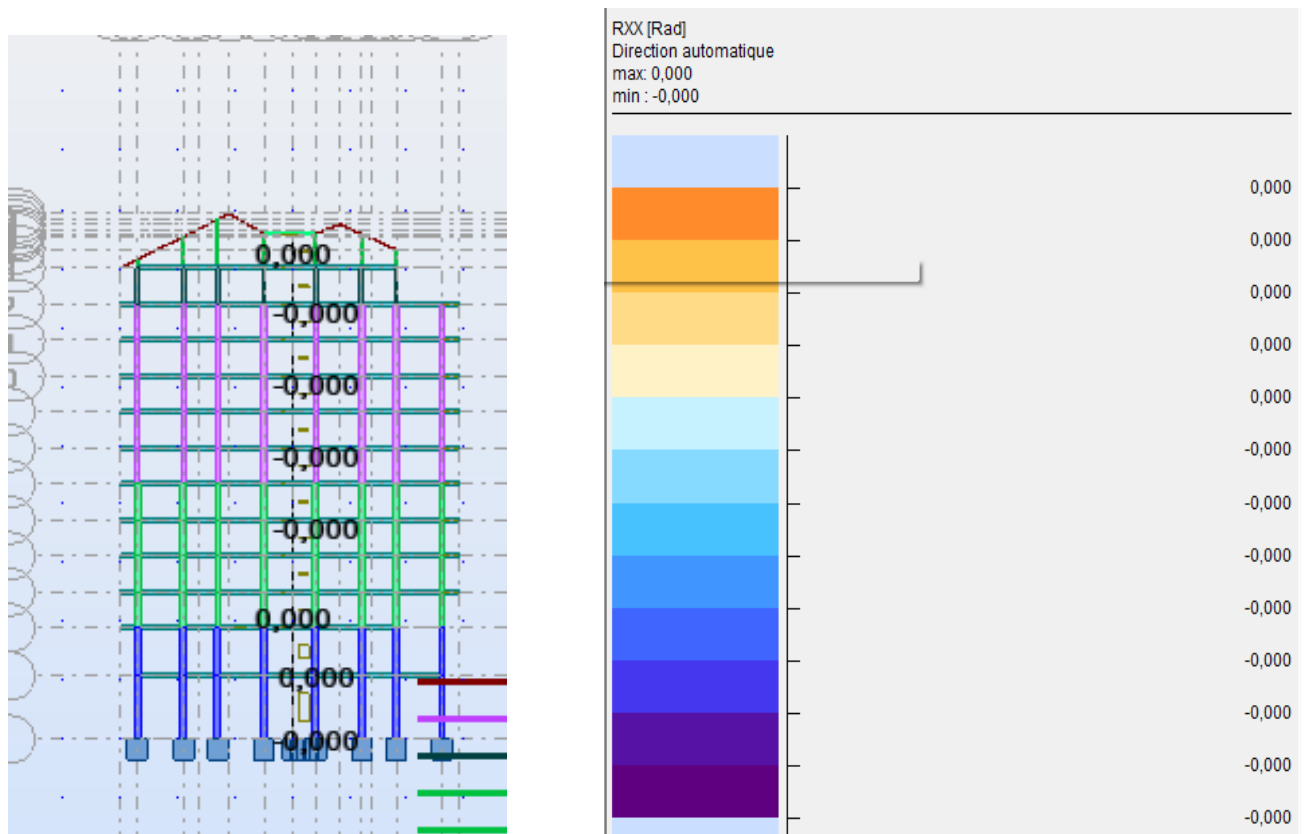


Figure 5.6 : Résultats de calcul de la rotation

ROBOT 2010

Date: 14/09/12

Propriétés du projet: Bureau d'étude Mer Madjene

Nom du fichier :: Coopérative immobilière El-Yasmine

Emplacement: E:

Créé: 24/06/12 20:49

Modifié: 10/07/12 23:22

Taille: 355010560

Auteur : **imoula**

Bureau:

Adresse:

Caractéristiques de l'analyse de l'exemple :

Type de structure : Coque

Coordonnées du centre géométrique de la structure:

X = 14.750 (m)

Y = 7.600 (m)

Z = 22.365 (m)

Coordonnées du centre de gravité de la structure:

X = 14.941 (m)

Y = 7.622 (m)

Z = 20.769 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure:

Ix = 544334246.936 (kg*m2)

Iy = 633253572.894 (kg*m2)

Iz = 290851377.650 (kg*m2)

Masse = 3327174.009 (kg)

Description de la structure

Nombre de nœuds: 14473

Nombre de barres: 1515

Eléments finis linéiques: 6985

Eléments finis surfaciques: 13890

Eléments finis volumiques: 0

Liaisons rigides: 1815

Relâchements: 0

Relâchements unilatéraux: 0

Relâchements non-linéaires: 0

Compatibilités: 0

Compatibilités élastiques: 0

Compatibilités non-linéaires: 0

Appuis: 158

Appuis élastiques: 0

Appuis unilatéraux: 0

Appuis non-linéaires: 0

Chapitre 5.....Résultats d'étude aux chargements

Rotules non-linéaires: 0
Cas: 21
Combinaisons: 14

Résumé de l'analyse

Méthode de solution - SPARSE M
Nbre de degrés de liberté stat.: 85890

Largeur de la bande
avant/après optimisation: 0 0

Durée des calculs [s]
Durée max agrégation + décomp. 21
Durée max itér. sur sous-espace: 357
Durée max solution prb. nonlin. 0
Durée totale: 1159

Espace disque et mémoire utilisés [o]
Espace totale du disque utilisé: 844852824
Espace pour fichier TMP solveur: 0
Espace pour itérat. s/sous-esp.: 35043528
Mémoire: 49131440

Elém. diagon. de la matrice de rigidité
Min/Max après décomposition: 4.752453e+001 1.879095e+020
Précision: -4

Liste de cas de charges/types de calculs

Cas 1 : G
Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle : 3.61794e+001 (kN*m)
Précision : 5.84393e-006

Cas 2 : Q
Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle : 1.91999e+001 (kN*m)
Précision : 1.19535e-005

Cas 3 : Modale
Type d'analyse: Modale

Excentricité de masse **ex = 0.050 (m)** **ey = 0.050 (m)**

Données:

Mode d'analyse : Modal
Méthode : Itération sur le sous-espace
Type de matrices de masses : Cohérente
Nombre de modes : 35
Nombre d'itérations : 40
Tolérance : 1.00000e-004
Amortissement : 0.050
Limites : 0.000
Coefficient des masses participantes : 90.000

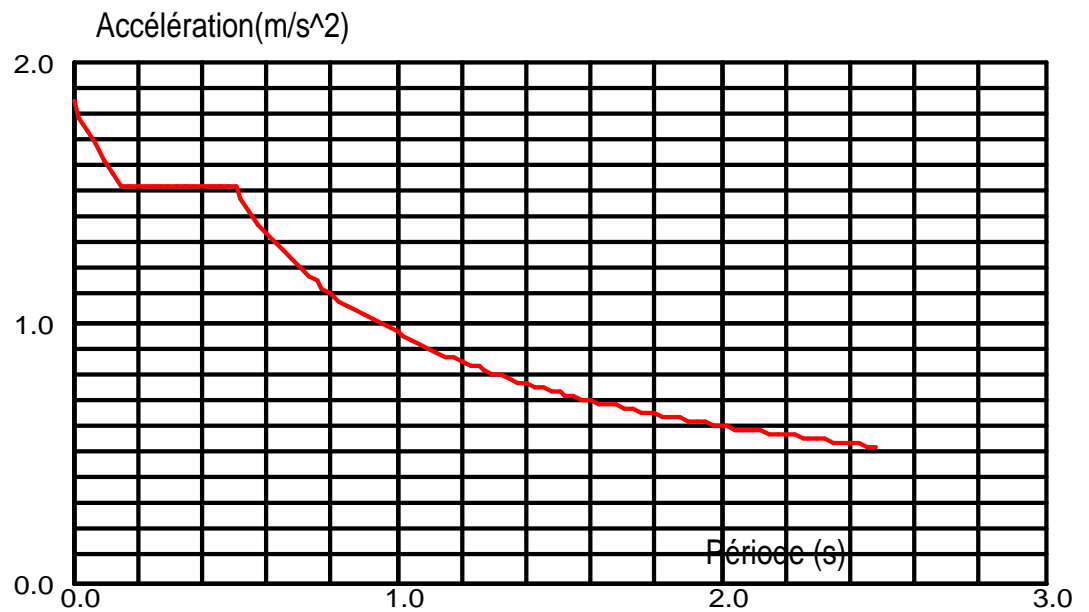
Cas 4 : EX
Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:

X = 1.000

Y = 0.000

Z = 0.000



Données:

Zone : IIa

Usage : 2

Assise : S3

Coefficient de qualité : 1.150

Coefficient de comportement : 5.00

Amortissement : X = 5.00 %

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement : $\eta = [7/(2+\xi)]^{0.5} = 1.000$

A = 0.150

T₁ = 0.150 T₂ = 0.500

Cas 5 : EY

Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:

X = 0.000

Y = 1.000

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 14 0.8G+EY
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 15 : 0.8G-EY
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 19 : G+Q+EX
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 20 : Modale
Type d'analyse: Modale

Données:

Mode d'analyse : Modal
Méthode : Itération sur le sous-espace
Type de matrices de masses : Concentrée sans rotations
Nombre de modes : 10
Nombre d'itérations : 40
Tolérance : 1.00000e-004
Amortissement : 0.050
Limites : 0.000
Coefficient des masses participantes : 0.000

Cas 21 : Modale
Type d'analyse: Modale

Données:

Mode d'analyse : Modal
Méthode : Itération sur le sous-espace
Type de matrices de masses : Concentrée sans rotations
Nombre de modes : 30
Nombre d'itérations : 40
Tolérance : 1.00000e-004
Amortissement : 0.050
Limites : 0.000
Coefficient des masses participantes : 0.000

6.1 Introduction

- Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

6.2 Caractéristique de la structure

✓ Evaluation du poids de la poutre

Notre ouvrage est considéré comme étant un bâtiment à usage d'habitation, bureautique est commerciale ou assimilés. Le poids propre de la structure doit comprendre la totalité des charges permanent et 20% des charges d'exploitations ; RPA 4.5 2003..... [1]

6.3 Vérification de la période

Estimation de la période fondamentale de la structure

- La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.
- La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante:

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 —————> du RPA2003.... [1]

$C_T=0.05$.

Remarque

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$T = 0,05 \times 44,96^{3/4} = 0,868 \text{sec}$$

D'où : $T = 1,3 \times 0,7678 = 1,12 \geq T_{\text{robot}} = 0,83$ [s]..... (Condition vérifiée).

6.4 Vérification de l'effort tranchant à la base

❖ Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

- **A = 0.15.**
- **R = 5** (structure mixte avec interaction).
 W kn (poids total de la structure).
- **D = 1.45** (facteur d'amplification dynamique)

Pour faire le calcul, on doit déterminer les coefficients suivants :

➤ Coefficient d'accélération de zone (A)

Le coefficient A est donné par le tableau 4-1-RPA 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

$$A = 0.15 \text{ (groupe d'usage 2, zone IIa)..... [1]}$$

➤ Coefficient de comportement global de la structure (R)

Le coefficient R est donné par le tableau (4.3 RPA 2003)..... [1] en système de contreventement mixte (portiques/voiles avec interaction), dans notre cas :

$$R=5$$

➤ Facteur d'amplification moyen D

Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3,0}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0 s \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 (RPA 99 ver 2003)..... [1]

Site 3 → $T_2=0.5$ [s] (Site meuble)... [1]

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$$

ζ : pourcentage d'amortissements critique fonction de matériaux.

Voiles ou murs : remplissages en Béton armé/ maçonnerie ⇒ $\zeta = 10\%$.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0,76 > 0,7 \text{ vérifiée.}$$

➤ **Facteur de qualité (Q)**

P_q : pénalité à retenir selon la satisfaction au non dU critère de qualité, sa valeur est donné par le tableau suivant :

Calcul de Q

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La régularité en plan et en élévation
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

$$Q=1+\sum P_q$$

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

1) **Régularité en plan**

- Le bâtiment doit présenter une configuration **sensiblement** symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses..... **Condition vérifiée.**

-La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

Sens x-x : ... **condition vérifiée.**

Sens y-y : ... **condition vérifiée.**

2) Régularité en élévation

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne peut pas se transmettre directement à la fondation..... **Condition non vérifiée.**

- Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension..... **Condition non vérifiée.**

On a aussi :

$$\frac{B_M}{B} \geq 0.67 \longrightarrow \frac{24.18}{26.75} = 0.9 > 0.67 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

Sachant que :

B_M : Est la largeur d'étage ou il ya le décrochement.

B : La largeur de bâtiment a la base.

- Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.

La variation de la masse est importante**Condition non vérifiée.**

La régularité en élévation n'est pas vérifiée $P_{2x} = P_{2y} = 0.05$ Conditions minimales sur les files de contreventement

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5.

Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement

Condition non vérifiée dans sens xx. $P_{x3} = 0.05$.

Condition vérifiée dans le sens yy. $P_{y3} = 0.00$.

4) **Redondance en plan**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

Suivant x-x : **Condition non vérifiée $P_{4x} = 0.05$**

Suivant y-y : **Condition non vérifiée. $P_{4y} = 0.05$**

5) Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier

Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

Sens x-x :

Critère q	observé	p _q
1-condition minimale sur les files de contreventement	Non	0.05
2-redondance en plan	Non	0.05
3-régularité en plan	Oui	0.00
4-régularité en élévation	Non	0.05
5-contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00
6-contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00

$$Q=1+\sum_{q=1}^6 p_q = 1+0.15=1.15$$

Sens y-y :

Critère q	observé	p _q
1-condition minimale sur les files de contreventement	Non	0.00
2-redondance en plan	Non	0.05
3-régularité en plan	Non	0.00
4-régularité en élévation	Non	0.05
5-contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00
6-contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00

$$Q=1+\sum_{q=1}^6 p_q = 1+0.10=1.10$$

Poids total de la structure :(W = 5935408,09 KN)

➤ Sens x-x

$$T_x = \min\left(C_T \times h_N^{3/4}, 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_x}}\right)$$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le **tableau 4.6 du RPA2003..... [2]**

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier

niveau :

$$h_N = 43.01 \text{ m}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

$$D_x = 29.5 \text{ m}$$

Donc :

$$\begin{cases} T_x = \min\left(\left(0.05 \times 43.01^{3/4}\right); \left(0.09 \frac{43.01}{\sqrt{29.5}}\right)\right) \\ T_x = \min(0.83\text{s}; 0.71\text{s}) \longrightarrow T_x = 0.71\text{s} \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} D = 2.5\eta \frac{T_2}{T_x}^{2/3} \quad \dots T_2 < T_x < 3.0 \text{ [s]} \\ D = 1.33 \end{cases}$$

$$V_x = \frac{A.D_x.Q}{R}.W = \frac{0.15 \times 1.33 \times 1.15}{5} \times 59304.6 = 2721.2 \text{ KN}$$

$$0.8V_x = 2176.96 \text{ kN}$$

➤ **Sens y-y**

$$T_y = \min\left(c_T \times h_N^{3/4}, 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_y}}\right)$$

$$D_y = 15.2 \text{ m}$$

$$\begin{cases} T_y = \min\left(0.05 \times 43.01^{3/4}, 0.09 \times \frac{43.01}{\sqrt{15.2}}\right) \\ T_y = \min(0.83 \text{ s}, 0.99 \text{ s}) \longrightarrow T_y = 0.83 \text{ s} \end{cases}$$

Donc

$$\left\{ \begin{array}{l} D = 2.5\eta \frac{T_2}{T_y}^{\frac{2}{3}} \quad \dots T_2 < T_x < 3.0 \text{ sec} \\ D = 1.36 \end{array} \right.$$

$$V_y = \frac{A.D_y.Q}{R}.W = \frac{0.15 \times 1.36 \times 1.1}{5} \times 59304.6 = 2661.6 [kN]$$

$$0.8V_y = 2129.3 kN$$

❖ Efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = 11636.87 \text{ [KN]}. \\ V_y = 9012.54 \text{ [KN]}. \end{array} \right.$$

Application numérique

$$V_x = 2721.2 \text{ KN.}$$

$$V_y = 2661.6 \text{ KN.}$$

$$V_{x \text{ dyn}} = 11636.87 > 80\% V_x = 2176.96 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{y \text{ dyn}} = 9012.54 > 80\% V_x = 2129.3 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales est inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V

6.4 Justification de l'interaction portiques-voiles

Les efforts sismiques revenants aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel à l'aide de l'option **Résultats** → **Réaction** on choisit la direction XX ou YY.

➤ Charges sismiques reprise par les poteaux

Sens xx : 5365.16 (19.49%)

Sens yy : 5033.56 (28%)

➤ Charges sismiques reprise par les voiles

Sens xx : 14641.35 (80.51%)

Sens yy : 12454.02 (72%)

Les charges verticales revenants aux portiques et aux voiles sont calculées manuellement (Descente de charge).

- Charges verticales reprise par les portiques : 32386KN (85.10%)
- Charges verticales reprise par les voiles: 5667.77 KN (14.9%)

Les voiles et les portiques participent conjointement au contreventement, donc le système de contreventement est **mixte avec interaction**.

6.5 Vérification des déplacements

- **Calcul des déplacements relatifs (Art 4-4-3 RPA)..... [2]**

- Le déplacement horizontal à chaque à chaque niveau « k » de la structure

est calculé comme suit : $\delta_k = R \delta_{ek}$ et $\delta_{ek} = \frac{T_k}{R_{jk}}$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i .

R : Coefficient de comportement

- Le déplacement relatif au niveau «k» par rapport au niveau « k+1» est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

- **Justification vis-à-vis des déformations**

D'après le RPA Art 5-10...[1], les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\overline{\Delta_k} = \Delta_k \leq 0.01 h_e$$

Les résultats sont donnés par les tableaux suivants

Sens x-x

Niveau (m)	δ_{ek} (m)	R	δ_k (m)	Δ_k (m)	1% xh (m)	Obs.
1	0.0002	5	0.001	0.001	0.0402	vérifiée
2	0.0004	5	0.002	0.001	0.0306	vérifiée
3	0.0005	5	0.0025	0.0005	0.0306	vérifiée
4	0.0007	5	0.0035	0.001	0.0306	vérifiée
5	0.0009	5	0.0045	0.001	0.0306	vérifiée
6	0.0011	5	0.0055	0.001	0.0306	vérifiée
7	0.0012	5	0.006	0.0005	0.0306	vérifiée
8	0.0014	5	0.007	0.001	0.0306	vérifiée
9	0.0016	5	0.008	0.001	0.0306	vérifiée
10	0.0017	5	0.0085	0.0005	0.0306	vérifiée
11	0.002	5	0.01	0.0015	0.0306	vérifiée

Sens y-y:

Niveau	δ_{ek} (m)	R	δ_k (m)	Δ_k (m)	1% h (m)	Obs.
1	0.0015	5	0.0075	0.0075	0.0408	vérifiée
2	0.002	5	0.01	0.0025	0.0306	vérifiée
3	0.0035	5	0.0175	0.0075	0.0306	vérifiée
4	0.0055	5	0.0275	0.01	0.0306	vérifiée
5	0.007	5	0.035	0.0075	0.0306	vérifiée
6	0.009	5	0.045	0.01	0.0306	vérifiée
7	0.0095	5	0.047	0.0025	0.0306	vérifiée
8	0.01	5	0.05	0.023	0.0306	vérifiée

9	0.015	5	0.075	0.025	0.0306	vérifiée
10	0.018	5	0.09	0.025	0.0306	vérifiée
11	0.022	5	0.11	0.2	0.0306	vérifiée

6.6 Vérification de l'effet P-Delta

Les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux :

$$\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K}$$

D'où : $\theta_K \leq 0.1 \Rightarrow$ effet P-Delta peut être négligé

Si non :

$0.1 \leq \theta_K \leq 0.2 \Rightarrow$ Amplifiant les effets de l'action sismique par $1/(1 - \theta_K)$

$\theta_K \geq 0.2 \Rightarrow$ Structure instable et doit être redimensionnée.

- Tableau récapitulatif de l'effet de second ordre (ou effet P- Δ)

$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$

Niveau	P(KN)	Sens x-x			Sens y-y		
		Δk(cm)	V _K ×H _K	θ _X	Δk(cm)	V _K ×H _K	θ _Y
1	1970.8	0.20	9787.20	4. 10 ⁻⁴	0.20	9306	4. 10 ⁻⁴
2	1663.42	1.45	13501.5	1,8.10 ⁻³	0.75	12987.4	9.10 ⁻⁴
3	1498.40	0.85	8448.21	1,4.10 ⁻³	0.80	8200.99	9.10 ⁻⁴
4	1308.18	0.95	7919.45	1,5. 10 ⁻³	0.95	7710.90	1.10 ⁻³
5	1121.12	1.05	7328.97	1,5. 10 ⁻³	1.05	7128.17	1.10 ⁻³
6	1035.40	1.10	6614.30	1,4.10 ⁻³	1.05	6435.04	1.10 ⁻³
7	852.90	1.10	5808.25	1,2. 10 ⁻³	1.10	5671.52	1.10 ⁻³
8	571.68	1.10	4990.54	1,8. 10 ⁻³	1.00	4814.80	9.10 ⁻⁴
9	390.67	1.10	4065.19	1. 10 ⁻³	1.00	3795.38	7.10 ⁻⁴

10	236.34	1.15	3218.27	$5 \cdot 10^{-4}$	0.90	2754.06	$4 \cdot 10^{-4}$
11	136.34	1.2	3118.27	$3 \cdot 10^{-4}$	0.90	2754.06	$2 \cdot 10^{-4}$

Les effets du second ordre peuvent être négligés

6.7 Justification vis à vis des déformations

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser **1.0%** de la hauteur de l'étage.

Cette condition a déjà été vérifiée dans le chapitre précédent

❖ Conclusion

Les exigences du RPA ont été observées, nous allons passer au ferrailage de la

7.1 Ferrailage des poutres

7.1.1 Introduction

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible

➤ Les combinaisons de calcul

Ils sont ferrillés en flexion simple sous les combinaisons de charge les plus défavorables, et vérifiées à L'ELS. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- * $1,35G+1,5Q$ à l'ELU
- * $G+Q$à l'ELS
- * $G+Q\pm E$RPA 99 révisé 2003
- * $0,8G\pm E$RPA 99 révisé 2003

➤ Recommandations du RPA

❖ Pourcentage total minimum

$A_{\min} = 0.5 \% (b \times h)$, en toute section.

Poutres principales PP : $A_{\min} = 6,00 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires PS : $A_{\min} = 5,25 \text{ cm}^2$

❖ Pourcentage total maximum

$A_{\max} = 4 \% (b \times h) \rightarrow$ En zone courante,

$A_{\max} = 6 \% (b \times h) \rightarrow$ En zone de recouvrement.

• Poutres principales PP

- Zone courante : $A_{\max} = 48 \text{ cm}^2$,

- Zone de recouvrement : $A_{\max} = 72 \text{ cm}^2$.

• Poutres secondaires PS

- Zone courante : $A_{\max} = 42 \text{ cm}^2$,

- Zone de recouvrement : $A_{\max} = 63 \text{ cm}^2$.

7.1.2 Etapas de calcul de ferrailage

1) Calcul du moment réduit « μ »

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

2) **Calcul du moment réduit limite « μ_1 »**

Le moment réduit limite μ_1 est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

3) On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_1 » :

➤ **1er cas : $\mu \leq \mu_1 \Rightarrow$ Section simplement armée (SSA)**

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A_{sc} = 0$.

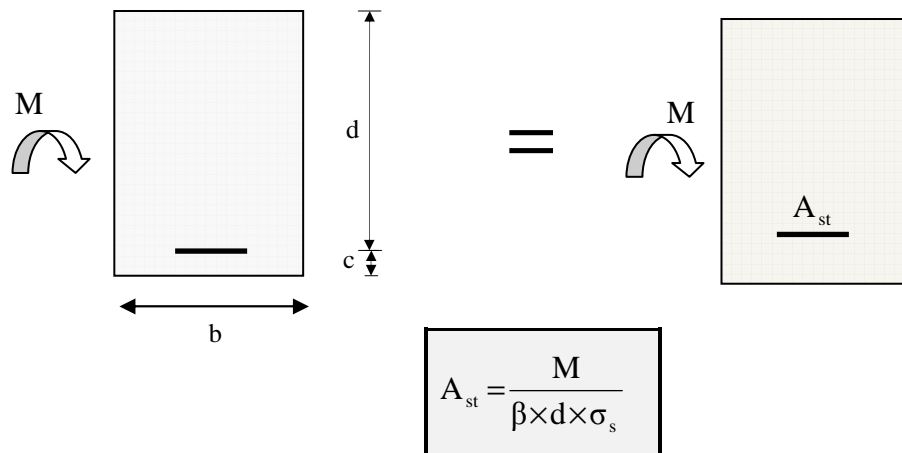


Figure 7.1. : **Disposition des armatures tendus S.S.A**

➤ **2ème cas : $\mu \geq \mu_1 \Rightarrow$ Section doublement armée (SDA)**

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.

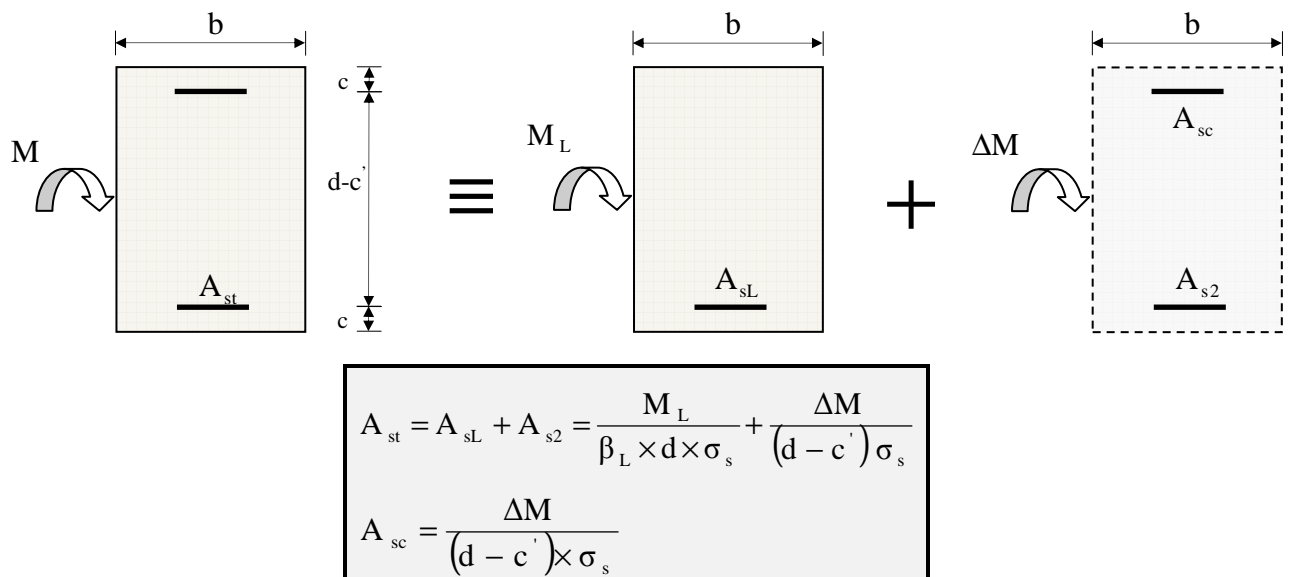


Figure 7.2. : **Disposition des armatures SDA**

7.1.3 Ferrailage des poutres

Après avoir extrait les moments, nous avons ferrailé comme suit on prend les moments max soit aux appuis ou bien en travée et adopte adopter leur ferrailage.

Nota

En raison des coefficients de sécurité qui différent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

M_{elU} : Moment max à l'ELU

M_{sa} : Moment max du aux combinaisons accidentelles.

7.1.3.1 Etudes des poutres principales

Ces poutres supportent de faibles charges verticales et sont sollicitées principalement par les forces horizontales. Dans ce cas le RPA exige des **armatures symétriques** avec une section **en travée** au moins égale à **la moitié de la section sur appui**.

