

*République Algérienne Démocratique et Populaire*  
*Ministère des études supérieures et de la recherche scientifique*  
*Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou*  
*Faculté de Génie de la Construction*  
*Département de Génie Civil*

# *Mémoire de fin d'étude*

*En vue de s'intituler d'un diplôme master professionnel en génie civil*

*Option : Construction civil et industrielle.*

## *Thème*

*Étude d'un bâtiment en R+7+sous sol, à usage d'habitation,*

*À ossature mixte, contreventé par voiles porteurs*

*Avec le logiciel ROBOT 2010*

Dirigé par :

***Mr: DERRADJ. Mohamed***

Étudié par :

***Mr: MOHANDI. Kamel***

Devant le jury :

Mr : IDDIR. R

M<sup>m</sup> : BOUZEBoudja. F

*Promotion : 2019/2020*

# Remerciement

- *Je remercie dieu qui ma donné la force et la santé et le courage et la volonté, de rester fidèle à mes études, sans avoir lâché prise devant les ennemis de la réussite.*
- *Je remercie ceux qui ont consacré toute leur vie pour que je puisse continuer dans le chemin des études universitaires.*
- *Je tien à exprimer ma reconnaissance à mon encadreur Mr : Derradj Mohamed, pour son soutien et ces conseils pendant l'élaboration de ce projet.*
- *Je tien à remercier aussi tous les membres de jury, qui me feront l'honneur de lire et d'évaluer ce modeste travail.*
- *Je tiens à remercier les enseignants du département génie civil, qui on contribuer à ma formation.*
- *mes s'insères remerciement aux personnel de la bibliothèque de génie civil et à celui de la bibliothèque central Matoub lounès pour leur disponibilité durant toute l'année.*
- *A cette occasion, je présente mes remerciements aussi aux personnels de l'administration de notre département et à celui du service de la scolarité, pour leur orientation et guide durant toute notre carrière universitaire.*
- *Mes remerciements vont à ma famille et tous mes amis et tout ceux qui m'ont aidé de près au de loin pour l'élaboration de ce modeste travail.*



# Dédicace



❖ *Je dédie ce modeste travail à :*

- *Mes très chers parents qui ont sacrifié toute leur vie pour que je devienne ce que je suis.*
- *Mes frères, mes sœurs et toute la famille MOHANDI.*
- *Tous mes camarades avec qui je partage le bénéfique d'étude et d'informations durant notre parcours universitaire.*
- *Tous mes amis avec qui je partage les moments de joie et de Détente.*
- *Tout ceux que j'aime et tous ceux qu'ils m'aiment.*

*KAMEL MOHANDI*

# Table des matières

Résumé .....	p 09
Introduction générale.....	p 10
Plans d'architecture.....	p11
<b>CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage</b>	
I.1 Introduction.....	p12
I.2 Implantation de l'ouvrage .....	p12
I.3 Présentation architectural de l'ouvrage .....	p12
I.4 Caractéristiques géométrique de l'ouvrage.....	p13
I.5 Critère de classification.....	p13
I.6 Conception structurelle.....	p15
I.7 Unités usuelles de calcul.....	p19
I.8 Caractéristique mécanique des Matériaux .....	p19
I.8.1 Le béton.....	p19
I.8.2 Les aciers.....	p22
I.9 Théorie des états limite.....	p24
I.10 Action et Sollicitation.....	p35
I.11 Combinaisons d'action.....	p36
<b>CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments</b>	
II / Introduction.....	P38
II.1 Les planchers.....	p38
II.1.1 Les planchers en corps creux.....	p38
II.1.2 Les planchers en dalle pleine.....	p39
II.2 Les poutres.....	p40
II.3 Les voiles .....	p42
II.4 Les escaliers.....	p46
II.5 Les poteaux.....	p48
II.5.1.Descente des charges.....	P49
II.5.2 : Calcul de la surcharge d'exploitation selon la loi de dégression.....	P57

### CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

III / Introduction.....	P63
III.1 L'acrotère.....	P63
III.2 Les escaliers.....	P71
III.3 Les poutres palières.....	P80
III.4 Les planchers en dalle plein (balcon, dalle pleine).....	P87
III.4.1 Les balcons (en porte à faux).....	P87
III.4.2 Les dalles pleines.....	P95
III.5 : Les planchers en corps creux.....	P106

### CHAPITRE IV : Étude dynamique

IV/ Introduction.....	P125
IV.1 Choix de la méthode de calcul.....	P125
A/ la méthode statique équivalente (MSE).....	P125
B/ Méthode d'analyse modale spectrale (MMS).....	P126
C/ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes .....	P127
IV.2 Étapes de modélisation avec du logiciel Robot 2010.....	P127
IV.3 Exploitation des résultats (vérification de la stabilité de l'ensemble) suivant Les Recommandations du RPA99 version 2003).....	P140
1. Justification du système de contreventement.....	P140
2- Pourcentage de masses participantes.....	P142
3/ Estimation de la période fondamentale de la structure.....	P142
4/ Vérification de l'excentricité théorique et accidentelle.....	P143
5/.Vérification de l'effort tranchant à la base (résultante des forces sismiques de calcul).....	P144
6/ Vérification de l'effort normal réduit.....	P146
7/ Justification vis à vis des déformations (déplacements inter-étage).....	P147
8/ Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ .....	P148

## CHAPITRE V : Ferrailage des éléments structuraux

V/ Introduction :	p152
V.1 Extraction des résultats dans Robot 2010.	p152
V.1.1 Les poutres.	p152
V.1.2 Les poteaux.	p153
V.1.3 Les voiles	p155
V.2 Calcul du ferrailage.	p156
V.2.1 Ferrailage des poutres.	p156
V.2.2 Ferrailage des poteaux.	p166
V.2.3 Ferrailage des voiles.	p175
Les voiles plein.	p176
Les voiles avec ouvertures.	p185

## CHAPITRE VI : Étude de l'infrastructure.

VI.1) Introduction	P208
VI.2) Différents types de fondations.	P208
VI.3) Reconnaissance du sol de fondation.	P208
VI.4) Choix du type de fondation.	P208
VI.4.1) Semelles isolées.	P209
VI.4.2. Semelles filantes.	P210
1/ Semelle filante sous poteaux	P210
2/ Semelle filante sous voiles.	P212
VI.4.3) Étude du radier général.	P213
1/ Définition.	P213
2/ Choix du types de radier.	P214
3/ Pré dimensionnement du radier.	P216
4/Détermination de la surface nécessaire du radier.	P217
5/ Évaluation des charges agissant sur le sol de fondation	P218
6/ Vérification au cisaillement pour le panneau le plus sollicité.	P218
7/ Vérification de la stabilité du radier	P219
VI.4.4) Ferrailage du radier	P221
VI.4.4-1) Ferrailage du tablier (dalle semi-encasté).	P222
VI.4.4-2) Ferrailage des débords.	P228

VI.4.4.3) Études des nervures .....	P229
A)- Sollicitations de calcul.....	P229
B)- Calcul des armatures.....	P235
VI.4.5) L'ouvrage de soutènement.....	P238
1/ Étude du voile périphérique.....	P238
2/ Ferrailage du voile périphérique.....	P241
<b>Conclusion générale .....</b>	<b>P247</b>

### **Plans de travail :**

**Plans de coffrage.**

**Plans de ferrailage.**

### **Références dans les D.T.R**

### **Références Bibliographiques**

# Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à ossature mixte, contreventé par des voiles et portiques, constitué d'un sous sol destiné comme parking pour véhicules de poids léger et d'un rez-de-chaussée plus sept étages (R+7) à usage d'habitation.

Sa structure étant implantée à la wilaya de BOUMERDES, qui est une région est de forte sismicité, Selon le règlement parasismique Algérien **RPA99/modifié en2003**.

L'étude est divisée en chapitres, à savoir :

## **Le premier chapitre :**

C'est la description générale du projet, avec une présentation de l'aspect architectural des éléments, leurs définitions et le choix des matériaux utilisé, ainsi que la présentation de maximums hypothèses accumulées durant toute la formation (ingénieur en génie civil), concernant les méthodes de calculs en général, suivant la réglementation en vigueur, à savoir : le BAEL91/Modifié 99, le RPA99/modifié en2003.

## **Le deuxième chapitre :**

Consacré aux pré- dimensionnement des éléments porteur (poteaux, poutres, voiles) et aux éléments secondaires non porteur (planchers, dalles pleines, escaliers, acrotère...etc.).

## **Le troisième chapitre :**

Consacré aux calculs manuelles des éléments secondaires déjà cités, en s'appuyant sur la théorie des états limite (ÉLU, ELS) et les lois de la statique (RDM) et les règles classiques du béton armé.

## **Le quatrième chapitre :**

La modélisation de la structure et l'étude dynamique ont été entamée dans ce chapitre à l'aide du logiciel de calcul des structures **ROBOT 2010** afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements statiques et dynamique (charges permanente, d'exploitation et charge sismique) et d'extraire les résultats sous forme de tableaux et diagrammes, comportant toutes les valeurs des sollicitations à la quelle la structure est soumise (déplacement, rotation, flexion, contraintes...etc.).

## **Le cinquième chapitre :**

Comprend le ferrailage définitif en plans, de tous les éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles) et celui des éléments secondaires déjà calculé en s'appuyant sur les résultats extraient du logiciel.

## **Le sixième chapitre :**

Concerne l'étude générale de l'infrastructure, c'est-à-dire le pré-dimensionnement et le choix du type de fondation sur lequel la bâtisse sera posée, en fonction de la nature et les propriétés du sol de fondation, ainsi que la vérification de ces fondations vis-à-vis de la résistance ultime face aux efforts horizontaux et verticaux et l'établissement des plans de ferrailage nécessaire.

**NB :** Les recommandations du **BAEL91 révisée 99** et les règlements parasismiques algériens **RPA 99/2003**, seront la référence fondamentale des justifications vis-à-vis de la résistance et de la stabilité.

## Introduction Générale

Les dommages dans les ouvrages en béton armée, sont généralement causés par une mauvaise conception de la part des ouvriers, ou d'une mauvaise gestion, de la part de l'entreprise chargée des travaux, ce qui engendre un mauvais comportement dans l'ouvrage, face aux sollicitations statiques et dynamiques et même climatiques.

A cet effet, des études basés sur des modèles physiques et mathématiques sont menés pour limiter et mettre en œuvre une réglementation fiable, qui régit le domaine de la construction en exigeant des normes à suivre par le concepteur et pour les quelles un minimum de sécurité est assuré.

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

Le bute de l'ingénieur concepteur des ouvrages en béton armée, c'est d'assuré la résistance ultime de l'ouvrage et ses divers éléments structuraux, face aux sollicitations statiques (les charges et les surcharges) et les sollicitations dynamiques, qui se présente de temps en temps comme des phénomènes naturelles, par fois destructifs, qui sont généralement des **séismes et du vent**.

Pour cela, nos calculs pour ce projet seront établit conformément à la réglementation en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA (version 2003) et les règlements du béton armé aux états limites BAEL 91 modifiée 99.

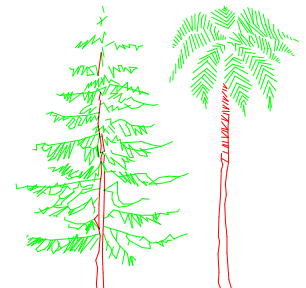
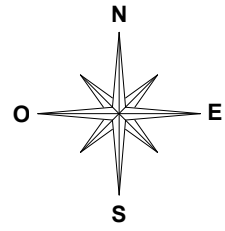
Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis, programmé sur les techniques de la méthode des éléments finis adoptée au Génie Civil, permettant le calcul de diverses structures de plusieurs degré de liberté en un temps réduit, comme le logiciel : **ETABS, Robot, SAP2000, ...etc.**

Dans mon projet d'étude d'un bloc de R+7+ un sous sol, en plus du calcul statique, la structure est soumise aux forces sismiques, assimilées au spectre de réponse du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse sera calculée en utilisant le logiciel **ROBOT 2010**.

# CHAPITRE I

## Présentation de l'ouvrage

# PLANS D'ARCHITECTURE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**M<sub>2</sub>CCI** UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERRI DE TIZI OUZOU .