➤ Ferrailage en travée

Tableau1 : Ferrailage des poutres principales en travées

Niv	M_{elU} (KN.m)	$A_{s\ elU}$ [cm ²]	M_{sa} (KN.m)	$A_{s\ sa}$ [cm ²]	$A_{s\ max}$ [cm ²]	$A_{s\ min}$ [cm ²]	Ferrailage	$A_{s\ adopté}$ [cm ²]
1	31,75	2,16	22,23	1,51	2,16	6,00	3HA16	6.03
2	42,68	2,93	29,69	2,02	2,93	6,00	3HA16	6.03
3	21,60	1,46	14,90	1,01	1,46	6,00	3HA16	6.03
4	28,18	1,92	18,94	1,28	1,92	6,00	3HA16	6.03
5	28,29	1,92	19,11	1,29	1,92	6,00	3HA16	6.03
6	29,02	1,98	19,13	1,29	1,98	6,00	3HA16	6.03
7	36,74	2,52	23,48	1,59	2,52	6,00	3HA16	6.03
8	30,65	2,09	19,88	1,35	2,09	6,00	3HA16	6.03
9	30,99	2,11	20,54	1,39	2,11	6,00	3HA16	6.03
10	31,09	2,12	21,13	1,43	2,12	6,00	3HA16	6.03
11	37,91	2,60	25,69	1,75	2,60	6,00	3HA16	6.03
12	32,71	2,23	33,60	2,29	2,29	6,00	3HA16	6.03

➤ Ferrailage en appuis

Tableau 2 : Ferrailage des poutres principales aux appuis

Niv	M _{elu} (KN.m)	A _{s elu} [cm ²]	M _{sa} (KN.m)	A _{s sa} [cm ²]	A _{s max} [cm ²]	A _{s min} [cm ²]	Ferrailage	A _{s adopté} [cm ²]
1	63,10	4,40	94,36	7,77	7,77	6,00	3HA16+3HA14 (chapeaux)	10.65
2	49,82	3,44	120,63	8,78	8,78	6,00	3HA16+3HA14 (chapeaux)	10.65
3	46,57	3,21	128,85	9,44	9,44	6,00	3HA16+3HA14 (chapeaux)	10.65
4	60,98	4,25	130,00	9,52	9,52	6,00	3HA16+3HA14 (chapeaux)	10.65
5	63,99	4,46	133,23	9,76	9,76	6,00	3HA16+3HA14 (chapeaux)	10.65
6	66,81	4,67	131,70	9,56	9,56	6,00	3HA16+3HA14 (chapeaux)	10.65
7	80,13	5,65	124,7	9,14	9,14	6,00	3HA16+3HA14 (chapeaux)	10.65
8	74,75	5,25	122,39	8,91	8,91	6,00	3HA16+3HA14 (chapeaux)	10.65
9	78,52	5,56	138,15	10,19	10,19	6,00	3HA16+3HA14 (chapeaux)	10.65
10	78,49	5,54	116,20	8,46	8,46	6,00	3HA14+3HA14 (chapeaux)	9.23
11	84,87	6,01	120,15	8,65	8,65	6,00	3HA14+3HA14 (chapeaux)	9.23
12	71,64	5,02	80,07	5,66	5,66	6,00	3HA14+3HA14 (chapeaux)	9.23

❖ Conclusion

Les poutres principales seront ferrillées comme suit

Du 1^{er} au 9^{ème} étage

Lit inférieur : 3HA16 filantes

Lit supérieur : 3HA16 filantes +3HA14 en chapeaux

Du 10^{ème} au 11^{ème} étage

Lit inférieur : 3HA16 filantes

Lit supérieur : 3HA14 filantes +3HA14 en chapeaux

Terrasse

Lit inférieur : 3HA16 filantes

Lit supérieur : 3HA12 filantes +3HA12 en chapeaux

❖ Vérifications des sections minimales pour les poutres principales

❖ Condition de non fragilité : (Art A.4.2/BAEL91)..... [2]

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

$$A_{\min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 38 \times 2,1}{400} = 1,38 \text{ cm}^2 \quad A_s > A_{\min}$$

❖ **Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux (Art 7.5.2.1/RPA2003).....[2]**

Le **pourcentage total minimum** des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%** en toute section

$$A_{\min} = 0.5 \% (b \times h) = 0,005 \times 30 \times 40 = 6,00 \text{ cm}^2$$

Conclusion

La **section minimale** adoptée est égale à 3HA12+3HA12=**6.78cm²**, elle est **supérieure** aux sections minimales exigées par les règlements.

7.1.3.2 Etudes des poutres secondaires

Ces poutres supportent de faibles charges verticales et sont sollicitées principalement par les forces sismiques, dans ce cas le RPA exige des **armatures symétriques** avec une section **en travée** au moins égale à **la moitié de la section sur appui**

❖ **Ferrailage en travée**

Tableau 3 : Ferrailage des poutres secondaires en travée

Niv	M _{elu} (KN.m)	A _{s elu} [cm ²]	M _{sa} (KN.m)	A _{s sa} [cm ²]	A _{s max} [cm ²]	A _{s min} [cm ²]	Ferrailage	A _{s adopté} [cm ²]
1	25,21	2,26	18,97	1,68	2,26	5,25	3HA14	4,62
2	14,32	1,26	10,15	0,89	1,26	5,25	3HA14	4,62
3	18,60	1,65	17,11	1,52	1,65	5,25	3HA14	4,62
4	17,20	1,53	20,22	1,80	1,80	5,25	3HA14	4,62
5	17,89	1,59	22,60	2,02	2,02	5,25	3HA14	4,62
6	19,06	1,69	24,78	2,22	2,22	5,25	3HA14	4,62
7	19,53	1,74	25,33	2,27	2,27	5,25	3HA14	4,62
8	20,57	1,83	26,16	2,35	2,35	5,25	3HA14	4,62
9	22,10	1,97	27,80	2,50	2,50	5,25	3HA14	4,62
10	24,07	2,15	23,29	2,08	2,08	5,25	3HA14	4,62
11	17,45	1,55	22,03	1,97	1,97	5,25	3HA14	4,62
12	12,28	1,08	21,10	1,88	1,88	5,25	3HA14	4,62

❖ Ferrailage en appui

Tableau 4 : Ferrailage des poutres secondaires aux appuis

Niv	M _{elu} (KN.m)	A _{s elu} [cm ²]	M _{sa} (KN.m)	A _{s sa} [cm ²]	A _{s max} [cm ²]	A _{s min} [cm ²]	Ferrailage	A _{s adopté} [cm ²]
1	39,98	3,64	57,31	5,55	5,55	5,25	3HA14+3HA12 (chapeaux)	8,01
2	59,08	5,52	68,61	6,50	6,50	5,25	3HA14+3HA12 (chapeaux)	8,01
3	46,03	4,23	63,37	5,95	5,95	5,25	3HA14+3HA12 (chapeaux)	8,01
4	58,22	5,44	69,38	6,58	6,58	5,25	3HA14+3HA12 (chapeaux)	8,01
5	54,71	5,08	72,28	6,88	6,88	5,25	3HA14+3HA12 (chapeaux)	8,01
6	56,56	5,26	70,35	6,68	6,68	5,25	3HA14+3HA12 (chapeaux)	8,01
7	66,31	6,24	74,56	7,12	7,12	5,25	3HA14+3HA12 (chapeaux)	8,01
8	60,29	5,64	72,11	6,86	6,86	5,25	3HA14+3HA12 (chapeaux)	8,01
9	61,20	5,73	70,79	6,74	6,74	5,25	3HA14+3HA12 (chapeaux)	8,01
10	61,85	5,79	68,13	6,44	6,44	5,25	3HA14+3HA12 (chapeaux)	8,01
11	31,35	2,83	64,60	6,08	6,08	5,25	3HA12+3HA12 (chapeaux)	6,78
12	25,50	2,28	60,33	5,65	5,65	5,25	3HA12+3HA12 (chapeaux)	6,78

Conclusion

Les poutres secondaires seront ferrillées comme suit :

Du 1^{er} au 10^{ème} étage

Lit inférieur : 3HA14 filantes

Lit supérieur : 3HA14 filantes +3HA12 en chapeaux

Du 11^{ème} au 12^{ème} étage

Lit inférieur : 3HA14 filantes

Lit supérieur : 3HA12 filantes +3HA12 en chapeaux

1) Vérifications des sections minimales pour les poutres secondaires

❖ Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91).....[2]

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 32 \times 2,1}{400} = 1.15 \text{cm}^2 \quad A_s > A_{\min}$$

2) Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux : (Art 7.5.2.1/RPA2003).....[2]

$$A_{\min} = 0.5 \% (b \times h) = 0,005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{cm}^2$$

Conclusion

La section minimale adoptée est égale à 3HA12+3HA12=**6.78cm²**, elle est supérieure aux sections minimales exigées par le RPA et le BAEL.

7.1.4 Vérification à l'ELU

❖ **Justifications vis-à-vis des sollicitations tangentielles** (BAEL91.art A.5.1)..... [2]

La contrainte tangente conventionnelle utilisée pour les calculs relatifs à l'effort tranchant est définie par :

$$\tau_u = T_u / b \cdot d$$

➤ **Poutres principales PP**

$$\tau_u = \frac{138,15 \times 10^3}{300 \times 380} = 1,21 \text{MPa}$$

➤ **Poutres secondaires PS**

$$\tau_u = \frac{74,56 \times 10^3}{300 \times 330} = 0,75 \text{MPa}$$

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton** (BAEL91.art A.5.1.21)..... [2]

La fissuration étant peu nuisible, la contrainte τ_u doit vérifier la relation suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{Mpa} \right\} = 3,33 \text{Mpa}$$

Poutres principales PP : $\tau_u = 1,21 \text{ Mpa} < 3,33 \text{ Mpa}$ ✓

Poutres secondaires PS : $\tau_u = 0,75 \text{ Mpa} < 3,33 \text{ Mpa}$ ✓

❖ **Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui** (BAEL91art 5.1.32).... [2]

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \cdot d \cdot b \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Poutres principales PP

$$T_u = 138,15 \text{KN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,38 \cdot 0,3 \times 25 \times 10^3}{1,15} = 892,17 \text{kN} \quad \dots \quad \checkmark$$

Poutres secondaires PS

$$T_u = 74,56\text{KN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,33 \cdot 0,3 \times 25 \times 10^3}{1,15} = 774,78\text{KN} \quad \dots\dots \checkmark$$

❖ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures**

➤ **Appuis de rive** : (Art 5.1.31 / BAEL91)..... [2]

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

Poutres principales PP

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{138,15 \cdot 10^3}{348 \cdot 100} = 3,96\text{cm}^2; A_{st \text{ adopté}} = 3\text{HA}16 = \underline{\underline{6,03\text{cm}^2}} \quad \dots\dots \checkmark$$

Poutres secondaires PS

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{74,56 \cdot 10^3}{348 \cdot 100} = 2,14 \text{ cm}^2; A_{st \text{ adopté}} = 3\text{HA}12 = \underline{\underline{3,39\text{cm}^2}} \quad \dots\dots \checkmark$$

➤ **Appuis intermédiaire** : (Art 5.1, 32 / BAEL91).....[2]

Lorsqu'au droit d'un appui l'effort tranchant T_u est supérieur à $\frac{M_u}{0,9 \times d}$, on doit prolonger les armatures au-delà de l'appui et y ancrer une section d'armature supérieur à :

$$A_s \geq \left(T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} \right) \times \frac{1}{f_{su}}$$

Poutres principales PP

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \left(138,15 - \frac{98,53}{0,9 \times 0,38} \right) \times \frac{1}{f_{su}} = -0,33\text{cm}^2; A_{st \text{ adopté}} = \underline{\underline{6,03\text{cm}^2}} \quad \checkmark$$

Poutres secondaires PS

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \left(74,56 - \frac{47,43}{0,9 \times 0,33} \right) \times \frac{1}{f_{su}} = -0,26\text{cm}^2; A_{st \text{ adopté}} = \underline{\underline{6,78 \text{ cm}^2}} \quad \checkmark$$

❖ **Vérification de l'entrainement des barres** : (BAEL91 art. A6.13).....[2]

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa.}$$

U_i : périmètre utile des barres.

Poutres principales PP1: 3HA12 $\rightarrow U_i = 11.30 \text{ cm.}$

$$\tau_{se} = \frac{138.15}{0.9 \times 38 \times 11.30} = 3.57 \text{ Mpa} \quad \dots \dots \checkmark$$

Poutres secondaires PS: 3HA12 $\rightarrow U_i = 11.30 \text{ cm.}$

$$\tau_{se} = \frac{74.56}{0.9 \times 33 \times 11.30} = 2.22 \text{ Mpa} \quad \dots \dots \checkmark$$

❖ Longueur de scellement droit des barres

On définit la longueur de scellement droit l_s comme la longueur à mettre en œuvre pour avoir un bon ancrage droit.

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \tau_{se}}$$

La valeur de la contrainte d'adhérence est donnée de façon forfaitaire par la relation :

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi^2 \times f_{tj} = 2.835 \text{ Mpa.}$$

Pour les HA12 : $l_s = 45.00 \text{ cm.}$

Pour les HA14 : $l_s = 50.00 \text{ cm.}$

Pour les HA16 : $l_s = 60.00 \text{ cm.}$

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

Pour les HA12 : $l_s = 18.00 \text{ cm.}$

Pour les HA14 : $l_s = 20.00 \text{ cm.}$

Pour les HA16 : $l_s = 25.00 \text{ cm.}$

❖ Calcul des armatures transversales

a) Poutres principales

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min(11,43 \text{ mm}, 12 \text{ mm}, 30 \text{ mm}) = 11,43 \text{ mm}$$

Soit : $\Phi_t = 8\text{mm}$.

Φ_1 : étant le plus petit diamètre dans le sens longitudinal

On optera pour un cadre et un étrier soit $A_t = 4\text{HA8} = 2.01\text{cm}^2$.

b) Poutres secondaires

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min(10\text{mm}, 12\text{mm}, 30\text{mm}) = 11,43\text{mm}$$

Soit : $\Phi_t = 8\text{mm}$.

Φ_1 : étant le plus petit diamètre dans le sens longitudinal

On optera pour un cadre et un étrier soit $A_t = 4\text{HA8} = 2.01\text{cm}^2$.

❖ **Espacement max des armatures transversales :** (Art A.5.1, 22 / BAEL91)..... [2]

$$S_{t\max} \leq \min(0,9d ; 40\text{cm})$$

PP: $S_t \leq \min(34.2 ; 40\text{cm}) = \underline{34.2 \text{ cm}}$.

PS: $S_t \leq \min(29.7 ; 40\text{cm}) = \underline{29.7 \text{ cm}}$.

❖ Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante (Art.A.5.1,232 / BAEL91)....[2]

$$S_t \leq \frac{A_{ad} \cdot 0,9 \cdot f_e}{(\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28}) \cdot b \cdot \gamma_s}$$

..... ✓

PP: $S_t = \frac{2.01 \times 0,9 \times 400}{(1.21 - 0.3 \times 2.1) \cdot 1.15 \times 30} = 36,20\text{cm}$

PS: $S_t = \frac{2.01 \times 0,9 \times 400}{(0.75 - 0.3 \times 2.1) \cdot 1.15 \times 30} = 36,20\text{cm}$ ✓

❖ Exigences du RPA pour les aciers transversales :(Art 7.5.2.2/RPA2003).....[2]

➤ Poutres principales

• Zone nodale

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\varphi \right) = \min \left(\left\{ \frac{40}{4}; 12 \times 1.2 \right\} \right) = \min (10\text{cm} ; 14.4\text{cm}) = \mathbf{10\text{cm}}$$

On opte pour **St_{max}=10 cm.**

• Zone courante

$$St \leq \frac{h}{2} = 20\text{cm}.$$

On opte pour **St_{max}=15cm**

➤ Poutres secondaires

Ces poutres sont sollicitées essentiellement par les charges sismiques, par conséquent l'effort tranchant est constant sur toute leurs longueurs ; on se doit de maintenir un écartement constant des armatures transversales.

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\varphi \right) = \min \left(\left\{ \frac{35}{4}; 12 \times 1.2 \right\} \right) = \min (8.75 \text{ cm} ; 14.4\text{cm}) = \mathbf{8.75 \text{ cm}}$$

On opte pour **St =8 cm.**

❖ Délimitation de la zone nodale

Dans le cas de poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L' est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

Poutres principales PP : L' = 2×40 = 80cm.

Poutres principales PS : L' = 2×35 = 70cm.

❖ **Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA**

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_t^{\min} = 3\text{‰} S_t \times b$$

$$A_{\min} = 1.80 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2$$

..... ✓

- Le premier cadre d'armatures transversales sera disposé à **5cm** du nu de l'appui.

➤ **Dispositions constructives pour les armatures longitudinales:**

Pour la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- À $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- À $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

❖ **Vérification à L'ELS**

➤ **Etat d'ouverture des fissures**

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

➤ **Etat limite de compression du béton**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'**ELS**, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier $\bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$

Contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{M_{\text{ser}}}{\beta_1 \times d \times A_u}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \rightarrow K_1 \text{ et } \beta_1 \text{ (tableau)}$$

σ_s : contrainte de traction des aciers.

A_{st} : armatures adoptées à l'ELU

β_1 et K_1 : sont tirés des tableaux en fonction de ρ_1 .

Tableau 4 : Vérification des contraintes en travées à l'ELS PP

Vérification de la contrainte de compression du béton en travées des poutres principales									
Niv	M _S MAX (kn.m)	A _U (cm ²)	ρ ₁	K ₁	β ₁	σ _s (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	Obs
12	31,45	6.03	0,53	30,87	0,891	154,04	5,00	15	vérifiée
11	36,14	6.03	0,53	30,87	0,891	177,01	5,73	15	Vérifiée
10	35,60	6.03	0,53	30,87	0,891	174,37	5,65	15	vérifiée
9	35,13	6.03	0,53	30,87	0,891	172,07	5,57	15	vérifiée
8	34,38	6.03	0,53	30,87	0,891	168,39	5,45	15	vérifiée
7	33,45	6.03	0,53	30,87	0,891	163,84	5,31	15	vérifiée
6	32,31	6.03	0,53	30,87	0,891	158,25	5,13	15	vérifiée
5	30,80	6.03	0,53	30,87	0,891	150,86	4,88	15	vérifiée
4	29,02	6.03	0,53	30,87	0,891	142,14	4,60	15	vérifiée
3	28,68	6.03	0,53	30,87	0,891	140,47	4,55	15	vérifiée
2	28,43	6.03	0,53	30,87	0,891	139,25	4,51	15	vérifiée
1	30,26	6.03	0,53	30,87	0,891	148,21	4,80	15	vérifiée

Tableau 5 : Vérification des contraintes aux appuis à l'ELS PP

Vérification de la contrainte de compression du béton aux appuis des poutres principales									
Niv	M _S MAX (kN,m)	A _U (cm ²)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	Obs
12	54,26	6.78	0,594	0,886	28,86	237,70	8,23	15,00	vérifiée
11	94,32	9.23	0,810	0,871	23,76	308,74	12,90	15,00	vérifiée
10	94,03	9.23	0,810	0,871	23,76	307,79	12,87	15,00	vérifiée
9	91,19	10.65	0,934	0,864	21,76	260,79	11,80	15,00	vérifiée
8	87,43	10.65	0,934	0,864	21,76	250,04	11,49	15,00	vérifiée
7	83,03	10.65	0,934	0,864	21,76	237,46	10,91	15,00	vérifiée
6	78,01	10.65	0,934	0,864	21,76	223,10	10,25	15,00	vérifiée
5	72,28	10.65	0,934	0,864	21,76	206,71	9,49	15,00	vérifiée
4	65,21	10.65	0,934	0,864	21,76	186,49	8,70	15,00	vérifiée
3	63,29	10.65	0,934	0,864	21,76	181,00	8,32	15,00	vérifiée
2	60,33	10.65	0,934	0,864	21,76	172,54	7,93	15,00	vérifiée
1	64,05	10.65	0,934	0,864	21,76	183,18	8,42	15,00	vérifiée

Tableau 6 : Vérification des contraintes en travées à l'ELS PS

Vérification de la contrainte de compression du béton en travées des poutres secondaires									
Niv	M _{SMAX} (kN,m)	A _U (cm ²)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	Obs
12	12,66	4,62	0,466	0,897	33,54	92,57	2,76	15,00	vérifiée
11	26,23	4,62	0,466	0,897	33,54	191,80	5,72	15,00	vérifiée
10	29,68	4,62	0,466	0,897	33,54	217,03	6,47	15,00	vérifiée
9	28,03	4,62	0,466	0,897	33,54	204,96	6,11	15,00	vérifiée
8	26,34	4,62	0,466	0,897	33,54	192,60	5,74	15,00	vérifiée
7	24,11	4,62	0,466	0,897	33,54	176,30	5,26	15,00	vérifiée
6	21,19	4,62	0,466	0,897	33,54	154,95	4,62	15,00	vérifiée
5	19,64	4,62	0,466	0,897	33,54	143,61	4,28	15,00	vérifiée
4	19,04	4,62	0,466	0,897	33,54	139,22	4,15	15,00	vérifiée
3	18,27	4,62	0,466	0,897	33,54	133,59	3,98	15,00	vérifiée
2	18,15	4,62	0,466	0,897	33,54	132,72	3,95	15,00	vérifiée
1	20,22	4,62	0,466	0,897	33,54	147,85	4,41	15,00	vérifiée

Tableau 7 : Vérification des contraintes aux appuis à l'ELS PP

Vérification de la contrainte de compression du béton aux appuis des poutres secondaires									
Niv	M _{SMAX} (kN,m)	A _U (cm ²)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	Obs
12	30,44	6,78	0,684	0,879	26,32	154,78	5,88	15,00	vérifiée
11	48,34	6,78	0,684	0,879	26,32	245,79	9,33	15,00	vérifiée
10	50,22	8,01	0,810	0,871	23,76	218,13	9,18	15,00	vérifiée
9	49,61	8,01	0,810	0,871	23,76	215,48	9,07	15,00	vérifiée
8	48,12	8,01	0,810	0,871	23,76	209,00	8,79	15,00	vérifiée
7	47,38	8,01	0,810	0,871	23,76	205,79	8,66	15,00	vérifiée
6	45,47	8,01	0,810	0,871	23,76	197,50	8,31	15,00	vérifiée
5	43,10	8,01	0,810	0,871	23,76	187,20	7,88	15,00	vérifiée
4	40,24	8,01	0,810	0,871	23,76	174,78	7,36	15,00	vérifiée
3	36,93	8,01	0,810	0,871	23,76	160,40	6,75	15,00	vérifiée
2	33,12	8,01	0,810	0,871	23,76	143,85	6,05	15,00	vérifiée
1	34,27	8,01	0,810	0,871	23,76	148,85	6,26	15,00	vérifiée

❖ ELS vis à vis des déformations

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant on peut se dispenser de cette vérification sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

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

A_s : Section adoptée en travée.

f_e : Limite élastique des aciers (400 Mpa).

M_t : Moment max à l'ELS (à partir du logiciel).

M_0 : Moment max isostatique ($q_{max} l^2 / 8$).

❖ Vérification des conditions

	<u>1^{ère} condition</u>	<u>2^{ème} condition</u>	<u>3^{ème} condition</u>			
	h/l	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_s f_e / b.d$	$M_t(\text{cm}^2)$	M_0	$M_t / 10 M_0$
Poutre principale	0,10 > 1/16 ... ✓	6,03	2,12 < 4,2... ✓	36,14	54,30	$h/l > 0,07...$ ✓
Poutre secondaire	0,08 > 1/16 ... ✓	4,62	1,87 < 4,2... ✓	29,68	48,20	$h/l > 0,06...$ ✓

❖ Conclusion

Les trois conditions sont vérifiées pour toutes les poutres, on se dispense de la vérification de la flèche

7.2 Ferrailage des poteaux

7.2.1 Introduction

Le calcul se fera en **flexion composée** sous les combinaisons les plus défavorables en tenant compte des combinaisons suivantes :

- effort normal maximal de compression et moment correspondant.
- effort normal minimal de compression et moment correspondant.
- moment maximal et effort normal correspondant.
- effort normal maximal de **traction** et moment correspondant.

❖ Recommandation du RPA 2003

A) Armature longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,

- Le diamètre minimal est de **12 mm**,
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone IIa),
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrillés symétriquement.

- Pourcentage minimal

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0.8 %** de la section du béton :

poteaux (45 * 55): $A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 45 \times 55 = 19,8\text{cm}^2$

poteaux (40 * 50): $A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 40 \times 50 = 16,00\text{cm}^2$

poteaux (35 * 45): $A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 35 \times 45 = 12,60\text{cm}^2$

poteaux (30 * 35): $A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 35 \times 35 = 8,40\text{cm}^2$

- Pourcentage maximal

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :

- Zone courante

poteaux (45 * 55): $A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 45 \times 55 = 99,00\text{cm}^2$

poteaux (40 * 50): $A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 40 \times 50 = 80,00\text{cm}^2$

poteaux (35 * 45): $A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 35 \times 45 = 63,00\text{cm}^2$

poteaux (30 * 35): $A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 30 \times 35 = 42,00\text{cm}^2$

➤ **Zone de recouvrement**

poteaux (45 * 55): $A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 45 \times 55 = 148,50\text{cm}^2$

poteaux (40 * 50): $A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 40 \times 50 = 120,00\text{cm}^2$

poteaux (35 * 45): $A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 35 \times 45 = 94,50\text{cm}^2$

poteaux (30 * 35): $A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 30 \times 35 = 63,00\text{cm}^2$

B) Armature transversale

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e}$$

Avec

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_l : Hauteur de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

L'espacement (S_t) des armatures est donné par :

$$S_t \leq \min (15 \text{ cm} ; 10 \square_1) \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq 15 \square_1 \text{ en zone courante.}$$

Ou : \square_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suite :

- **Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_{\min} = 0,3 \times b_0 \times S_t$**
- **Si $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_{\min} = 0,8 \times b_0 \times S_t$**
- **Si $3 \leq \lambda_g \Rightarrow A_{\min} =$ L'interpolation entre les valeurs limites précédentes.**

Avec :

λ_g : élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}$$

$a ; b$: dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : Longueur de flambement du poteau ; qui égal dans cas 0,7 l_0

Les cadres et les étriers doivent être fermés par un crochet à 350° ayant une longueur 10φt minimale.

➤ Conventions

Efforts normaux

N > 0 : compression

N < 0 : traction

7.2.2 Calcul des armatures à L'ELU

a) Section partiellement comprimée (S.P.C)

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de segment limité par les armatures (∇ L'effort normal appliqué, effort de traction ou de compression).

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c'\right)$$

Le centre de pression se trouve à l'intérieur de segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression, et la condition suivante est vérifiée :

$$N_u(d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Avec :

$$g = e + \left(\frac{h}{2} - c'\right) \dots \dots \dots \text{Si (N) étant un effort de compression}$$

$$g = e - \left(\frac{h}{2} - c'\right) \dots \dots \dots \text{Si (N) étant un effort de traction.}$$

➤ Détermination des armatures

- Calcul du moment fictif

$$M_f = M + N_u \left(\frac{h}{2} - c'\right) = N \times g$$

- Calcul du moment réduit :

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Si $\mu_f \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA (A'=0)}$

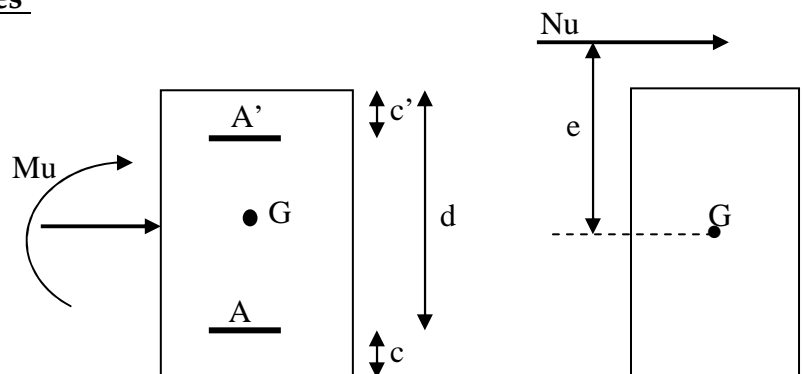


Figure 7.2.2.1 : Les moments exerçant sur les poteaux

- Armatures fictives

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

- Armatures réelles

$$A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}} \left\{ \begin{array}{l} (-) \text{ si } N : \text{ effort de compression.} \\ (+) \text{ si } N : \text{ effort de traction.} \end{array} \right.$$

Si $\mu_f > \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est doublement armée ($A' \neq 0$)

- Armatures en flexion simple

$$M_l = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_l$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

$$A'_f = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

- Armatures en flexion composée

$$A = A'_f$$

$$A = A_f \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

b) Section entièrement comprimé (S.E.C)

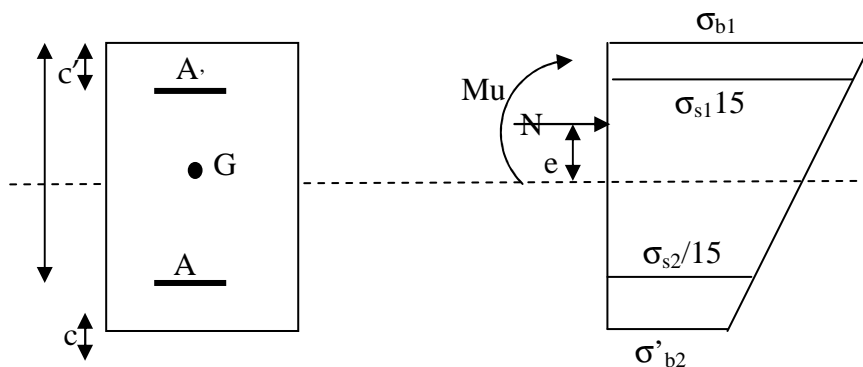


Figure 7.2.2.2 : Disposition des contraintes (S.E.C)

La section est entièrement comprimée suivantes sont satisfaites

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c' \right)$$

- Le centre de pression est situé dans la zone délimitée par les armatures.
- N : effort de compression.

- et la condition suivante est vérifiée :

$$N_u(d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c').b.h.f_{bc}$$

➤ Détermination des armatures

1^{er} cas: $N_u(d - c') - M_f \geq (0.5h - c').b.h.f_{bc} \rightarrow S.D.A$

$$A' = \frac{M_f - b.h.f_{bc}(d - 0.5h)}{\sigma_{st}(d - c')}$$

$$A = \frac{N_u - b.h.f_{bc}}{\sigma_{bc}} - A'$$

A' : Armatures comprimées.

A : Armatures tendues.

2^{er} cas: $N_u(d - c') - M_f \leq (0.5h - c').b.h.f_{bc} \rightarrow S.S.A$

$$A' = \frac{N_u - \psi.b.h.f_{bc}}{\sigma'_{st}}$$

A = 0

$$\psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d - c') - M_f}{b.h^2.f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

$$\epsilon'_s = 2 + \left(3.437 - 8.437 \frac{c'}{h} \right) \sqrt{1 - \psi}$$

$$\epsilon'_s \geq \epsilon_e \Rightarrow \sigma'_{st} = \frac{f_e}{\delta_s}$$

Tel que p $\epsilon_e = \frac{f_e}{\gamma_s.E_s}$

c) Section entièrement tendu (S.E.T)

$$A = \frac{N.a}{\sigma(d - c')} = \frac{N.a}{\sigma_{s1}.Z} ; \quad A' = \frac{N}{\sigma_{s2}} - A$$

➤ Compression pur (centrée)

$$e = \frac{M}{N} = 0$$

Le calcul se fait à l'état limite ultime de stabilité de forme à l'état limite ultime de résistance.

➤ Calcul des armatures (BAEL91/art B.8.4.1)..... [2]

$$Nu \leq \alpha \left(\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A_s \cdot \sigma_s \right)$$

B_r : Représentation l'aire obtenue en déduisant de la section droite du poteau 1cm de tout son périphérique.

A_s : Section d'armature

$$A_s \geq \left(\frac{Nu}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} \right) \cdot \frac{1}{\sigma_{sc}}$$

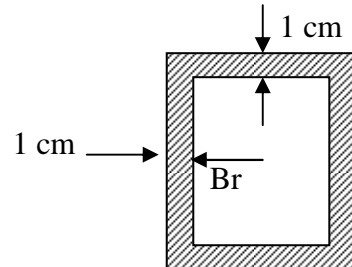


Figure 7.2.2.3 : La section étudiée dans le poteau

Si plus de 1/2 des charges sont appliquées avant 90 jours " α " doit être divisé par 1,1

Nu : Effort normal donné par la combinaison la plus défavorable.

7.2.3 Vérification à l'ELS

○ Etat limite de compression du béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS. Pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

$$\bar{\sigma}_s = \underline{348 \text{ Mpa}}$$

Contrainte admissible de l'acier :

$$\text{Contrainte admissible du béton : } \bar{\sigma}_{bc} = \underline{15 \text{ Mpa}}$$

Le calcul des contraintes du béton et de l'acier se fera dans les deux directions

- Si $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq h/6 \Rightarrow$ La section est entièrement comprimée.
- Si $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \geq h/6 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

Avec : M_{ser} : est le moment de flexion à l'ELS.

N_{ser} : est l'effort normal à l'ELS.

$$B_0 = b \cdot h + 15(A + A') \Rightarrow \text{Section total homogène.}$$

V_2 : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue.

$$\begin{cases} V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A \cdot c' + A' \cdot d) \right] \\ V_2 = h - V_1 \end{cases}$$

I_0 = moment d'inertie de la section homogène.

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15[A \cdot (V_1 - c)^2 + A' \cdot (V_2 - c')^2]$$

On doit vérifier que

a) Section entièrement comprimée S.E.C

a-1) Calcul des contraintes dans le béton

$$\sigma_b^1 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{V_1}{I_0} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_b^2 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{V_2}{I_0} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

b) Section partiellement comprimée S.P.C

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_{ser} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_{ser}) \leq \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{MPa}$$

Avec $K = \frac{N_{ser}}{S}$; $S = \frac{b}{2} \cdot y_{ser} + 15[A' \cdot (y_{ser} - c') - A \cdot (d - y_{ser})]$

$$y_{ser} = y_c + c ; c = d - e_a ; e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{d}{2} \right)$$

y_c = Sera obtenu par résolution de l'équation :

$$y_c^3 + p \cdot y_c + q = 0$$

$$p = -3 \cdot c^3 - \frac{90 \cdot A'}{b} (c - c') + \frac{90 \cdot A}{B} \cdot (d - c)^2$$

$$q = -2 \cdot c^3 - \frac{90 \cdot A'}{b} (c - c') + \frac{90 \cdot A}{B} \cdot (d - c)^2.$$

La solution de l'équation du 3^{ème} degré :

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \cdot p^3}{27}$$

$$\text{Si } \Delta \geq 0 : t = 0.5 \cdot (\sqrt{\Delta} - q); u = \sqrt[3]{t} ; y = u - \frac{p}{3 \cdot u}$$

$$\text{Si } : \Delta < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos \rho = \frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \cdot \sqrt{\frac{-3}{p}} \\ \rho = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \end{cases}$$

Choisir une solution parmi les trois solutions

$$y_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3}\right) ; y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3} + 120^\circ\right) \text{ et } y_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3} + 240^\circ\right)$$

Tableau 1 : Les résultats de calculs des sections d'armature (sens transversal)

Sens transversal											
Niveaux	Section (cm ²)	Sollicitation	N (KN)	M (KN,m)	e (cm)	(h/2)-c (cm)	M _f (KN.m)	Nature	obs	A'	A (cm ²)
11 10	30 x35	Mmax	68,43	30,80	45,01	15,5	41,41	S.P.C	SSA	0	1,82
		Nmin	-46,12	-3,07	6,66	15,5	3,78	S.E.C	SSA	0	0
		Nmax	240,33	7,02	2,92	15,5	44,27	S.E.C	SSA	0	0
9 8 7 6 5	35 x45	Mmax	94,00	31,11	33,09	20,5	50,38	S.P.C	SSA	0	0,77
		Nmin	-81,25	-12,30	15,14	20,5	0,325	S.E.C	SSA	0	0
		Nmax	508,88	10,03	1,97	20,5	114,35	S.E.C	SSA	0	0
4 3 2 1	40 x 50	Mmax	228,95	32,24	14,08	23	84,89	S.E.C	SSA	0	0
		Nmin	-313,90	-16,26	6,53	23	25,75	S.E.C	SSA	0	0
		Nmax	756,06	13,67	1,81	23	187,56	S.E.C	SSA	0	0
RDC S-S	45x55	Mmax	400,32	-40,01	9,99	25,5	62,07	S.E.C	SSA	0	0
		Nmin	-81,25	-12,30	15,14	25,5	0,325	S.E.C	SSA	0	0
		Nmax	1875,80	-4 ,85	0,26	25,5	473,47	S.E.C	SSA	0	0

Tableau 2 : Les résultats de calculs des sections d'armature (sens longitudinal)

Sens longitudinal													
Niveaux	Section (cm ²)	Sollicitation	N (KN)	M (KN,m)	e (cm)	(h/2)-c (cm)	M _f (KN.m)	Nature	obs	A'	A (cm ²)	A _{min} Cm ²	A adopté
11 10	30 x35	Mmax	81,22	-30,36	37,37	15,5	37,34	S.P.C	SSA	0	1,57	8,40	4HA14+4HA12 =10,68
		Nmin	-55,12	7,14	12,95	15,5	1,40	S.P.C	SSA	0	1,45		
		Nmax	211,96	-2,83	1,33	15,5	30,02	S.E.C	SSA	0	0		
9 8 7 6 5	35 x45	Mmax	200,53	-35,25	17,58	20,5	76,36	S.E.C	SSA	0	0	12,60	4HA16+4HA14 =14,19
		Nmin	-81,25	0,41	0,50	20,5	17,06	S.E.C	SSA	0	0		
		Nmax	623,10	3,82	0,53	20,5	131,55	S.E.C	SSA	0	0		
4 3 2 1	40 x 50	Mmax	353,7	-42,13	11,97	23	123,48	S.E.C	SSA	0	0	16,00	4HA16+6HA14 =17,27
		Nmin	-230,90	0,50	0,24	23	54,29	S.E.C	SSA	0	0		
		Nmax	860,76	2,92	0,22	23	200,89	S.E.C	SSA	0	0		
RDC S-S	45x55	Mmax	1347,11	-45,29	3,76	25,5	343,51	S.E.C	SSA	0	0	19,80	4HA20+6HA16 =24,62
		Nmin	-670,74	30,44	4,79	25,5	140,60	S.E.C	SSA	0	0		
		Nmax	1260,86	-30,40	2,14	25,5	291,11	S.E.C	SSA	0	0		

Vérification a L'ELS

Tableau 3 : Les résultats de vérification des contrainte (sens longitudinal)

Vérification des contraintes a L'ELS Sens longitudinal												
Niv	Section	Sollicitation	Ns (KN)	Ms (KN,m)	e (cm)	h/6 cm	Nature	σ_b MPa	$\bar{\sigma}_b$ MPa	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	Obs
11 10	30 x35	Mmax	58,04	-15,22	26,22	5,83	S.P.C	4,00	15	50,40	348	C.V
		Nmin	-14,04	6,34	45,16		S.P.C	1,30		13,20		C.V
		Nmax	155,32	2,03	1,31		S.E.C	1,85		27,20		C.V
9 8 7 6 5	35 x45	Mmax	149,84	-16,14	10,77	7,50	S.P.C	3,00	15	42,00	348	C.V
		Nmin	18,94	-10,47	55,28		S.P.C	1,80		22,24		C.V
		Nmax	382,27	2,01	0,52		S.E.C	3,00		45,00		C.V
4 3 2 1	40 x 50	Mmax	299,35	-13,15	4,39	8,33	S.E.C	2,68	15	38,70	348	C.V
		Nmin	52,72	3,34	6,33		S.E.C	0,55		7,80		C.V
		Nmax	617,17	1,37	0,22		S.E.C	3,60		53,80		C.V
RDC S-S	45x55	Mmax	385,58	-2,75	0,71	9,17	S.E.C	1,83	15	27,30	348	C.V
		Nmin	104,50	2,17	2,08		S.E.C	0,57		8,40		C.V
		Nmax	795,18	0,27	0,04		S.E.C	3,51		52,60		C.V

Tableau4: Les résultats de vérification des contrainte (sens transversal)

Vérification des contraintes a L'ELS Sens transversal												
Niv	Section	Sollicitation	Ns (KN)	Ms (KN,m)	e (cm)	h/6 cm	Nature	σ_b MPa	$\bar{\sigma}_b$ MPa	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	Obs
11 10	30 x35	Mmax	58,08	30,98	53,34	5,83	S.P.C	7,90	15	93,90	348	C.V
		Nmin	-14,04	-5,99	42,66		S.P.C	1,20		12,20		C.V
		Nmax	155,32	5,04	3,24		S.E.C	2,36		33,80		C.V
9 8 7 6 5	35 x45	Mmax	69,11	23,18	33,54	7,50	S.P.C	4,20	15	52,50	348	C.V
		Nmin	18,94	1,90	10,03		S.P.C	0,40		5,00		C.V
		Nmax	382,27	6,81	1,78		S.E.C	3,55		52,00		C.V
4 3 2 1	40 x 50	Mmax	163,48	23,34	14,28	8,33	S.P.C	2,80	15	40,50	348	C.V
		Nmin	52,72	-1,16	2,20		S.E.C	0,38		5,60		C.V
		Nmax	617,17	8,44	1,37		S.E.C	4,12		60,90		C.V
RDC S-S	45x55	Mmax	294,82	25,87	8,77	9,17	S.P.C	2,60	15	37,30	348	C.V
		Nmin	104,50	-2,70	2,58		S.E.C	0,47		8,80		C.V
		Nmax	795,18	5,36	0,67		S.E.C	3,53		56,20		C.V

❖ **Vérification contraintes tangentielles (Art 7.4.2.2 RPA 2003).... [1]**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous **combinaison sismique** doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec $\begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \lambda_g = 6,87 > 5 \end{cases} \Rightarrow \rho_b = 0,075$

$$\tau_{bu} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa}$$

• **Poteaux (30 x 35)**

Sens-X : $\tau_b = \frac{23,91 \times 10^3}{300 \times 330} = 0,241 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1,875$

Sens-Y : $\tau_b = \frac{49,76 \times 10^3}{300 \times 330} = 0,502 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1,875$

• **Poteaux (35 x 45)**

Sens-X : $\tau_b = \frac{30,30 \times 10^3}{350 \times 430} = 0,201 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1,875$

Sens-Y : $\tau_b = \frac{48,32 \times 10^3}{350 \times 430} = 0,321 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1,875$

• **Poteaux (40 x 50)**

Sens-X : $\tau_b = \frac{43,91 \times 10^3}{400 \times 480} = 0,228 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1,875$

Sens-Y : $\tau_b = \frac{52,56 \times 10^3}{400 \times 480} = 0,274 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1,875$

• **Poteaux (45 x 55)**

Sens X : $\tau_b = \frac{83,71 \times 10^3}{450 \times 530} = 0,351 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1,875$

Sens-Y : $\tau_b = \frac{57,20 \times 10^3}{450 \times 530} = 0,239 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1,875$

❖ Les contraintes tangentielles sont admissibles.

Conclusion :

Après tous calculs fait et vérifications faites, le ferrailage final adopté pour les poteaux est comme suit :

Tableau 5 : Résultats de ferrailage des poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adopté
10,11	30X35	8,40	4HA14+4HA12 =10,68
4, 5, 6, 7, 8,9	35X45	12,60	4HA16+4HA14 =14,19
1, 2,3 ,4	40X50	16,00	4HA16+6HA14 =17,27
RDC, S-SOL	45X55	19,80	4HA20+6HA16 =24,62

PT (45x55)

On opte pour le ferrailage suivant :

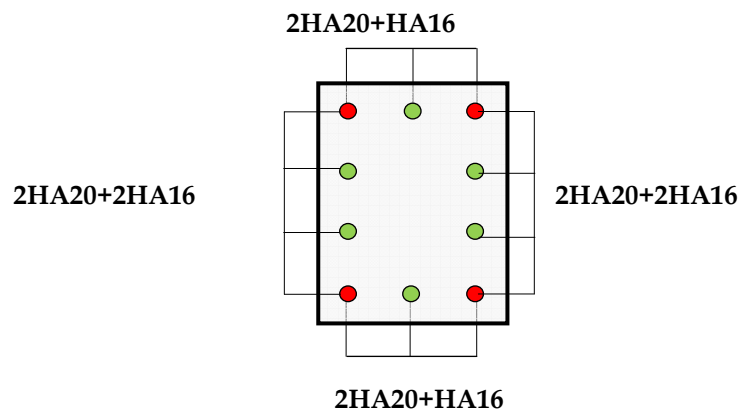


Figure 7.2.2.4 : Disposition des armatures (PT 45x55)

La section totale de $4HA20+ 6HA16 = 24,62 \text{ cm}^2$ est supérieur à la section minimale exigé par le RPA ($A_{s \text{ min}} = 19,80\text{cm}^2$)..... ✓

PT (40x50) :

On opte pour le ferrailage suivant

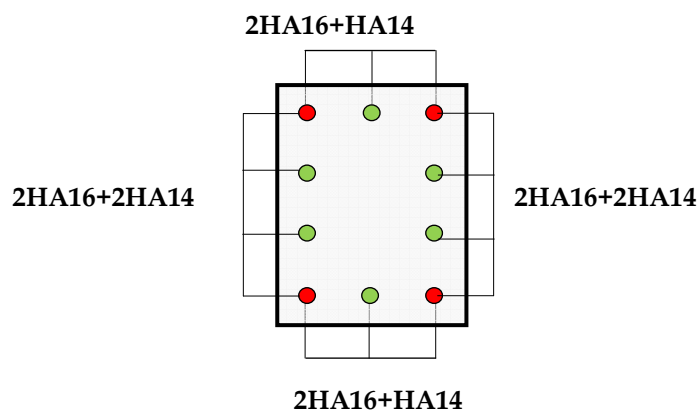


Figure 7.2.2.5 : Disposition des armatures (PT 40x50)

La section totale de $4HA16+ 6HA14 = 10,68 \text{ cm}^2$ est supérieur à la section minimale exigé par le RPA ($A_{s \text{ min}}= 16,00\text{cm}^2$). ✓

PT (35x45) :

On opte pour le ferrailage suivant

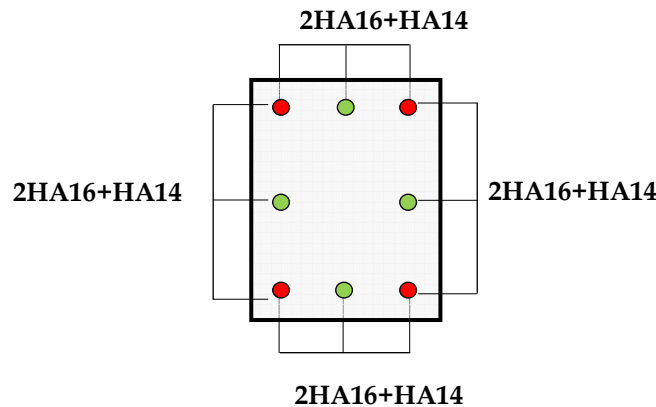


Figure 7.2.2.6 : Disposition des armatures (PT 35x45)

La section totale de $4HA16+ 6HA14 = 14,19 \text{ cm}^2$ est supérieur à la section minimale exigé par le RPA ($A_{s \text{ min}}= 12,60\text{cm}^2$)..... ✓

PT (30x35) :

On opte pour le ferrailage suivant :

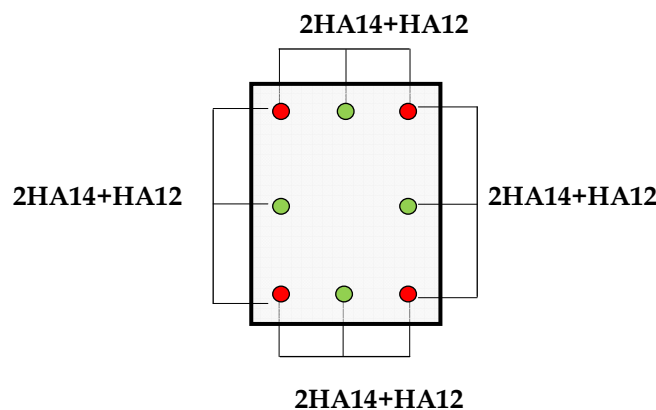


Figure 7.2.2.7 : Disposition des armatures (PT 30x35)

La section totale de $4HA14+ 6HA12 = 14,19 \text{ cm}^2$ est supérieur à la section minimale exigé par le RPA ($A_{s \text{ min}}= 8,40\text{cm}^2$). ✓

❖ **Calcul des armatures transversales**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

1- Diamètre des armatures transversales

D’après le [BAEL 91] Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu’elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_l : Diamètre max des armatures longitudinales.

On adoptera pour **4HA8= 2.01cm²**

2- Espacement armatures transversales

L’espacement des armatures transversales des poteaux sont calculées à l’aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul,

h_1 : hauteur totale de la section brute,

f_e : limite élastique de l’acier d’armature transversale,

A_t : espacement des armatures transversales,

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à **2.50** si l’élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à **3.75** dans le cas contraire.

Le calcul se fera pour les poteaux du RDC en raison de leur élancement géométrique, et de l’effort tranchant qui est maximal à leur niveau.

Elancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

Avec : $l_f = 0,707 l_0 = 0.707 (5,40-0,20) = 3,67$

L’élancement géométrique λ est égal à $3,67/0.45 = \mathbf{8.15}$.

- λ est supérieur à 5 donc le coefficient ρ sera pris égal à **2.50**.
- La section d’armatures transversale est égal à **$A_t = 2.01\text{cm}^2$**
- L’effort tranchant max est égale à **$V_u = 74.94 \text{ Kn}$** .

❖ Application numérique

$$t = \frac{A_t h_1 f_e}{\rho V_u} = \frac{201 \times 45 \times 400}{2.5 \times 74.49 \times 10^3} = 19.42 \text{ cm}$$

3- Espacement maximal des armatures transversales (Art 7.4.2.2 RPA 2003)..... [2]

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement « S_t » des armatures transversales est fixée comme suite :

• En zone nodale

$$S_t \leq \min (10 \varnothing_l^{\min}, 15 \text{ cm}) < (12\text{cm}, 15\text{cm})$$

On adopte $S_t = \underline{10 \text{ cm}}$.

• En zone courante

$$S_t' \leq 15 \varnothing_l^{\min} < 18\text{cm}$$

On adopte $S_t = \underline{15 \text{ cm}}$.

4- Quantité d'armatures transversales minimales du RPA

Pour $\lambda_g \geq 5$, la quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 3\text{‰} S_t \times b$$

➤ Poteaux 1 :

$$A_{\min} = 0.003 \times 15 \times 55 = 2.47 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{X}$$

➤ Poteaux 2 :

$$A_{\min} = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{X}$$

➤ Poteaux 3 :

$$A_{\min} = 0.003 \times 15 \times 45 = 2.02 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \checkmark$$

➤ Poteaux 4 :

$$A_{\min} = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.80 \text{ cm}^2 = A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \checkmark$$

Les sections minimales du RPA ne sont pas vérifiées, nous avons le choix entre augmenter le diamètre des cadres en optant pour des HA10 ou bien adopter un écartement de 10cm constant sur toute la longueur du poteau, pour des raisons de mise en œuvre on a opté pour la deuxième option.

➤ Poteaux 1

$$A_{\min} = 0.003 \times 10 \times 55 = 1.65 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \checkmark$$

➤ **Poteaux 2**

$A_{\min} = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.50 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \checkmark$

➤ **Poteaux 3**

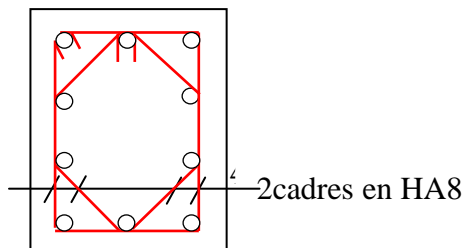
$A_{\min} = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \checkmark$

➤ **Poteaux 4**

$A_{\min} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.20 \text{ cm}^2 = A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \checkmark$

Toutes les conditions sont vérifiées les armatures transversales seront disposé comme montré dans les schémas suivants :

Poteaux avec 10 barres



Poteaux avec 8 barres

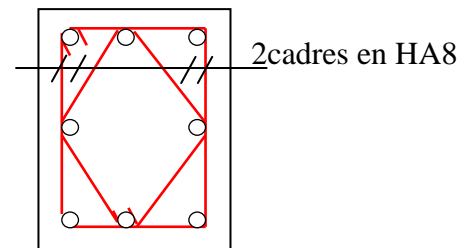


Figure 7.2.2.8 : Disposition des cadres dans les poteaux

Les crochets ont une longueur de 8cm.

7.3 Ferrailage des voiles

7.3.1 Introduction

Les voiles seront calculés en flexion composée sous les combinaisons les plus défavorables. Pour cela nous allons utiliser la méthode des contraintes.

7.3.1.1 Exposé de la méthode de calcul

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier : $V = V' = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera par par bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

he : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

Lc : la longueur de la zone comprimée

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (SEC)
- Section partiellement comprimé (SPC)
- Section entièrement tendue (SET)

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones :

- Zone I : S-SOL et RDC
- Zone II : 1^{ém} au 3^{ém}
- Zone III : 4^{ém} au 6^{ém} étage
- Zone IV : 7^{ém} et 8^{ém} étage

a) Ferrailage section entièrement comprimé

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

e : épaisseur du voile

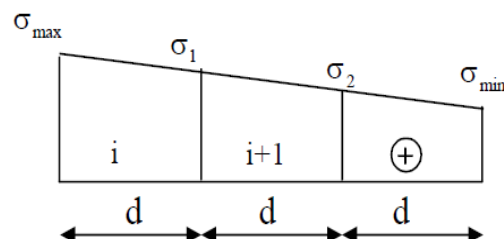


Figure 6.3.1 : Diagramme des contraintes sur les voiles

pp La section d'armature d'une section entièrement comprimé est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i + B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

B : section du tronçon considéré ;

Situation accidentelle : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 18.48 \text{ Mpa}$

Situation courante : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14.20 \text{ Mpa}$

✓ **Armatures minimales**

$$A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91}).$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91}).$$

b) Ferrailage section entièrement tendue

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

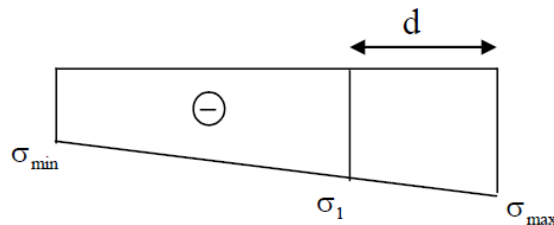


Figure 6.3.2 : **Diagramme des contraintes (S.E.T)**

e : épaisseur du voile

La section d'armature d'une section entièrement tendue est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

➤ **Armatures verticales minimales**

$$A_{min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition non fragilité BAEL art A4.2.1}).$$

$$A_{min} \geq 0.002 B \quad (\text{Section min du RPA art 7.7.4.1}).$$

B : section du tronçon considéré

➤ **Ferrailage section partiellement comprimé**

$$N_1 = \frac{\sigma_{traction1} + \sigma_{traction2}}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_{traction1}}{2} \cdot d \cdot e$$

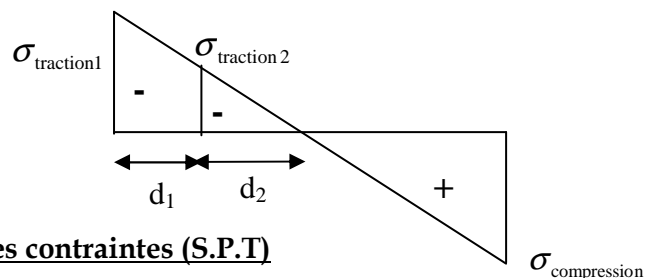


Figure 6.3.3 : **Diagramme des contraintes (S.P.T)**

La section d'armature est égale à : $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

➤ **Armatures verticales minimales**

Même conditions que celles d'une section entièrement tendue.

7.3.2 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 15 %
- En zone courantes 0.10 %

➤ **Armatures horizontales**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

D'après le BEAL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4}$

D'après le RPA 2003 : $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

➤ **Armatures transversales**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2003..... [2]

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

➤ **Armatures de coutures**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1.4 L V_u$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

➤ **Potelet**

Il faut prévoir à chaque extrémité des beaux voiles un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$

➤ **Espacement**

D'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2005, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) 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 maximal**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.

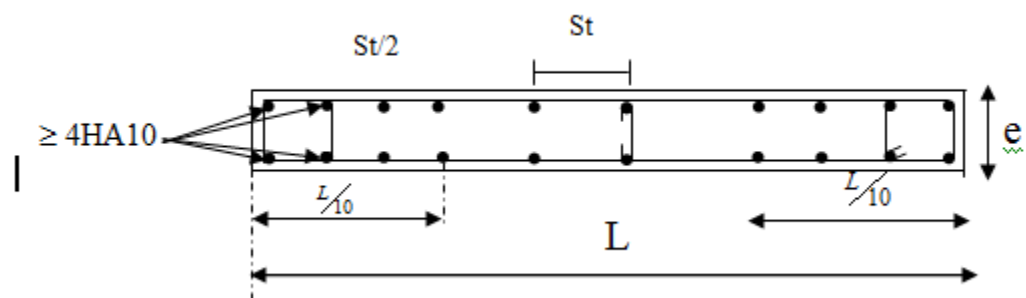


Figure 6.3.2.1: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

7.3.2 Vérfications

❖ Vérfication à L'ELS

Pour cet état, il considéré :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée (verticales).