FACULTÉ :  
GÉNIE DE LA CONSTRUCTION.  
DÉPARTEMENT :  
GÉNIE CIVIL

**FILIÈRE**  
GENIE-CIVIL

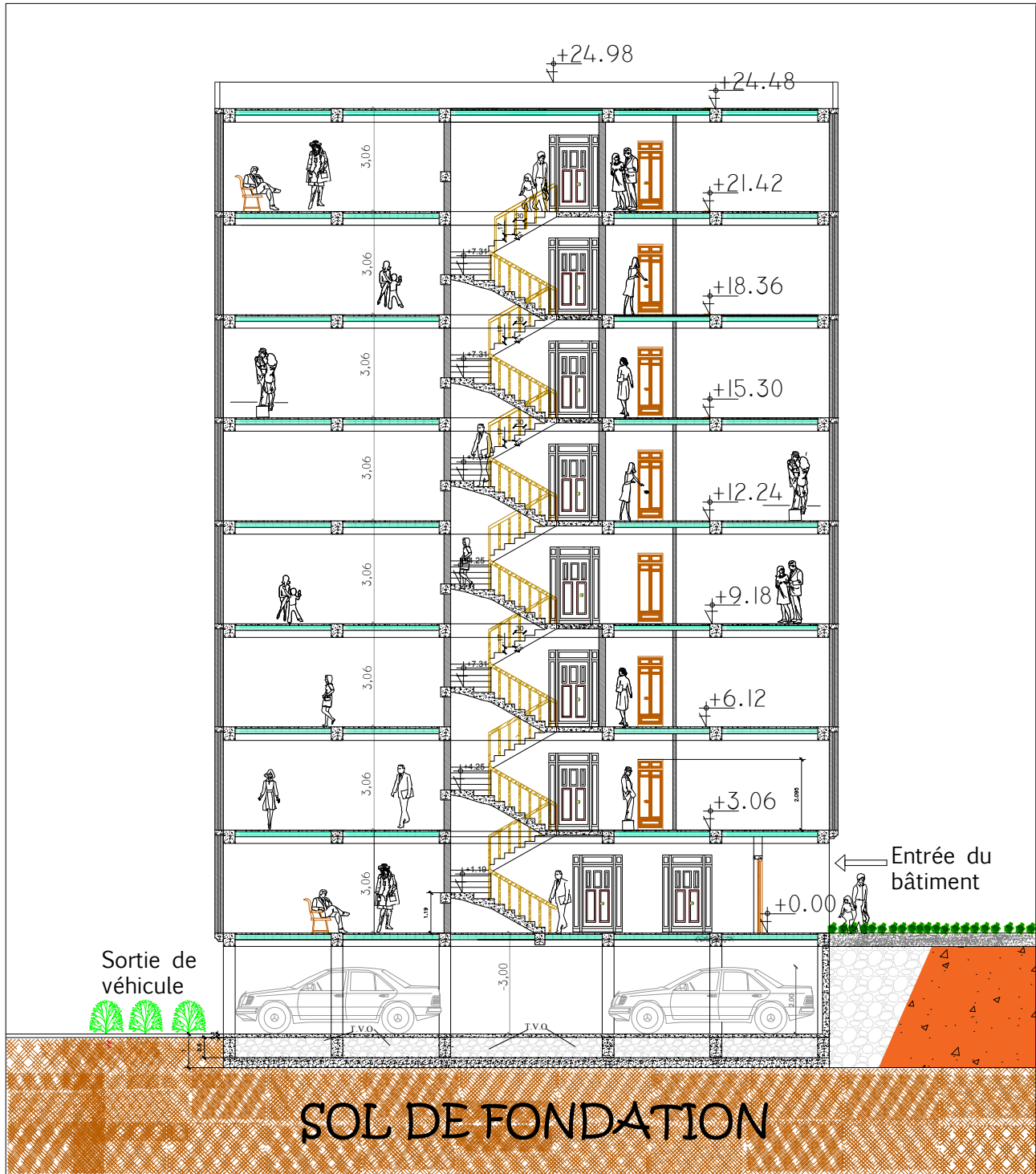
**PROJET :**  
CONSTRUCTION EN  
R+7+SOUS-SOL  
À USAGE D'HABITATION

**PLANS :**  
VUE DE LA  
FAÇADE PRINCIPALE

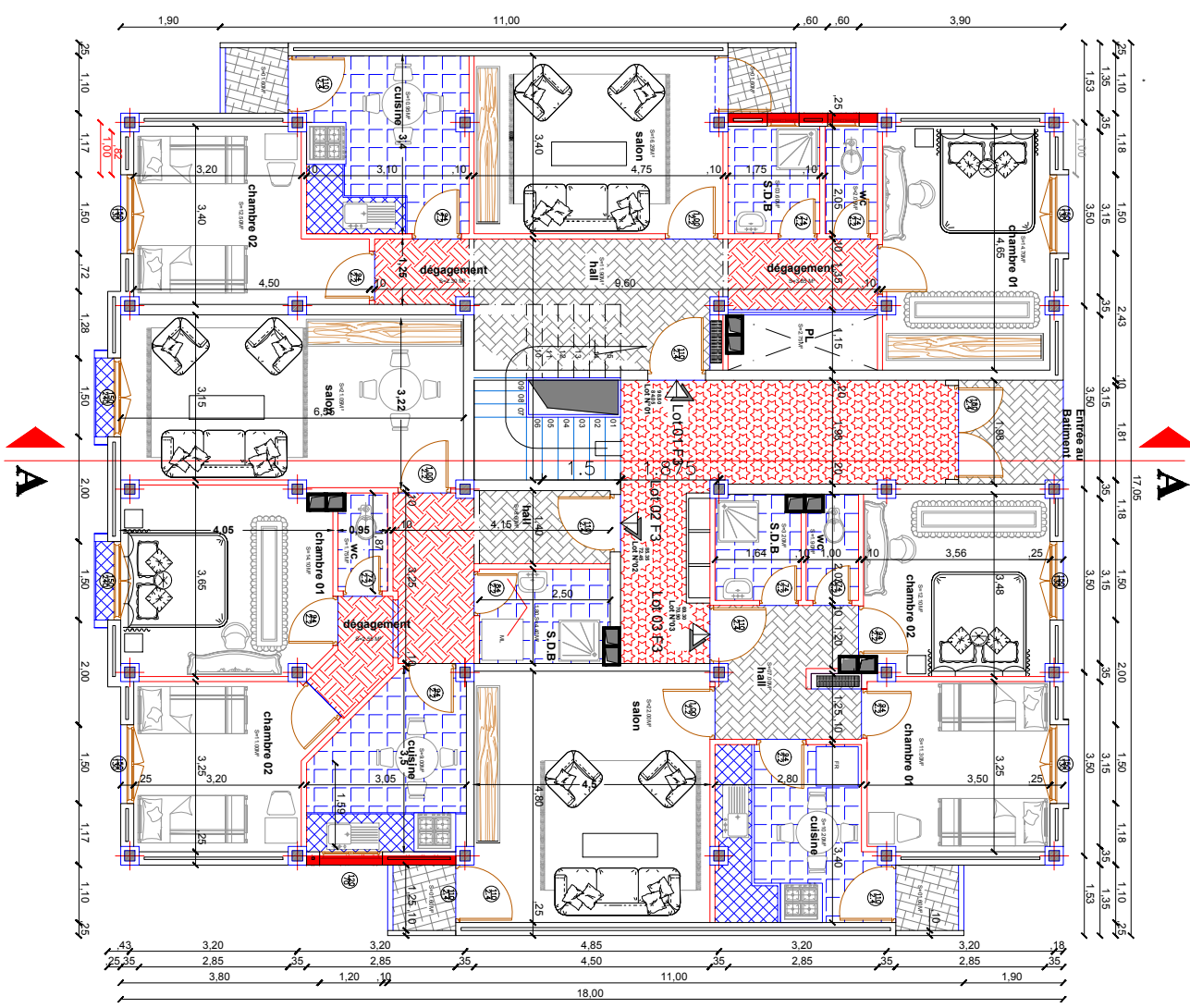
**NIVEAU :**  
TOUS LES NIVEAUX

**ECHELLE :**  
1/100

ÉTUDIÉ PAR: MOHANDI KAMEL.  
PROMOTEUR: DERRADJ MOHAMED .  
PROMOTION :2019-2020



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
M <sub>2</sub> CCI	UNIVERSITÉ MOULOU MAMMARI DE TIZI OUZOU .
FACULTÉ : GENIE DE LA CONSTRUCTION. DEPARTEMENT: GENIE CIVIL	FILIERE GENIE-CIVIL
PROJET: CONSTRUCTION EN R+7+SOUS-SOL À USAGE D'HABITATION	PLANS: COUPE TRANSVERSALE DU BÂTIMENT
NIVEAU : TOUS LES NIVEAUX	ECHELLE: 1/100
ÉTUDIÉ PAR: MOHANDI KAMEL.	
PROMOTEUR: DERRADJ MOHAMED .	
PROMOTION :2019-2020	



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**M<sub>2</sub>CCI** UNIVERSITÉ MOULOU  
MAMMARI DE TIZI OUZOU .

FACULTÉ :  
GÉNIE DE LA CONSTRUCTION.  
DÉPARTEMENT:  
GÉNIE CIVIL

**FILIÈRE**  
GENIE-CIVIL

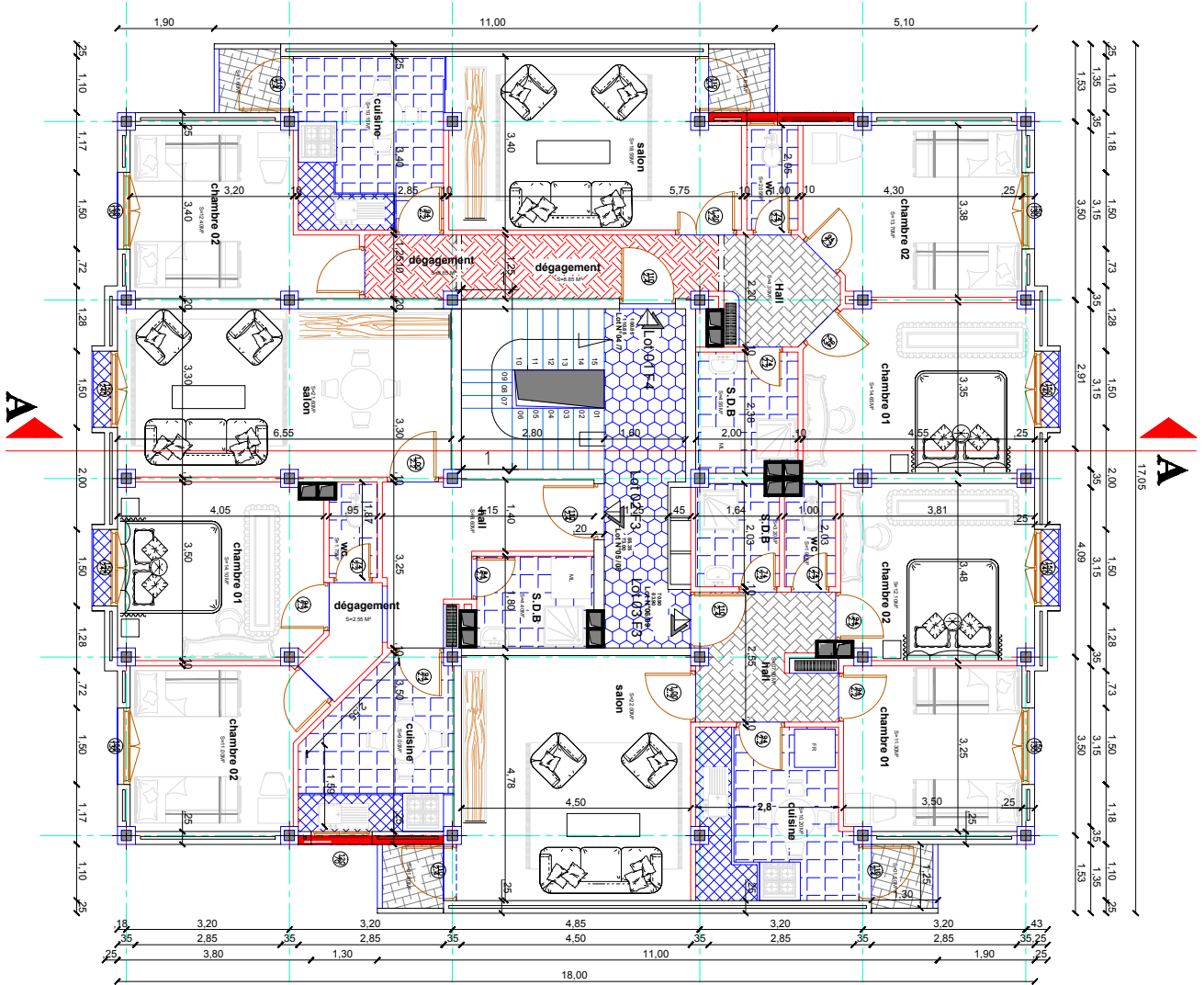
**PROJET:**  
CONSTRUCTION EN  
R+7+SOUS-SOL  
À USAGE D'HABITATION

**PLANS:**  
REZ\_DE\_CHAUSSÉE

**NIVEAU :**  
0.00 M

**ECHELLE:**  
1/100

ÉTUDIÉ PAR: MOHANDI KAMEL.  
PROMOTEUR: DERRADJ MOHAMED .  
PROMOTION :2019-2020



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**M<sub>2</sub>CCI** UNIVERSITÉ MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU .

FACULTÉ : GÉNIE DE LA CONSTRUCTION.  
 DÉPARTEMENT : GÉNIE CIVIL

**FILIERE GENIE-CIVIL**

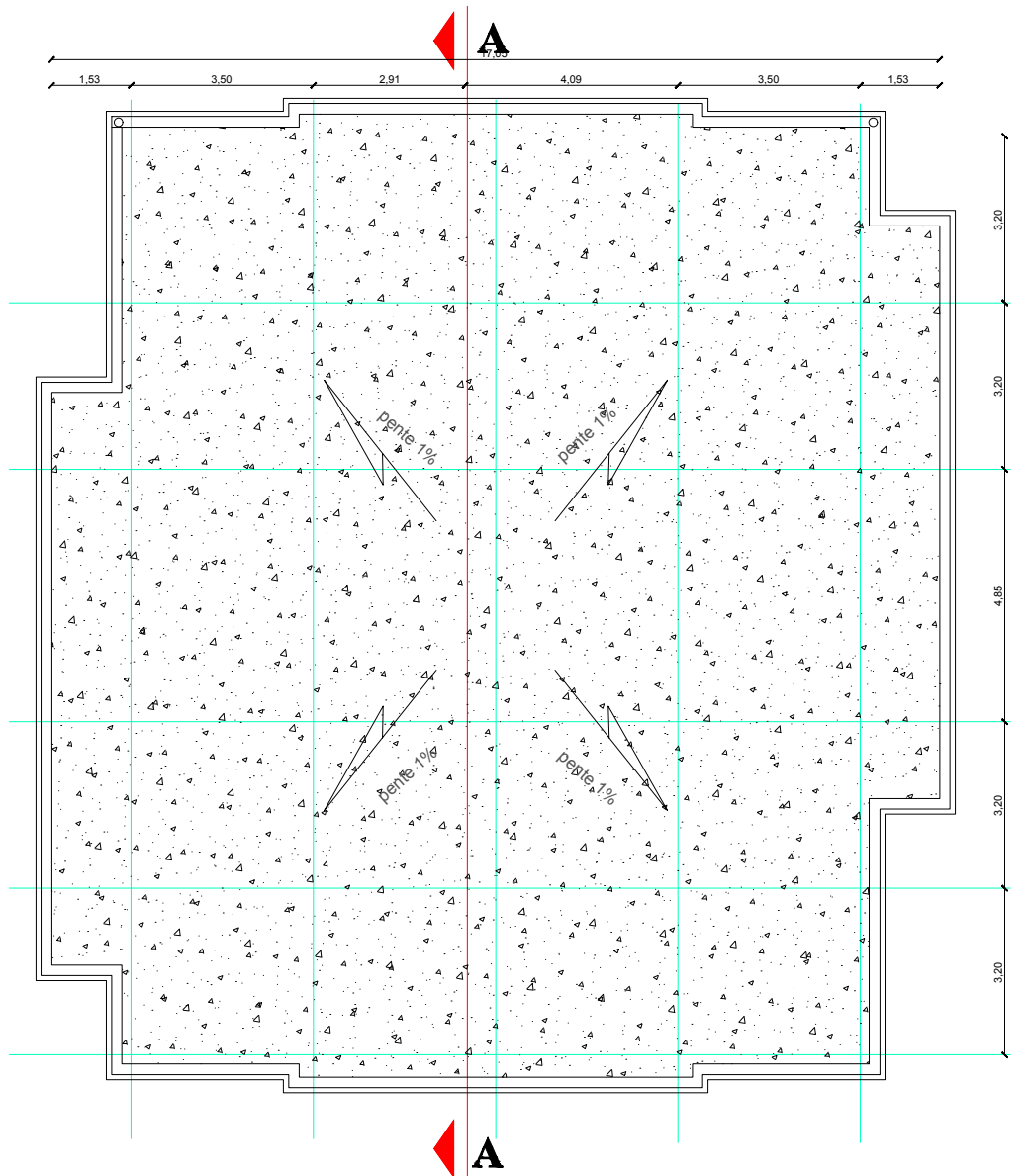
**PROJET:** CONSTRUCTION EN R+7+SOUS-SOL À USAGE D'HABITATION


**PLANS:** ÉTAGES COURANTS (P.E.C)

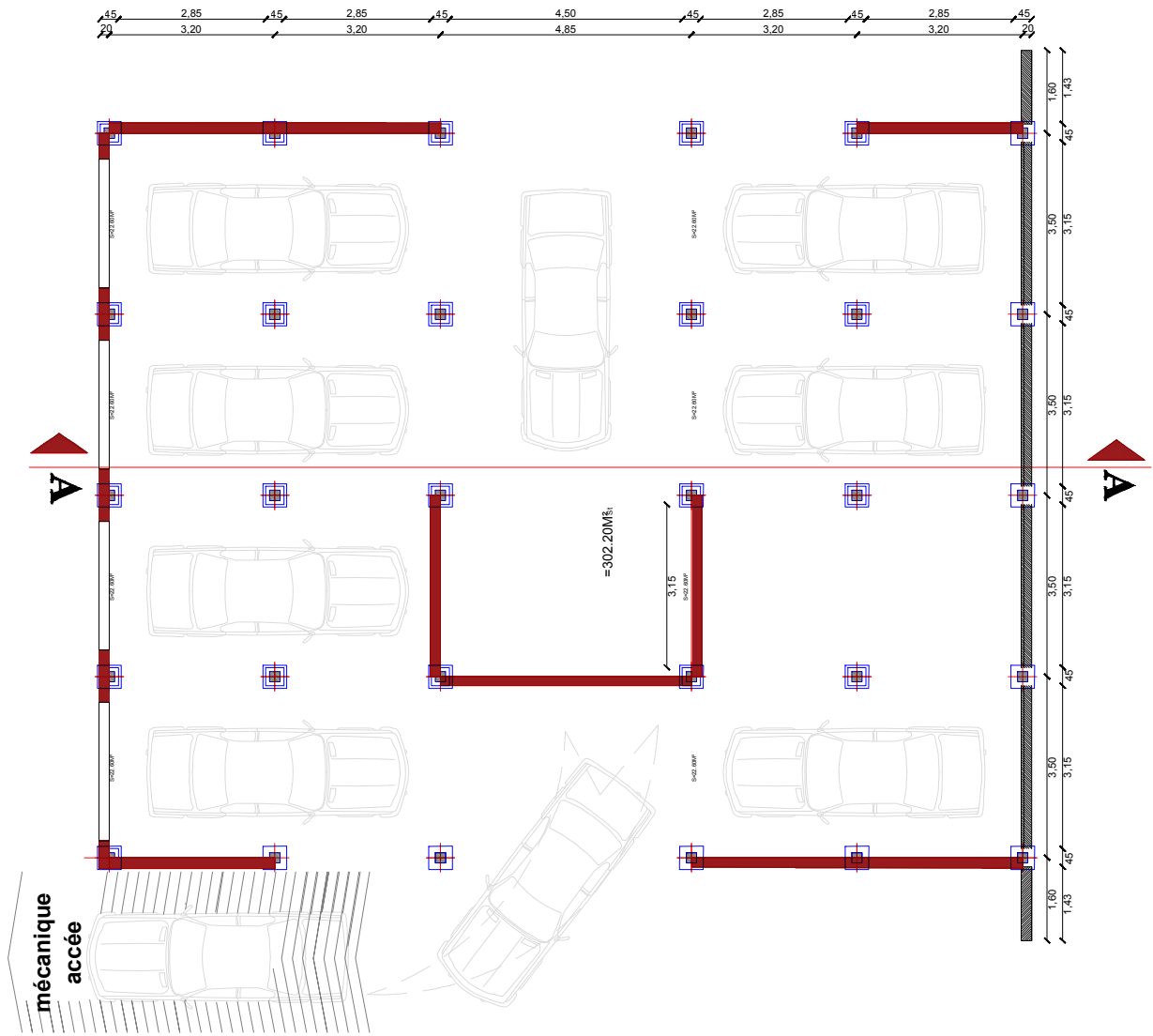
**NIVEAU :** DE 3.06 À 21.42 M


**ECHELLE:** 1/100

ÉTUDIÉ PAR: MOHANDI KAMEL.  
 PROMOTEUR: DERRADJ MOHAMED .  
 PROMOTION :2019-2020



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
	UNIVERSITÉ MOULOU MAMMERRI DE TIZI OUZOU .
FACULTÉ : GÉNIE DE LA CONSTRUCTION. DÉPARTEMENT: GÉNIE CIVIL	FILIÈRE GÉNIE-CIVIL
PROJET: CONSTRUCTION EN R+7+SOUS-SOL À USAGE D'HABITATION	PLANS: TERRASSE INACCESSIBLE (P.E.T)
NIVEAU : 24.48 M	ECHELLE: 1/100
ÉTUDIÉ PAR: MOHANDI KAMEL.	
PROMOTEUR: DERRADJ MOHAMED .	
PROMOTION :2019-2020	



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
	<b>UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERRI DE TIZI OUZOU .</b>
FACULTÉ : GÉNIE DE LA CONSTRUCTION. DÉPARTEMENT: GÉNIE CIVIL	<b>FILIÈRE GENIE-CIVIL</b>
<b>PROJET:</b> CONSTRUCTION EN R+7+SOUS-SOL À USAGE D'HABITATION	<b>PLANS:</b> SOUS-SOL (PARKING)
<b>NIVEAU :</b> -3.00 M	<b>ECHELLE:</b> 1/100
<b>ÉTUDIÉ PAR:</b> MOHANDI KAMEL.	
<b>PROMOTEUR:</b> DERRADJ MOHAMED .	
<b>PROMOTION :</b> 2019-2020	

## I. Présentation de l'ouvrage :

### I.1. Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues **Réf 01 : (BAEL91, RPA99 modifié en 2003)** qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferraillement des éléments résistants de la structure.

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage à savoir :

- Ses caractéristiques géométriques (longueur, largeur et hauteur totale de bâtiment).
- Ses éléments constitutifs : (éléments structuraux et non structuraux).
- Les caractéristiques des matériaux composants l'ouvrage.
- Les caractéristiques mécanique et géotechnique du sol d'assis.

### I.2 Implantation de l'ouvrage :

Le présent ouvrage est un bâtiment de R+7+ un sous sol, implanté sur un terrain de 295.93 m<sup>2</sup> dans l'une des communes de la wilaya de BOUMERDES, (**boulevard de la liberté**), le service technique de l'architecture et de l'urbanisme de la zone, avait limité les constructions en bâtiments à une hauteur équivalant à : R+8.

### I.3. Présentation architecturale de l'ouvrage :

Ce projet consiste en l'étude et calcul d'un bloc de bâtiment de (R+7 + un sous sol), à usage d'habitation implanté à la wilaya de boumerdes, qui est classé en zone de forte sismicité (**zone III**) selon RPA99/2003.