❖ Vérfication de la contrainte de cisaillement

1- Selon le RPA99 (version 2003)

$$\tau_b = \frac{1.4T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

2- Selon le BAEL 91

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa.}$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

7.3.3 Exemple de calcul

Soit à calculer le ferrailage du voile VL1 de la zone I :

$L = 3,00 \text{ m}$, $e = 0,25 \text{ m}$

$\sigma_{\max} = -3412 \text{ KN/m}^2$

$\sigma_{\min} = -1950 \text{ KN/m}^2$

⇒ La section est entièrement tendue

$L_c = 0$, $L_t = L = 3,00 \text{ m}$

Le découpage de diagramme est en trois bandes de longueur (d)

Avec $d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) = 2,7 \text{ m}$

Soit un tronçon $d = 1,00 \text{ m}$.

1^{ier} tronçon

$$\sigma_1 = \sigma_{\max} - (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \frac{d}{L} = -3363,27 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \right) d \cdot e = 846,91 \text{ KN}$$

- **Armatures verticales**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = 24,34 \text{ cm}^2$$

2^{ième} tronçon

$$\sigma_2 = \sigma_{\max} - (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \cdot 2 \cdot \frac{d}{L} = -2437,33 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$N_2 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \right) d \cdot e = 725,07 \text{ KN}$$

- **Armatures verticales**

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = 20,83 \text{ cm}^2$$

3^{ième} tronçon

$$N_3 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_{\min}}{2} \right) d \cdot e = 548,42 \text{ KN}$$

- **Armatures verticales**

$$A_{v3} = \frac{N_3}{\sigma_{s2}} = 15,76 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimales**

$$A_{\min} = \max \left(0,2\% B, \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$= \max (5,00 \text{ cm}^2, 13,12 \text{ cm}^2)$$

$$A_{\min} = 13,12 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage a adoptée sur toute la surface de la bande du voile est $A_v = 27,70 \text{ cm}^2$

Soit **9 HA14 = 13,85 cm²/nappe** , **S_t = 12 cm**

- **Armatures horizontales**

D'après le BAEL 91: $A_H = \frac{A_v}{4} = 6,92 \text{ cm}^2$

D'après le RPA99 (version 2003) : $A_H \geq 0,2\% \cdot B = 5,00 \text{ cm}^2$

Soit **12 HA10 = 9,92 cm²/nappe**

- **Armature transversales**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

- **Armature de coutures**

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} = 1.1 \times \frac{1,4 \times 67,54 \times 10^3}{400} \quad \text{Soit 8 HA 8} = 4,02$$

$$A_{vj} = 2,60 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification des contraintes**

- BAEL 91 : $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{67,54 \times 10^3}{2050 \times 0,9 \times 3000} = 0,10 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 0,10 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$

- RPA 2003 : $\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 67,54 \times 10^3}{250 \times 0,9 \times 3000} = 0,14 \text{ MPa}$

$$\tau_b = 0,14 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

❖ **Vérification à l'ELS**

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15.A} \Rightarrow \sigma_b = \frac{1774,16 \times 1000}{250 \times 3000 + 15 \times 2770} = 2,24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2,24 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

7.3.4 Résumé de calcul

Tableau1 : Type 1 (VL1, VL4, VL6, VL7, VL8etVL11)

Zone		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,00	3,00	3,00	3,00	
	e (m)	0,25	0,25	0,25	0,25	
	B (m ²)	0,75	0,75	0,75	0,75	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} (KN/m ²)	-3412	-2341	-1650	-1072	
	σ_{\min} (KN/m ²)	-1950	-1174	-605	-583	
	Nature de la section	SET	SET	SET	SET	
	V _u (KN)	67,54	51,26	37,97	23,80	
	L _t (cm)	300	300	300	300	
	L _c (cm)	0	0	0	0	
	d (cm)	100	100	100	100	
Ferrailage des voiles	N (KN)	N ₁	846,91	536,62	368,96	247,62
		N ₂	725,07	439,37	281,87	206,87
		N ₃	548,42	342,12	194,79	166,12
	A (cm ²)	A ₁	24,34	15,42	10,60	7,16
		A ₂	20,83	12,26	8,10	5,94
		A ₃	15,76	9,83	5,60	4,78
	A _{min} (cm ²)	13,12	13,12	13,12	13,12	
	A _v (adopté) (cm ²)	27,70	20,36	20,36	20,36	
	Choix des barres /nappe	9HA14	9HA12	9HA12	9HA12	
	S _t (cm)	12	12	12	12	
	A _{Hmin} =0.002*B (cm ²)	5,00	5,00	5,00	5,00	
	A _H /nappe (cm ²)	6,92	5,09	5,09	5,09	
	Choix des barres /nappe	12HA10 A=9,42	10HA10 A=7,85	10HA10 A=7,85	10HA10 A=7,85	
	A _t (cm ²)	4 épingles de HA8/m ²				
	A _{vj} (cm ²)	2,60	1,97	1,46	1,16	
Choix des barres	8HA8=4,02	8HA8=4,02	8HA8=4,02	8HA8=4,02		
Vérifications des contraintes à l'ELS	contrainte	τ_u	0,10	0,07	0,06	0,03
		τ_b	0,14	0,11	0,07	0,08
	ELS	N _s	1774,16	967,68	539,30	301,10
		σ_b	2,24	1,28	0,72	0,40

Tableau2 : Type 2(VL2, VL3, VL5, VL9, VL10etVL12)

Zone		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4,00	4,00	4,00	4,00	
	e (m)	0,25	0,25	0,25	0,25	
	B (m ²)	1,00	1,00	1,00	1,00	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} (KN/ m ²)	-4588	-2240	-1658	-1180	
	σ_{\min} (KN/m ²)	-3933	-2008	-1260	-870	
	Nature de la section	SET	SET	SET	SET	
	V _u (KN)	26,90	24,60	18,94	15,00	
	L _t (cm)	400	400	400	400	
	L _c (cm)	0	0	0	0	
	d (cm)	133	133	133	133	
Ferrailage des voiles	N (KN)	N ₁	1089,30	731,97	529,66	375,21
		N ₂	1012,68	706,33	485,28	340,94
		N ₃	980,83	680,91	441,12	306,54
	A (cm ²)	A ₁	31,30	21,03	15,21	10,78
		A ₂	29,10	20,30	13,94	9,80
		A ₃	26,74	19,57	12,67	8,81
	A _{min} (cm ²)	17,46	17,46	17,46	17,46	
	A _v (adopté) (cm ²)	33,87	24,88	24,88	24,88	
	Choix des barres /nappe	11HA14	11HA12	11HA12	11HA12	
	S _t (cm)	13	13	13	13	
	A _{Hmin} =0.002*B (cm ²)	6,65	6,65	6,65	6,65	
	A _H /nappe (cm ²)	8,47	6,22	6,22	6,22	
	Choix des barres /nappe	16HA10 A=12,57	12HA10 A=9,42	12HA10 A=9,42	12HA10 A=9,42	
	A _t (cm ²)	4 épingles de HA8/m ²				
	A _{vj} (cm ²)	1,03	0,95	0,73	0,58	
Choix des barres	8HA8=4,02	8HA8=4,02	8HA8=4,02	8HA8=4,02		
Vérifications des contraintes à l'ELS	contrainte	τ_u	0,03	0,03	0,02	0,03
		τ_b	0,04	0,04	0,03	0,041
	ELS	N _s	1073,16	607,68	439,30	301,10
		σ_b	1,02	0,61	0,44	0,30

Tableau3 : Type 3 (VT1, VT2, VT3, VT4, VT5, VT12, VT13, VT14, VT15etVT16)

Zone		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,30	1,30	1,30	1,30	
	e (m)	0,25	0,25	0,25	0,25	
	B (m ²)	0,825	0,325	0,325	0,325	
Sollicitations de calcul	σ_{max} (KN/ m ²)	-3156	-2594	-2144	-1648	
	σ_{min} (KN/m ²)	-2680	-1533	-1003	-580	
	Nature de la section	SET	SET	SET	SET	
	V _u (KN)	34,90	22,61	20,67	18,94	
	L _t (cm)	330	130	130	130	
	L _c (cm)	0	0	0	0	
	d (cm)	110	65	65	65	
Ferrailage des voiles	N (KN)	N ₁	846,08	378,42	302,05	224,41
		N ₂	802,45	292,21	209,34	168,00
		N ₃	758,82			
	A (cm ²)	A ₁	24,11	10,87	8,68	6,45
		A ₂	23,06	8,40	6,02	4,83
		A ₃	21,80			
	A _{min} (cm ²)		14,44	8,53	8,53	8,53
	A _v (adopté) (cm ²)		24,62	18,10	18,10	18,10
	Choix des barres /nappe		8HA14	6HA12	6HA12	6HA12
	S _t (cm)		15	12	12	12
	A _{Hmin} =0.002*B (cm ²)		5,50	3,25	3,25	3,25
	A _H /nappe (cm ²)		8,47	6,22	6,22	6,22
	Choix des barres /nappe		16HA10 A=12,57	12HA10 A=9,42	12HA10 A=9,42	12HA10 A=9,42
	A _t (cm ²)		4 épingles de HA8/m ²			
	A _{vj} (cm ²)		1,34	0,87	0,79	0,73
Choix des barres		6HA8=3,02	6HA8=3,02	6HA8=3,02	6HA8=3,02	
Vérifications des contraintes à l'ELS	contrainte	τ_u	0,05	0,08	0,07	0,06
		τ_b	0,06	0,11	0,10	0,09
	ELS	N _s	534,96	442,71	339,85	224,93
		σ_b	0,64	1,36	1,05	0,69

Tableau4 : Type 4(VT6, VT7, VT8, VT9, VT10 et VT11)

	Zone		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)		4,30	2,80	2,80	2,80
	e (m)		0,25	0,25	0,25	0,25
	B (m ²)		1,075	0,700	0,700	0,700
Sollicitations de calcul	σ_{\max} (KN/ m ²)		-4180	-2932	-1605	-1128
	σ_{\min} (KN/m ²)		-2130	-2481	-1048	-516
	Nature de la section		SET	SET	SET	SET
	V _u (KN)		90,89	50,54	21,73	38,45
	L _t (cm)		430	280	280	280
	L _c (cm)		0	0	0	0
	d (cm)		143,33	93,33	93,33	93,33
Ferrailage des voiles	N (KN)	N ₁	869,04	664,28	351,65	238,63
		N ₂	625,31	629,45	308,64	191,37
		N ₃	884,20	594,44	265,40	143,85
	A (cm ²)	A ₁	24,97	19,08	10,10	6,85
		A ₂	17,96	18,09	8,87	5,30
		A ₃	25,41	17,08	7,63	4,14
	A _{min} (cm ²)		18,81	12,25	12,25	12,25
	A _v (adopté) (cm ²)		30,87	22,62	22,62	22,62
	Choix des barres /nappe		10HA14	10HA12	10HA12	10HA12
	S _t (cm)		15	13	13	13
	A _{Hmin} =0.002*B (cm ²)		7,17	4,67	4,67	4,67
	A _H /nappe (cm ²)		7,71	5,65	5,65	5,65
	Choix des barres /nappe		16HA10 A=12,57	12HA10 A=9,42	12HA10 A=9,42	12HA10 A=9,42
	A _t (cm ²)		4 épingles de HA8/m ²			
	A _{vj} (cm ²)		3,49	1,96	0,84	1,48
Choix des barres		8HA8=4,02	8HA8=4,02	8HA8=4,02	8HA8=4,02	
Vérifications des contraintes à l'ELS	contrainte	τ_u	0,09	0,08	0,34	0,06
		τ_b	0,13	0,11	0,05	0,08
	ELS	N _s	989,32	780,15	593,22	421,11
		σ_b	0,92	1,11	0,85	0,61

8.1 Introduction

Une fondation par définition est un organisme de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol. Cette transmission peut être directe, cas de fondation superficielle (semelles isolées, semelles continues, radier) ou par des éléments spéciaux (puits, pieux).

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- **Un effort normal** : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- **Une force horizontale** résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- **Un moment** qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures

- **Fondation superficielles**

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface. Les principaux types de ces dernières que l'on rencontre dans la pratique sont :

- * les semelles isolées.
- * les semelles continues sous poteaux, sous murs ou sous voiles
- * les radiers.

- **Fondation profondes**

Les fondations profondes sont celles qui permettent de reporter les charges dues à l'ouvrage, qu'elles supportent sur des couches situées depuis la surface jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres. Lorsque le sol en surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter ces charges par l'intermédiaire de fondation superficielles (semelle ou radier).

8.2 Le choix de type de fondation

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- Le type d'ouvrage à fonder donc les charges appliquées à la fondation
 - la résistance de sol,
 - le tassement du sol,

Ce choix doit satisfaire les critères suivants :

- la stabilité de l'ouvrage
- facilité d'exécution (coffrage)

Si la couche superficielle n'est pas assez résistante, une reconnaissance des sols devra être faite sur une profondeur plus importante.

8.3 Rapport géotechnique du sol [Bureau d'étude]

Le choix de type repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Les objectifs assignés à la présente étude sont :

- la reconnaissance géologique du sol,
- la définition de notre structure,
- l'évaluation des caractéristiques de résistance à la pénétration des différentes couches identifiées.

8.3.1 Investigation

Pour répondre à tous les objectifs assignés à l'étude géotechnique, les investigations suivantes ont été menées :

- examen des affleurements au niveau de site et de ses environs
- essai au pénétromètre dynamique

Les résultats des investigations sont détaillés dans les sous- chapitres qui suivent :

8.3.2 Nature géologique du terrain

L'observation des parois de terrain et des affleurements au niveau du terrain contigu au présent site permet d'établir la synthèse ci-dessous

- ✓ remblai recouvrant l'extrémité inférieure de la plate forme
- ✓ dépôts détritiques à matrice argileuse et dont les éléments consistent en des grumeaux de marne et des débris de schiste formant des galets épars
- ✓ tranche de marne décomprimé et fissurée

NB

L'assise de marne bleue formant le support de toutes ces formations est relativement profond. Elle est inclinée vers l'aval selon un pendage moyen. Sa profondeur de gisement sera définie plus loin à la faveur des essais au pénétromètre.

8.3.3 Essai de pénétromètre dynamique

La pénétration dynamique consiste à enfoncer dans le sol par battage et de manière quasi- continue une tige munie à son extrémité d'une pointe débordante. Le nombre de coup de mouton correspondant à un enfoncement donné est noté au fur et à mesure de la pénétration dynamique de la pointe de sol. Les essais de laboratoire réalisées ont pour but de déterminer les caractéristiques suivantes :

- **Caractéristiques pondérales**
 - * Densité humide et sèche ($\delta h, \delta d$)
 - * Teneur en eau naturelle ($w\%$)
 - * Teneur en eau de saturation (w_s) et le degré de saturation ($s_r \%$)

- **Caractéristiques intrinsèques**
 - * Limite d'atterberge (LL)

- **Caractéristiques mécaniques**
 - * Cohésion (cu)
 - * L'angle de frottement (φ_u)

Les essais sont représentés sous forme de diagramme (voir annexe). L'analyse des courbes conduit à établir la synthèse ci-dessous.

Tableau 8.1 : Résultats de premier essai

Epaisseur (m)	Nature	Résistance minimale (bars)
0 à 6.00	Dépôt détritique	46 $\gamma_h = 1.8, \alpha = 25^\circ, C=0.1$
6 à 6.60	Marne décomprimé	64 $\gamma_h = 1.9, \alpha = 16, C=0.35$
6.6 à 7.20	Marne massive	98 $\gamma_h = 2, \alpha = 30^\circ, C=2$

Tableau 8.2 : Résultats de deuxième essai

Epaisseur (m)	Nature	Résistance minimale (bars)
0 à 5.00	Dépôt détritique	30
5.00 à 6.00	Marne décomprimé	43
6.00 à 6.40	Marne massive	98

NB

On peut donc résumer la structure de terrain à l'agencement de deux couches reposant sur un substratum de marne. Les deux couches superficielles sont constituées successivement d'un remblai et de dépôt détritique.

8.3.4 Interprétation des résultats et recommandation

Les principaux enseignements recueillis au terme de cette étude géotechnique sont résumés ci-après.

➤ **Contexte géologique**

La structure de terrain est formée d'un manteau détritique, reposant sur un substratum de marne. Il est bordé à son extrémité aval par un épais remblai par ailleurs le substratum est forment incliné ver le sud.

➤ **Contexte géotechnique**

Les investigations menées à l'aide d'essai au pénétromètre ont permis d'affiner la structure du terrain et de mesurer la résistance à la pénétration et la compacité des couches traversées.

Conclusion du rapport géotechnique

La couverture constitué par les dépôts détritiques, ne peut donc constituer à notre avis une assis fiable pour l'ancrage des fondations du projet compte-tenu de l'importance de l'ouvrage.

Le recoure à des pieux ancrés dans le substratum de marne est donc amplement justifié. Rappelons que le substratum de marne correspondant au refus lors des essais au pénétromètre dynamique git entre **6.40m** en partie amont et **7.20m** en partie aval, en tenant compte de l'encastrement dans le substratum de marne qui sera 3 fois le diamètre de pieux. La profondeur d'ancrage totale variera de **8.80m** à **9.60m** entre les parties amont et aval du terrain.

8.4 Définition des pieux

Un pieu est une fondation élancée. Il traverse deux ou plusieurs couches de qualité plus ou moins bonne pour s'ancrer dans un horizon présentant des caractéristiques mécanique plus favorable, appelé couche d'ancrage. Il transmet les charges de la structure sur cette couche. Le pieu est constitué de trois parties principales : la tête, la pointe, et le fut compris entre la tête et la pointe. L'ancrage h est la hauteur de pénétration de pieu dans la couche d'ancrage, si le pieu est fiché dans un milieu homogène (monocouche) l'ancrage D est égal à la hauteur d'encastrement h **fig8.1**. Cette profondeur varie en principe avec :

- Le type de sol
- La résistance
- Le diamètre du pieu

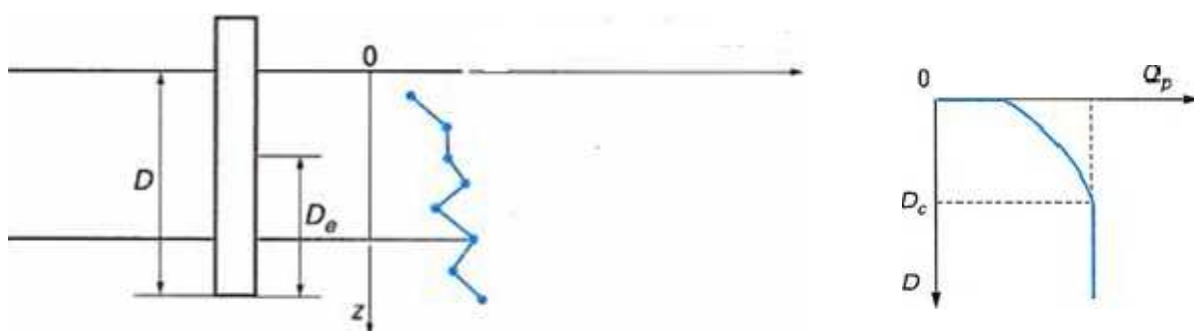


Figure 8.1. : Définition de l'encastrement équivalent

8.5 Classification des pieux

Traditionnellement on peut classer les pieux :

- Soit suivant la nature de du matériau constitutif (bois, métal, béton)
- Soit suivant le mode d'introduction dans le sol
 - ✓ pieux battus, façonnés à l'avance et mise en place le plus souvent par battage
 - ✓ pieux foré exécutés en place par bétonnage dans un forage à l'abri ou non d'un tube métallique

Pour l'évaluation de la force portante notamment, il est plus important de considérer le type de sollicitation imposée au sol, par la mise en place du pieu. C'est ainsi que l'on distingue :

- ✓ les pieux dont la mise en place provoque un refoulement
- ✓ les pieux dont l'exécution se fait après extraction du sol du forage et qui ne provoque pas de refoulement au sol

8.6 Principe d'exécution des différents types de pieux

Il existe des dizaines de types de pieux. Une description exhaustive est donnée par l'actuelle norme **P11-212/DTU 13-2 septembre 1992...** [4]

Les principaux types de pieux entrant dans le groupe de pieux refoulant le sol à la mise en place sont :

➤ Les pieux forés battus

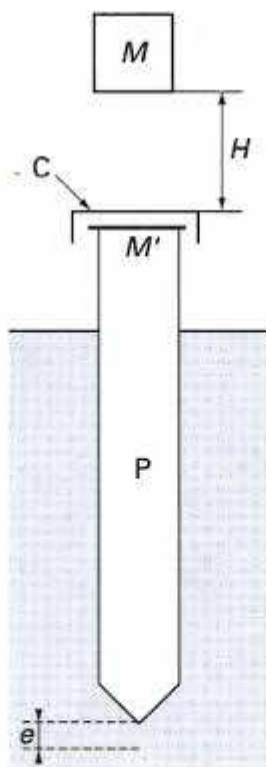
Ce sont des pieux soit façonnés à l'avance ; soit à tube battu exécutés en place. Pour les premiers il s'agit de pieux en métal préfabriqués en béton armé ou précontraint sont fichés dans le sol par battage ou vibor-fonçage et pour le seconds de pieux foré battus moulés

➤ Les pieux en béton foncé

Ces pieux sont constitués d'élément cylindrique en béton armé préfabriqué ou coffrés à l'avance.

➤ Les pieux battus moulés

Un tube muni à sa base d'une pointe métallique ou en béton armé, ou d'une plaque métallique raidie ou d'un bouchon de béton, est enfoncé par battage sur un casque placé en tête du tube. Le tube est ensuite rempli totalement de béton d'ouvrabilité moyenne, avant sont extraction.



- | | |
|---------------------------------------|------------------------------------------------------------------|
| e refus | M' masse du pieu et des accessoires de battage (masse frappée) |
| C casque | P pieu |
| H hauteur de chute du mouton | |
| M masse du mouton (masse frappante) | |

Figure 9.2 : Exemple d'une Coupe verticale sur un pieu battu

Les principaux types des pieux entrant dans le groupe des pieux qui ne refoulent pas le sol à la mise en place.

➤ **Les pieux forés simple (et barrette exécutée dans les mêmes conditions)**

Mise en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que tarière, benne.....etc. Ce procédé qui n'utilise pas le soutènement de parois ne s'applique que dans les sols suffisamment cohérent et situé au dessus des nappes phréatiques.

➤ **Les pieux forés à la boue et barrette**

Mise en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol sous protection d'une boue de forage est remplie de béton de grande ouvrabilité sous la boue, en utilisant une colonne de bétonnage.

➤ **Pieux foré tubé**

Le tubage peut être enfoncé jusqu'à la profondeur finale par vibration, ou foncer par louvoisement au fur et à mesure de l'avancement du forage, ce dernier est rempli partiellement d'un béton de grand ouvrabilité, puis le tubage est extrait sans que le pied du tubage puisse se à moins de **1m** sous le niveau du béton. On peut trouver dans ce groupe aussi les puits ; qui sont des fondations creusées à la main.

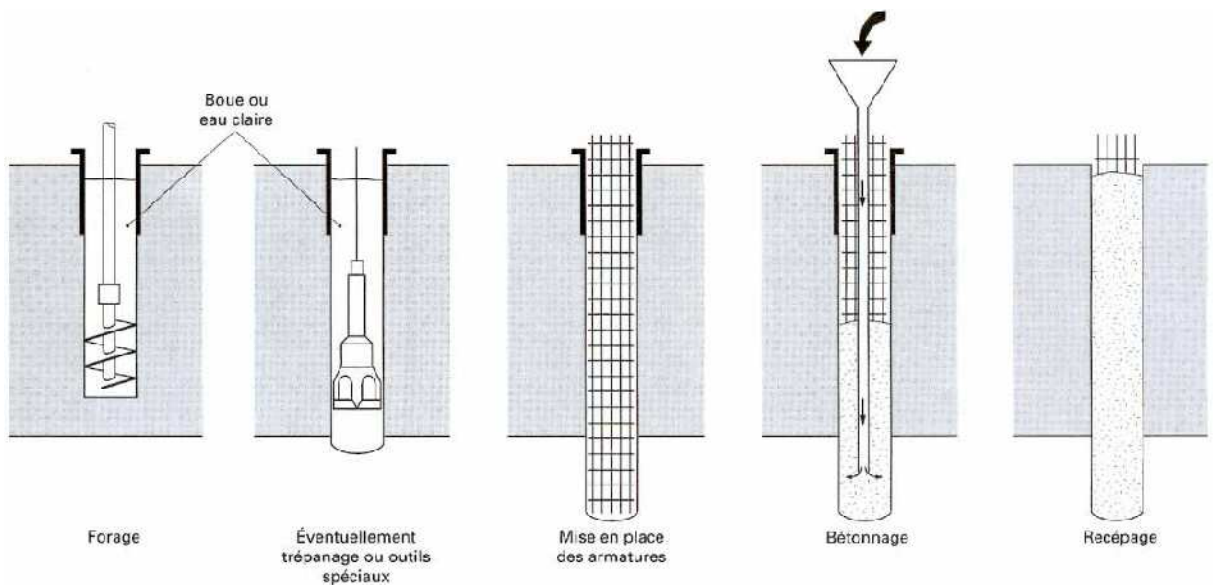


Figure 9.3 : Mode opératoire d'un pieu foré simple

8.7 Classification suivant le mode de transmission des charges au sol

Les pieux agissant sur le sol soit :

- ✓ par effet de pointe : φ_p (pieu colonnes)
- ✓ par frottement latéral + effet de pointe
- ✓ par frottement latéral : φ_f (pieux flottants)

8.8 Choix de type de pieux

Le choix de type de pieux est souvent en fonction des données géotechniques, des méthodes d'exécutions envisagées pour la réalisation de la fondation, du cout, des habitudes locales et du comportement de la structure à fondée. Il est recommandé de choisir le même type de pieux pour l'ensemble de la fondation.

8.9 Choix de diamètre de pieu

Le diamètre de pieu est subordonné à la portance, l'importance des efforts horizontaux à reprendre et à l'entraxe de deux pieux voisins doit d'un minimum de 3fois le diamètre de pieu.

Ce diamètre peut être aussi conditionné par sa longueur (problème de flambement)

En général les pieux forés un diamètre ($B \geq 0.8m$) sont réservés aux grands ouvrages et les petits pieux forés ayant ($B < 0.60m$) sont adaptés aux ouvrages à réactions modestes.

8.10 Le choix de longueur du pieu

La longueur de pieu dépend

- de l'épaisseur des couches du sol à traverser pour mobiliser un frottement latéral dans le cas des pieux flottants
- de la profondeur de substratum résistant et de l'écartement prévu dans le substratum en cas des pieux travaillant à la pointe.

8.11 La capacité portante des pieux

La destruction d'un système de fondation peut provenir de deux genres de rupture :

- * La rupture du terrain dans le quelle est établie la fondation
- * La rupture de corps de la fondation (exemple écrasement de béton)

On appelle **charge limite "Q_L"**

On appelle **la charge admissible "Q_a"**

❖ Méthode de calcul

On admet que le terrain oppose à l'enfoncement de la fondation de types résistance :

- la réaction au niveau de la pointe (résistance de pointe) ; **Q_p**
- la réaction qui se manifeste le long du fût (frottement latéral + résistance au cisaillement) qu'on appellera résistance au frottement latéral (terme de frottement) ; **Q_f**.

D'où la charge limite de rupture : $Q_L = Q_p + Q_f \dots \dots \dots [10]$

En terme de contrainte : $q_l = q_p + q_f$

On définit ainsi la charge admissible

$$Q_a = \frac{Q_p}{F_p} + \frac{Q_f}{F_f}$$

Avec

F_p et F_f : Sont des coefficients de sécurité dépendants de la longueur de pieu

$$D \geq 3 \times D_0 \implies F_p = F_f = 3 \quad (\text{Pieux élastiques}) \dots\dots [4]$$

b) Étude du terme de pointe

C'est la résistance au poinçonnement du terrain de fondation.

b-1) Faible élancement : $4 < \frac{D}{B} < 10$

Cette relation consiste à calculer la charge limite d'une fondation superficielle en tenant compte de la remarque suivante : D est grand devant B, le terme de surface est négligeable devant les deux autres :

$$Q_p = A \cdot (C \cdot N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + \gamma \cdot R \cdot N_\gamma) \dots\dots [10]$$

S : La section de pieu,

R : Le rayon du pieu,

γ : Poids volumique du sol,

N_c , N_q , et N_γ sont des coefficients de portance ;

Si « D » est grand devant B, dans ce cas ; on néglige le terme de surface

$$\gamma \cdot R \cdot N_\gamma$$

b-2) Fort élancement ($\frac{D}{B} > 10$)

Dans ce cas le terme de pointe ne peut pas être calculé avec la même relation que précédemment. On voit donc apparaître un bulbe de rupture qui enveloppe la base du pieu sur une hauteur d'essai appelée fiche critique « Dc »

Si $D > D_c$ pas de soulèvement du sol.

Pour prendre ce bulbe de rupture dans l'expression de terme de pointe, il est nécessaire de majorer le facteur de portance $N_q = 10^{N \times \text{tg} \phi}$

Avec $2,7 < N < 3,7$

En général, pour les pieux de diamètre inférieur à 0,90m, N_{qmax} est défini par :

$$N_{qmax} = 10^{3.04 \times tg\varphi}$$

φ : Angle de frottement au dessous de la base de la fondation.

CAQUOT-KERIZEL recommande de calculer « D_c » par la formule suivant :

$$D_c = \frac{B}{4} \times N_q^{2/3} \dots \dots \dots [10]$$

C) Calcul du terme de frottement latéral

$$f_m = f_{m\varphi} + f_{mc} \dots \dots \dots [10]$$

f_m : frottement latéral

$f_{m\varphi}$: frottement unitaire moyen

f_{mc} : frottement unitaire moyen dû à la cohésion

$$\left. \begin{aligned} f_{m\varphi} &= \gamma \frac{D}{2} S_\varphi \\ f_{mc} &= C \times S_c \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \gamma : \text{La densité humide} \\ S_\varphi : \\ S_c : \\ \varphi : \end{array}$$

On définit ainsi le frottement total moyen, comme la somme des deux frottements « $f_{m\varphi}$ et f_{mc} »

$$f_m = f_{m\varphi} + f_{mc} = \gamma \cdot \frac{D}{2} \cdot S_\varphi + C \cdot S_c$$

D'où la charge limite

$$Q_f = (f_{m\varphi} + f_{mc})A$$

$$Q_f = \left(\gamma \cdot \frac{D}{2} \cdot S_\varphi + C \cdot S_c \right) A$$

Avec

$$S : \text{Section latérale} \quad A = \pi \times D \times B_f$$

8.12 Application de la méthode de calcul d'un pieu

Notre projet est implanté sur des fondations profondes (**semelles sur pieu enchainés par des poutres de redressement**).

a) Choix de diamètre

Soit : $B = 100 \text{ cm.}$

On a :

$$\frac{D}{B} = \frac{12.60}{1.00} \gg 10$$

Donc nous sommes dans le cas des pieux de fort élancement

Calcul de la charge limite :

$$Q_L = Q_p + Q_f \text{ et } Q_f \text{ Est négligeable pour les sols plastiques.}$$

Nous faisons remarque que le terme de frottement est négligeable pour les sols plastique

C- Calcul du terme de pointe

$$Q_L = (C \cdot N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + \gamma \cdot R \cdot N_\gamma) A \dots \dots \dots (I)$$

- C : cohésion de la couche porteuse = 2 bars $\longrightarrow C = 200 \text{ KN/m}^3$
- D : ancrage dans le sol.
- γ : Densité humide = 2 bars $\longrightarrow \gamma = 200 \text{ KN/m}^3$
- N_c, N_q, N_γ : Les coefficients de portances sont donnés par les tableaux... [10]

Comme on a l'élancement D est très grand devant le diamètre du pieu.
Donc le terme de surface $\gamma \cdot R \cdot N_\gamma$ peut être négligé.

(I) Devient : $Q_L = (C \cdot N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q) A$

D'où :

$$q_p = (C \cdot N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q)$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\text{tg}\phi} \implies N_q = 10^{N \times \text{tg}\phi} \dots \dots [10]$$

$$\gamma \cdot D \cdot N_q = \sum_{i=1}^n (\gamma_i \times h_i) N_q$$

$$\phi = 30 \longrightarrow \begin{cases} N_q = 20 \dots \dots [10] \\ N_c = 33.33 \end{cases}$$

Pour les pieux de diamètre inférieur a 0.90m, $N=3.04$. Dans notre cas ($B = 1.00$) en prend $N=2.70$.

$$2.7 < N < 3.04 \dots \dots \dots [10]$$

AN

$$q_p = C. N_c + \gamma. D. N_q$$

$$q_p = (200 \times 0.6 + 180 \times 6 + 190 \times 0.6) \times 20 + 200 \times 15 \times 33.33 = 779880 \text{ KN/m}^2$$

$$\rightarrow q_p = 779.880 \text{ t/m}^2$$

$$Q_p = S \times q_p \longrightarrow S = \pi \times B_f^2 = 0.787 \text{ m}^2$$

$$Q_p = 0.787 \times 779.880 = 613.76 \text{ tonnes}$$

$$Q_{adm} = \frac{613.76}{3} = 204.58 \text{ tonnes}$$

$$q_{adm} = \frac{779.88}{3} = 259.98 \text{ t/m}^2$$

B - Sollicitations de calcul

Les sollicitations à considérer pour le calcul des éléments de la fondation sont

ELU : 1.35G +1.5Q

ELS : G+Q

Sismiques : RPA :..... [4]

$$\begin{cases} G + Q + E \\ 0.8 G \pm E \end{cases}$$

C - Vérification de diamètre de pieu

Le choix de diamètre de pieu est essentiellement subordonné à la portance.

$$N_s \leq A \times q_{adm}$$

$N_s = 56734.31 \text{ KN}$ L'effort vertical maximal dû à l'ouvrage, donné par logiciel robot

$$B_p \geq \sqrt{\frac{4 \times N_s}{\pi \times q_{adm}}}$$

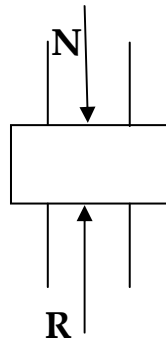
$$B_p \geq \sqrt{4 \times 56734.31 / 3.14 \times 259980} = 0.51 \text{ m}$$

Donc

$B_p = 100 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

8.13 Ferraillages

8.13.1 Têtes de pieux



Pour ce cas de figure, on remarque bien que l'effort normal est transmis directement dans le pieu. Donc le ferraillage de la semelle sera forfaitaire tout en respectant le ferraillage minimum pour une section en béton armé qui est donné par la formule suivante:

$$A_{\min} = 0.23 b d f_{t28} / f_e$$

Application

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 90 \times 2.1 / 400 = 11.86 \text{ cm} \quad \text{on adopte: } 14\text{HA}14 = 21.56 \text{ cm}$$

8.13.2 Ferraillage des pieux

❖ **Recommandation (DTR.B.E1.32)..... [4]**(Travaux de fondations profondes)

Les pieux couramment adoptés dans les projets sont :

- Verticaux, - Calculés en compression pure
- Ferraillés sur toute leur longueur

Les cages d'armatures sont constituées par :

- Des armatures longitudinales,
- des armatures transversales, formées de cercles ou de spires.

Les armatures sont des barres en acier à haute adhérence, leur nombre minimal est de :

- 6 pour les pieux de diamètre B 80cm,
- 10 pour les pieux de diamètre B 80 cm

La section totale d'armature doit être égale :

- Au moins à 0,5%
- Au plus à 3% de la section nominale du pieu sur toute sa longueur.

- Le diamètre minimal des barres à utiliser est de 12mm, les diamètres les plus couramment utilisés varient de 16 à 32mm.
- La distance de nu à nu des barres varie entre un minimum de 10 cm et un maximum de l'ordre de 30 cm.
- Les armatures transversales seront constituées de spires en acier doux dont le diamètre est de 6 mm au minimum.
- Le choix du diamètre des armatures transversales dépend du diamètre des armatures longitudinales.
- Pour les armatures longitudinales dont le diamètre ϕ_l varie entre 12 et 20 mm, il faut choisir le diamètre entre 6 et 10 mm.
- Pour les armatures longitudinales dont le diamètre ϕ_l est supérieur ou égal à 20 mm, il faut choisir le diamètre entre 10 et 12 mm.
- L'écartement maximal de nu à nu des spires est de $8\phi_l$ en partie courante et de $10\phi_l$ en tête du pieu, sur une longueur de $2,5D$ (diamètre du pieu).
- La longueur de recouvrement des armatures longitudinales est le maximum entre 40et 80cm.
- L'assemblage des barres longitudinales est assuré par des points de soudure à l'arc électrique ou par ligature.
- L'épaisseur du béton qui enrobe les armatures doit être au moins de 7cm.

❖ Méthode de calcul

Le pieu à une section circulaire est sollicité par un effort normal de compression et un moment de flexion, il sera ferrailé en flexion composée. Pour le calcul des pieux ; on tient compte du pieu le plus sollicité.

➤ Détermination du pieu le plus sollicité

Le pieu le plus sollicité est celui correspondant au croisement d'axes (I-4).

• **Vérification au renversement**

- Détermination de $e = \frac{M}{N}$
- Comparer « e » à la moitié du tiers central de la section du béton du pieu

Si $e \leq \left(\frac{D}{6}\right)$ le pieu est considéré comme il est soumis à la compression centrée, Si non le calcul se fera en flexion composée.

- Dans notre cas nous avons des pieux de diamètre 100cm

On a

$$N_u = 518.9 \text{ Kn}$$

$$M_u = 7.33 \text{ Kn.m}$$

Calcul de l'excentricité « e »

$$e = \frac{7.33}{573.8} = 0.013 \text{ m} \implies e = 1.3\text{cm}$$

$$\frac{D}{6} = \frac{100}{6} = 16.67 \text{ cm} \quad \text{Donc } e < \frac{D}{6}$$

Le centre de pression se trouve à l'intérieur du tiers central, par conséquent le calcul se fera en compression centrée.

➤ **Détermination des contraintes**

$$\sigma = \frac{N_u}{A} + \frac{M_u}{I} \times V$$

N_U : Effort normal à l'ELU

M_U : Moment à l'ELU

A : Section du pieu

$$A = \frac{\pi D^2}{4} \implies A = \frac{\pi \times 100^2}{4} = 0.785 \text{ m}^2$$

I : moment d'inertie du pieu par rapport à ces axes principaux des pieux

$$I = \frac{\pi D^4}{64} \implies I = \frac{\pi \cdot 1^4}{64} = 0.049 \text{ m}^4$$

M_u : moment de flexion à l'ELU

$$V = D/2 \implies V = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{573.8 \times 10^3}{0.785 \times 10^6} + \frac{7.33 \times 10^6}{0.049 \times 10^{12}} \times 500 = 1.47 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{573.8 \times 10^3}{0.785 \times 10^6} - \frac{7.33 \times 10^6}{0.049 \times 10^{12}} \times 500 = 0.656 \text{ MPA}$$

Donc on aura un effort :

$$N = \sigma_{\max} \times A \implies N = 1.47 \times 10^{-3} \times 0.785 \times 10^6 = 1156.89 \text{ kn.}$$

➤ **Calcul des armatures**

Les armatures sont données par la formule générale suivante :

$$A_u \geq \left(\frac{N}{\alpha} - \frac{A \times f_{c28}}{1.35} \right) \times \frac{1}{\sigma_{st}}$$

$$\alpha = (0.85) / [1 + 0.2(\lambda / 35)^2] \dots\dots\dots \text{Pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6(50/\lambda)^2 \dots\dots\dots \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

l_f : La longueur de flambement de pieux

i : Le rayon de giration, il donné par la formule suivant :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \implies i = \sqrt{\frac{\frac{\pi D^4}{64}}{\frac{\pi D^2}{4}}} = \sqrt{\frac{D^2}{16}} = \frac{D}{4}$$

$$i = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$$

Comme le pieu est encastré à sa base dans le substratum et sa tête dans les semelles donc il est considéré encastré-encastré, d'où la valeur de l_f vaut 0.51 ; l_0 étant la longueur libre du pieu considéré.

➤ La longueur du pieu

La hauteur des couches a traversée pour mobiliser un frottement latéral suffisant c'est de 9.60m, est la longueur d'ancrage dans le substratum c'est résistant et de 03 fois le diamètre du pieu dans le cas de pieux travaillant à la pointe.

Donc la longueur totale trouver c'est : **12.60m**

Ainsi en aura :

$$l_0 = 15 \text{ m}$$

D'où : $l_f = 0.5 \times 15 = 7.5 \text{ m}$

$$\implies \lambda = \frac{7.5}{25} = 0.33 \implies 33 < 50 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\alpha = 0.85/1 + 0.2 (30/35)^2 = 0.74$$

On a:

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \max (0.5 f_e, 110 \sqrt{n f_{t28}}) \right]$$

Comme la fissuration est considérée comme très préjudiciable la formule devienne comme suis :

$$\overline{\sigma}_{st} = 0.8 \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \max (0.5 f_e, 110 \sqrt{n f_{t28}}) \right]$$

AN:

$$\overline{\sigma}_{st} = 0.8 \min \left[\frac{2}{3} 400 ; \max (0.5 \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}) \right] = 161.3\text{MPa}$$

D'où :

$$A_u = \left(\frac{1156.89 \times 10^3}{0.74} - \frac{\pi \times \frac{D^2}{4}}{1.35} \times 25 \right) \times \frac{1}{161.3} = -80431.94 \text{ mm}^2 < 0$$

Nous avons trouvé une section négative par conséquent le béton seul peut reprendre l'effort de compression. On adopte ainsi un ferrailage minimal donné par le règlement (DTR.B.E 1.32)..... [4]

$$A_{\min} \geq 0.5 \% B \rightarrow A_{\min} \geq 0.005 \times \frac{3.14 \times 100^2}{4} = 39.25 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte une section de **16HA20 = 43.97 cm²**

➤ **Vérification des contrainte dans le béton à l'ETS**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+nA} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

$$N_s = 760.34 \text{ KN}$$

$$M_s = 5.30 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_s}{N_s} \rightarrow e = 0.69 \text{ cm}$$

Calcul de contraintes

$$\sigma_{\max} = \frac{760.34 \times 10^3}{0.785 \times 10^6} + \frac{5.30 \times 10^6}{0.049 \times 10^{12}} \times 500 = 1.022 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{760.34 \times 10^3}{0.785 \times 10^6} - \frac{5.30 \times 10^6}{0.049 \times 10^{12}} \times 500 = 0.914 \text{ MPA}$$

$$N_s = \sigma_{\max} \times B = 1.022 \times 10^{-3} \times 0.785 \times 10^6$$

$$N_s = 802.3 \text{ kn}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{802.3 \times 10^3}{\pi \times \frac{100^2}{4} + 15 \times 43.97 \times 10^2} = 1.02 \text{ MPA} < 15 \text{ MPA} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Calcul des armatures transversales

Selon le règlement (DTR.B.E 1.32)..... [4], le choix du diamètre doit être compris entre 6 et 10mm, vu le ferrailage que nous avons adopté pour les armatures longitudinales, les armatures transversales seront constituées de spires de **Ø10**.

8.14 Ferraillage des poutres de redressement (longrines)

Les longrines sont des poutres en béton armé ou en béton précontraint dont les appuis sont les massifs et qui assurent la liaison entre ces massifs. Elles peuvent être coulées en place si elles sont en béton armé, mais le plus souvent elles sont préfabriquées, ce qui permet de réduire le temps d'exécution sur le chantier. Elles doivent être calculées pour résister à la traction d'une force égale :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20KN \text{ (RPA99 Ver. 2003/Art 10 .1.1.b)..... [1]}$$

N:L'effort normal maximal qui support la fondation

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie du site considéré, donné par le tableau (10.1.1.b du RPA99ver 2003)..... [1]

Zone II_a, site 3 → $\alpha = 12$

➤ Calcul des armatures longitudinales

$$N_{\max} = 1722.46KN$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPA$$

$$F = \frac{1722.46}{12} = 143.53KN > 20KN \text{ Condition vérifiée}$$

$$A = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{143.53 \times 10^4}{348} = 392.18 \text{ mm}^2 \rightarrow A = 4.23cm^2$$

Le ferraillage minimum donné par le RPA99ver 2003... [1] est de 0.6% de la section du béton.

➤ Détermination de la section des longrines

Les dimensions minimales des longrines doivent être égales à- (25×30) cm

$$\left. \begin{array}{l} - (25 \times 30)cm^2 \rightarrow \text{site de catégorie } S_2 \text{ et } S_3 \\ - (30 \times 30) cm^2 \rightarrow \text{site des catégorie } S_4 \end{array} \right\} \text{ [4]}$$

Nôtre ouvrage est implanté dans le site 3, donc On optera une section pour nos longrines de (30×35) cm²

➤ Vérification des résultats

Le ferraillage minimum doit être de 0,6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20 cm, 15 ϕ)

$$A_{min} = 0.6\%bh$$

$$A_{min} = 0.6 \times 30 \times 35 = 6.4\text{cm}^2$$

On optera pour une section d'armatures longitudinales de,

$$A_s = 6\text{HA16} = 12.05 \text{ cm}^2$$

➤ Calcul des armatures transversales

$$\phi_t = \min \left(\frac{h}{35}, \phi, \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_t = \min(1.14, 1.6, 3.5) = 1.14\text{cm} \text{ Donc on prend } \phi_t = \mathbf{8\text{mm}} \text{ Un cadre de } 8\phi$$

➤ Espacement

$$\text{Selon le RPA99.Ver. 2003... [1] } e = (20\text{cm}, 15\phi_t) = 20\text{cm}$$

Don on peut prendre $e = \mathbf{15 \text{ cm}}$

Noeud	Cas	Mode	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
52	4	1	0	0	0	0	0	0
52	4	2	0	0	0	0	0	0
52	4	3	0	0	0	0	0	0
52	4	4	0	0	0	0	0	0
52	4	5	0,1	0	0	0	0	0
52	4	6	0	0	0	0	0	0
52	4	7	0	0	0	0	0	0
52	4	8	0	0	0	0	0	0
52	4	9	0	0	0	0	0	0
52	4	10	0	0	0	0	0	0
52	4	11	0	0	0	0	0	0
52	4	12	0	0	0	0	0	0
52	4	13	0	0	0	0	0	0
52	4	14	0	0	0	0	0	0
52	4	15	0	0	0	0	0	0
52	4	16	0	0	0	0	0	0
52	4	17	0	0	0	0	0	0
52	4	18	0	0	0	0	0	0
52	4	19	0	0	0	0	0	0
52	4	20	0	0	0	0	0	0
52	4	21	0	0	0	0	0	0
52	4	22	0	0	0	0	0	0
52	4	23	0	0	0	0	0	0
52	4	24	0	0	0	0	0	0
52	4	25	0	0	0	0	0	0
52	4	26	0	-0,1	0	0	0	0
52	4	27	0	0,1	0	0	0	0
52	4	28	0	0	0	0	0	0
52	4	29	0	0	0	0	0	0
52	4	30	0	0	0	0	0	0
52	4	31	0	0	0	0	0	0
52	4	32	0	0	0	0	0	0
52	4	33	0	0	0	0	0	0
52	4	34	0	0	0	0	0	0
52	4	35	0	0	0	0	0	0
52	4	CQC	0,1	0	0	0	0	0
53	4	1	0	0	0	0	0	0
53	4	2	0	0	0	0	0	0
53	4	3	0	0	0	0	0	0
53	4	4	0	0	0	0	0	0
53	4	5	0,1	0	0	0	0	0
53	4	6	0	0	0	0	0	0
53	4	7	0	0	0	0	0	0

53	4	8	0	0	0	0	0	0	0
53	4	9	0	0	0	0	0	0	0
53	4	10	0	0	0	0	0	0	0
53	4	11	0	0	0	0	0	0	0
53	4	12	0	0	0	0	0	0	0
53	4	13	0	0	0	0	0	0	0
53	4	14	0	0	0	0	0	0	0
53	4	15	0	0	0	0	0	0	0
53	4	16	0	0	0	0	0	0	0
53	4	17	0	0	0	0	0	0	0
53	4	18	0	0	0	0	0	0	0
53	4	19	0	0	0	0	0	0	0
53	4	20	0	0	0	0	0	0	0
53	4	21	0	0	0	0	0	0	0
53	4	22	0	0	0	0	0	0	0
53	4	23	0	0	0	0	0	0	0
53	4	24	0	0	0	0	0	0	0
53	4	25	0	0	0	0	0	0	0
53	4	26	0	-0,1	0	0	0	0	0
53	4	27	0	0,1	0	0	0	0	0
53	4	28	0	0	0	0	0	0	0
53	4	29	0	0	0	0	0	0	0
53	4	30	0	0	0	0	0	0	0
53	4	31	0	0	0	0	0	0	0
53	4	32	0	0	0	0	0	0	0
53	4	33	0	0	0	0	0	0	0
53	4	34	0	0	0	0	0	0	0
53	4	35	0	0	0	0	0	0	0
53	4	CQC	0,1	0	0	0	0	0	0
54	4	1	0	0	0	0	0	0	0
54	4	2	0	0	0	0	0	0	0
54	4	3	0	0	0	0	0	0	0
54	4	4	0	0	0	0	0	0	0
54	4	5	0,1	0	0	0	0	0	0
54	4	6	0	0	0	0	0	0	0
54	4	7	0	0	0	0	0	0	0
54	4	8	0	0	0	0	0	0	0
54	4	9	0	0	0	0	0	0	0
54	4	10	0	0	0	0	0	0	0
54	4	11	0	0	0	0	0	0	0
54	4	12	0	0	0	0	0	0	0
54	4	13	0	0	0	0	0	0	0
54	4	14	0	0	0	0	0	0	0
54	4	15	0	0	0	0	0	0	0
54	4	16	0	0	0	0	0	0	0

54	4	17	0	0	0	0	0	0	0
54	4	18	0	0	0	0	0	0	0
54	4	19	0	0	0	0	0	0	0
54	4	20	0	0	0	0	0	0	0
54	4	21	0	0	0	0	0	0	0
54	4	22	0	0	0	0	0	0	0
54	4	23	0	0	0	0	0	0	0
54	4	24	0	0	0	0	0	0	0
54	4	25	0	0	0	0	0	0	0
54	4	26	0	-0,1	0	0	0	0	0
54	4	27	0	0,1	0	0	0	0	0
54	4	28	0	0	0	0	0	0	0
54	4	29	0	0	0	0	0	0	0
54	4	30	0	0	0	0	0	0	0
54	4	31	0	0	0	0	0	0	0
54	4	32	0	0	0	0	0	0	0
54	4	33	0	0	0	0	0	0	0
54	4	34	0	0	0	0	0	0	0
54	4	35	0	0	0	0	0	0	0
54	4	CQC	0,1	0	0	0	0	0	0
55	4	1	0	0	0	0	0	0	0
55	4	2	0	0	0	0	0	0	0
55	4	3	0	0	0	0	0	0	0
55	4	4	0	0	0	0	0	0	0
55	4	5	0,1	0	0	0	0	0	0
55	4	6	0	0	0	0	0	0	0
55	4	7	0	0	0	0	0	0	0
55	4	8	0	0	0	0	0	0	0
55	4	9	0	0	0	0	0	0	0
55	4	10	0	0	0	0	0	0	0
55	4	11	0	0	0	0	0	0	0
55	4	12	0	0	0	0	0	0	0
55	4	13	0	0	0	0	0	0	0
55	4	14	0	0	0	0	0	0	0
55	4	15	0	0	0	0	0	0	0
55	4	16	0	0	0	0	0	0	0
55	4	17	0	0	0	0	0	0	0
55	4	18	0	0	0	0	0	0	0
55	4	19	0	0	0	0	0	0	0
55	4	20	0	0	0	0	0	0	0
55	4	21	0	0	0	0	0	0	0
55	4	22	0	0	0	0	0	0	0
55	4	23	0	0	0	0	0	0	0
55	4	24	0	0	0	0	0	0	0
55	4	25	0	0	0	0	0	0	0

55	4	26	0	-0,1	0	0	0	0
55	4	27	0	0,1	0	0	0	0
55	4	28	0	0	0	0	0	0
55	4	29	0	0	0	0	0	0
55	4	30	0	0	0	0	0	0
55	4	31	0	0	0	0	0	0
55	4	32	0	0	0	0	0	0
55	4	33	0	0	0	0	0	0
55	4	34	0	0	0	0	0	0
55	4	35	0	0	0	0	0	0
55	4	CQC	0,1	0	0	0	0	0
56	4	1	0	0	0	0	0	0
56	4	2	0	0	0	0	0	0
56	4	3	0	0	0	0	0	0
56	4	4	0	0	0	0	0	0
56	4	5	0,1	0	0	0	0	0
56	4	6	0	0	0	0	0	0
56	4	7	0	0	0	0	0	0
56	4	8	0	0	0	0	0	0
56	4	9	0	0	0	0	0	0
56	4	10	0	0	0	0	0	0
56	4	11	0	0	0	0	0	0
56	4	12	0	0	0	0	0	0
56	4	13	0	0	0	0	0	0
56	4	14	0	0	0	0	0	0
56	4	15	0	0	0	0	0	0
56	4	16	0	0	0	0	0	0
56	4	17	0	0	0	0	0	0
56	4	18	0	0	0	0	0	0
56	4	19	0	0	0	0	0	0
56	4	20	0	0	0	0	0	0
56	4	21	0	0	0	0	0	0
56	4	22	0	0	0	0	0	0
56	4	23	0	0	0	0	0	0
56	4	24	0	0	0	0	0	0
56	4	25	0	0	0	0	0	0
56	4	26	0	-0,1	0	0	0	0
56	4	27	0	0,1	0	0	0	0
56	4	28	0	0	0	0	0	0
56	4	29	0	0	0	0	0	0
56	4	30	0	0	0	0	0	0
56	4	31	0	0	0	0	0	0
56	4	32	0	0	0	0	0	0
56	4	33	0	0	0	0	0	0
56	4	34	0	0	0	0	0	0

56	4	35	0	0	0	0	0	0
56	4	CQC	0,1	0	0	0	0	0
59	4	1	0	0	0	0	0	0
59	4	2	0	0	0	0	0	0
59	4	3	0	0	0	0	0	0
59	4	4	0	0	0	0	0	0
59	4	5	0,1	0	0	0	0	0
59	4	6	0	0	0	0	0	0
59	4	7	0	0	0	0	0	0
59	4	8	0	0	0	0	0	0
59	4	9	0	0	0	0	0	0
59	4	10	0	0	0	0	0	0
59	4	11	0	0	0	0	0	0
59	4	12	0	0	0	0	0	0
59	4	13	0	0	0	0	0	0
59	4	14	0	0	0	0	0	0
59	4	15	0	0	0	0	0	0
59	4	16	0	0	0	0	0	0
59	4	17	0	0	0	0	0	0
59	4	18	0	0	0	0	0	0
59	4	19	0	0	0	0	0	0
59	4	20	0	0	0	0	0	0
59	4	21	0	0	0	0	0	0
59	4	22	0	0	0	0	0	0
59	4	23	0	0	0	0	0	0
59	4	24	0	0	0	0	0	0
59	4	25	0	0	0	0	0	0
59	4	26	0	0	0	0	0	0
59	4	27	0	0	0	0	0	0
59	4	28	0	0	0	0	0	0
59	4	29	0	0	0	0	0	0
59	4	30	0	0	0	0	0	0
59	4	31	0	0	0	0	0	0
59	4	32	0	0	0	0	0	0
59	4	33	0	0	0	0	0	0
59	4	34	0	0	0	0	0	0
59	4	35	0	0	0	0	0	0
59	4	CQC	0,1	0	0	0	0	0
61	4	1	0	0	0	0	0	0
61	4	2	0	0	0	0	0	0
61	4	3	0	0	0	0	0	0
61	4	4	0	0	0	0	0	0
61	4	5	1,8	0	0,1	0	0	0
61	4	6	0	0	0	0	0	0
61	4	7	0	0	0	0	0	0

Noeud	Cas	Mode	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
3532	4	1	0,06	-1,17	1,48	0,01	0,04	0
3532	4	2	0,01	-0,13	0,15	0	0	0
3532	4	3	0,03	0,89	-1,35	0	-0,04	0
3532	4	4	0	0	-0,01	0	0	0
3532	4	5	-1,08	-5,81	50,1	-2,04	-0,63	0,01
3532	4	6	0	0	0	0	0	0
3532	4	7	0	0	0	0	0	0
3532	4	8	-0,01	0	0,11	0	0	0
3532	4	9	0	0	0	0	0	0
3532	4	10	0	-0,04	0,04	0	0	0
3532	4	11	0	0	0	0	0	0
3532	4	12	0	0	0	0	0	0
3532	4	13	0	0	0	0	0	0
3532	4	14	0	0	0,01	0	0	0
3532	4	15	0	0	0	0	0	0
3532	4	16	0	-0,02	0,02	0	0	0
3532	4	17	0	0	0	0	0	0
3532	4	18	0	0	0	0	0	0
3532	4	19	-0,06	0,12	0,4	-0,02	0	0
3532	4	20	-0,01	0,05	0,04	0	0	0
3532	4	21	0	0,02	0	0	0	0
3532	4	22	0	0	0	0	0	0
3532	4	23	0	0	0	0	0	0
3532	4	24	0	0,03	-0,01	0	0	0
3532	4	25	0	0	0,01	0	0	0
3532	4	26	-0,84	4	3,5	-0,28	-0,09	0
3532	4	27	-0,47	-3,29	4,81	-0,01	0,03	0
3532	4	28	-1,26	-1,06	8,91	-0,23	-0,03	0
3532	4	29	0	0,02	-0,01	0	0	0
3532	4	30	-0,08	0,6	0,25	-0,03	-0,01	0
3532	4	31	-1,36	-0,36	8,99	-0,26	-0,04	0
3532	4	32	0,04	0,85	-0,78	-0,01	-0,01	0
3532	4	33	-0,05	0	0,3	-0,01	0	0
3532	4	34	-0,1	0	0,61	-0,02	0	0
3532	4	35	0	0	0	0	0	0
3532	4	CQC	3,89	5,72	55,31	2,19	0,66	0,01
3533	4	1	0,24	0	0,77	0	-0,04	0
3533	4	2	0,01	0	0,02	0	0	0
3533	4	3	-0,43	-0,01	-1,82	0	0,1	0
3533	4	4	-0,02	0	-0,07	0	0	0
3533	4	5	-27,19	0,04	-128,86	0	7,59	0
3533	4	6	0	0	0	0	0	0
3533	4	7	0	0	0	0	0	0