L'architecture du bâtiment montre que :

- Le sous sol du bâtiment, est destiné comme parking de véhicules de poids léger, d'accès par portail en rideaux métalliques du côté **Est** suivant la coupe A-A, plus un accès mécanique pour l'entretien des véhicules en cas de nécessité.
- Le rez-de-chaussée (RDC), est un étage d'habitation accessible du côté **Ouest** suivant la coupe A-A, divisé en 03 logements (comporte 03 logements de F3).
- Les sept (07) étages courants ont le même aspect architectural tel que : chaque étage comporte 03 logements (un F4 et deux F3) à usage d'habitation bien sûr. l'accès est assuré par un même type de cage d'escalier, il s'agit d'un Escalier à volées droites avec 02 paliers intermédiaires.
- Une terrasse inaccessible fait tournée par un acrotère de 50 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

## I.4. Caractéristiques géométrique de l'ouvrage :

### A. DIMENSIONS EN ÉLÉVATION :

<i>Hauteur du sous-sol</i>	<i>3.00 m</i>
<i>Hauteur du R D C</i>	<i>3.06 m</i>
<i>Hauteur d'étages courant</i>	<i>3.06 m</i>
<i>Hauteur totale du bâtiment</i>	<i>24.48 m</i>

### B. DIMENSIONS EN PLAN :

Longueur totale du bâtiment	18.00 m
Largeur totale du bâtiment	17.05 m
Surface bâti	279.75 m <sup>2</sup>

## I.5. Critère de classification :

### I.5.1. Ossature de l'ouvrage :

- **Système de contreventement :**

C'est un système structural d'éléments assurant la rigidité et la stabilité vis-à-vis des forces horizontales (tel que le séisme). Ce système structural doit assurer le contreventement dans au moins deux(02) directions horizontales. Les éléments de contreventement doivent être disposés de manière à :

\_Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité.

\_Transmettre directement les efforts aux fondations.

\_Minimiser les effets de torsion.

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales. Notre bâtiment dépasse quatre niveaux ( $14 \text{ m} < H < 33 \text{ m}$ ) et implanté en zone (III), Le contreventement par portique est donc écarté selon (**Réf 02 : Art. 3.4 (1b) Du RPA99/veersion 2003**).

Pour un système de contreventement mixte ou un système en portiques contreventé par des voiles en béton armé, il y a lieu de vérifier se qui suit :

Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques, proportionnellement à leurs rigidités relatives, ainsi que les sollicitations résultants de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage, ceci est à vérifier pour des structures en zone sismique (III).

On adoptera le système de contreventement mixte (4a) (**Réf 03 : Art 3-4-A p 27 du RPA99**), après l'étude dynamique qu'ont va entamer dans le 4<sup>ème</sup> chapitre, ce choix, peut ne pas être définitif.

### I.5.2 Zone sismique et importance de l'ouvrage : (**Réf 04 : Art 3.1 et 3.2 du RPA 99/2003**)

Le bâtiment est implanté dans une région de forte sismicité (III) et considéré comme un ouvrage d'importance moyenne (**groupe d'usage 2B**), car :

- l'ouvrage est destiné à l'usage d'habitation avec une hauteur  $H = 24,48 \text{ m} < 48 \text{ m}$ .
- l'ouvrage peut accueillir simultanément 254 personnes  $< 300$  personnes.
- Existence d'un parking de stationnement au niveau du sous sol.

### **I.5.3 Le site d'implantation (selon la disponibilité des essais) :**

Les résultats de l'étude géotechnique et essais in-situ (pénétromètre, pressiomètre, SPT... etc.) sur le terrain d'implantation, on détermine la contrainte admissible du sol :  $\overline{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bar} = 0.2 \text{ MPa} = 200 \text{ kN/m}^2$

### **I.5.4 La configuration de l'ouvrage : (Réf 05 : Art 3.5 du RPA 99/2003)**

**A/ régularité en plan :** Le présent ouvrage représente une irrégularité en plan, puisque les 04 conditions exigées par le RPA99/2003, ne sont pas toutes vérifiées. À savoir :

- 1)- Les plans de coffrage de tous les niveaux, représente une configuration dissymétrique vis-à-vis des deux directions orthogonales  $L_x$  et  $L_y$ .
- 2)- La somme de la longueur des parties saillantes ou rentrantes du bâtiment, représente plus de 25% de la longueur totale de l'ouvrage ( $L_y$ ) suivant la direction  $y-y'$  et la somme de leurs largeurs aussi représente plus de 25% de la largeur totale du bâtiment ( $L_x$ ), tel que :

$$L_x = 17.05 \text{ m} \Rightarrow 25\% \text{ de } L_x = 4.26 \text{ m.}$$

$$\sum L \text{ des parties saillantes suivant l'axe } x-x' = 4 \times 1.35 \text{ m} = 5.4 \text{ m} \Rightarrow 5.4 \text{ m} > 4.26 \text{ m} \Rightarrow \text{C.N.V}$$

$$L_y = 18.00 \text{ m} \Rightarrow 25\% \text{ de } L_y = 4.5 \text{ m}$$

$$\sum L \text{ des parties saillante suivant l'axe } y-y' = 2(1.90) + 2(5.10) + 4(0.5) = 16 \text{ m}$$

$$\Rightarrow 16 > 4.5 \text{ m} \Rightarrow \text{C.N.V}$$

Donc, on dit que la structure du bâtiment est irrégulière en plan, puisque une de ses conditions n'est pas respectée.

**B/ régularité en élévation :** D'après le RPA99/2003, la structure qu'il n'est pas régulière en plan, ne peut être considérée comme régulière, même si elle est régulière en élévation, et vis vers ça.

**⇒ Donc notre structure présente une irrégularité en plan et en élévation.**

### **I-6- Conception structurel :**

#### **A/ Les fondations :**

La fondation est l'élément de l'infrastructure qui est situé à la base de la structure, elle constitue une partie importante de l'ouvrage. Elle assure la transmission des charges et surcharges, reçu par les éléments de la superstructure au sol, par sa liaison directe avec ce dernier. Le choix de leur type et leur dimensionnement, ainsi que leur ferrailage, dépend du type du sol d'implantation (sa capacité portante, ses caractéristiques mécanique et géotechnique...) et de l'importance de l'ouvrage (la charge totale reprise par la fondation), pour ce présent ouvrage, le type de fondation sera définies dans le chapitre de l'infrastructure.

#### **B/ les voiles :**

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place (formes de mur en BA), leur fonction dans un bâtiment dépend du type d'ossature, pour le notre, leur fonction est de reprendre une partie des charges verticales, d'une part et d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des sollicitations horizontales d'autres parts, (reprennent 20% des charges verticales et la totalité des charge horizontales).

## Comportement des bâtiments en voiles en béton armé :

Comparativement à d'autres systèmes de contreventement, tels que ceux composés de portiques, les structures en voiles en béton armé présentent, particulièrement en zone sismique, plusieurs avantages :

- \_ Leur présence limite les déformations latérales,
- \_ Leur rigidité permet de protéger les éléments non-structuraux et quelques poteaux existants,
- \_ Leur présence permet de s'affranchir du difficile problème posé par la réalisation des nœuds de portiques.

Ces différentes raisons d'ordre structural et économique poussent à promouvoir l'utilisation de ces structures en zone sismique.

On distingue :

- **Voiles périphériques** : Disposés à la périphérie du bâtiment, au niveau du sous sol, destinés à reprendre les efforts de poussées et de butées des terres du talus.

- **Voiles de contreventement** : Destinés à reprendre les efforts horizontaux et une partie des efforts verticaux.

### C/ les portiques :

Ils sont en béton armé, constitués de poutres et de poteaux (forme de cadre), représentent le squelette d'un bâtiment, leur fonction aussi dépend du type d'ossature, pour ce cas là, c'est de reprendre la majorité des charges verticale, et en plus, 25% au minimum de l'effort tranchant d'étage.

### D/ les planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment (la base d'un niveau (n) est le toit d'un autre qui est en dessous (n-1)). Leurs fonctions généralement dans un bâtiment est :

- Supporter et transmettre les charges et surcharges aux éléments porteurs de la structure (transmission des charges surfacique aux poutres principales, en les convertissant en charges linéaire uniformément réparties (participent à la stabilité de la structure).
- Isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.

Il y a deux types de planchers :

#### Plancher en corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place, espacées de 65 cm par un corps creux (hourdis), et d'une table de compression en béton armé reposant sur l'ensemble, d'une épaisseur comprise entre 4 et 10 cm.



Figure I-1 : Plancher à corps creux

### **Dalle pleine en béton armé :**

Ce sont des panneaux en béton armé d'épaisseur comprise généralement entre 10 et 20 cm, jouent le même rôle que les planchers en corps creux, sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux, en particulier, pour les balcons et les loggias.

Ce type de plancher est déconseillé pour des surface assez importante à cause de :

- leur temps et leur coût de réalisation est assez important.
- consomment plus de matériaux de base, (béton et acier).
- difficultés dans le coffrage.
- assez de poids par rapport à un plancher en corps creux.

On a opté pour un plancher semi-préfabriqué en « Poutrelles+corps creux +dalle de compression», pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation et le faible coût, comparé à d'autres types de planchers.
- Réduire le poids du plancher avec du coffrage perdu en corps creux et par conséquent l'effet sismique.
- Une bonne isolation thermique et phonique.

Néanmoins, il existe des zones où on a opté pour les dalles pleines, à cause de leurs faibles surfaces, et ça dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles adaptées à ces zones.

### **E/ les Escaliers :**

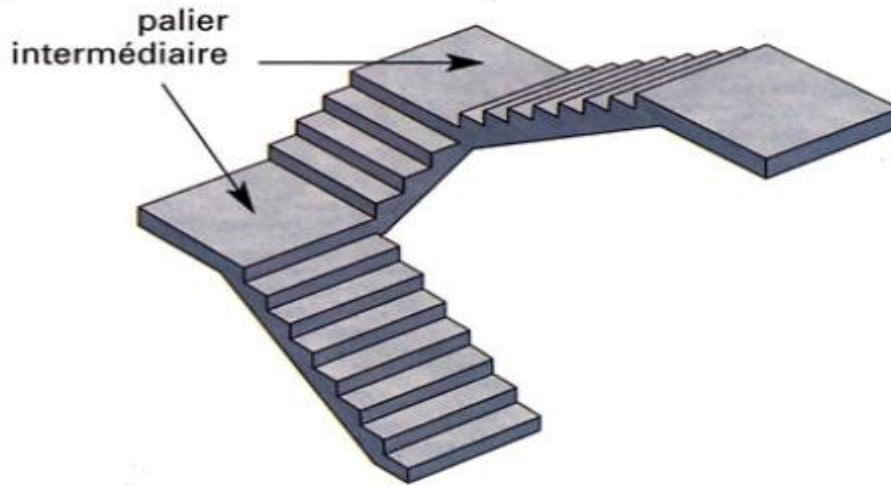
Sont des éléments non structuraux en béton armé, coulé sur place, étage par étage, permettant le passage d'un niveau à un autre, composé de deux volées et des paliers.

Les paliers sont des dalles pleines coulés simultanément avec les autres composants de l'escalier et ils s'insèrent généralement là où :

- La longueur limite de la volée est atteinte (maximum 25m) (**Réf 06 : Cours des escaliers**) ainsi que sont angle d'inclinaison, (délimitation de la volée, tel que  $\alpha \leq 45^\circ$ ).
- Il est recommander d'effectuer un demi tour pour le déplacement inter étage, (en parle de palier de repos, repose sur des poutres palières).
- En commence la monter d'un escalier ou en la finira, (en parle de paliers de départ et d'arrivée).

La volée d'un escalier est composée d'un panneau de dalle incliné à un angle normalisé et un ensemble de giron (marches et contres marches) coulées ensemble.

Ici, nous avons un seul types d'escaliers : Escalier à volées droites avec paliers intermédiaires au niveau du RDC jusqu'au 7eme étage.



**Figure I.2 :** schéma en 3D d'un Escaliers à volées droites avec paliers intermédiaires

**F/ Maçonnerie :** On distingue :

Mur extérieur (double paroi).

Mur intérieur (simple paroi).

La maçonnerie la plus utilisée en ALGÉRIE est en briques creuses avec du mortier de maçonnerie (ciment+ le sable lavé + l'eau), le ciment utilisé est de classe : CPJ 32,5 N dosé à  $300\text{kg/m}^3$ .

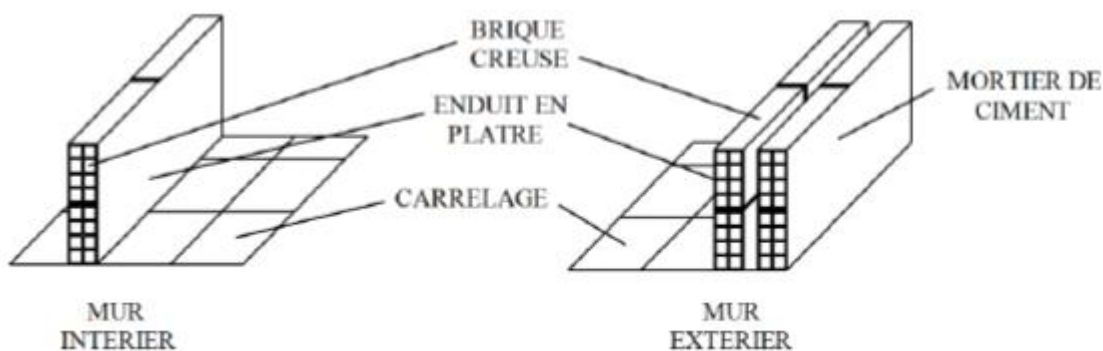
Pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

a. Murs extérieurs :

Le remplissage des façades est en maçonnerie composées d'une double cloison en briques creuses à 8 trous de 10 cm d'épaisseur, avec une lame d'air de 5 cm d'épaisseur (comme isolation thermique).

b. Murs intérieurs :

Les cloisons de séparation, sont en brique creuse de 10 cm d'épaisseur, en une seul paroi.



**Figure I.4 :** murs intérieurs et extérieurs.

**G/Revêtements :** Les revêtements utilisés sont comme suit :

- Carrelage, dalle de sol et seuil en marbre pour les planchers et les escaliers.
- Faïence pour les salles d'eaux et cuisines et la moitié inférieure des cloisons du vestibule.
- Mortier de ciment pour les murs de façades, cages d'escaliers et la moitié inférieure des cloisons intérieures (les cloisons de séparation des chambres).
- Enduit Plâtre pour la moitié supérieure des cloisons intérieures et du vestibule.

- Enduit ciment pour les plafonds.
- Plafonds en parois mince en PVC pour les salles d'eau et cuisines.

### **H/ L'acrotère :**

C'est une sorte de petit mur en béton armé qui se réalise généralement tout le tour de la terrasse d'un bâtiment, serve comme garde corps contre toute chute brusque de corps humaine ou d'autres objets libres sur la terrasse, ainsi qu'elle empêche les eaux pluvial susceptible de s'accumulées sur la terrasse, de ce couler sur les parois de la façade extérieure, ce qui protège la bâtisse contre l'infiltration de ces eux à travers les murs de façade à l'intérieure.

Cette élément ne joue aucun rôle dans le système de contreventement et ne participent à aucune portance ni stabilité de l'ouvrage, c'est un élément secondaire et parfois juste décoratif.

**H/ Système de coffrage :** On utilise un coffrage classique en bois pour les poutres, les panneaux de dalles, et un coffrage métallique pour les poteaux. Pour les voiles, en a opté pour un coffrage banches et coffrages-tunnels (plaques de contreplaqué multiple) de façon à économiser le temps et le coût d'exécution.

### **I.7) Les Unités de calcul :**

Nous utilisons les unités du système international soit :

Pour les longueurs le mètre (m), Pour les forces le newton (N). Cela nous donne :

Pour les moments : le newton-mètre (N.m) et ses multiples : le kilo newton-mètre (KN.m) et le méga-newton-mètre (MN.m).

Pour les contraintes et les modules d'élasticités : le pascal (Pa) tel que  $1 \text{ Pa} = 1 \text{ N/m}^2$  et ses multiples le kilo pascal ( $1 \text{ Kpa} = 10^3 \text{ Pa}$ ) et le méga-pascal ( $1 \text{ Mpa} = 10^6 \text{ Pa}$ ). C'est cette unité qui est la plus utilisée en BA.

**NOT :**  $1 \text{ Mpa} = 10 \text{ bar} = 10 \text{ daN/cm}^2$

### **I.8) Caractéristique mécaniques des matériaux :**

#### **I.8.1) Le béton :**

Le béton est un mélange optimal de :

- Liant hydraulique (ciments portland).
- granulats naturels ou artificiels (concassés), tel que : sables, gravillons, graviers...
- Eau d'hydratation pour le liant.
- éventuellement des adjuvants (entraîneur d'air, plastifiant, hydrofuge, . . .).

Sa prise et son durcissement s'effectuent dans l'air ou dans l'eau. Ses principales caractéristiques sont :

- Une bonne résistance à la compression.
- Une mauvaise résistance à la traction.

Un poids volumique compris entre  $22$  et  $24 \text{ KN/m}^3$  environ et  $25 \text{ KN/m}^3$  pour le béton armé.

**A) Domaine d'application : (Réf 07 : Art A. 1 du BAEL 91/99)** précise les domaines d'application ainsi que le principe des justifications. Cet article écarte du domaine d'application :

Les constructions en béton non armé ou en béton léger,

Les structures mixtes acier béton et les éléments soumis à des températures s'écartant des influences climatiques normales, De plus, un dosage en ciment de  $300 \text{ kg/m}^3$  au minimum est requis.

Le ciment utilisé est de type **CPA CEMI** de classe de résistance à la compression à 28 jours de : 42,5 MPa, dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> dans le béton.

La composition du béton sera fixée par le laboratoire spécialisé à partir d'une étude de la granulométrie du mélange (la courbe granulométrique logarithmique) (**Réf 08 : cours TMC**) qui se base sur les résistances désirées par le cahier des charges et celui des clauses techniques général, le CDC et le CCTG, à partir des essais de résistance.

Le dosage courant par un m<sup>3</sup> sera comme suit :

**Granulats :**

**Sable** : 380 à 450 dm<sup>3</sup> (Dg ≤ 5 mm). Le sable et le gravier formant le squelette du matériau.

**Gravillons** : 750 à 850 dm<sup>3</sup> (Dg ≤ 25 mm).

**Ciment** : 350 kg/m<sup>3</sup>. Le ciment, assurant la cohésion entre les différents grains du squelette.

**Eau de gâchage** : 150 à 200 L. l'eau est le réactif chimique provoquant la prise du ciment (Les réactions d'hydratation).

**Des adjuvants, plastifiants, hydrofuge** : (**Réf 09 : cours du bpe**) Influencent sur certaines propriétés ou comportements du béton, ils s'ajoutent à la composition dans le cas des bétons formulés dans des centrales loin du chantier, qui nécessitent du transport à long distances (plus de 50km), le cas des bétons pré-emplois.

**B) La résistance caractéristique du béton à la compression :**

Le béton est défini du point de vue mécanique, par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours à partir du temps de durcissement.

Pour l'établissement des projets et dans les cas courants, cette résistance à la compression à 28 jours, dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée), elle est notée **f<sub>c28</sub>** et choisie en fonction des conditions de fabrication du béton, de la classe du ciment utilisé et de son dosage par m<sup>3</sup>.

La résistance à la compression est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolutions de 200 cm<sup>2</sup> de section et d'une hauteur double de leur diamètres (Ø = 16 cm) et (h = 32 cm)

Les essais ont pour objet de déterminer ou contrôler les résistances caractéristiques avec une probabilité de 85 à 90 % d'être réellement atteintes ou dépassées.

Lorsque l'âge du béton est inférieur à 28 jours, on prend en compte les calculs de résistance **f<sub>cj</sub>** valeur caractéristique à **j** jours qui est obtenue, suivant les cas, par les formules suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

et

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

(**Réf 10 : Art. A.2.1,11/BAEL 91 modifié 99**).

Pour **j > à 28** jours, **f<sub>cj</sub>** est conventionnellement prise égale à **f<sub>c28</sub>** lorsque il s'agit de vérifier la résistance des sections.

**f<sub>cj</sub>** : la résistance de béton à la compression a 'j' jours.

**J** : nombre de jours.

$f_{c28}$  : la résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours.

Pour les éléments principaux, le béton doit avoir une résistance au moins égale à 22 MPa et au plus égale à 45 MPa. (Réf 11 : Art.7.2.1 RPA99).

Pour un dosage courant de  $350 \text{ Kg/m}^3$  de ciment de type CPA CEM I de classe de résistance minimale à 28 jours de **42.5 MPa** (avec une résistance garantie de 40 MPa), la résistance caractéristique en compression du béton à 28 jours est estimée à **25 MPa** ( $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ).

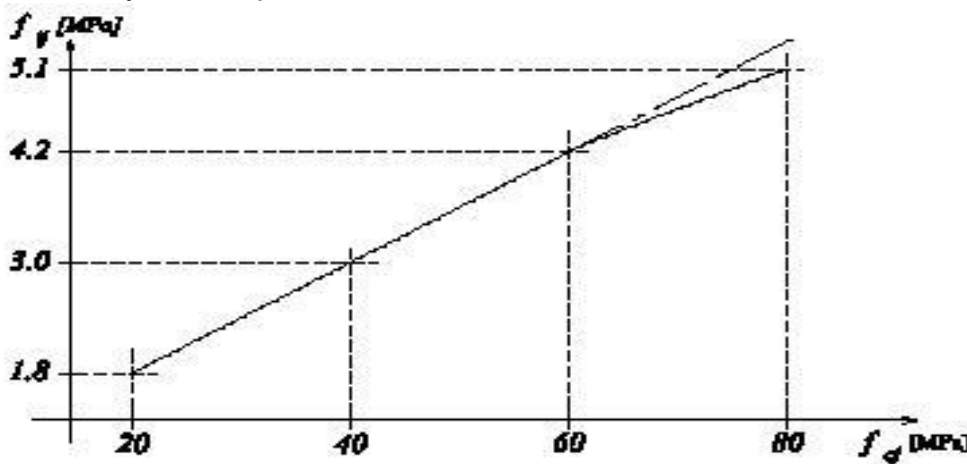
Pour l'étude de ce projet on prendra :  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ .

**C) La résistance caractéristique du béton à la traction : (Réf 12 : Art A.2.1,12/BAEL91 modif 99)** La résistance caractéristique du béton à la traction à j jours noté  $f_{tj}$  est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa}$$

$$f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa}$$

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{avec : } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa. D'où : } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$



**Figure II.1 :** Évolution de la résistance du béton à la traction en fonction de celle à la compression.

**D) Modules de déformation longitudinale du béton : (Réf 13 :Art. A.2.1.2/BAEL91 modifié99)**

Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée,  $E = \sigma/\epsilon$

Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de module :

**D.1) Module de déformation instantané :**

On admet la relation suivante sous des contraintes normales d'une durée d'application  $< 24 \text{ H}$ .

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{Tel que : } i : \text{ désigne instantané et } j : \text{ le temps en jour.}$$

$$\text{Pour : } f_{cj} = 25 \text{ MPa, } E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{25} = 32164,2 \text{ MPa.}$$

**D.2) Module de déformation différé :**

Cette déformation du béton est due sous l'effet des actions de longues durées (**le fluage**), Un élément de béton comprimé admet dès l'application de la charge, une déformation instantanée. Mais au cours du temps, cette déformation va continuer à croître du fait du fluage (déformation dans le temps, sous charge constante) et sera même trois fois plus importante que la déformation instantanée. Cette déformation est notée  $E_{vj}$  et donné par la relation suivante :

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \Rightarrow E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,8 \text{ MPa.}$$

A défaut de mesures, on estime que le raccourcissement unitaire dû au retrait atteint les valeurs suivantes dans le cas de pièces non massives à l'air libre :

$1,5 \cdot 10^{-4}$  Dans les climats très humides. /  $2 \cdot 10^{-4}$  Dans les climats humides.

$3 \cdot 10^{-4}$  Dans les climats tempérés secs. /  $4 \cdot 10^{-4}$  En climat chaud et sec.

$5 \cdot 10^{-4}$  En climat très sec ou désertique.

### D.3) Module de déformation transversale du béton :

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :  $G = \left[ \frac{E}{2(1+\nu)} \right]$  Avec :

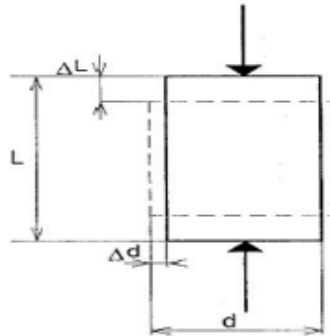
$E$  : Le module d'élasticité longitudinal (module d'Young) et  $\nu$  : coefficient de poisson.

**Coefficient de poisson** : c'est le rapport entre la déformation transversale relative  $\Delta d$  et la déformation longitudinale relative  $\Delta L$ , tel que :

$\Delta L$  : raccourcissement longitudinal.

$\Delta d$  : gonflement transversal.

$\nu = \Delta d / \Delta L$  coefficient de Poisson.



Le coefficient de Poisson  $\nu$  est pris égal à 0 pour le calcul des sollicitations à l'ÉLU (Béton fissuré) et à 0,2 pour le calcul des déformations à l'ELS (Béton non fissuré).

Pour déterminer la valeur du module de cisaillement  $G$ , à l'ELS, nous utilisons le module de déformation instantané du béton pour considérer uniquement le cisaillement du béton à l'instant d'application de la charge,

$$\Rightarrow G = \left[ \frac{E_{ij}}{2(1+\nu)} \right] = \left[ \frac{32164,2}{2(1+0,2)} \right] = 13401,75 \text{ MPa.}$$

**Le fluage du béton** : C'est le phénomène de déformation dans le temps, sous une charge fixe constamment appliquée. Le fluage varie surtout avec la contrainte moyenne permanente imposée au matériau.

**Le retrait du béton** : c'est la diminution de la longueur d'un élément de béton, il est du notamment :

- Au retrait avant prise : c'est une évaporation d'une partie de l'eau que contient le béton.
- Retrait thermique : du au retour de béton à la température ambiante après dissipation de la chaleur de prise du béton.
- Retrait hydraulique : du à une diminution de volume résultant de l'hydratation et du durcissement de la pâte de ciment.

### I.8.2) ACIER :

#### A) Généralité : (Ref 14 : Cours de CM, L3.GC)

L'acier est un alliage de fer et de carbone renfermant au maximum 2 % de ce dernier élément. La fonte contient, quant à elle, de 2 à 5 % de carbone.

Contrairement à cette dernière, l'acier est un métal ductile (qui peut être déformé de façon permanente sans se rompre), il peut subir des changements de forme par traction ou extension à chaud ou à froid. Il est susceptible d'acquérir une grande dureté lorsqu'il est chauffé à une température suffisamment élevée et refroidi à une vitesse assez grande. Un des défauts majeurs des aciers ordinaires sont l'oxydation et la corrosion par des attaques qui peuvent se produire par l'action de gaz ou de liquides plus réactifs. Ils existent comme désignations : les aciers alliés et les non alliés :

## 1 : Aciers non alliés :

- Ils sont destinés à la construction soudée, à l'usinage, au pliage, etc. On distingue :
- le type S qui correspond à un usage général de base (construction de bâtiment...);
- le type P pour usage dans les appareils à pression ;
- le type L pour les tubes de conduites ;
- le type E pour la construction mécanique ;
- le type R pour les rails.

\* **Aciers non alliés d'usage général** : ils sont désignés par la lettre **S** suivie d'un nombre à 3 chiffres indiquant la valeur minimale de **Fe** (limite élastique) en MPa ; Cette désignation est précédée de la lettre **G** pour les produits moulés.

Le tableau ci-dessous représente les valeurs nominales de la résistance **fy** et de la résistance ultime à la traction **fu** pour l'acier de construction laminé à chaud :

Norme et Nuance d'acier	Epaisseur nominale de l'élément <i>t</i> [mm]			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]
<b>EN 10025-2</b>				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	410	550
<b>EN 10025-3</b>				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
<b>EN 10025-4</b>				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
<b>EN 10025-5</b>				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490
<b>EN 10025-6</b>				
S 460 Q/QL/QL1	460	570	440	550

## B) Présentation :

Les aciers utilisés en BA sont les aciers non alliés d'usage général de nuance douce (0,15 à 0,25 % de carbone) et les aciers de nuance mi-dure et dure (0,25 à 0,40 % de carbone).

Les armatures du béton armé sont des aciers en forme de barres de longueur maximale de 12 m, qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surfaces (Rond Lisse, Haute Adhérence).

**C) Types d'aciers utilisés** : On utilise pour le béton armé, les ronds lisses, les armatures à haute adhérence et les treillis soudés.

Les normes de l'acier, dénonçaient que sont poids volumique est de 78,5 KN/m<sup>3</sup>.

**C-1) Les ronds lisses (RL) :** Ce sont des aciers doux, laminés à chaud et de surface lisse, ne présentant aucune aspérité. Les nuances utilisées sont les FeE215 et FeE235.

**C-2) Les armatures à hautes adhérences (HA) :** Elles sont obtenues par laminage à chaud d'un acier naturellement dur. Ces armatures ont leur surface marquée par des crénelures de formes diverses de façon à assurer une meilleure adhérence avec le béton. Ces aciers existent dans les nuances FeE400 et FeE500.



**Figure II.5 :** Acier à haute adhérence.

On trouve des barres de longueur variant de 6 m à 12m, lisses ou à haute adhérence, pour les diamètres  $\varnothing$  normalisés suivants (en mm) : **5 - 6 - 8 - 10 - 12 - 14 - 16 - 20 - 25 - 32 - 40 (mm).**

**C-3) Les treillis soudés (TS) :** Ces derniers se présentent soit en rouleaux, soit en panneaux de dimensions normalisées. Leur largeur standard, est de 2,40 m, la longueur des rouleaux est de 50 m et celle des panneaux est de 4,80 m ou 6 m.

Les treillis soudés sont constitués par des fils qui se croisent perpendiculairement et soudés électriquement à leur croisement. On distingue :

Les treillis soudés à fils Tréfiles dits TSL, de nuance Fe E355.

Les treillis soudés à fils de haute adhérence dits TSHA, de nuance FeE500.

#### **D) Caractéristiques mécaniques :**

En dépit des vertus du béton vis à vis de sa résistance à la compression, il présente un mauvais atout par rapport à la traction d'où vient la nécessité de l'acier qui résiste aussi bien à la traction qu'à la compression.

Le caractère mécanique qui sert de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie désignée par **Fe**, elle varie en fonction du type d'acier, (voir le tableau ci-dessus).

##### **D.1) Module d'élasticité longitudinale $E_s$ et transversale (ou de cisaillement) $G$ :**

C'est le même quelque soit la nuance de l'acier  $E_s=2.10^5$  MPa, ainsi que  $G= E_s / 2(1+\nu)$ .

**(Réf 15 : Art A2.2.1 BAEL 91).**

- **Coefficient de poisson  $\nu$  :**

Le coefficient de poisson des aciers il est pris égal à :  $\nu=0.3$ , selon les normes **EN de L'EUROCODE 03**

- **Le coefficient de dilatation thermique  $\alpha$  :**  $\alpha= 2 \cdot 10^{-5}$  mm<sup>2</sup>/c°

##### **I.9) La Théorie des états limites : (Réf 16 : cours du BA Suivant les Règles BAEL 91 -modifié 99).**

Tous les calculs qui vont suivre au cours de cette étude, seront basés sur la théorie des états limite.

Un état limite est un état au de la duquel une structure ou un des éléments constitutifs cesseront de remplir les fonctions pour lesquelles ils sont conçus.

Cet état correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme, (Flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture) qui conduisent à la ruine de l'ouvrage.

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter pendant toute sa durée de vie, des sécurités suffisantes vis-à-vis :

- De sa ruine ou de celle de l'un quelconque de ses éléments (effondrement de tout ou partie du bâtiment).
- D'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect, le confort des usagers.

Tout état limite au-delà duquel une structure ou une partie de la structure ne remplit pas une des conditions précédentes est dit **état limite**. Il convient donc de toujours être en deçà des états limites pour être en sécurité lors de l'exploitation de l'ouvrage.

Le BAEL distingue deux catégories d'états limites :

**I.9.1) Les états limites ultimes (ÉLU) :** qui correspondent à la ruine de l'ouvrage ou d'une partie de l'ouvrage, en distingue :

- état limite ultime d'équilibre statique (renversement d'un mur de soutènement, . . .).
- état limite ultime de résistance (des matériaux constitutifs...).
- état limite ultime de stabilité de forme (flambement, . . .).

**a) Hypothèses caractéristiques de l'ÉLU :**

- Les sections planes normales à la fibre moyenne avant déformation, restent planes après déformation (hypothèse de Navier).
- Le glissement relatif n'a pas lieu entre les armatures et le béton (association béton-acier).
- La résistance à la traction du béton est négligée.

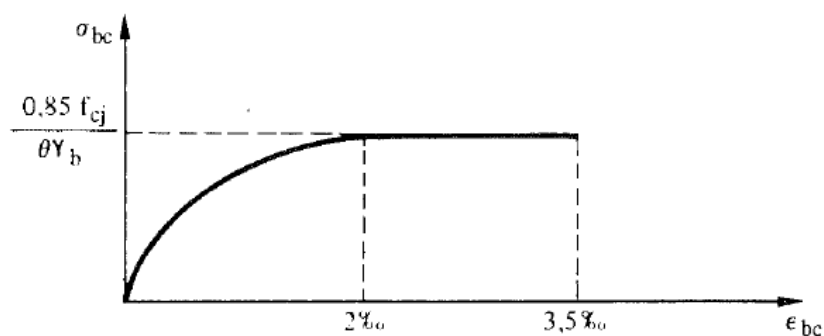
Nous mettons en évidence des hypothèses propres à l'ÉLU qui sont :

- Les diagrammes déformations-contraintes sont définis pour :
  - Le béton en compression.
  - L'acier en traction et en compression.

**b) Diagramme déformations-contraintes du béton à l'ELU :**

**b.1) Diagramme parabole-rectangle :** Le diagramme déformation - contraintes du béton pouvant être utilisé dans tous les cas, est le diagramme de calcul dit « **parabole-rectangle** », définie par

(Réf 17 : A.4.3, 41 du BAEL 91\_99).



**Figure II.2 :** diagramme parabole - rectangle.

$\sigma_{bc}$  : contrainte de compression du béton.

$f_{cj}$  : résistance caractéristique du béton en compression à j jours.

$f_{bu}$  : résistance conventionnelle ultime à la compression.

$\epsilon_{bc}$  : déformation du béton en compression.

La valeur  $f_{bu}$  de la contrainte de calcul pour un raccourcissement compris entre 2‰ en compression et 3,5‰ en flexion-compression est :  $f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$  dans le cas général (situation courante).

$\gamma_b = 1,15$  pour les combinaisons accidentelles.

$\Theta$  : dépend de la durée d'application des charges.

$\Theta = 1$  lorsque la durée probable d'application des charges considérées est supérieure à 24 heures.

$\Theta = 0,9$  lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures.