3533	4	8	-0,04	0	-0,19	0	0,01	0
3533	4	9	0	0	0	0	0	0
3533	4	10	0	0	0,01	0	0	0
3533	4	11	0	0	0	0	0	0
3533	4	12	0	0	0	0	0	0
3533	4	13	0	0	0	0	0	0
3533	4	14	0	0	-0,02	0	0	0
3533	4	15	0	0	0	0	0	0
3533	4	16	0	0	0	0	0	0
3533	4	17	0	0	0	0	0	0
3533	4	18	0	0	0	0	0	0
3533	4	19	-0,12	0	-0,48	0	0,03	0
3533	4	20	-0,02	0	-0,08	0	0	0
3533	4	21	0	0	-0,02	0	0	0
3533	4	22	0	0	0	0	0	0
3533	4	23	0	0	0	0	0	0
3533	4	24	-0,01	0	-0,02	0	0	0
3533	4	25	0	0	-0,01	0	0	0
3533	4	26	-2,04	-0,02	-8	0	0,43	0
3533	4	27	-0,39	0,01	-1,5	0,01	0,07	0
3533	4	28	-2,09	0	-8,18	0	0,43	0
3533	4	29	0	0	-0,02	0	0	0
3533	4	30	-0,22	0	-0,85	0	0,05	0
3533	4	31	-2,27	-0,01	-8,78	0,01	0,46	0
3533	4	32	-0,05	0	-0,18	0	0,01	0
3533	4	33	-0,07	0	-0,28	0	0,01	0
3533	4	34	-0,15	0	-0,56	0	0,03	0
3533	4	35	0	0	0	0	0	0
3533	4	CQC	28,19	0,04	132,34	0,01	7,76	0
3542	4	1	0,21	-0,02	0,79	0,02	0,01	0
3542	4	2	0,03	0	0,05	0	0	0
3542	4	3	-0,07	0,02	-1,22	-0,01	-0,03	0
3542	4	4	0	0	-0,04	0	0	0
3542	4	5	3,02	-0,12	-35,25	0,07	-2,55	0
3542	4	6	0	0	0	0	0	0
3542	4	7	0	0	0	0	0	0
3542	4	8	0	0	-0,04	0	0	0
3542	4	9	0	0	0	0	0	0
3542	4	10	0	0	0,02	0	0	0
3542	4	11	0	0	0	0	0	0
3542	4	12	0	0	0	0	0	0
3542	4	13	0	0	0	0	0	0
3542	4	14	0	0	0	0	0	0
3542	4	15	0	0	0	0	0	0
3542	4	16	0	0	0,01	0	0	0

3542	4	17	0	0	0	0	0	0
3542	4	18	0	0	0	0	0	0
3542	4	19	-0,06	0	-0,03	0	-0,01	0
3542	4	20	-0,01	0	-0,02	0	0	0
3542	4	21	0	0	-0,01	0	0	0
3542	4	22	0	0	0	0	0	0
3542	4	23	0	0	0	0	0	0
3542	4	24	0	0	-0,01	0	0	0
3542	4	25	0	0	0	0	0	0
3542	4	26	-0,98	0,07	-1,71	-0,04	-0,16	0
3542	4	27	-0,29	-0,06	1,21	0,04	-0,05	0
3542	4	28	-1,14	-0,02	0,23	0,02	-0,2	0
3542	4	29	0	0	-0,01	0	0	0
3542	4	30	-0,11	0,01	-0,22	-0,01	-0,02	0
3542	4	31	-1,3	-0,01	0,05	0,01	-0,21	0
3542	4	32	0	0,02	-0,35	-0,01	0	0
3542	4	33	-0,05	0	0,01	0	-0,01	0
3542	4	34	-0,1	0	0,02	0	-0,01	0
3542	4	35	0	0	0	0	0	0
3542	4	CQC	4,68	0,11	35,82	0,07	2,63	0
3543	4	1	0,24	-0,01	0,86	0,01	0,01	0
3543	4	2	0,03	0	0,03	0	0	0
3543	4	3	-0,13	0	-1,83	-0,01	-0,03	0
3543	4	4	0	0	-0,07	0	0	0
3543	4	5	0,29	-0,03	-102,15	0,04	-2,57	0

Cas	Type de charge	Liste					
1:G	surfaccique sur objet		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-6,35	global	MEMO :
2:Q	surfaccique sur objet		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,50	global	MEMO :
2:Q	surfaccique sur objet		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-6,35	global	MEMO :
2:Q	surfaccique sur objet		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,50	global	MEMO :
1:G	surfaccique sur objet		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-6,35	global	MEMO :
1:G	surfaccique sur objet		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-6,35	global	MEMO :
2:Q	surfaccique sur objet		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,50	global	MEMO :
1:G	surfaccique sur objet		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-6,35	global	MEMO :
2:Q	surfaccique sur objet		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,50	global	MEMO :
1:G	surfaccique sur objet		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-6,35	global	MEMO :
2:Q	surfaccique sur objet		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,50	global	MEMO :
1:G	surfaccique sur objet		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-6,35	global	MEMO :
2:Q	surfaccique sur objet		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,50	global	MEMO :
1:G	surfaccique sur objet		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-6,35	global	MEMO :
2:Q	surfaccique sur objet		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,50	global	MEMO :
2:Q	surfaccique sur objet		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,50	global	MEMO :
1:G	surfaccique sur objet		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-6,35	global	MEMO :
2:Q	surfaccique sur objet		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-6,35	global	MEMO :
2:Q	surfaccique sur objet		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,50	global	MEMO :
2:Q	surfaccique sur objet	1 596 159 717 351 730	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-3,50	global	MEMO :
1:G	surfaccique sur objet		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-6,35	global	MEMO :
1:G	surfaccique sur objet		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-6,35	global	MEMO :

2:Q	surfaccique sur objet		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,50	global	MEMO :
1:G	surfaccique sur objet		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-6,35	global	MEMO :
2:Q	surfaccique sur objet		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,50	global	MEMO :
2:Q	surfaccique sur objet	16 051 606	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-3,50	global	MEMO :
2:Q	surfaccique sur objet	16 051 606	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-3,50	global	MEMO :
2:Q	surfaccique sur objet		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-6,35	global	MEMO :
2:Q	surfaccique sur objet		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,50	global	MEMO :
2:Q	surfaccique sur objet		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,50	global	MEMO :
2:Q	surfaccique sur objet	1620A1623	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-3,50	global	MEMO :
2:Q	surfaccique sur objet	1620A1623	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-3,50	global	MEMO :
2:Q	surfaccique sur objet	1628A1631	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-3,50	global	MEMO :
1:G	surfaccique sur objet		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-6,35	global	MEMO :
2:Q	surfaccique sur objet		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,50	global	MEMO :
1:G	surfaccique sur objet		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-6,35	global	MEMO :
2:Q	surfaccique sur objet		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,50	global	MEMO :
1:G	surfaccique sur objet		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-6,35	global	MEMO :
2:Q	surfaccique sur objet	16 501 651	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-3,50	global	MEMO :
1:G	surfaccique sur objet		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-6,35	global	MEMO :
2:Q	surfaccique sur objet		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,50	global	MEMO :
2:Q	surfaccique sur objet	1660A1663	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-3,50	global	MEMO :
1:G	surfaccique sur objet		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-6,35	global	MEMO :
2:Q	surfaccique sur objet		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,50	global	MEMO :
2:Q	surfaccique sur objet	1672A1675	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-3,50	global	MEMO :
1:G	surfaccique sur objet		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-6,35	global	MEMO :
2:Q	surfaccique sur objet		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,50	global	MEMO :
2:Q	surfaccique sur objet	1684A1687	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-3,50	global	MEMO :

	objet						
1:G	surfaccique sur objet		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-6,35	global	MEMO :
2:Q	surfaccique sur objet		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,50	global	MEMO :
2:Q	surfaccique sur objet	1705A1708	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-3,50	global	MEMO :
2:Q	surfaccique sur objet	17 091 710	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-3,50	global	MEMO :
1:G	surfaccique sur objet		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-6,35	global	MEMO :
1:G	surfaccique sur objet		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,50	global	MEMO :
1:G	surfaccique sur objet	1714	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-6,35	global	MEMO :
2:Q	surfaccique sur objet	1714	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,50	global	MEMO :
2:Q	surfaccique sur objet	1715A1718	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-3,50	global	MEMO :
1:G	surfaccique sur objet		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-6,35	global	MEMO :
2:Q	surfaccique sur objet		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,50	global	MEMO :
2:Q	surfaccique sur objet	17 211 722	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-3,50	global	MEMO :
1:G	surfaccique sur objet		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-6,35	global	MEMO :
2:Q	surfaccique sur objet		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,50	global	MEMO :
1:G	surfaccique sur objet		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-6,35	global	MEMO :
2:Q	surfaccique sur objet		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,50	global	MEMO :
2:Q	surfaccique sur objet	17 391 740	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-3,50	global	MEMO :
2:Q	surfaccique sur objet		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,50	global	MEMO :
1:G	surfaccique sur objet	2224	PX=0,0	PY=0,0	PZ=3,50	global	MEMO :
1:G	surfaccique sur objet	2225	PX=0,0	PY=0,0	PZ=3,50	global	MEMO :
1:G	surfaccique sur objet	2226	PX=0,0	PY=0,0	PZ=3,50	global	MEMO :
1:G	surfaccique sur objet	2226	PX=0,0	PY=0,0	PZ=3,50	global	MEMO :
1:G	surfaccique sur objet	2227	PX=0,0	PY=0,0	PZ=3,50	global	MEMO :
1:G	surfaccique sur objet	2228	PX=0,0	PY=0,0	PZ=3,50	global	MEMO :
1:G	surfaccique sur objet	2229	PX=0,0	PY=0,0	PZ=3,50	global	MEMO :

1:G	surfaique sur objet	2230	PX=0,0	PY=0,0	PZ=3,50	global	MEMO :
1:G	surfaique sur objet	2231	PX=0,0	PY=0,0	PZ=3,50	global	MEMO :
1:G	surfaique sur objet	2232	PX=0,0	PY=0,0	PZ=3,50	global	MEMO :
1:G	surfaique sur objet	2233	PX=0,0	PY=0,0	PZ=3,50	global	MEMO :
1:G	surfaique sur objet	2233	PX=0,0	PY=0,0	PZ=3,50	global	MEMO :
1:G	surfaique sur objet	2234	PX=0,0	PY=0,0	PZ=3,50	global	MEMO :
1:G	surfaique sur objet	2235	PX=0,0	PY=0,0	PZ=3,50	global	MEMO :
2:Q	surfaique sur objet		PX=0,0	PY=0,0	PZ=3,50	global	MEMO :

Barre	Noeud	Cas	Mode	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
1430	470	11 (C) (CQC)		-309,71	-106,94	-2,48	-0,05	2,17	-56,75
1430	470	18 (C) (CQC)		-309,71	-106,94	-2,48	-0,05	2,17	-56,75
1431	420	11 (C) (CQC)		-301,78	-116,65	-3,35	-0,07	2,99	-62,15
1431	420	18 (C) (CQC)		-301,78	-116,65	-3,35	-0,07	2,99	-62,15
1405	475	18 (C) (CQC)		-282,82	-65,31	-7,65	-0,73	9,89	-46,69
1405	475	11 (C) (CQC)		-282,82	-65,31	-7,65	-0,73	9,89	-46,69
1406	425	11 (C) (CQC)		-275,46	-71,85	-7,52	-0,74	10,02	-50,86
1406	425	18 (C) (CQC)		-275,46	-71,85	-7,52	-0,74	10,02	-50,86
1430	470	15 (C) (CQC)		-273,83	-89,72	-3,24	-0,13	3,05	-47,53
1429	520	11 (C) (CQC)		-271	-93,54	0,97	0,34	-1,97	-50,58
1429	520	18 (C) (CQC)		-271	-93,54	0,97	0,34	-1,97	-50,58
1431	420	15 (C) (CQC)		-270,25	-98,11	-3,93	-0,14	3,76	-52,16
1420	370	11 (C) (CQC)		-260,41	-127,17	-4,81	-0,11	4,38	-67,35
1420	370	18 (C) (CQC)		-260,41	-127,17	-4,81	-0,11	4,38	-67,35
1437	518	11 (C) (CQC)		-259,43	-84,76	5,98	-0,72	-7,09	-48,67
1437	518	18 (C) (CQC)		-259,43	-84,76	5,98	-0,72	-7,09	-48,67
1438	468	18 (C) (CQC)		-251,14	-97,78	5,24	-0,7	-5,83	-55,51
1438	468	11 (C) (CQC)		-251,14	-97,78	5,24	-0,7	-5,83	-55,51
1405	475	15 (C) (CQC)		-250,5	-54,73	-5,18	-0,56	6,8	-39,06
1429	520	15 (C) (CQC)		-250,21	-78,74	-1,12	0,11	0,58	-42,62
1439	418	11 (C) (CQC)		-247,11	-110,01	4,65	-0,68	-5,22	-61,97
1439	418	18 (C) (CQC)		-247,11	-110,01	4,65	-0,68	-5,22	-61,97
1406	425	15 (C) (CQC)		-246,48	-60,42	-5,11	-0,57	7	-42,69
1420	370	15 (C) (CQC)		-240,51	-107,56	-5,06	-0,17	4,82	-56,85
1428	570	11 (C) (CQC)		-240,04	-79,33	2,28	0,12	1,9	-42,22

1428	570	18 (C) (CQC)		-240,04	-79,33	2,28	0,12	1,9	-42,22
1437	518	15 (C) (CQC)		-230,96	-70	3,3	-0,52	-3,91	-40,21
1395	375	18 (C) (CQC)		-225,01	-77,22	-7,05	-0,74	9,53	-54,11
1395	375	11 (C) (CQC)		-225,01	-77,22	-7,05	-0,74	9,53	-54,11
1438	468	15 (C) (CQC)		-224,93	-80,8	2,77	-0,5	-3,09	-45,92
1439	418	15 (C) (CQC)		-224,33	-90,74	2,36	-0,49	-2,63	-51,18
1422	368	18 (C) (CQC)		-219,43	-120,69	3,92	-0,69	-4,45	-67,35
1422	368	11 (C) (CQC)		-219,43	-120,69	3,92	-0,69	-4,45	-67,35
1428	570	15 (C) (CQC)		-211,58	-66,73	0,16	-0,04	1,65	-35,46
1395	375	15 (C) (CQC)		-211,23	-65,65	-4,79	-0,57	6,69	-45,91
1436	568	11 (C) (CQC)		-210,92	-72,62	7,09	-0,96	-6,94	-41,83
1436	568	18 (C) (CQC)		-210,92	-72,62	7,09	-0,96	-6,94	-41,83
1412	523	18 (C) (CQC)		-206,71	-78,53	-23,16	-0,24	14,75	-46,09
1412	523	11 (C) (CQC)		-206,71	-78,53	-23,16	-0,24	14,75	-46,09
1422	368	15 (C) (CQC)		-206,14	-98,98	1,91	-0,5	-2,18	-55,3
1413	473	18 (C) (CQC)		-204,03	-89,7	-23,92	-0,28	15,25	-52,07
1413	473	11 (C) (CQC)		-204,03	-89,7	-23,92	-0,28	15,25	-52,07
1414	423	11 (C) (CQC)		-196,37	-100,69	-22,4	-0,22	14,6	-57,95
1414	423	18 (C) (CQC)		-196,37	-100,69	-22,4	-0,22	14,6	-57,95
1403	575	18 (C) (CQC)		-186,29	-48,46	-10,6	-0,67	15,95	-34,49
1403	575	11 (C) (CQC)		-186,29	-48,46	-10,6	-0,67	15,95	-34,49
1412	523	15 (C) (CQC)		-185,73	-63,79	-16,9	-0,21	10,82	-37,46
1436	568	15 (C) (CQC)		-184,77	-60,16	3,86	-0,65	-3,9	-34,66
2358	573	18 (C) (CQC)		-184,37	-213,88	-61,8	-0,22	20,08	-57,42
2358	573	11 (C) (CQC)		-184,37	-213,88	-61,8	-0,22	20,08	-57,42
1413	473	15 (C)		-183,62	-73,19	-17,58	-0,24	11,28	-42,53

		(CQC)							
1414	423	15 (C) (CQC)		-178,59	-82,33	-16,32	-0,19	10,76	-47,42
1403	575	15 (C) (CQC)		-168,87	-40,41	-6,78	-0,55	10,16	-28,74
1404	525	15 (C) (CQC)		-167	-44,7	-4,57	-0,38	6,2	-32,14
1397	373	11 (C) (CQC)		-166,96	-110,23	-20,39	-0,17	13,84	-62,76
1397	373	18 (C) (CQC)		-166,96	-110,23	-20,39	-0,17	13,84	-62,76
1428	520	15 (C) (CQC)		-166,52	-156,96	-4,72	-0,54	8,05	-67,33
1404	525	18 (C) (CQC)		-164	-52,62	-6,56	-0,48	8,72	-37,73
1404	525	11 (C) (CQC)		-164	-52,62	-6,56	-0,48	8,72	-37,73
2358	573	15 (C) (CQC)		-163,72	-173,74	-40,63	-0,18	13,82	-46,7
1397	373	15 (C) (CQC)		-158,29	-89,51	-14,65	-0,15	10,11	-51,01
1428	520	18 (C) (CQC)		-152,09	-203,68	-7,1	-0,71	9,92	-82,6
1428	520	11 (C) (CQC)		-152,09	-203,68	-7,1	-0,71	9,92	-82,6
1344	336	9 (C) (CQC)		-143,52	-3,31	-33,99	-0,34	21,92	0,35
1344	336	16 (C) (CQC)		-143,52	-3,31	-33,99	-0,34	21,92	0,35
1344	336	12 (C) (CQC)		-139,33	-2,34	-28,71	-0,26	18,15	-0,03
1348	332	9 (C) (CQC)		-135,31	-0,58	-32,73	-0,28	21,06	-2,08
1348	332	16 (C) (CQC)		-135,31	-0,58	-32,73	-0,28	21,06	-2,08
1348	332	12 (C) (CQC)		-132,15	-0,93	-27,61	-0,25	17,44	-1,4
1473	307	9 (C) (CQC)		-131,64	-0,92	-35,91	-0,42	19,62	-2,01
1473	307	16 (C) (CQC)		-131,64	-0,92	-35,91	-0,42	19,62	-2,01
1469	311	16 (C) (CQC)		-130,5	-3,25	-37,79	-0,19	20,16	0,33
1469	311	9 (C) (CQC)		-130,5	-3,25	-37,79	-0,19	20,16	0,33
1473	307	12 (C) (CQC)		-129,14	-1,04	-29,4	-0,33	16,55	-1,43
1469	311	12 (C) (CQC)		-129,03	-2,43	-30,9	-0,18	17,05	0,03
1395	325	15 (C) (CQC)		-116,49	-102,51	-11,69	-0,27	5,59	-53,81
1395	325	11 (C) (CQC)		-113,24	-124,03	-15,11	-0,37	5,54	-64,19
1395	325	18 (C)		-113,24	-124,03	-15,11	-0,37	5,54	-64,19

		(CQC)							
1397	323	11 (C) (CQC)		-101,79	-103,75	-10,77	-0,23	1,63	-49,71
1397	323	18 (C) (CQC)		-101,79	-103,75	-10,77	-0,23	1,63	-49,71
1429	470	11 (C) (CQC)		-100,92	-58,49	3,93	-0,55	10,75	-41,43
1429	470	18 (C) (CQC)		-100,92	-58,49	3,93	-0,55	10,75	-41,43
1430	420	11 (C) (CQC)		-100,23	-67,87	2,63	-0,45	10,27	-47,07
1430	420	18 (C) (CQC)		-100,23	-67,87	2,63	-0,45	10,27	-47,07
1397	323	15 (C) (CQC)		-98,11	-85,98	-8,15	-0,19	1,98	-41,78
1430	420	15 (C) (CQC)		-98,09	-56,22	0,96	-0,37	7,19	-39,39
1420	320	15 (C) (CQC)		-96,68	-59,44	-0,97	-0,47	4,72	-41,34
1406	375	11 (C) (CQC)		-96,58	-125,33	-16,82	-0,48	4,68	-67,06
1406	375	18 (C) (CQC)		-96,58	-125,33	-16,82	-0,48	4,68	-67,06
1429	470	15 (C) (CQC)		-96,56	-48,52	1,72	-0,42	7,31	-34,62
1405	425	11 (C) (CQC)		-95,34	-111,74	-16,08	-0,46	3,54	-60,19
1405	425	18 (C) (CQC)		-95,34	-111,74	-16,08	-0,46	3,54	-60,19
1424	571	18 (C) (CQC)		-95,16	-20,92	-7,45	0,16	2,43	-8,06
1424	571	11 (C) (CQC)		-95,16	-20,92	-7,45	0,16	2,43	-8,06
1406	375	15 (C) (CQC)		-94,86	-104,81	-12,84	-0,35	5,16	-55,58
1405	425	15 (C) (CQC)		-92,46	-92,69	-12,16	-0,32	4,31	-50,29
1420	320	18 (C) (CQC)		-89,98	-71,96	-0,23	-0,58	6,79	-49,27
1420	320	11 (C) (CQC)		-89,98	-71,96	-0,23	-0,58	6,79	-49,27
1431	370	15 (C) (CQC)		-89,95	-61,81	0,49	-0,42	6,74	-43,23
1431	370	11 (C) (CQC)		-87,98	-74,26	1,9	-0,51	9,58	-51,92
1431	370	18 (C) (CQC)		-87,98	-74,26	1,9	-0,51	9,58	-51,92
2358	523	18 (C) (CQC)		-87,91	-68,67	-14,33	-0,26	-1,39	-27,36
2358	523	11 (C) (CQC)		-87,91	-68,67	-14,33	-0,26	-1,39	-27,36

1414	373	11 (C) (CQC)		-84,76	-109,75	-12,51	-0,18	0,41	-49,57
1414	373	18 (C) (CQC)		-84,76	-109,75	-12,51	-0,18	0,41	-49,57
1423	317	12 (C) (CQC)		-83,65	-0,53	-27,53	-0,15	20,05	-1,59
1422	318	15 (C) (CQC)		-80,54	-84,86	1,62	-0,38	7,01	-45,26
1352	386	12 (C) (CQC)		-80,51	-1,44	-28,1	-0,26	16,2	0,48
1398	322	12 (C) (CQC)		-79,33	-0,25	-32,77	-0,25	17,19	-1,41
1424	571	15 (C) (CQC)		-78,9	-18,52	-6,08	0	1,97	-7,09
1352	386	9 (C) (CQC)		-78,76	-2,08	-33,93	-0,31	19,2	0,94
1352	386	16 (C) (CQC)		-78,76	-2,08	-33,93	-0,31	19,2	0,94
2358	523	15 (C) (CQC)		-78,62	-56,4	-10,35	-0,23	-0,07	-23,29
1414	373	15 (C) (CQC)		-78,49	-89,89	-9,09	-0,16	1,3	-42,26
1423	317	9 (C) (CQC)		-77,98	0,07	-31,71	-0,16	24,72	-2,29
1423	317	16 (C) (CQC)		-77,98	0,07	-31,71	-0,16	24,72	-2,29
1419	321	12 (C) (CQC)		-76,97	-2,86	-28,69	-0,18	20,17	0,25
1436	518	18 (C) (CQC)		-76,83	-70,13	5,65	-0,6	13,31	-34,66
1436	518	11 (C) (CQC)		-76,83	-70,13	5,65	-0,6	13,31	-34,66
1493	357	12 (C) (CQC)		-75,52	-0,51	-26,1	-0,3	16,22	-0,97
1436	518	15 (C) (CQC)		-74,97	-59	3,24	-0,46	9,34	-28,63
1413	423	11 (C) (CQC)		-74,31	-100,54	-12,47	-0,18	-0,45	-44,77
1413	423	18 (C) (CQC)		-74,31	-100,54	-12,47	-0,18	-0,45	-44,77
1394	326	12 (C) (CQC)		-74,14	-2,61	-33,83	-0,13	16,97	0,2
1412	473	18 (C) (CQC)		-73,89	-90,57	-12,12	-0,17	-1,74	-37,96
1412	473	11 (C) (CQC)		-73,89	-90,57	-12,12	-0,17	-1,74	-37,96
1368	382	12 (C) (CQC)		-73,86	-0,36	-26,91	-0,23	14,66	-1,27
1398	322	16 (C) (CQC)		-73,57	0,53	-40,36	-0,3	20,12	-2,13
1398	322	9 (C) (CQC)		-73,57	0,53	-40,36	-0,3	20,12	-2,13
1344	386	12 (C)		-73,26	-1,52	-25,28	-0,28	15,29	-1,19

		(CQC)							
1404	475	15 (C) (CQC)		-73,23	-77,63	-12,17	-0,4	3,43	-43,93
1404	475	11 (C) (CQC)		-72,73	-92,89	-16,1	-0,57	2,43	-52,9
1404	475	18 (C) (CQC)		-72,73	-92,89	-16,1	-0,57	2,43	-52,9
2358	573	16 (C) (CQC)		-72,48	-179,39	-71,24	-0,13	24,84	-47,76
2358	573	9 (C) (CQC)		-72,48	-179,39	-71,24	-0,13	24,84	-47,76
1477	361	12 (C) (CQC)		-71,73	-1,28	-27,6	-0,19	16,5	0,48
1422	318	11 (C) (CQC)		-70,69	-101,34	3,39	-0,51	10,01	-54,45
1422	318	18 (C) (CQC)		-70,69	-101,34	3,39	-0,51	10,01	-54,45
1493	357	9 (C) (CQC)		-70,53	-0,31	-31,45	-0,37	19,51	-1,45
1493	357	16 (C) (CQC)		-70,53	-0,31	-31,45	-0,37	19,51	-1,45
2358	573	12 (C) (CQC)		-70,48	-145	-48,49	-0,11	17,79	-38,65
1419	321	9 (C) (CQC)		-70,24	-4,18	-33,28	-0,23	24,78	0,7
1419	321	16 (C) (CQC)		-70,24	-4,18	-33,28	-0,23	24,78	0,7
1368	382	16 (C) (CQC)		-70,23	0,08	-32,88	-0,27	17,17	-1,96
1368	382	9 (C) (CQC)		-70,23	0,08	-32,88	-0,27	17,17	-1,96
1413	423	15 (C) (CQC)		-69,54	-82,91	-8,97	-0,16	0,62	-37,86
1344	386	9 (C) (CQC)		-69,4	-1,64	-32,65	-0,35	19,56	-1,53
1344	386	16 (C) (CQC)		-69,4	-1,64	-32,65	-0,35	19,56	-1,53
1439	368	15 (C) (CQC)		-68,72	-89,95	2,18	-0,47	8,38	-46,61
1404	475	12 (C) (CQC)		-67,99	-52,77	-13,67	-4,33	2,78	-31,29
1473	357	12 (C) (CQC)		-67,63	-2,49	-14,57	-0,22	9,56	-0,99
1412	473	15 (C) (CQC)		-67,53	-74,34	-8,55	-0,15	-0,38	-32,31
1348	382	12 (C) (CQC)		-67,49	-2,7	-24,4	-0,1	14,73	-1,06
1404	475	9 (C) (CQC)		-66,44	-63,06	-17,9	-5,29	1,66	-37,72
1404	475	16 (C) (CQC)		-66,44	-63,06	-17,9	-5,29	1,66	-37,72
1405	425	12 (C) (CQC)		-66,41	-53,16	-15,58	-4	4,32	-30,13
1394	326	16 (C) (CQC)		-65,81	-3,92	-41,9	-0,14	19,71	0,67
1394	326	9 (C) (CQC)		-65,81	-3,92	-41,9	-0,14	19,71	0,67