$\Theta = 0,85$  lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

Pour notre cas, on trouve :

Cas	Courant	Accidentelle
	$\gamma_b = 1,5 ; \Theta = 1$	$\gamma_b = 1,15 ; \Theta = 1$
$f_{bu}$ (MPa)	14.17	18.48

## b.2) Diagramme rectangulaire :

Lorsque la section est partiellement comprimée (cas de la flexion simple), nous pouvons remplacer le diagramme parabole-rectangle par un diagramme rectangulaire simplifié suivant :

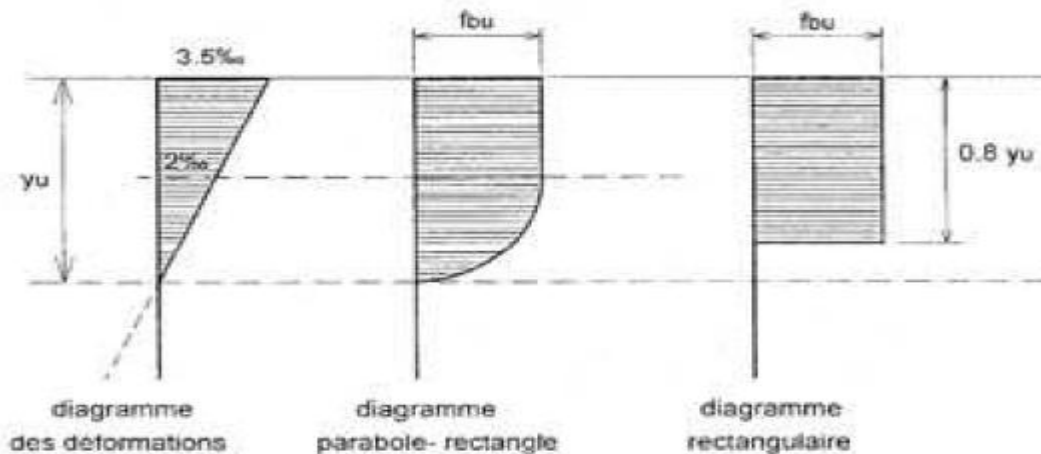


Figure II.3 : diagramme rectangulaire.

## I.9.2) L'états limite de service (ELS) :

L'État Limite de Service (ELS) correspond à des états de la structure lui causant des dommages limités ou à des conditions au-delà desquelles les exigences d'aptitude au service spécifiées pour la structure ou un élément de la structure ne sont plus satisfaites (fonctionnement de la structure ou des éléments structuraux, confort des personnes, aspect de la construction).

Ils sont relatifs aux critères d'utilisation courants : déformations, vibrations, durabilité, leur dépassement peut entraîner des dommages à la structure mais pas sa ruine.

Les États Limites de service courants concernent :

- La limitation des contraintes,
- La limitation des flèches.
- État limite de résistance à la compression du béton.
- État limite d'ouverture des fissures (corrosion des armatures).

**a) Hypothèse caractéristique de L'ELS :**

En plus des hypothèses communes aux états limites ultimes et de service à savoir :

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est néglige.

Nous mettons en évidence les hypothèses propres à l'état limite de service vis-à-vis de la durabilité de la structure.

- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations :  $\sigma_{bc} = E_b \cdot \epsilon_{bc}$  ;  $\sigma_b = E_s \cdot \epsilon_b$

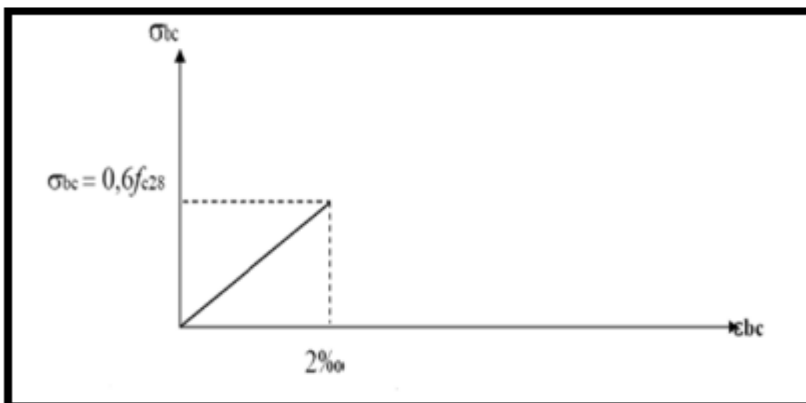
Le coefficient d'équivalence n à pour valeur 15, tel que :  $n = \frac{E_s}{E_b}$

**b) État limite de résistance à la compression du béton : (Art. A 4.5, 2 BAEL)**

( $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ ) : Cette vérification concerne la contrainte de compression développée dans le béton, elle est limitée à l'ELS à :

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28}, \quad \overline{\epsilon_{bc}} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa.}$$

Dans le cas de la compression simple, le diagramme contrainte-déformation est considéré linéaire et la contrainte limite est donnée par :  $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28}$



**c) Contraintes normales et tangentielles (Réf 18 : Art : A5.1, 21 BAEL) :**

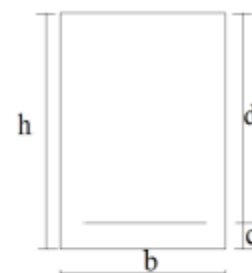
Les contraintes normales selon la RDM, se déterminent par des formules qui varient en fonction des différentes sollicitations en flexion (flexion simple, composée et déviée). Ce que nous allons voir dans les prochains chapitres.

**Contrainte tangentielles limite de cisaillement :**

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau = \frac{V u}{b \cdot d}$$

Avec :  $V_u$  : effort tranchant dans la section étudiée ;



**b** : largeur de la section cisailée ;

**d** : hauteur utile (h-c), **h** : hauteur totale de la section et **C** : l'enrobage des aciers.

La contrainte tangentielle conventionnelle  $\tau = Vu / b.d$  doit satisfaire aux états limites ultimes les conditions suivantes : (dans le cas d'armatures droites) :

$$\tau_u = \min \left[ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right] \implies \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u = \min \left[ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right] \implies \text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

- Dans le cas où les armatures d'âme sont inclinées à 45° sur l'axe de la poutre, la contrainte  $\tau_u$  doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

$$0.27 f_{cj} / \gamma_b \quad \text{et} \quad 7 \text{ MPa (ou N/mm}^2\text{)}$$

- Dans le cas particulier des sections circulaires, on pourra adopter :

$$\tau_u = \frac{1.4 V_u}{\varnothing d}$$

### I.9.3) Contrainte limite de l'acier :

#### A) Contrainte limite ultime (ÉLU) :

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par :

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s \quad \text{Avec : } \sigma_{st} : \text{Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.}$$

**f<sub>e</sub>** : Limite d'élasticité en MPa. / **γ<sub>s</sub>** : Coefficient de sécurité tel que :

**γ<sub>s</sub>** = 1,15 en situation courante. / **γ<sub>s</sub>** = 1,00 en situation accidentelle.

*NOTE* : L'origine de **γ<sub>s</sub>** est la prise en compte du mauvais positionnement des barres dans le coffrage et des dispersions possibles entre les essais de laboratoire et la réalité.

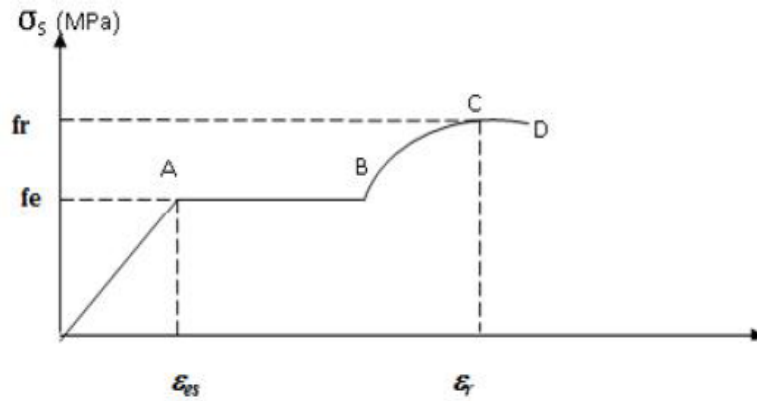
Les résultats de **σ<sub>st</sub>** pour les aciers couramment utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

Limite d'élasticité et situation.	Courante : <b>γ<sub>s</sub></b> = 1.15	Accidentelle : <b>γ<sub>s</sub></b> = 1
f <sub>e</sub> = 235 MPa	σ <sub>st</sub> = 204.35 MPa	σ <sub>st</sub> = 235 MPa
f <sub>e</sub> = 400 MPa	σ <sub>st</sub> = 347.83 MPa	σ <sub>st</sub> = 400 MPa
f <sub>e</sub> = 520 MPa	σ <sub>st</sub> = 452.17 MPa	σ <sub>st</sub> = 520 MPa

**Tableau I.1** : Les contraintes des aciers utilisés.

- **Diagramme contraintes-déformation (l'acier en traction et en compression) :**

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple. (Réf 19 : [Art A.2.2.2/BAEL 91].



**Figure II-6 :** Diagramme réelle de Contrainte-déformation de l'acier en traction.

Les paramètres représentés sur la figure sont définis comme suit :

**fr** : Résistance à la rupture.

**fe** : Limite d'élasticité.

**ε<sub>es</sub>** : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier.

**ε<sub>r</sub>** : Allongement à la rupture.

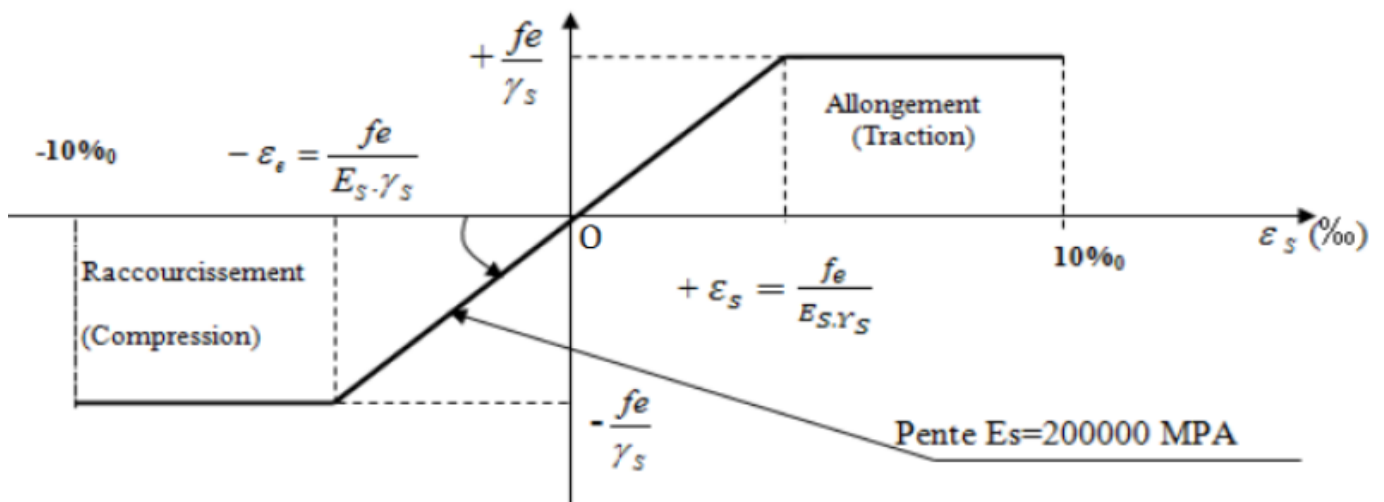
On distingue du diagramme précédent 04 parties :

- Zone OA : Domaine élastique linéaire.
- Zone AB : Domaine plastique.
- Zone BC : Domaine de raffermissment.
- Zone CD : Domaine de striction.

**NOT** : les déformations sont linéaires et réversibles suivant la loi de Hooke.

Dans le cas relatif aux états limites, nous utiliserons le diagramme simplifié (de calcul) suivant :

On limite l'allongement des aciers à la valeur à 10‰, c'est-à-dire, la déformation **ε<sub>s</sub>** est une limite qu'il faut éviter de dépasser.



**Figure II.7 :** diagramme de calcul contraintes-déformation de l'acier en traction et en compression

- Cas de traction :
- Droite OA (domaine élastique) **ε<sub>s</sub> = fe/Es. γ<sub>s</sub>**

- AB d'ordonnée (domaine plastique)  $\sigma_s = f_e / \gamma_s$

- B correspond à un allongement  $\epsilon_s = 10 \text{ ‰}$

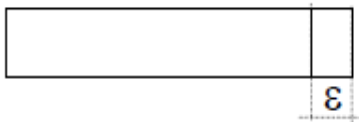
- Cas de la compression : Diagramme symétrique à celui de la traction par rapport à l'origine O.

## B) Contrainte limite de service (ELS) :

### B.1) Hypothèses et données :

En plus des hypothèses communes définies précédemment nous mettons en évidence des hypothèses propres à l'ELS qui sont :

Le béton et l'acier seront considérés comme des matériaux linéaires élastiques, donc on leur applique la loi de HOOKE  $\Leftrightarrow \sigma = E \cdot \epsilon$



$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b = E_b \cdot \epsilon_b \\ \sigma_a = E_a \cdot \epsilon_a \end{array} \right\} \Rightarrow \epsilon_s = \epsilon_b \Rightarrow \frac{\sigma_b}{E_b} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$\sigma_s = \sigma_b \cdot \frac{E_s}{E_b} \quad \text{On a} : \quad \frac{E_s}{E_b} = n \quad n : \text{coefficient d'équivalence.}$$

### Coefficient d'équivalence n :

Le coefficient d'équivalence est conventionnellement fixe à 15. Il correspond au rapport du module d'élasticité longitudinal de l'acier à celui du béton.

Le rapport  $n = E_s / E_b$  varie de 7 à 20.

-Pour les bétons à hautes performances (BHP) quand  $f_{c28} > 60 \text{ MPa}$ , Le coefficient d'équivalence 'n'a pour valeur conventionnelle  $n = 9$ .

### B.2) État limite d'ouverture des fissures : (Réf 20 : Art A.4.5,32/BAEL91 modifier 99)

- Notion de type de fissuration :

Les contraintes limites de traction des aciers dépendent des cas de fissurations, d'où la nécessité de limiter les ouvertures des fissures (risque de corrosion des armatures) et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service, d'après les règles du BAEL91. On distingue trois cas d'état limite d'ouvertures des fissures :

**a) Fissuration peu nuisible ou peu préjudiciable** : La fissuration est considérée comme peu nuisible lorsque les éléments étudiés sont couverts (non exposé aux agressions extérieures).

Exemples : poutres, poteaux, planchers ... :  $\overline{\sigma_{st}} = f_e / \gamma_s$ ,

Les résultats de  $\overline{\sigma_{st}}$  des nuances récentes sont résumés dans le tableau suivant :

$f_e = 235 \text{ MPa}$	$\overline{\sigma_{st}} = 205 \text{ MPa}$
$f_e = 400 \text{ MPa}$	$\overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa}$

**b) Fissuration préjudiciable** : La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments étudiés sont exposés aux intempéries ou à des condensations, ou peuvent être alternativement noyés et émergés en eau douce. Exemples : acrotère, balcons, fondations ...

$$\overline{\sigma_{st}} \leq \min \left[ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}} \right] ; \text{ en MPa} \quad (\emptyset \geq 6 \text{ mm}) \text{ Avec :}$$

**$f_{tj}$** : Résistance caractéristique à la traction du béton.

$\eta$  :  $\Rightarrow$  Coefficient de fissuration, tel que :

$\eta=1$   $\Rightarrow$  pour les ronds lisses (RL).

$\eta=1.3$   $\Rightarrow$  pour les aciers de haute adhérence de diamètre  $\varnothing < 6\text{mm}$ .

$\eta=1.6$   $\Rightarrow$  pour les aciers de haute adhérence de diamètre  $\varnothing \geq 6\text{mm}$ .

Les résultants de  $\overline{\sigma_{st}}$  sont résumés dans le tableau suivant :

Contrainte limite d'élasticité.	Types de barre	Contrainte admissible d'élasticité
$f_e = 235 \text{ MPa}$	$\eta=1$	$\overline{\sigma_{st}} = 156.67 \text{ MPa}$
$f_e = 400 \text{ MPa}$	$\eta=1.3$	$\overline{\sigma_{st}} = 181.75 \text{ MPa}$
$f_e = 400 \text{ MPa}$	$\eta=1.6$	$\overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa}$

**c) Fissuration très préjudiciable** : La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments étudiés sont exposés à un milieu agressif (comme l'eau de mer) ou bien doivent assurer une étanchéité. Exemple : les ports.

$$\overline{\sigma_{st}} \leq \min \left[ \frac{1}{2}f_e; 90\sqrt{n \cdot f_{t_{28}}} \right] \text{ En MPa} \quad (\varnothing \geq 8\text{mm}).$$

Les résultants de  $\overline{\sigma_{st}}$  sont résumés dans le tableau suivant :

Contrainte limite d'élasticité.	Types de barre	Contrainte admissible d'élasticité
$f_e = 235 \text{ MPa}$	$\eta=1$	$\overline{\sigma_{st}} = 117.5 \text{ MPa}$
$f_e = 400 \text{ MPa}$	$\eta=1.3$	$\overline{\sigma_{st}} = 148.70 \text{ MPa}$
$f_e = 400 \text{ MPa}$	$\eta=1.6$	$\overline{\sigma_{st}} = 164.97 \text{ MPa}$

### **B.3) Protection des armatures : (Réf 21 : Art A.7.1 BAEL91)**

Afin d'éviter les problèmes de corrosion des aciers ; il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitations de l'ouvrage. On doit donc respecter les prescriptions suivantes :

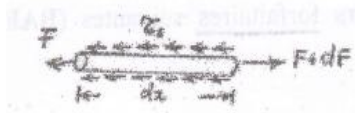
- $C \geq 5 \text{ cm}$  : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3 \text{ cm}$  : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (Réservoir, tuyaux, canalisations)
- $C \geq 1 \text{ cm}$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

### **C) Notion d'adhérence : (Réf 22 : Art A.6, 21/BAEL91 modifier 99)**

L'adhérence Acier-béton c'est la liaison tangentielle à l'interface acier-béton due aux frottements et à l'arc-boutement des bielles de béton, par adhérence, il n'y a pas de glissement relatif entre le béton et l'acier en contact, ce phénomène joue un rôle important dans la résistance des éléments de l'ouvrage en béton armé vis-à-vis des efforts tranchant et moments fléchissant qu'ils subissent à cause des différentes charges et surcharges horizontales et verticales.

### C.1) Contrainte d'adhérence :

La liaison entre une armature et le béton est mesurée par la contrainte d'adhérence  $\tau_s$  définie par :



$$\tau_s = \frac{1}{u} \frac{dF}{dx}$$

$U = \emptyset\pi$  : le périmètre utile.

Tel que :

$Df/dx$  : variation de l'effort axial exercé sur la barre.

### C.2) Contrainte limite ultime d'adhérence $\tau_{su}$ :

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{tj}$$

Avec :

$\Psi_s$  : coefficient de scellement

Type d'ancrage :

$\Psi_s = 1.5$  pour les barres **H.A**,  $\Psi_s = 1$  pour les barres **r.l**

- **Ancrages rectilignes : (barres droite) : (Réf 23 : Art A.6.1, 221/BAEL91 modifier 99)**

**Longueur de scellement droit** : Si l'effort  $F$  exercé sur la barre est inférieur à l'effort admissible de la barre, l'ancrage est dit : partiel et sa longueur est :  $l_s = \frac{\emptyset \cdot \sigma_s}{4\tau_s}$

Si non, l'ancrage sera total tel que :

$\sigma_s$  : sera remplacée par  $f_e$  la limite élastique de l'acier et  $\tau_s$  par  $\tau_{su}$  la contrainte tangentielle ultime, d'où l'expression de  $l$  devienne :

$$l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}}$$

La longueur de scellement droit  $l_s$  c'est la longueur nécessaire pour qu'une barre de diamètre  $\emptyset$  soumise à une contrainte égale à sa limite élastique ( $\sigma_s = f_e$ ) soit convenablement ancrée.

Les barres rectilignes de diamètre  $\emptyset$  et de limite d'élasticité  $f_e$  sont ancrées sur une longueur  $l_s$  dite « **longueur de scellement droit** ». A défaut de calcul précis, on adopte les valeurs forfaitaires suivantes pour le rapport  $\frac{l_s}{\emptyset}$  :

$l_s = 40\emptyset \Rightarrow$  pour les aciers à haute adhérence Fe E 400 de  $\Psi_s$  au moins égal à 1,5 ;

$l_s = 50\emptyset \Rightarrow$  pour les aciers à haute adhérence Fe E 500 de  $\Psi_s$  au moins égal à 1,5 et pour les aciers lisses (R.L) Fe E 215 et Fe E 235 de  $\Psi_s$  au moins égal à 1.

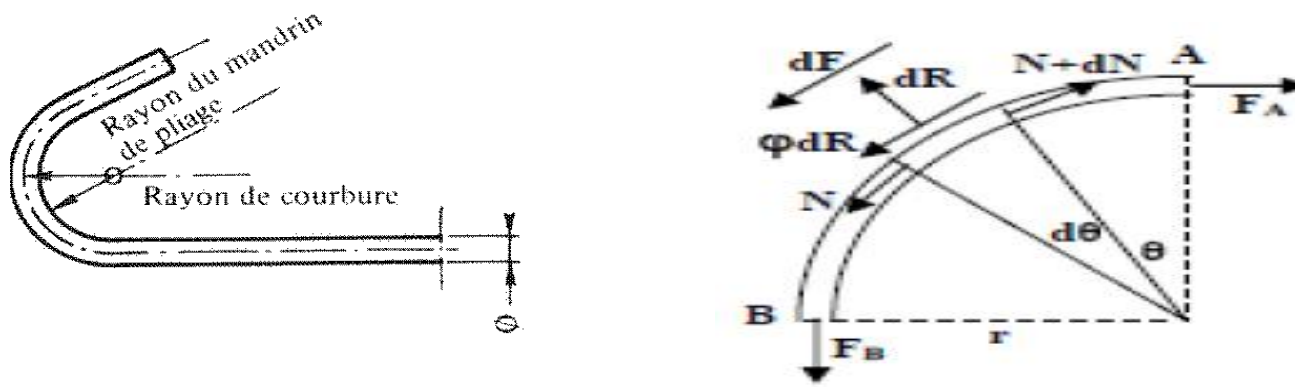
- **Ancrage des treillis soudés : (Réf 24 : Art A.6.2, 1et2 /BAEL91 modifier 99)**

-Pour les **TSHA** : même principe que les barres droites avec  $\Psi_s = 1,5$ .

-Pour les **TSL** : 3 soudures de fils transversaux de répartition, et 2 pour les fils transversaux porteurs.

- **Ancrage par courbure des barres : (Réf 25 : Art A.6.1.25, 1et2 /BAEL91 modifier 99)**

La longueur  $l_s$  est souvent trop importante par rapport à ce que l'on dispose, pour cela, on utilise les ancres courbes :



**Figure II.8 :** Tronçon d'ancrage d'une barre courbe

**A- Variation de l'effort axial le long d'une barre courbe :** le long d'une barre courbe, l'effort axial varie en fonction de deux choses :

1. l'adhérence entre le béton et l'acier.
2. en fonction du frottement résultant de la réaction du béton sur la barre.

Le coefficient de frottement Acier-Béton sera noté :  $\phi$  et pris = **0,4**

- \* FA et FB sont des efforts aux extrémités du tronçon courbe.
- \* N et N+dN sont les efforts aux extrémités d'un petit élément.
- \* dR et  $\phi dR$  sont les composantes normale et tangentielle de la réaction du béton sur la barre.
- \* dF est la force d'adhérence qui sera donnée par :
- \*  $dF = \tau_s \cdot \pi \cdot \phi \cdot r \cdot d\theta$  Avec  $r$  : le rayon de courbure.

### C.3) Rayon de courbure de l'axe des barres :

Le rayon de courbure doit satisfaire les conditions suivantes :

#### a) Conditions de façonnage des barres :

Armatures longitudinales	$R \geq 3\phi$	$R \geq 5.5\phi$
Armatures transversales	$R \geq 2\phi$	$R \geq 3\phi$

**b) Condition de non écrasement du béton : (rayon de courbure minimal) :** Pour que la condition de non écrasement du béton soit assurée, il faut vérifier l'inégalité suivante :

$$r \geq 0,2 \cdot \phi \cdot \left(1 + \frac{\phi}{e_r}\right) \cdot \lambda \cdot \frac{\sigma_s}{f_{td}}$$

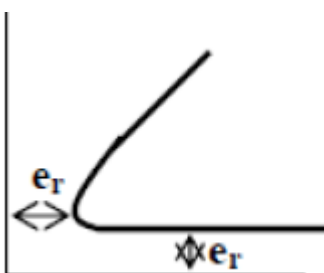
$e_r$  : la distance la plus proche entre l'acier et la paroi externe.

$\phi$  : diamètre des barres courbées.

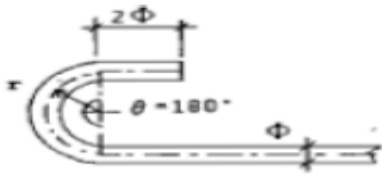
$\sigma_s$  : contrainte à l'origine de la courbure sous sollicitation ultime.

$\lambda$  : coefficient,  $\lambda = (1+2m)/3$

$m$  = nombre de lits courbés simultanément.



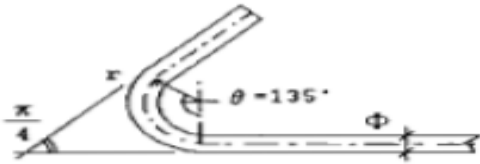
**c) Types d'ancrages d'extrémités :** Les plus couramment utilisés :



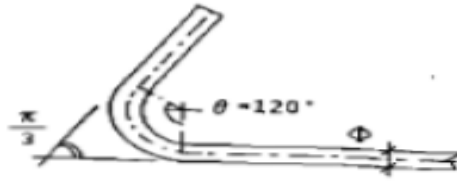
Crochet normal



Retour en équerre



Ancrage a 45° ( $\theta = 135^\circ$ )



Ancrage a 60° ( $\theta = 120^\circ$ )

Figure II.9 : Les différents types d'ancrages d'extrémités utilisés dans le bâtiment.

C.4) Le recouvrement : (Réf 26 : Cours du BA, L3.GC)

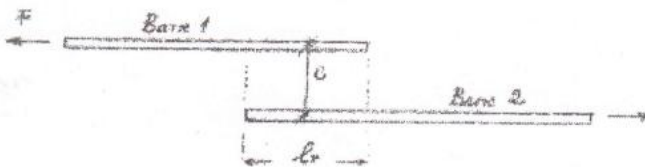
3. Recouvrements

**But** : assurer la continuité mécanique entre les armatures afin de transmettre les efforts d'une armature à l'autre. Le chevauchement de deux barres sur une longueur dite de recouvrement.

3.1 Recouvrements des armatures tendues

• **Barres rectilignes**

On considère deux barres de diamètre  $\phi$ , parallèles, dont les axes sont espacés d'une distance  $c$



La jonction est assurée (pour les deux barres) par la longueur de recouvrement ( $l_r$ ).

Si  $c = 0$  ( $c = r_1 + r_2$ ) (barres jointes)  $\rightarrow l_r = l_s$  si les barres sont droites et si  $c \leq 5\phi$

$l_r = l_s + c$  si les barres sont droites et si  $c > 5\phi$

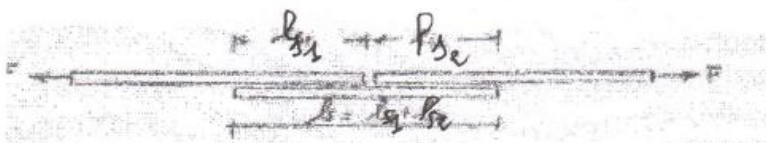
• **Barres munies de crochets**

$$l_r = \begin{cases} 0.6l_s & \text{pour } r.l \\ 0.4l_s & \text{pour } H.A \end{cases} \text{ si } C \leq 5\phi \quad \text{et} \quad l_r = \begin{cases} (0.6l_s + c) & \text{pour } r.l \\ (0.4l_s + c) & \text{pour } H.A \end{cases} \text{ si } C > 5\phi$$

**Remarques :**

Pour assurer la jonction, on peut recourir à d'autres procédés, tels que :

- Utilisation de *barres couvre-joints*
- Soudure
- Autre technique



**1\*) Recouvrement des barres comprimées : (Art A.6.1.24 /BAEL91 modifier 99)**

Pour les barres comprimées les jonctions sont obligatoirement rectilignes à Conditions :

- Barre toujours comprimée.
- Barre ne fait pas partie d'un paquet de trois.
- Distance entre axe des barres inférieure à  $5\phi$ .

**C.5) Dispositions constructives : (Art A.7.2.5 /BAEL91 modifier 99)**

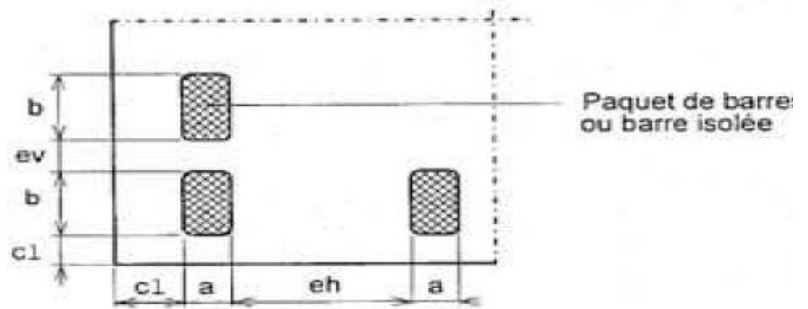
**- Distance entre barres :**

$$eh \geq \max(\phi ; 1,5.Cg)$$

$$ev \geq \max(\phi ; Cg)$$

$Cg$  : diamètre maximum des granulats,

En général égal à 2.5 cm.



**- Diamètre maximal des aciers :**

**Aciers longitudinaux :** Pour les dalles et limite le diamètre des aciers longitudinaux à :  $\phi_l \leq h/10$ .

**Aciers transversaux :** Pour les poutres de hauteur  $h$  on limite le diamètre des aciers transversaux à :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b_0}{10}\right),$$

Tel que  $b_0$  est la largeur de la poutre.

**C.6) Valeur limite ultime de la contrainte d'adhérence pour l'entraînement des armatures :**

$$\tau_{se,u} = \psi_s f_{tj}$$

A défaut de calcul plus précis ( $f_{c28}$  non connue), le BAEL 91 permet d'adopter pour  $\tau_{se,u}$  les valeurs forfaitaires suivantes :

$$\tau_{se,u} = 2 \text{ MPa} \Rightarrow \text{pour les barres (r.l).}$$

$$\tau_{se,u} = 3 \text{ MPa} \Rightarrow \text{pour les barres (HA).}$$

**C.6.1) Entraînement des barres isolées ou en paquet : (Réf 27 : Art A.6.1.3 /BAEL91 modifier 99)**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9du_i} \frac{A_{si}}{A_s}$$

**$A_s$**  : la section total des armatures tendues.  
 **$A_{si}$**  : la section transversale de la barre  $i$   
 **$V_u$**  : la valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.  
 **$U_i$**  : périmètre de la barre  $i$   
 **$Z= 0.9d$**  : longueur du bras de levier en mm.

Le périmètre  $U= \pi\phi \Rightarrow$  pour un lit d'une barre.

$$U= (\pi+2) \phi \Rightarrow \text{pour un lit de 02 barre.}$$

$$U= (\pi+3) \phi \Rightarrow \text{pour un lit de 03 barre.}$$

Au-delà de 03 barres, les paquets ne peuvent être utilisés que s'ils ne sont soumis à aucune sollicitation d'entraînement.

#### D) Poussée au vide : (Réf 28 : Art : A.7.4 /BAEL91 modifier 99) :

Toute armature courbe et tendue exerce sur le béton une poussée dans le plan de courbure et du côté de la concavité. Si l'armature est comprimée, la poussée est exercée du côté de la convexité.

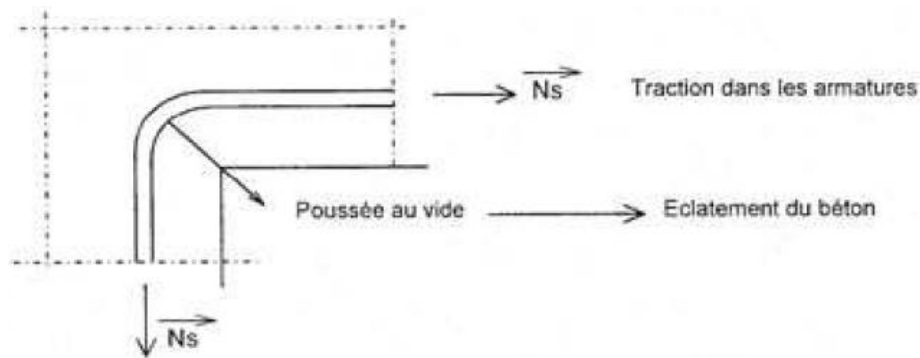
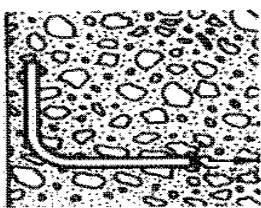
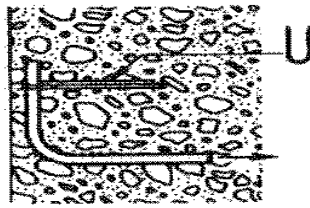


Figure II.11 : schématisation de la poussée au vide.

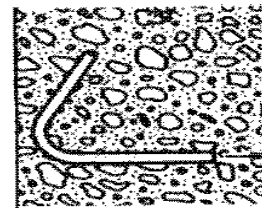
Si la poussée est orientée vers une face externe, il y a risque d'éclatement du parement, il faut donc, pour éviter les poussées au vide, choisir un tracé judicieux des armatures. Par exemple, les poussées doivent être dans les courbures orientées vers la masse du béton, lorsque, par contre, des raisons constructives imposent de prévoir des poussées orientées vers le parement, il faut alors, obligatoirement, prévoir des ligatures ancrées dans la masse de l'élément.



incorrect



correct



correct

La mise en jeu mécanique d'un ancrage par courbure tend à faire fléchir la barre ancrée là où sa courbure change ; il peut en résulter des poussées au vide susceptibles parfois de faire éclater le béton de couverture.

L'ancrage le plus dangereux à cet égard, est l'ancrage par retour d'équerre. Il convient soit de disposer une ligature reliant ce retour à la masse du béton, soit (solution la meilleure) d'incliner les retours rectilignes des ancrages vers la masse du béton pour obtenir alors des crochets.

#### I.10) Actions et sollicitations : (Réf 29 : Art : A.3.1 /BAEL91 modifier 99)

##### I.10.1) Actions :

**A/ Définitions :** Les actions sont des charges, des forces ou des couples directement appliquées à la construction, ainsi que celles qui résultent des déformations dues au retrait, à la dilatation, au tassement d'appui.

Les valeurs de chacune de ces actions ont un caractère nominal, c'est-à-dire connu dès le départ ou données par des textes réglementaires ou contractuels, exemple (le DTR.BC.22).

##### B) Nature des actions :

**a- Actions permanentes (G) :** Ce sont des actions continues dans l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps. Exemple : le poids propre, les revêtements...etc.

**b- Actions variables (Q) :** Ce sont des actions dans l'intensité varie fréquemment et d'une façon importante dans le temps. La durée d'application est très faible par rapport a durées de vie de la construction. Les valeurs de ces charges sont fixées par le règlement, en fonction des conditions d'exploitation de la construction.

**c - Actions accidentelles (FA) :** Ce sont des actions provenant de phénomènes se produisant rarement avec une courte ou longue durée d'application. Exemple : Vent, séisme...

**d- Actions climatiques :** notées **W** pour le vent, **S** pour la neige et toutes autres actions dues au climat géographique de la zone où l'ouvrage est implanté.

**e- Actions de la température climatique :** Lorsqu'une construction est soumise à une variation brutale de la température, ses dimensions ont tendance à se modifier à l'effet des dilatations et rétrécissements des matériaux qu'il compose, si cette dilatation ne peut pas s'effectuer librement, il se produit des contraintes dans ses éléments structuraux qui provoquent des fissures.

#### **I.10.2) SOLLICITATIONS :**

Ce sont les efforts normaux **N**, les efforts tranchants **V**, ainsi que les moments fléchissant **M** et de torsion **T** et (tous les efforts internes) calculés à partir des actions en utilisant les procédés de la RDM.

#### **I.11) Combinaisons d'actions : (Réf 30 : Art : 5.2.chap4 du RPA99/2003)**

Les combinaisons d'actions sont les ensembles constitués par des actions à considérer simultanément et représentent une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux éléments.

Les combinaisons d'action à considérer sont :

- **Combinaison de RPA99 /V2003 :**

**ELA :**  $G+Q\pm E$ ,  $0.8G\pm E$  et  $G + 0.2Q$  pour le poids total de la structure. Tel que :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation non pondérées.