1477	361	16 (C) (CQC)		-64,95	-1,8	-33,42	-0,21	19,75	0,83
1477	361	9 (C) (CQC)		-64,95	-1,8	-33,42	-0,21	19,75	0,83
1405	425	9 (C) (CQC)		-64,08	-64,32	-20,19	-4,87	3,55	-35,99
1405	425	16 (C) (CQC)		-64,08	-64,32	-20,19	-4,87	3,55	-35,99
1469	361	12 (C) (CQC)		-64	-1,4	-15,63	-0,18	10,23	-1,15
1439	368	11 (C) (CQC)		-63,43	-108,24	4,39	-0,64	12,04	-55,62
1439	368	18 (C) (CQC)		-63,43	-108,24	4,39	-0,64	12,04	-55,62
1438	418	15 (C) (CQC)		-62,67	-83,08	2,59	-0,49	8,41	-42,36
1348	382	9 (C) (CQC)		-62,63	-3,44	-31,32	-0,1	18,74	-1,16
1348	382	16 (C) (CQC)		-62,63	-3,44	-31,32	-0,1	18,74	-1,16
1419	321	15 (C) (CQC)		-62,35	-5,46	-1,44	-0,44	3,71	-1,98
1473	357	9 (C) (CQC)		-61,39	-3,23	-15,35	-0,28	10,37	-1,17
1473	357	16 (C) (CQC)		-61,39	-3,23	-15,35	-0,28	10,37	-1,17
1406	375	12 (C) (CQC)		-60,59	-54,3	-14,67	-3,99	3,89	-29,77
1437	468	15 (C) (CQC)		-58,91	-74,9	3,12	-0,49	8,82	-37,14
1438	418	18 (C) (CQC)		-58,03	-99,38	4,95	-0,67	12,16	-50,9
1438	418	11 (C) (CQC)		-58,03	-99,38	4,95	-0,67	12,16	-50,9
1423	317	15 (C) (CQC)		-57,16	-2,18	-1,63	-0,36	4,32	-3,33
1428	570	12 (C) (CQC)		-56,65	-49,93	-2,74	-3,82	0,97	-26,1
1437	468	11 (C) (CQC)		-56,46	-89,71	5,82	-0,69	12,85	-44,59
1437	468	18 (C) (CQC)		-56,46	-89,71	5,82	-0,69	12,85	-44,59
1469	361	16 (C) (CQC)		-56,04	-1,44	-16,63	-0,19	11,19	-1,4
1469	361	9 (C) (CQC)		-56,04	-1,44	-16,63	-0,19	11,19	-1,4
1406	375	16 (C) (CQC)		-55,45	-64,72	-19,01	-4,85	3,15	-36,09
1406	375	9 (C) (CQC)		-55,45	-64,72	-19,01	-4,85	3,15	-36,09
1428	570	9 (C) (CQC)		-54,11	-59,17	-1,2	-4,41	1,08	-30,99
1428	570	16 (C) (CQC)		-54,11	-59,17	-1,2	-4,41	1,08	-30,99
1419	321	11 (C) (CQC)		-52,69	-7,3	-0,58	-0,53	5,02	-1,98
1419	321	18 (C)		-52,69	-7,3	-0,58	-0,53	5,02	-1,98

		(CQC)							
1367	432	12 (C) (CQC)		-51,87	-2,32	-133,14	-0,44	23,48	-1,93
1395	325	12 (C) (CQC)		-50,59	-48,18	-16,46	-3,7	6,63	-25,63
1398	322	15 (C) (CQC)		-48,61	-2,22	-4,68	-0,23	0,16	-3,23
1394	326	15 (C) (CQC)		-47,14	-4,85	-5,85	-0,18	-0,04	-1,84
1344	336	15 (C) (CQC)		-46,94	-1,66	-5,58	-0,35	4,21	-0,95
1415	522	15 (C) (CQC)		-46,77	-81,03	-9,73	-0,69	1,19	-4,74
1423	317	18 (C) (CQC)		-46,19	-1,91	-0,62	-0,42	5,85	-4,38
1423	317	11 (C) (CQC)		-46,19	-1,91	-0,62	-0,42	5,85	-4,38
1412	523	12 (C) (CQC)		-45,28	-41,78	-21,54	-0,05	13,99	-23,94
1412	473	9 (C) (CQC)		-44,66	-55,2	-26,26	-0,06	5,23	-21,23
1412	473	16 (C) (CQC)		-44,66	-55,2	-26,26	-0,06	5,23	-21,23
1413	473	12 (C) (CQC)		-44,13	-45,21	-20,75	-0,06	13,2	-25,87
1426	421	15 (C) (CQC)		-43,46	-10,15	-8,81	-0,75	7,83	-2,06
1412	473	12 (C) (CQC)		-43,17	-44,86	-20,33	-0,06	5,43	-18,37
1399	576	9 (C) (CQC)		-43,04	-1,7	-38,4	-0,18	25,64	-0,81
1399	576	16 (C) (CQC)		-43,04	-1,7	-38,4	-0,18	25,64	-0,81
1413	423	12 (C) (CQC)		-42,64	-45,46	-19,26	-0,08	5,68	-19,31
1399	576	12 (C) (CQC)		-42,35	-1,51	-32,55	-0,15	21,68	-0,64
1348	332	15 (C) (CQC)		-42,26	-0,26	-5,39	-0,27	4,06	-2,35
1413	423	9 (C) (CQC)		-42,02	-55,6	-24,82	-0,09	5,63	-22,51
1413	423	16 (C) (CQC)		-42,02	-55,6	-24,82	-0,09	5,63	-22,51
1403	575	12 (C) (CQC)		-41,67	-36,42	-72,36	-5,66	50,23	-24,64
1351	436	12 (C) (CQC)		-41,3	-1,05	-26,17	-0,27	14,6	0,25
1443	367	12 (C) (CQC)		-40,96	0,23	-27,81	-0,14	19,23	-1,02
1403	525	15 (C) (CQC)		-40,41	-245,54	-13,33	-1,54	1,95	-68,26
1429	470	12 (C) (CQC)		-40,32	-34,86	-70,53	-3,8	50,46	-25,35

1430	420	12 (C) (CQC)		-40,02	-35,24	-74,08	-3,6	51,72	-24,99
1414	423	12 (C) (CQC)		-39,55	-45,4	-20,63	-0,07	12,9	-25,95
1492	407	12 (C) (CQC)		-39,39	0,02	-24,96	-0,36	16,43	-0,71
2358	523	9 (C) (CQC)		-38,95	-51,26	-23,73	-0,09	3,07	-19,98
2358	523	16 (C) (CQC)		-38,95	-51,26	-23,73	-0,09	3,07	-19,98
1412	523	16 (C) (CQC)		-38,17	-52,13	-28,73	-0,05	18,55	-29,87
1412	523	9 (C) (CQC)		-38,17	-52,13	-28,73	-0,05	18,55	-29,87
1402	376	12 (C) (CQC)		-38	-1,71	-33,97	-0,19	17,57	0,15
1397	373	12 (C) (CQC)		-37,91	-44,79	-21,5	-0,06	13,22	-25,61
2358	523	12 (C) (CQC)		-37,82	-41,89	-18,18	-0,09	3,65	-17,15
1429	520	12 (C) (CQC)		-36,99	-47,67	-6,38	-3,98	2,64	-25,13
1398	322	18 (C) (CQC)		-36,7	-1,83	-6,65	-0,28	-0,32	-4,31
1398	322	11 (C) (CQC)		-36,7	-1,83	-6,65	-0,28	-0,32	-4,31
1413	473	9 (C) (CQC)		-36,64	-56,11	-27,73	-0,07	17,55	-32,09
1413	473	16 (C) (CQC)		-36,64	-56,11	-27,73	-0,07	17,55	-32,09
1351	436	9 (C) (CQC)		-36,48	-1,32	-31,99	-0,34	17,09	0,45
1351	436	16 (C) (CQC)		-36,48	-1,32	-31,99	-0,34	17,09	0,45
1427	371	15 (C) (CQC)		-36,44	-4,72	-1,15	-0,33	1,34	-0,85
1414	373	12 (C) (CQC)		-36,37	-44,91	-17,73	-0,11	5,59	-19,3
1394	376	12 (C) (CQC)		-36,09	-2,46	-27,54	-0,08	16,83	-1,37
1423	367	12 (C) (CQC)		-36,04	-3,86	-31,31	-0,11	18,49	-1,53
1436	568	12 (C) (CQC)		-34,86	-43,3	-24,32	-2,15	28,71	-24,43
1476	411	12 (C) (CQC)		-34,84	-1,3	-26,05	-0,19	16,18	0,32
1369	331	15 (C) (CQC)		-34,82	-23,75	-2,85	-0,21	1,14	-5,47
1415	522	11 (C) (CQC)		-34,61	-92,96	-13,23	-0,81	0,93	-5,37
1415	522	18 (C) (CQC)		-34,61	-92,96	-13,23	-0,81	0,93	-5,37
1414	373	16 (C) (CQC)		-34,22	-55,77	-22,88	-0,12	5,55	-22,02

1414	373	9 (C) (CQC)		-34,22	-55,77	-22,88	-0,12	5,55	-22,02
1368	432	12 (C) (CQC)		-34,16	-1,01	-15,68	-0,13	9,53	-0,36
1395	325	16 (C) (CQC)		-34,16	-58,83	-20,83	-4,48	6,8	-30,37
1395	325	9 (C) (CQC)		-34,16	-58,83	-20,83	-4,48	6,8	-30,37
1403	575	16 (C) (CQC)		-33,65	-43,67	-89,3	-6,8	64,04	-29,56
1403	575	9 (C) (CQC)		-33,65	-43,67	-89,3	-6,8	64,04	-29,56
1429	470	9 (C) (CQC)		-33,43	-42,09	-82,76	-4,6	62,53	-30,31
1429	470	16 (C) (CQC)		-33,43	-42,09	-82,76	-4,6	62,53	-30,31
1394	326	11 (C) (CQC)		-33,42	-6,61	-8,33	-0,2	-0,7	-1,79
1394	326	18 (C) (CQC)		-33,42	-6,61	-8,33	-0,2	-0,7	-1,79
1417	422	15 (C) (CQC)		-33,37	-2,73	-59,73	-0,47	12,3	-4,65
1431	370	12 (C) (CQC)		-33,33	-34,92	-74,18	-3,67	51,01	-24,3
1407	574	15 (C) (CQC)		-32,9	-44,75	-8,41	-0,19	12,88	-67,61
1407	524	15 (C) (CQC)		-32,9	-44,75	-8,41	-0,19	-1,36	-77,83
1415	572	9 (C) (CQC)		-32,8	-3,01	-38,05	-0,14	23,33	-1,42
1415	572	16 (C) (CQC)		-32,8	-3,01	-38,05	-0,14	23,33	-1,42
1418	372	12 (C) (CQC)		-32,74	0,41	-31,7	-0,2	18,23	-1,34
1352	436	12 (C) (CQC)		-32,7	-1,12	-26,86	-0,3	16,25	-1,06
1443	367	9 (C) (CQC)		-32,68	0,75	-32,45	-0,14	23,51	-1,52
1443	367	16 (C) (CQC)		-32,68	0,75	-32,45	-0,14	23,51	-1,52
1344	336	11 (C) (CQC)		-32,65	-2,49	-6,24	-0,44	5,2	-0,76
1344	336	18 (C) (CQC)		-32,65	-2,49	-6,24	-0,44	5,2	-0,76
1427	371	12 (C) (CQC)		-32,62	-2,84	-30,8	-0,15	19,14	0,38
1443	367	15 (C) (CQC)		-32,53	-1,83	-0,82	-0,31	2,86	-2,17
1398	372	12 (C) (CQC)		-32,44	-3,79	-26,27	-0,12	16,03	-1,59
1493	407	12 (C) (CQC)		-32,4	-1,7	-14,72	-0,24	9,54	-0,52
1373	327	15 (C) (CQC)		-31,97	-6,47	-3,11	-0,21	1,09	-22,04
1415	572	12 (C) (CQC)		-31,53	-2,56	-31,98	-0,12	19,57	-1,24

1440	567	16 (C) (CQC)		-31,39	-2,37	-49,13	-0,55	26,02	-1,04
1440	567	9 (C) (CQC)		-31,39	-2,37	-49,13	-0,55	26,02	-1,04
1436	568	9 (C) (CQC)		-31,03	-52,39	-26,73	-2,76	32,19	-29,55
1436	568	16 (C) (CQC)		-31,03	-52,39	-26,73	-2,76	32,19	-29,55
1365	582	11 (C) (CQC)		-31	-10,66	-40,37	-0,35	6,12	-2,72
1365	582	18 (C) (CQC)		-31	-10,66	-40,37	-0,35	6,12	-2,72
1419	371	12 (C) (CQC)		-30,63	-2,52	-32,79	-0,08	19,33	-1,38
1430	420	9 (C) (CQC)		-30,55	-42,7	-87,42	-4,33	63,7	-29,79
1430	420	16 (C) (CQC)		-30,55	-42,7	-87,42	-4,33	63,7	-29,79
1469	311	15 (C) (CQC)		-29,95	-1,75	-5,85	-0,1	1,94	-0,98
1444	316	15 (C) (CQC)		-29,64	-24,32	-0,89	-0,17	1,02	-6,17
1414	423	9 (C) (CQC)		-29,52	-56,37	-27,57	-0,07	17,17	-32,18
1414	423	16 (C) (CQC)		-29,52	-56,37	-27,57	-0,07	17,17	-32,18
1492	407	16 (C) (CQC)		-29,24	0,34	-29,81	-0,46	19,87	-1,15

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à ossature et contreventement mixte a usage d'habitation et commercial, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances théoriques acquises tout au long de notre formation.

Les difficultés rencontrés au cours de l'étude nous ont conduit à se documenter et à étudier des méthodes que nous nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissance en génie civil.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du génie civil sur tous les niveaux en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citerons le Robot que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet.

On a constaté que pour l'élaboration d'un projet de bâtiment, l'ingénieur en génie civil ne doit pas se baser uniquement sur le calcul théorique mais aussi sur la concordance avec le coté pratique car cette dernière s'établit sur des critères à savoir :

- ✚ La résistance
- ✚ La durabilité
- ✚ L'économie

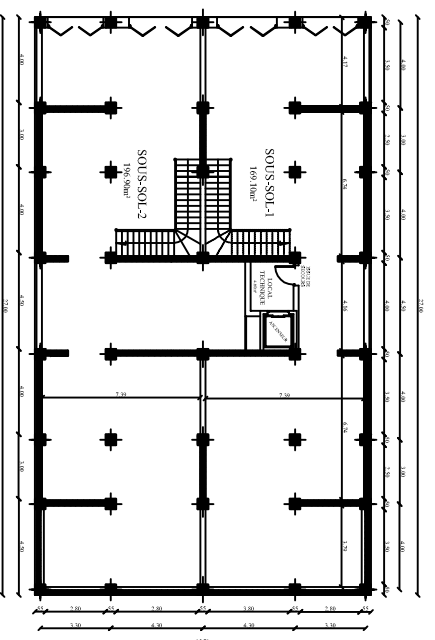
Nous espérons que ce modeste travail sera d'une grande utilité pour les promotions à venir

Références bibliographiques

- [1] Règles parasismiques algérienne RPA99 (version 2003).
- [2] Règles BAEL91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limite, édition Eyrolles 2000.
- [3] Règles de conception et de calcul des structures en bois, DTR C2.4-6
- [4] Calcul des ouvrages en béton armé, M.Belazougui, OPO 1996
- [5] Initiation au dessin bâtiment, Gérard Calvat, Eyrolles 2000.
- [6] Règles de calcul et de conception des charpentes en bois, groupe de coordination des textes techniques, règles C.B.71, Eyrolles 1980.
- [7] Aide mémoire, résistance des matériaux 9^{em} édition. Jean Goulet & ol. Dunod, Paris, 1998, 2008.
- [8] Analyse et calcul des structures. Aram Samikian, Gaëtan Morin éditeur, 1994.
- [9] Charges permanentes et charge d'exploitation, document technique réglementaire, DTR B.C.2.2.

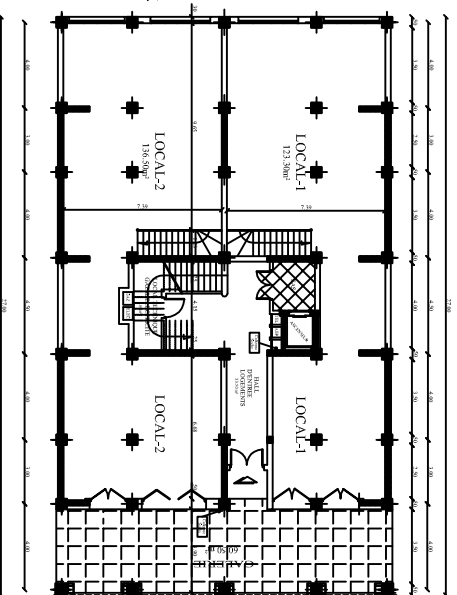
ETUDE D'UN BATIMENT (R+10+S-SOL) AVEC CHARPENTE EN BOIS

P L A N ' D ' A R C H I T E C T U R E



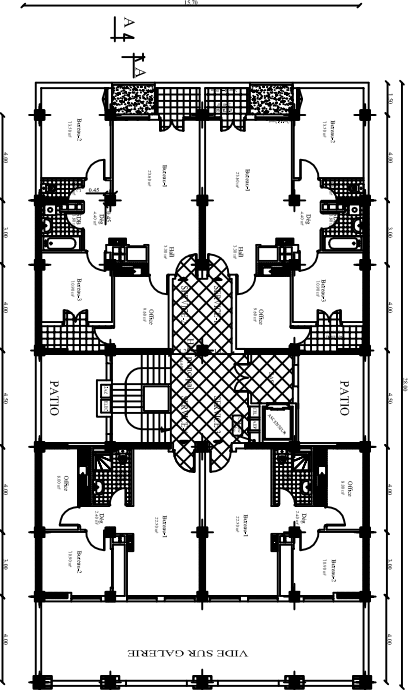
Plan de sous-sol

Echelle: 1/100



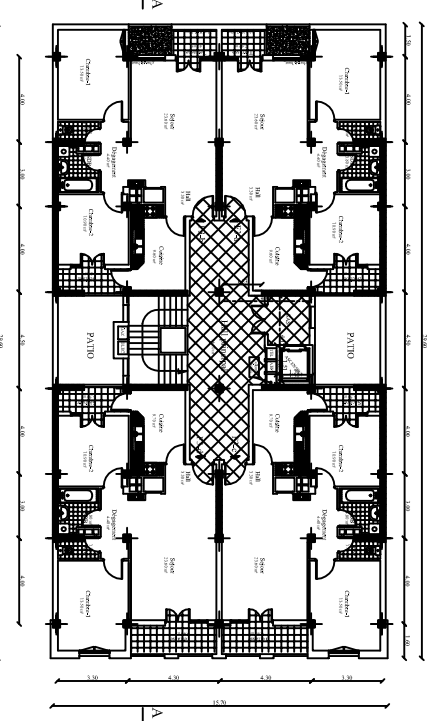
Plan de Rez de chaussée

Echelle: 1/100



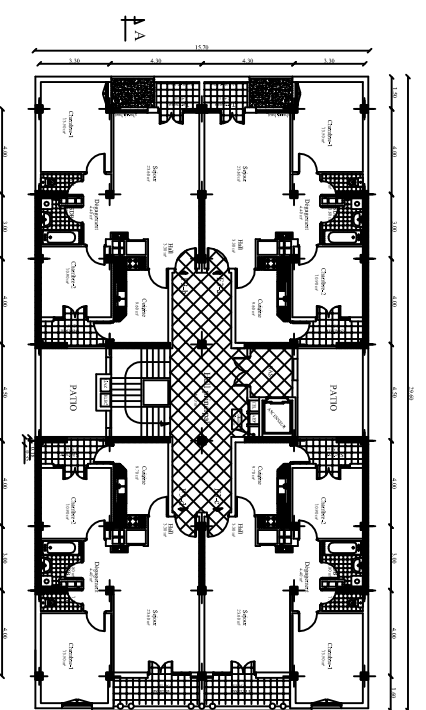
Plan Entre sol (Service)

Echelle: 1/100



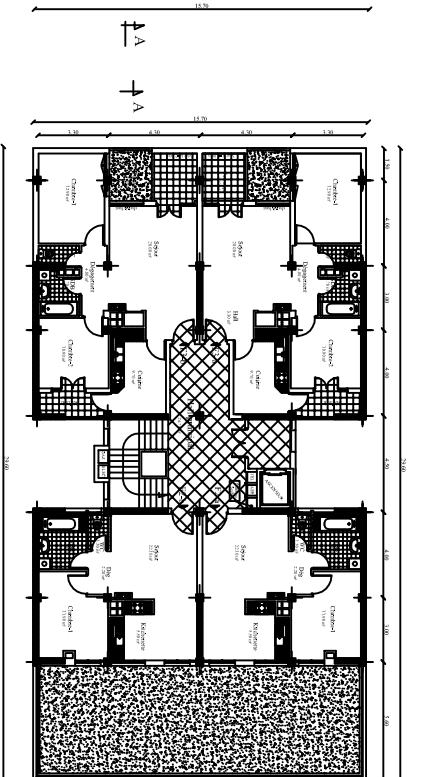
Plan Etage courant des niveaux 1-2-3-4-5-6-7-8

Echelle: 1/100



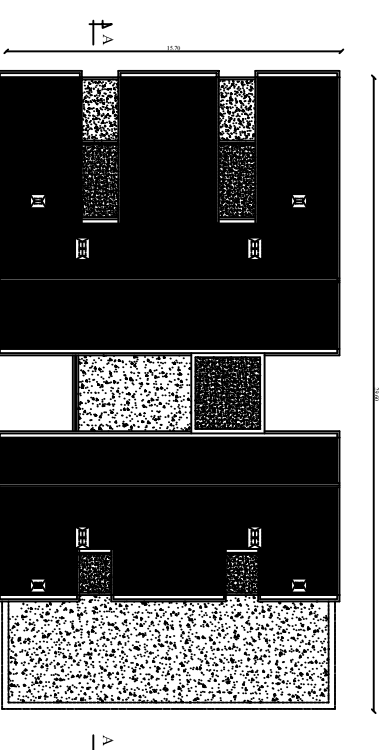
Plan Etage courant des niveaux 4-5

Echelle: 1/100



Plan Etage en attique

Echelle: 1/100

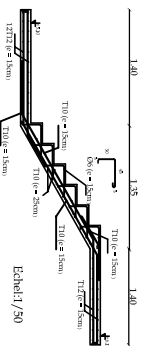
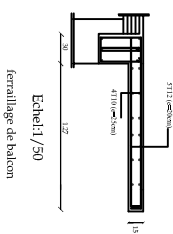


Plan de toiture

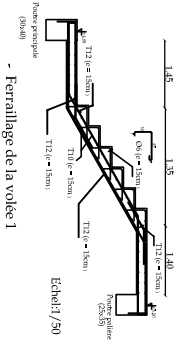
ETUDE D'UN BATIMENT (R+10+S-SOL) AVEC CHARPENTE EN BOIS

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

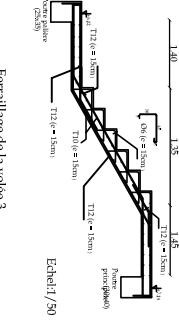
P L A N D E G E N I E C I V I L



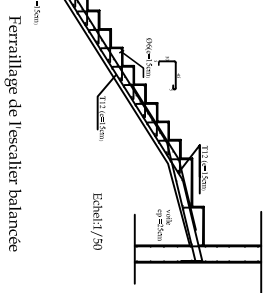
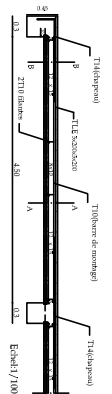
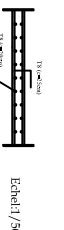
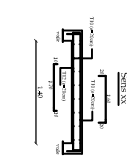
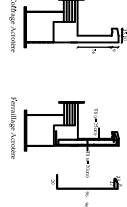
- Ferrailage de la voilee 2



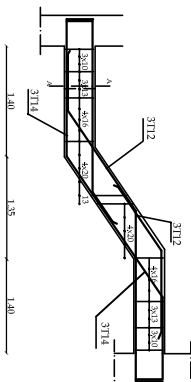
- Ferrailage de la voilee 1



- Ferrailage de la voilee 3



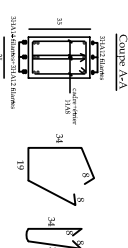
Ferrailage de l'escalier balancée



Echelle 1/50

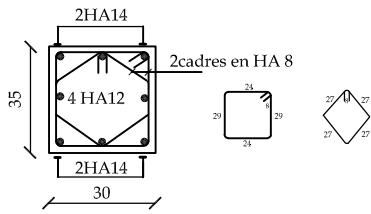


Ferrailage des planchers

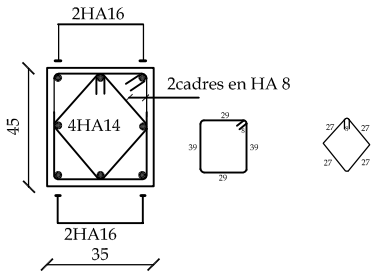


Ferrailage de la poutre palière

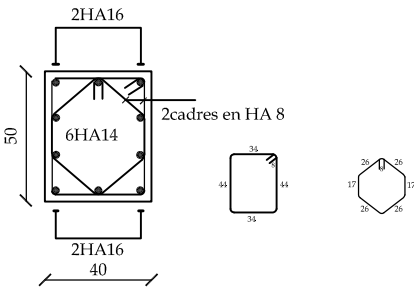
Coupe 5-5



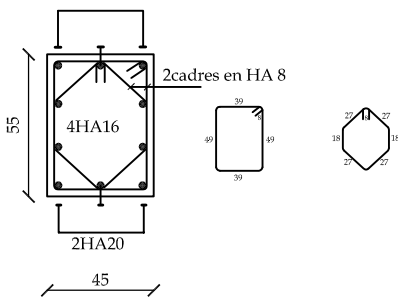
Coupe 4-4



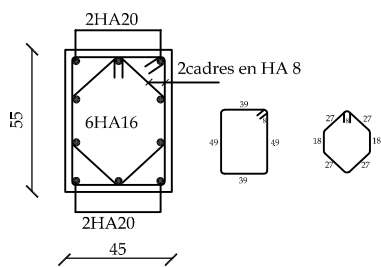
Coupe 3-3



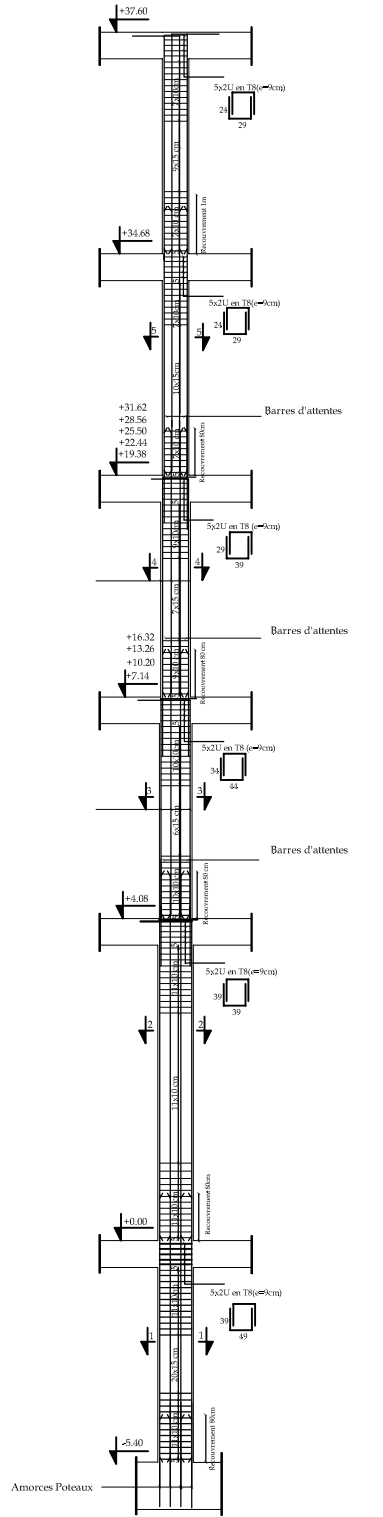
Coupe 2-2



Coupe 1-1



Echel:1/50



Echel:1/100

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUDE MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :

Mlle SOUDED Hayet.
Mlle IMOULA Nacira

DIRIGE PAR :