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

- **Combinaison du BAEL 91 :**

**ÉLU :**  $1.35G+1.5Q$  et **ELS :**  $G+Q$

# CHAPITRE II

## Pré- dimensionnement des éléments

## INTRODUCTION :

Après avoir présenté l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux dans le 1<sup>er</sup> chapitre, on passe au pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux.

Le pré-dimensionnement des éléments permet d'avoir un pré avis sur les dimensions des éléments de la structure, et cela en déterminant l'ordre de grandeur des sections des éléments structuraux de l'ouvrage (les planchers, poutres, poteaux, voiles...), et des éléments non structuraux (les escaliers, l'acrotère, les poutres palière...etc.)

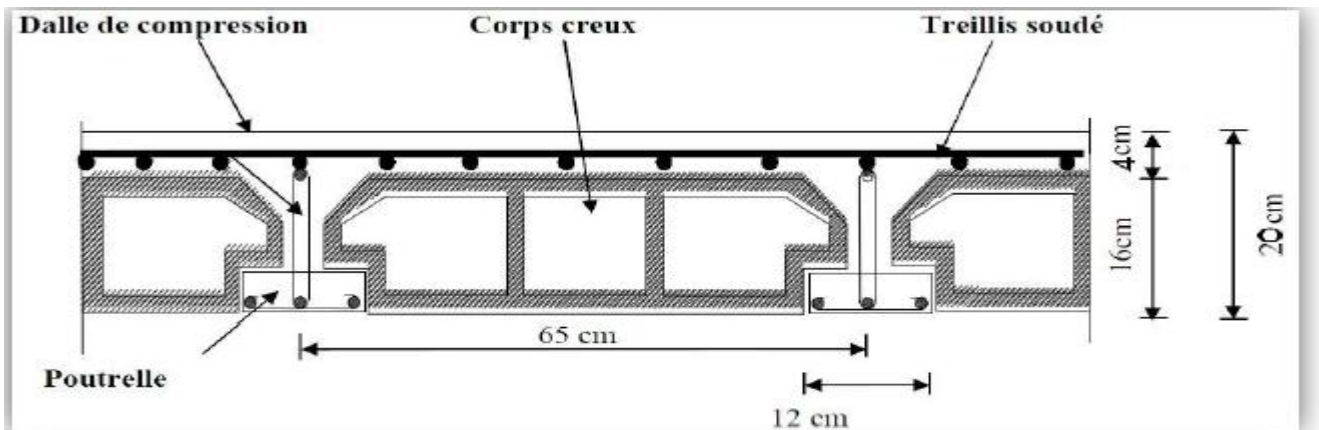
Ce dimensionnement été choisi selon les préconisations du **RPA99 version2003, BAEL91/modifié99**, les résultats obtenus ne seront pas forcément définitifs, ils peuvent être augmentés ou réduits après l'étude dynamique.

## Pré dimensionnement des éléments :

### II.1) Les planchers :

#### II.1.1) Plancher en corps creux :

Notre plancher est constitué de corps creux posés sur des poutrelles pré fabriquées en béton armé, ces dernières sont disposées suivant le sens de la petite portée, le tout sera complété par une dalle de compression, coulée sur place et elle sera ferrillée par un treillis soudé, contre le retrait du béton après le coulage.



**Figure II.1: Schéma descriptif d'un plancher en corps creux.**

Les éléments de planchers reposent sur des appuis en béton armé (poutres, poteaux ou voiles), la portée à prendre en compte dans les calculs est mesurée entre nus des appuis.

Le dimensionnement du plancher en corps creux est donné par la relation suivante :

$$ht \geq L_{max} / 22.5 \quad (\text{Ref 01 : Art 6.8.424/ BAEL 91 modifié 99}) \text{ Tel que :}$$

**ht** : hauteur du plancher

**L<sub>max</sub>** : portée libre maximale entre nus d'appuis de la plus grande travée dans le sens des poutrelles,

$$L_{max} = L - b$$

**L** : Distance entre axes des poteaux,      **b** : Largeur du poteau.

Le RPA99/2003 exige une section minimale de (30 x 30) cm<sup>2</sup> pour les poteaux d'un bâtiment implanté dans la zone **III** (Ref 02 : Art 7.4.1 RPA99/2003), pour notre cas, la section minimale des poteaux des 03 derniers étages établi par l'architecte est de (35 x 35) cm<sup>2</sup>, donc :

$$L = 485\text{cm}, b = 35 \text{ cm} \Rightarrow L_{max} = 485 - 35 = 450 \text{ cm}$$

$ht \geq 450 / 22.5 \Rightarrow ht \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow$  soit  $ht = 20 \text{ cm}$ .

Donc : on optera pour un plancher de 20 cm ; soit (16+4) cm qui sera valable pour tout les planchers :

L'épaisseur du corps creux : 16cm.

L'épaisseur de dalle de compression : 4cm.

## II-1-2) Dalles pleines :

**a/ balcon en porte à faux :** Les dalles pleines sont des plaques minces en béton armé dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent être reposée sur 2,3 ou 4 appuis.

Leur épaisseur est déterminée selon leur portée ainsi que les conditions suivantes :

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

**a/ Condition de résistance à la flexion :** Pour les balcons de notre structure on adoptera des dalles pleines, l'épaisseur minimale de ces dernières est déterminée selon le BAEL91 : **(Ref 03 : Cours du BA, M1.GC)**

Panneau rectangulaire isolé portant dans les deux sens :  $\leftrightarrow (0,4 \leq \rho_x = l_x/l_y \leq 1) \leftrightarrow ht \geq l_x/30$ .

Panneau rectangulaire continu portant dans les deux sens :  $\leftrightarrow (0,4 \leq \rho_x = l_x/l_y \leq 1) \leftrightarrow ht \geq l_x/40$ .

Panneau rectangulaire isolé portant dans un sens :  $\leftrightarrow (\rho_x = l_x/l_y < 0,4) \leftrightarrow ht \geq l_x/20$ .

Panneau rectangulaire continu portant dans un sens :  $\leftrightarrow (\rho_x = l_x/l_y < 0,4) \leftrightarrow ht \geq l_x/25$ .

Tel que :

$L_x$  : étant la petite portée de la dalle, pour notre cas :  $\left\{ \begin{array}{l} L_y = 1.35 \text{ m} \\ L_x = 1.20 \text{ m} \end{array} \right.$

## Dimensionnement :

$\rho_x = l_x/l_y \implies \rho_x = 1.20/1.35 = 0.888 \leftrightarrow 0.4 \leq 0.888 \leq 1$ , donc : nos panneaux de dalle sont des panneaux rectangulaire isolés qui se porte sur les deux sens, l'épaisseur  $ht$  sera :  $ht = L_x/30$ , d'où :

$ht = 1.20/30 = 0.04\text{m}$  soit  $ht = 4 \text{ cm}$ .

**NOT :** selon certains ouvrages, ils disent que l'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule suivante (dont j'en ai aucune certitude de l'existence de sa source dans les DTR) :  $ep \geq l_0/10$ , avec :

$L_0$  : la largeur de la console en porte à faux, on a  $l_0 = 135\text{cm} \Rightarrow 135/10 = 13.5\text{cm}$ , on peut opter pour une épaisseur  $ep = 15\text{cm}$

## b/ Résistance à l'incendie (résistance au feu) : (Ref 04 : MFE promo 2016)

L'épaisseur de la dalle, doit être égale à **11 cm**, pour une durée d'incendie de deux heures.

## c/ Isolation phonique :

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, la masse surfacique minimale exigée est :  $350\text{Kg}/\text{m}^2$

$M_p \geq \rho_{\text{béton}} \times ep \geq 350\text{Kg}/\text{m}^2$  Avec :  $\rho_{\text{béton}} = 25\text{KN}/\text{m}^3$ ,  $1\text{KN} = 100\text{kg}$ , d'où l'épaisseur minimale de la dalle :  $ep \geq 3.5/25 = 0.14 \text{ m} = 14\text{cm}$ . On adoptera donc une épaisseur de 15 cm.

## d) Condition de flèche : (Ref 05 : Art/B.6.5.3 BAEL99)

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

-  $f_{\text{max}} < L_{\text{max}}/500$  si la portée  $L$  est au plus égale à 5 m.

-  $f_{\text{max}} < 0,5 \text{ cm} + L_{\text{max}}/1000$  si la portée  $L$  est supérieur à 5 m.

## b/ La dalle pleine :

On a opté pour ce type de plancher, une dalle pleine dont la longueur  $L_y > L_x$ , tel que :

$L_x = 170\text{cm}$  et  $L_y = 350\text{cm} \Rightarrow \rho_x = l_x/l_y \Rightarrow \rho_x = 170/350 = 0.48 \leftrightarrow 0.4 < 0.48 < 1$ , donc : ce panneau de dalle est un panneau rectangulaire continu qui se porte sur les deux sens, l'épaisseur  $h_t$  sera :  $h_t = L_x/40$ , d'où :  $h_t = 170/40 = 4.25\text{cm}$  soit  $h_t = 5\text{cm}$ .

On tenant compte des conditions de résistance à l'incendie et celle de l'isolation phonique, on adoptera une épaisseur de  $15\text{cm}$ .

## II-2 Pré dimensionnement des poutres : (Ref 06 : Art B. 6.8.424 /BAEL 91 modifié 99)

Les poutres sont des éléments barres en béton armé coulées sur place, elles servent comme porteuses horizontales et des charges et surcharges sur les planchers et transmettent celle-ci aux éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles).

Les dimensions des poutres sont définies en fonction de leurs portées  $L$  et sont données par référence au BAEL 91 comme suit :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

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

Avec :

**h**: hauteur totale de la poutre.

**b**: largeur de la poutre.

**L max** : longueur entre nus d'appuis de la plus grande travée dans le sens considéré, ici dans le sens  $yy'$

On doit tenir compte aussi des conditions imposées par le règlement parasismique algérien qui sont détaillées dans (Ref 07 : Art 7.5.1/RPA2003 p64) :

$$b \geq 20\text{cm}, h \geq 30\text{cm}, h/b \leq 4.$$

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

- Poutres principales qui servent d'appuis aux poutrelles.
- Poutres secondaires qui assurent le chaînage.
- poutre de chaînage entre les consoles de faibles portés.

### II-2-1) poutres principales :

Ce sont les poutres porteuses jouant le rôle d'appuis aux poutrelles.

\*Hauteur : tel que :  $L_y \max = 485 - 35 = 450\text{cm}$ .

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$L_{y \max}/15 = 450\text{cm} / 15 = 30 \text{ cm}$$

$$L_{y \max}/10 = 450/10 = 45 \text{ cm}$$

Donc : en adopte une hauteur **h = 40 cm.**

$$30 \leq h \leq 45$$

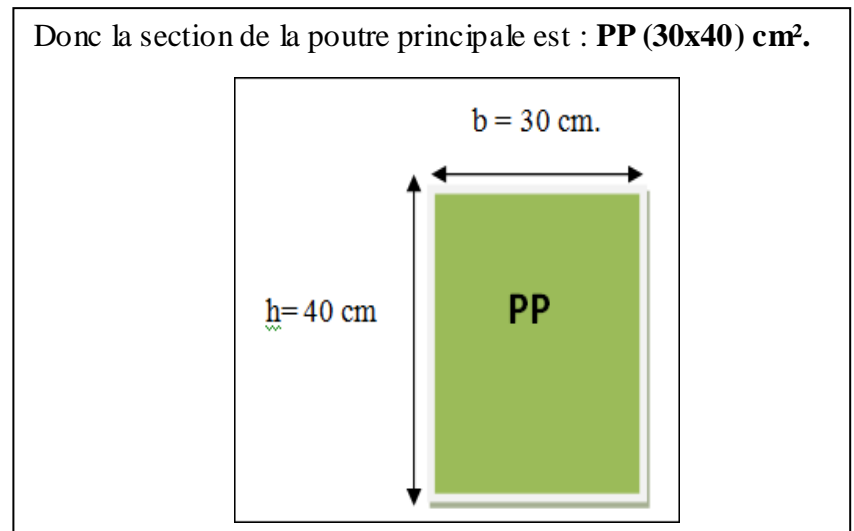
**\*Largeur :**

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

$$0.4 \times 40 = 16\text{cm} \leq b \leq 0.7 \times 40 = 28\text{cm}.$$

Donc en adopte une largeur : **b = 30 cm.**

Donc la section de la poutre principale est : **PP (30x40) cm<sup>2</sup>.**



**Figure II.2 :** Pré-dimensionnement de la poutre principale.

### II.2.2 : Poutres secondaires :

Se sont les poutres parallèles aux poutrelles qui assurent le chaînage.

**\* Hauteur :**

Tel que : **L<sub>max</sub>** : longueur entre axe de la plus grande travée dans le sens considéré, ici dans le sens **xx'**.

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$L_{x \max} = 350 - 35 = 315\text{cm}.$$

$$L_{x \max}/15 = 315\text{cm} / 15 = 21 \text{ cm}$$

$$L_{x \max}/10 = 315/10 = 31.5 \text{ cm}$$

$$21 \leq h \leq 31.5$$

Donc : en adopte une hauteur **h = 35 cm.**

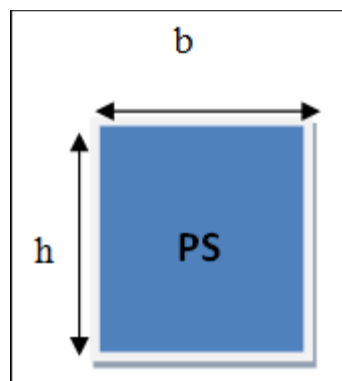
**\*Largeur :**

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

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

Donc en adopte une largeur **b = 30 cm.**

Donc la section de la poutre secondaire est : **PS (35x30) cm<sup>2</sup>.**



**Figure II.3 :** Pré-dimensionnement de la poutre secondaire.

## II-2-3) Pré-dimensionnement de la poutre palière :

Ces poutres sont en console de 1.20m de longueur, travail dans le même sens des poutres secondaires, leur Pré-dimensionnement sera comme suit :

### \*La hauteur h :

$L_{\max}$  : la longueur de la console,  $L_{\max} = 120$  cm.

$$Lx \text{ max}/15 = 120\text{cm} / 15 = 8 \text{ cm}$$

$$Lx \text{ max}/10 = 120/10 = 12 \text{ cm}, \quad 8 \text{ cm} \leq b \leq 12 \text{ cm}$$

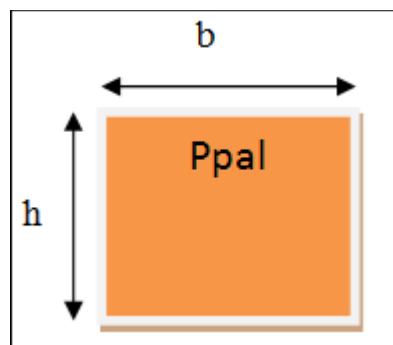
### \* La largeur b :

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

$$0.4 \times 10 = 4\text{cm} \leq b \leq 0.7 \times 10 = 7\text{cm}$$

**Remarque :** Vue les faibles valeurs de **b** et **h** obtenues et l'importance des charges sur ces consoles, en adopte une largeur **b=h = 30 cm**.

Donc la section de la poutre palière en console est : **Ppal (30x30) cm<sup>2</sup>**



**Figure II.4 :** Pré-dimensionnement de la poutre palière.

## II.2.4 : Vérification des conditions exigées par le RPA99 : [Art : 7.5.1/ p 64]

D'après les conditions du **RPA99 modifié 2003** relative au coffrage des poutres :

Les dimensions des poutres doivent respecter les conditions ci-après :

- $b \geq 20\text{cm}$  ;  $h \geq 30\text{cm}$  ;  $h/b \leq 4.0$

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	poutres palière	Vérifiée (oui / non)
- $h \geq 30\text{cm}$	$h = 40 \text{ cm}$ .	$h = 35 \text{ cm}$	$h = 30 \text{ cm}$	OUI
- $b \geq 20\text{cm}$	$b = 30 \text{ cm}$	$b = 30 \text{ cm}$	$b = 30 \text{ cm}$	OUI
- $h/b \leq 4.0$	1.34	1.167	1.00	OUI

**Tableau II.1 :** Vérification des poutres aux conditions exigées par le RPA.

**II.3. Pré dimensionnement des voiles :** Les voiles sont des éléments de contreventement rigides en béton armé coulés sur place, leur pré dimensionnement est justifié par (**Ref 08 : Art 7.7.1/RPA2003**). Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant la totalité des efforts horizontaux (séisme et vent) et 20% des efforts verticaux d'autre part, qu'ils transmettent aux fondations.

Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.

Les actions horizontales : effet de séisme et du vent.

D'après le RPA 99, les éléments satisfaisants la condition ( $L \geq 4 e$ ) sont considérés comme des voiles, Dans le cas contraire ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires, avec :

$L$  : la longueur du voile.

$e$  : l'épaisseur du voile.

### II.3.1 Épaisseur des voiles :

L'article (7.7.1 RPA99 /V2003) recommande une épaisseur minimale de 15 cm, de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué dans les figures suivantes :

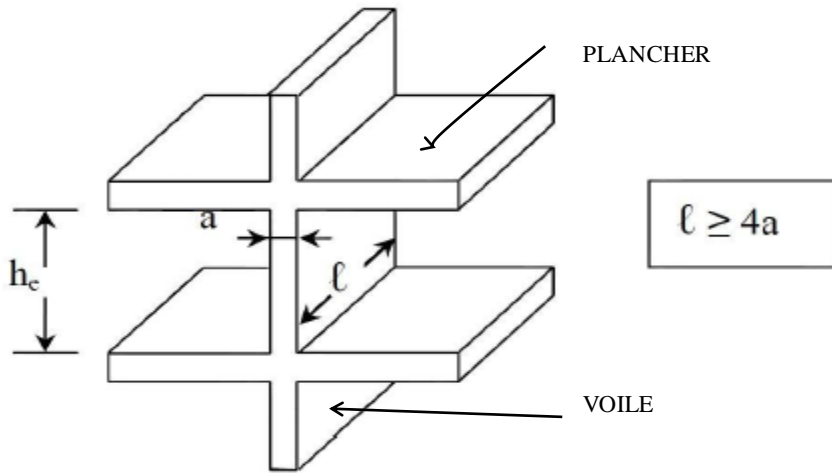


Figure II.5 : Coupes de voile en élévation.