Mme BOUZELHA

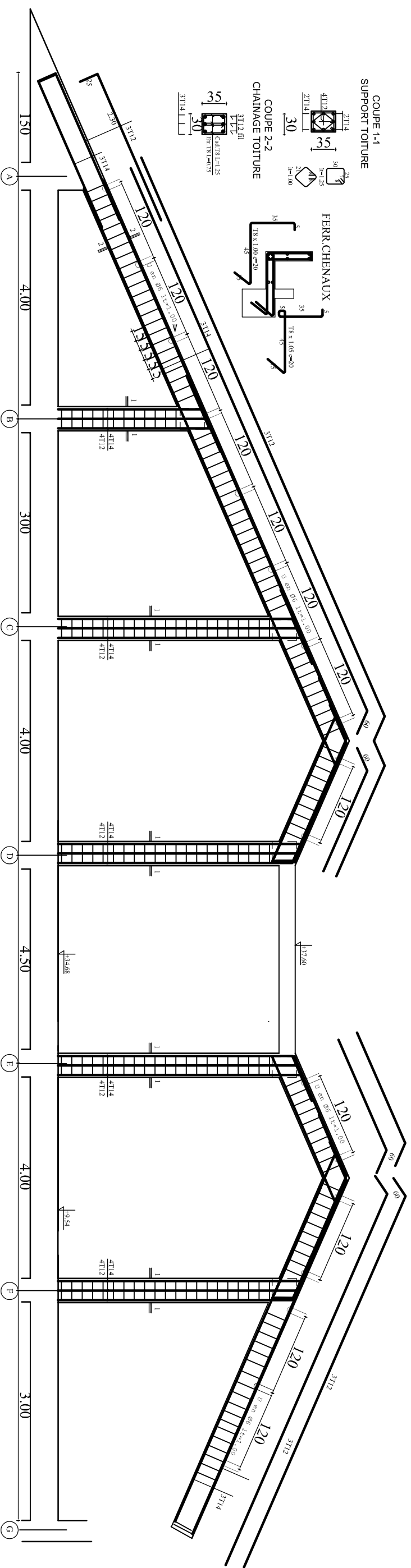
PROMOTION 2011-2012

TITRE:

Ferrillages poteaux

PLANCHE N°

ECHELLE: 1/50 -1/100



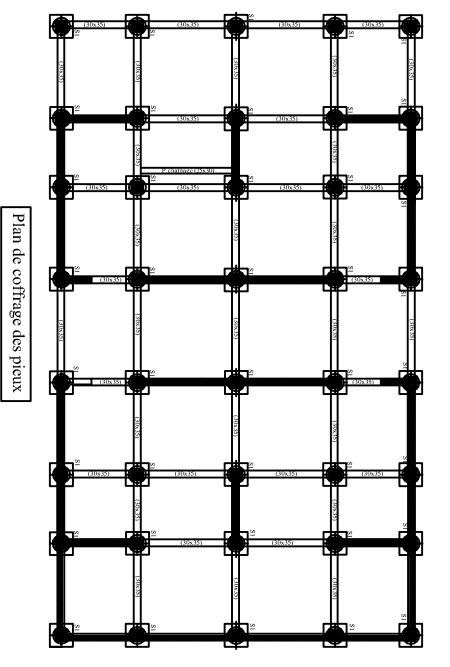
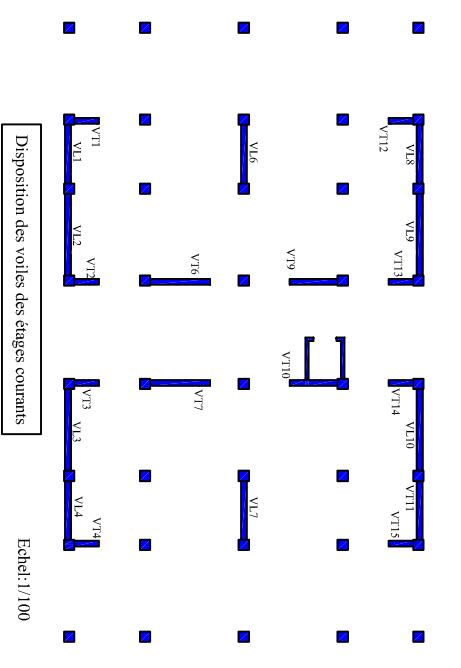
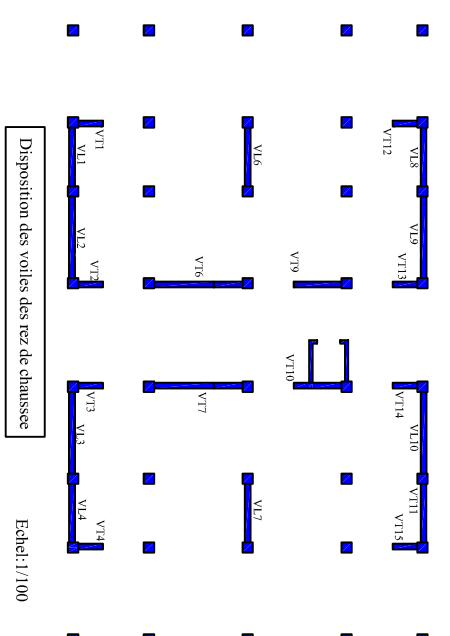
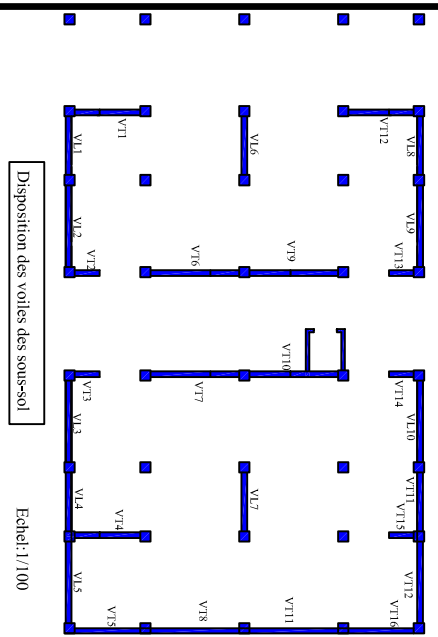
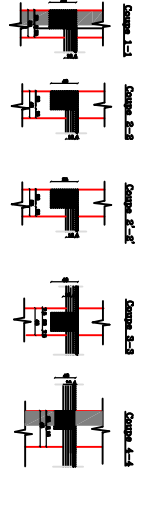
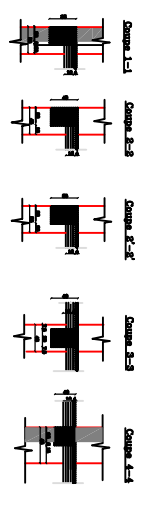
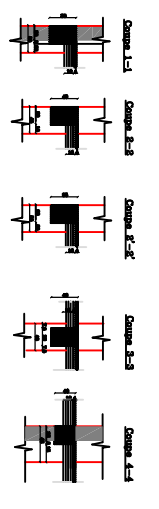
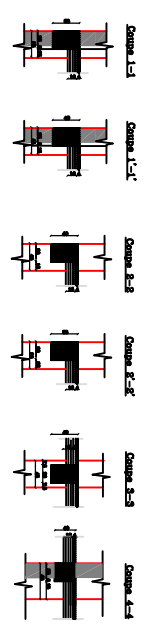
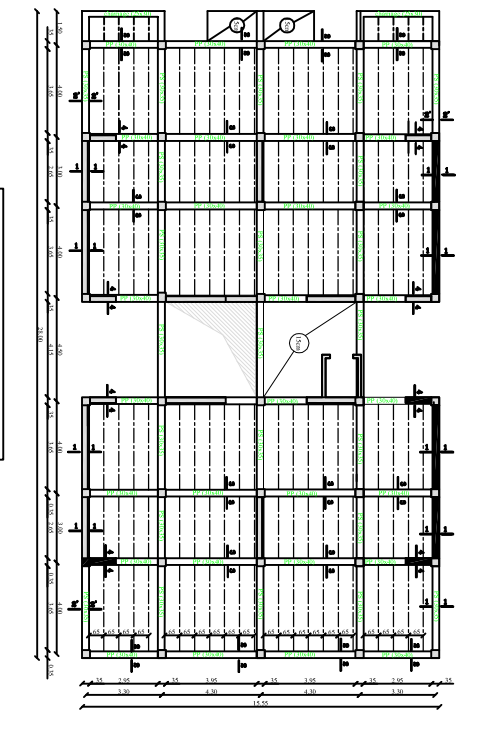
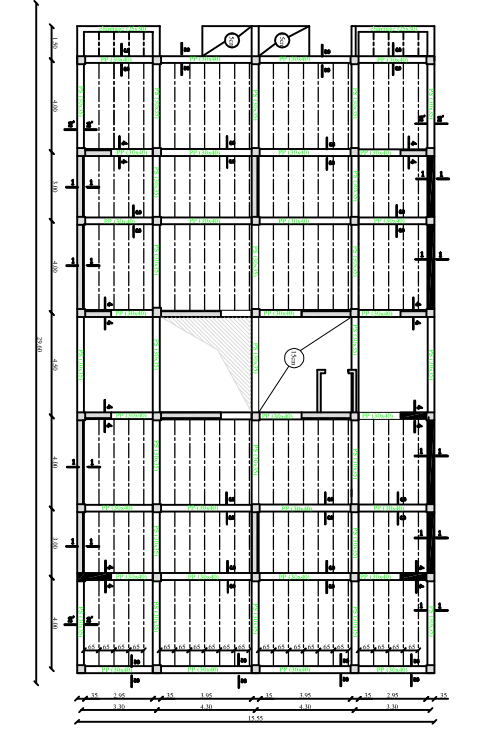
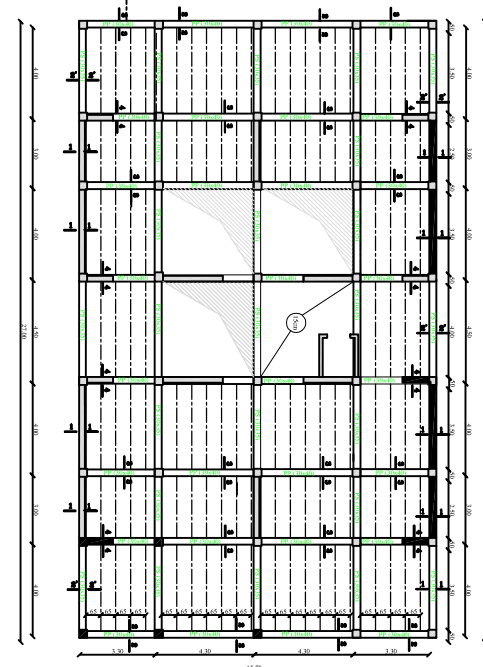
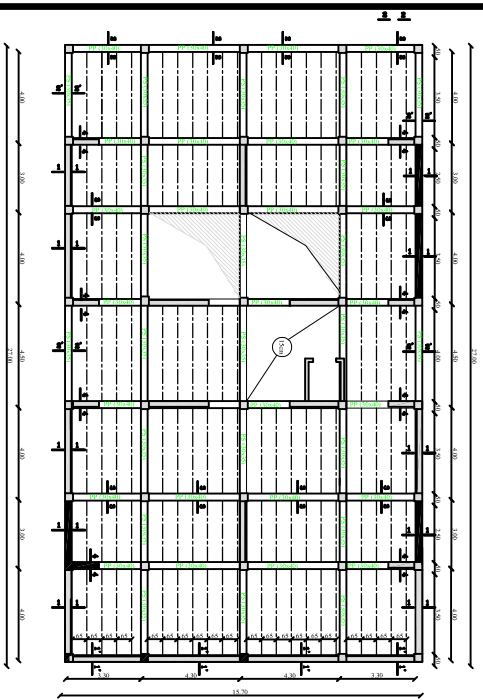
Plan de coffrage et ferrailage de la charpente

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

ETUDE PAR :	TITRE:
Mlle SOUDED Hayet	Ferrailage de la charpente
Mlle MOULIA Neetra	
DIRIGE PAR :	
Mr BOUZEHLA	
PROMOTION 2011/2012	PIANCHE N°
	EGHILLE:1/100

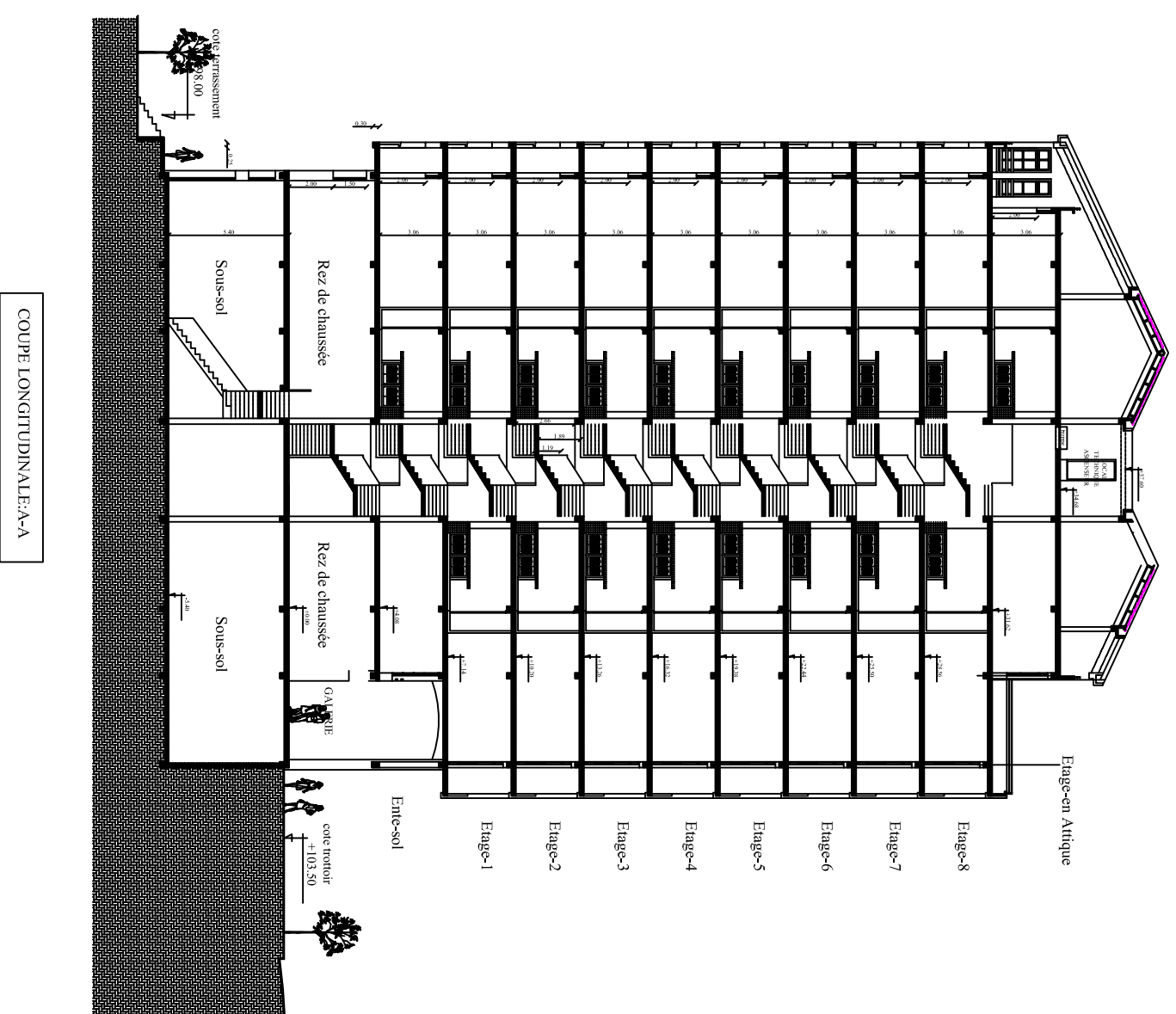
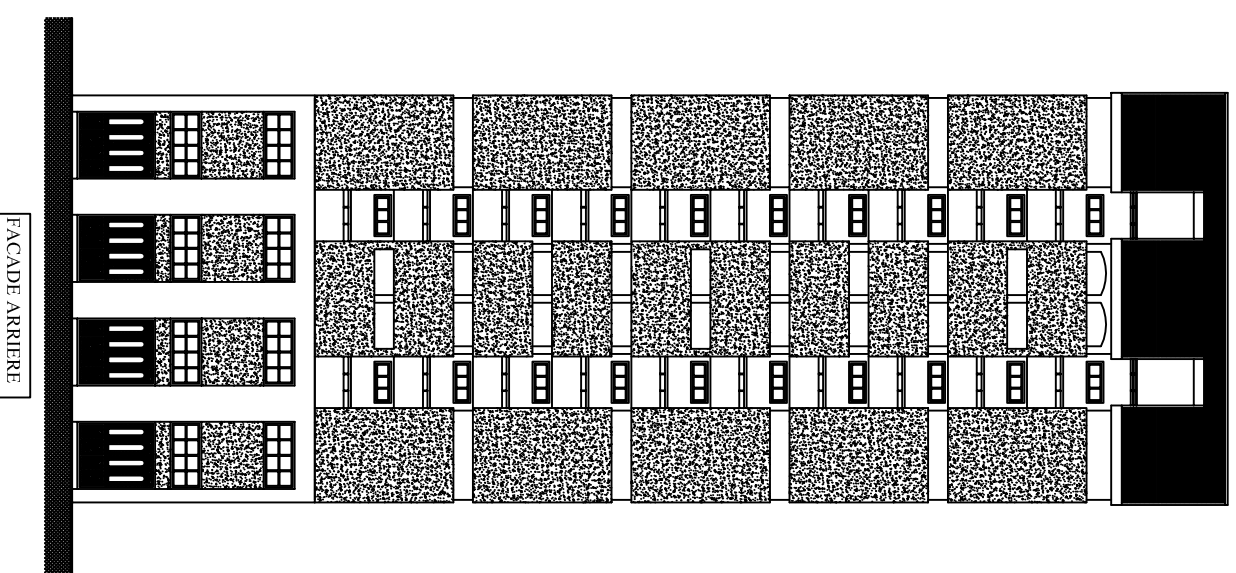
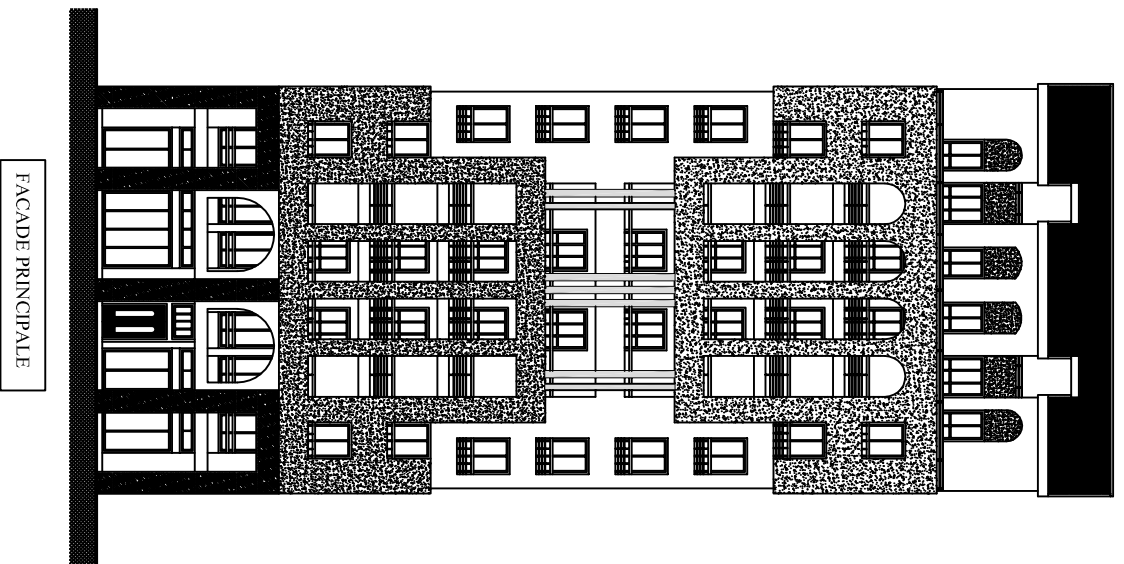
ETUDE D'UN BATIMENT (R+10+S-SOL) AVEC CHARPENTE EN BOIS

PLAN DE COFFRAGE



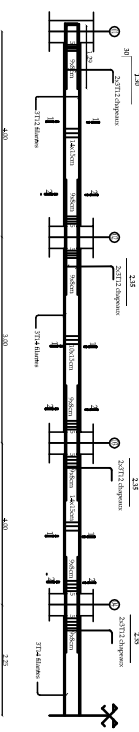
ETUDE D'UN BATIMENT (R+10+S-SOL) AVEC CHARPENTE EN BOIS

PLAN D'ARCHITECTURE

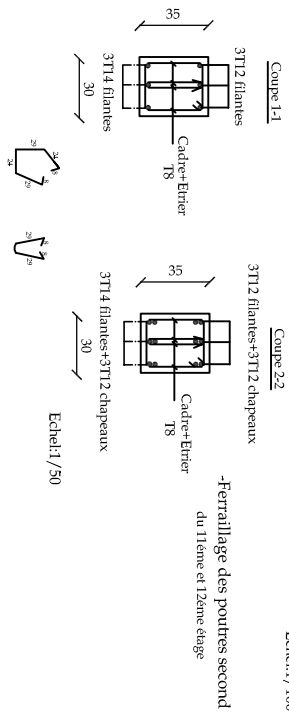


ETUDE D'UN BATIMENT (R+10+S-SOL) AVEC CHARPENTE EN BOIS

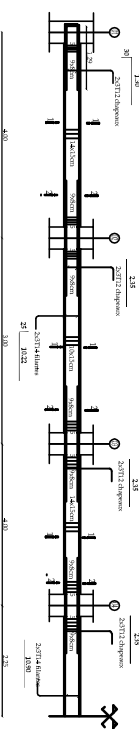
PLAN DE GÉNIE CIVIL



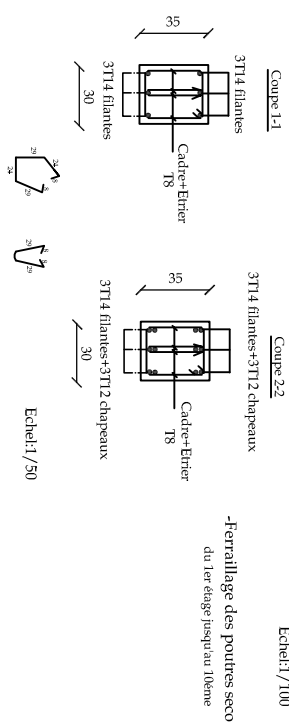
Echelle: 1/100



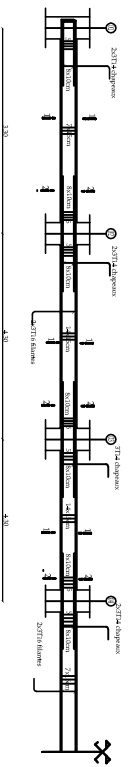
-Ferrillage des poutres second du 11eme et 12eme étage



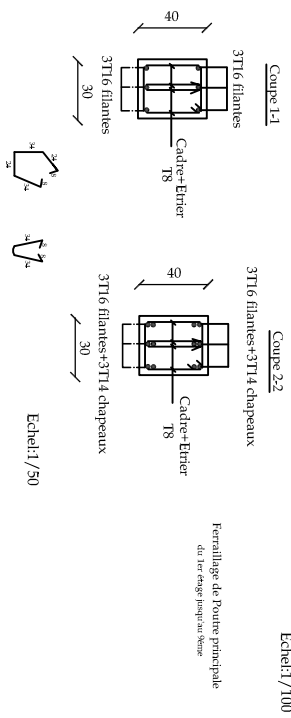
Echelle: 1/100



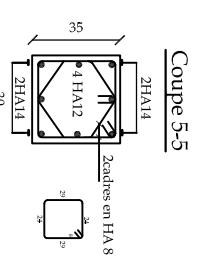
-Ferrillage des poutres second du 11eme étage jusqu'au 10eme



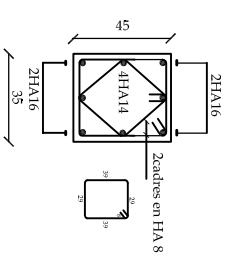
Echelle: 1/100



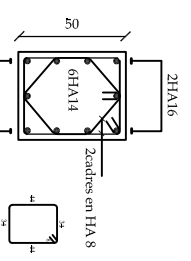
Ferrillage de Poutre principale du 1er étage jusqu'au 10eme



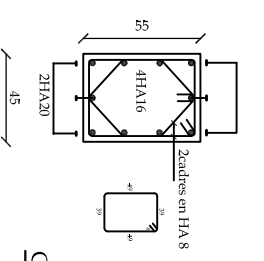
Coupe 4-4



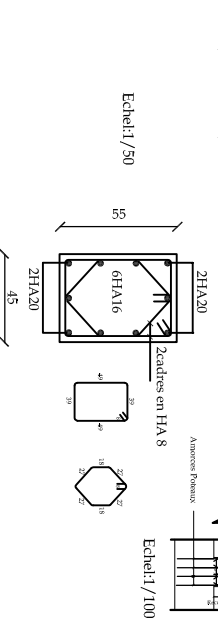
Coupe 3-3



Coupe 2-2

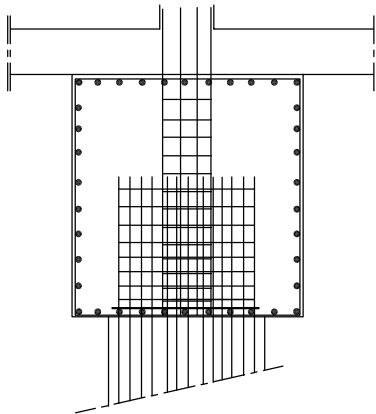


Echelle: 1/50



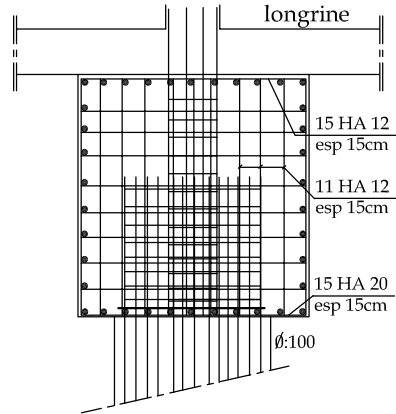
Ferrillages poteaux

Coupe verticale



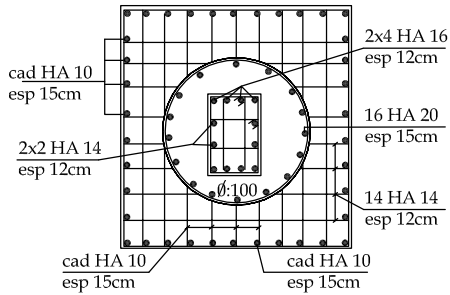
ferraillage la base de la semelle sur un pieu

Coupe verticale



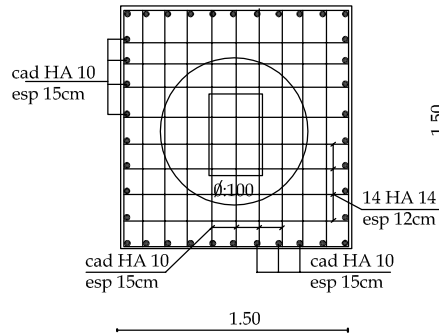
ferraillage la base de la semelle sur un pieu

Coupe horizontale

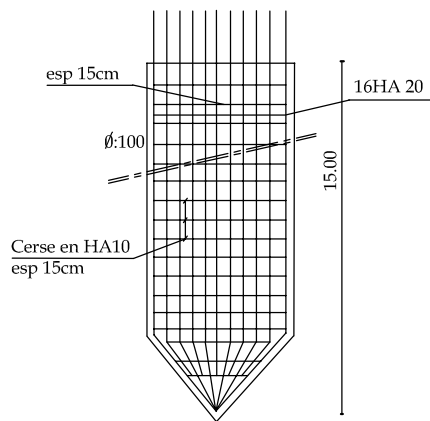


ferraillage la base de la semelle sur pieu

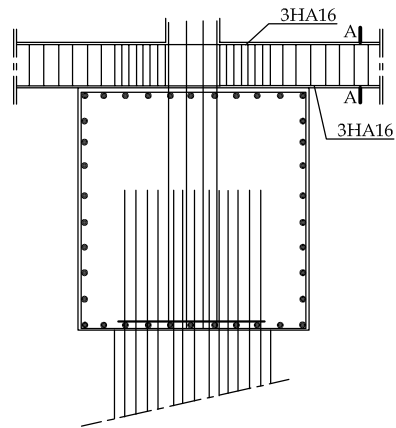
Coupe horizontale



ferraillage la base de la semelle sur pieu

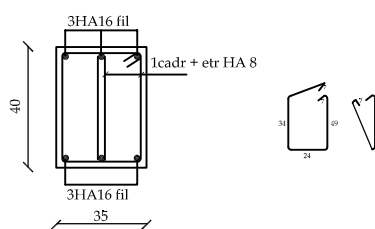


Coupe verticale du pieu



ferraillage des longrines

Coupe A-A



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR : Mlle SOUDED Hayet Mlle IMOULA Nacira	TITRE : Ferraillages de l'infrastructure	
DIRIGE PAR : Mme BOUZELHA	PROMOTION 2011-2012	PLANCHEN° ECHELLE: 1/50