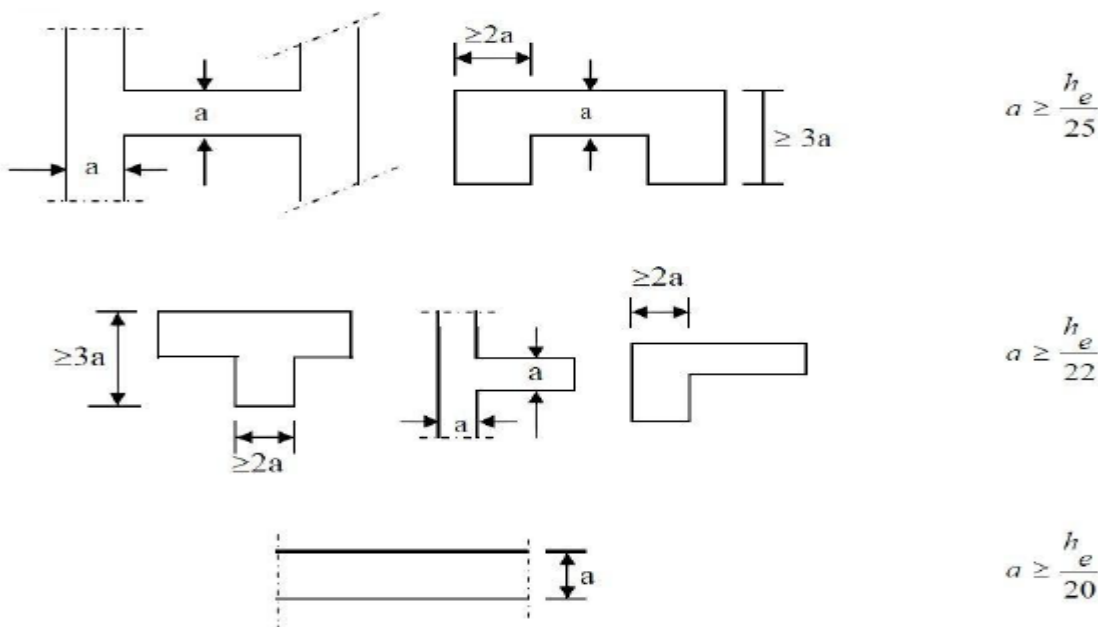


Figure II-6 : Coupe de voile en plan.

### II.3.2 : Types de voiles : Nous avons 02 types de voiles :

**A/ voile de soutènement  $V_s$**  : ce voile est très élancé, de forme linéaire, disposé sur toute la largeur de l'ouvrage au niveau du sous sol jusqu'au RDC, destiné à reprendre les efforts de poussé et de buté.

Sont épaisseur doit satisfaire cette condition :  $e \geq h_e/20$ , sachant que :

$$h_e = h - h_{ps} \Rightarrow \text{Avec :}$$

h : la hauteur totale d'étage.

$h_{ps}$  : La hauteur de la poutre + l'épaisseur du plancher.

$h_e$  : hauteur libre du voile,

$$\Rightarrow h_e = 300 - 55 = 245\text{cm} \rightarrow e \geq 25/20 \rightarrow e \geq 12.25\text{cm} \Rightarrow \text{on prend l'épaisseur de voile } e = 15 \text{ cm.}$$

**B/ voiles de contreventement  $V_c$**  : Ces voiles sont disposés symétriquement par rapport au centre de gravité des planchers avec une largeur suffisante. Les voiles situés au centre sont de forme linéaire et ceux qui sont disposés à la périphérie de l'ouvrage sont de forme **L**.

pour les voiles linéaires : Leur épaisseur doit satisfaire la condition :  $e \geq h_e/20$ ,

**SOUS SOL** :  $h_e = 300-55\text{cm} \Rightarrow 245/20 = 12.25\text{cm} \Rightarrow \text{on prend } e = 15 \text{ cm.}$

**RDC**:  $h_e = 306- 55 = 251 \Rightarrow 251/20 = 12.55\text{cm} \Rightarrow \text{on prend } e = 15 \text{ cm.}$

**Les étages courant** :  $h_e = 306- 55 = 251 \Rightarrow 251/20 = 12.55\text{cm} \Rightarrow \text{ nous prendrons } e = 15 \text{ cm.}$

pour les voiles en **L** : Leur épaisseur doit satisfaire la condition :  $e \geq h_e/22$ .

**SOUS SOL** :  $h_e = 245\text{cm} \Rightarrow 245/22 = 11.14\text{cm} \Rightarrow \text{ nous prendrons } e = 15 \text{ cm.}$

**RDC** :  $h_e = 306- 55 = 251 \Rightarrow 251/22 = 11.40\text{cm} \Rightarrow \text{ nous prendrons } e = 15 \text{ cm.}$

**Les étages courant** :  $h_e = 306- 55 = 251 \Rightarrow 251/22 = 11.40\text{cm} \Rightarrow \text{ on prend } e = 15 \text{ cm.}$

Le **RPA99/2003** exige une épaisseur minimale de 15 cm en raison d'éviter :

-L'encombrement des armatures à l'intérieur du coffrage.

-La réduction de la section minimale du béton requise pour son non fissuration.

Nous allons opter pour une épaisseur définitive de  $e = 20\text{cm}$  pour tous les voiles, en raison de l'importance de la section d'armature qui est toujours en double lits.

### II.3.3 : Vérification des exigences du RPA (Art 7.7.1)/RPA99/2003 :

Pour qu'un voile assure sa fonction du contreventement, doit satisfaire la condition suivante :

$L_{min} \geq 4e$ . Avec :  $L_{min}$  : Portée minimale des voiles, e : épaisseur du voile.

$$L_{min} = 1 \text{ m} \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm} = 0.8 \text{ m} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### II-4) Les Escaliers :

Dans une structure la circulation verticale se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur.

L'escalier est une succession de gradins permettant le passage à pieds entre les différents niveaux d'un bâtiment. Il est composé de marches et de paliers de repos. Pour éviter la fatigue des usagers, la distance à parcourir avant d'atteindre un palier de repos ne doit pas dépasser les 25 m.

L'escalier peut être réalisé avec différents matériaux : béton, béton armé (coulés sur place ou préfabriqués), en aciers, en bois, ils peuvent être mixtes (métalliques + béton, bois+ béton...)

Dans notre ouvrage les escaliers sont en béton armé.

On a défini le type d'escalier que notre ouvrage constitue dans les pages du 1<sup>er</sup> chapitre, il s'agit d'un **Escaliers à volées droites avec paliers intermédiaires**, les figures suivantes en plan et en 3D, illustrent les différents composants de ce type d'escalier :

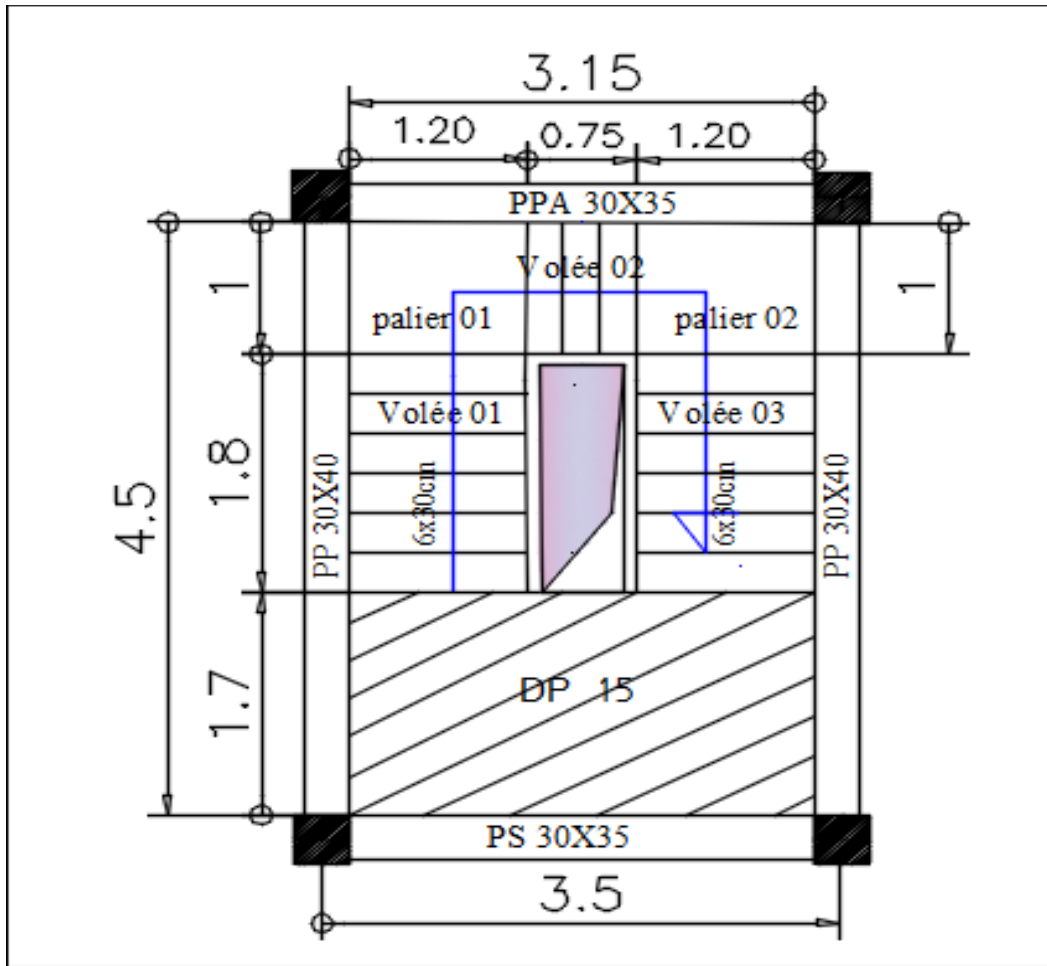


Figure II-7 : Vue en plan d'un escalier droit avec paliers intermédiaire.

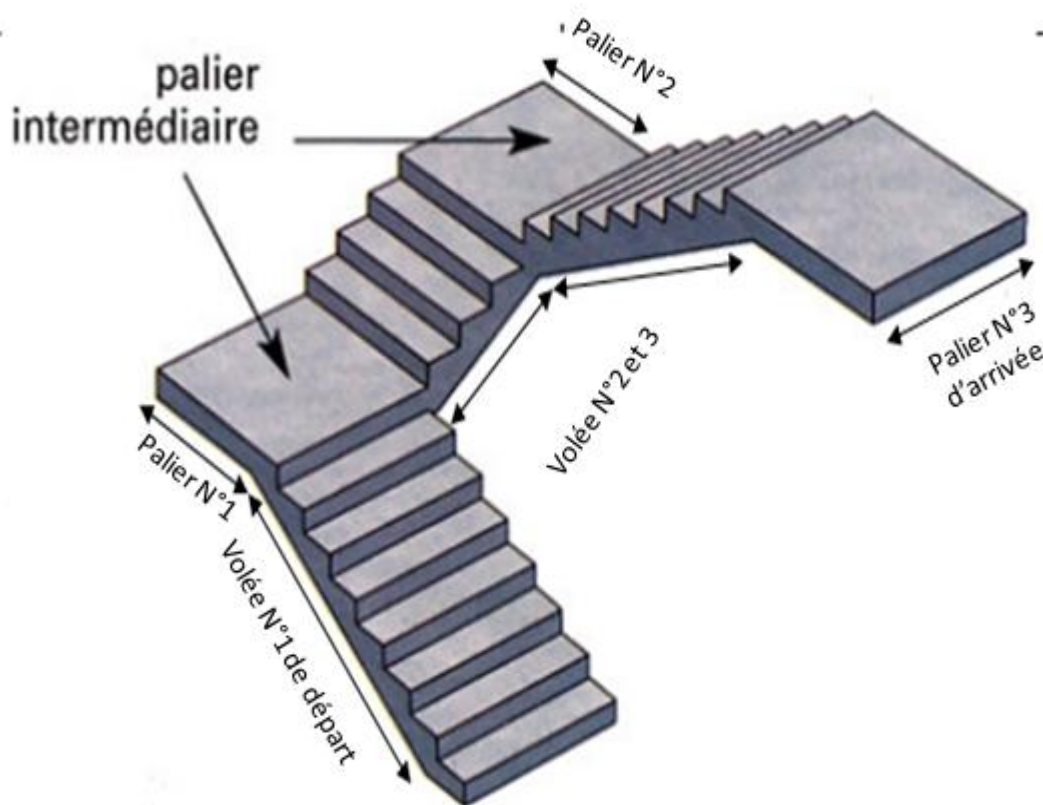
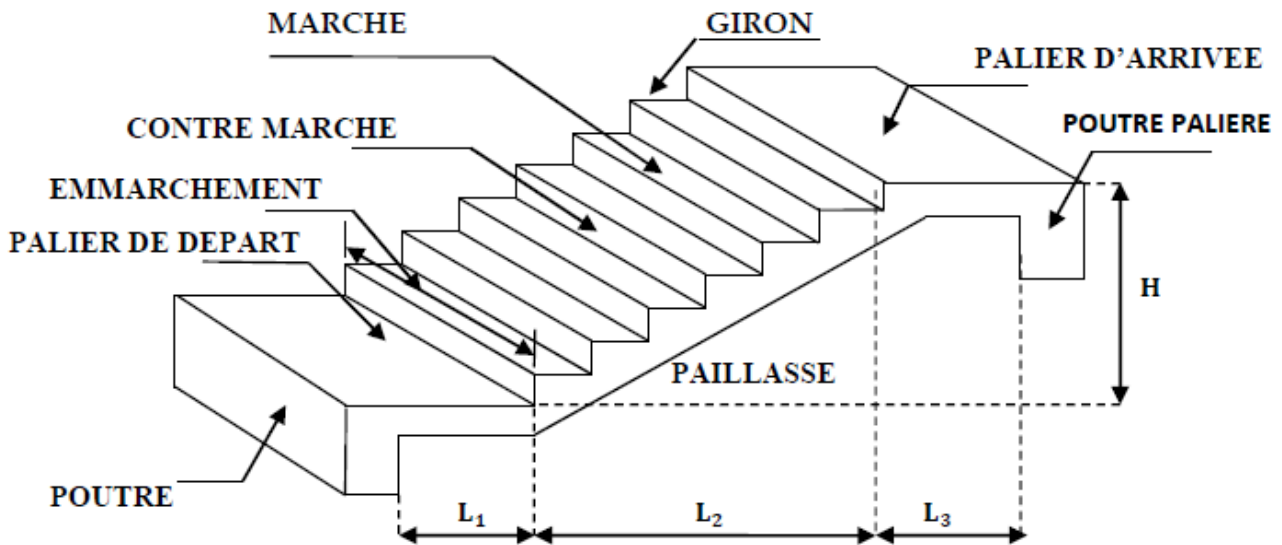


Figure II-8 : Vue en 3D d'un Escaliers à volées droites avec paliers intermédiaires

**II.4.1 Terminologie :** Un escalier est constitué de :



**Figure II-9 :** Vue en 3D d'un escalier et ces constituants.

Avec :

**la marche :** c'est la surface plane sur laquelle se pose le pied.

**la contre marche :** est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur  $h$  est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 20cm,

**le giron  $g$  :** est la distance en plan séparant deux contre marches successives. Elle varie entre 22 et 33cm,

**la volée :** est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers (ensemble de marches), sa longueur projetée est  $H_0$ .

**la paillasse d'épaisseur  $e$  :** est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marches,

**le palier :** est la plate-forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires.

**l'emmarchement :** représente la largeur de la marche.

Les escaliers comportent les dimensions suivantes :

$e$  : épaisseur de la paillasse,

$L_0$  : longueur totale d'escalier,

$L_1$  : longueur du palier de repos,

$L$  : portée de la paillasse,

$g$  : giron,

$h$  : hauteur de la contre marche,

$H_0$  : hauteur de la volée,

$\alpha$  : angle d'inclinaison de la paillasse,

**II.4.2 Pré dimensionnement :**

**A- marches et contre marches :** (Ref 09 : Cours des escaliers TDB L2. GC)

Nous prenons en compte les dimensions des plans d'architectures, Pour le confort des usagers, nous vérifions la condition de BLONDEL, qui permet le pré dimensionnement convenable de notre escalier. Pour un bâtiment à usage d'habitation ou recevant du public :

$$14\text{cm} \leq h \leq 21\text{cm},$$

$$28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm},$$

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

A/ volée N°1 et 3 :

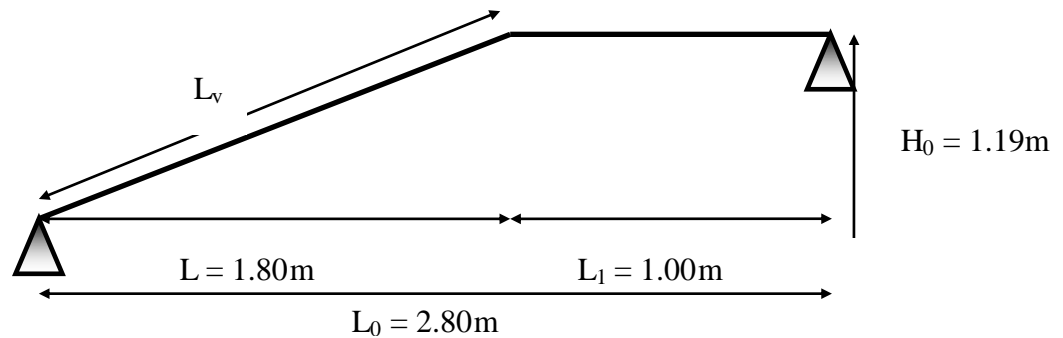


Figure II-10 : schéma statique de la volée de départ et d'arrivée.

Selon **Nicolas-François Blondel**, architecte français du XVIIe siècle :  $0,59\text{m} \leq g+2h \leq 0,66\text{m}$ , selon la (norme XP P 21-211). Dans cette relation, le pied chaussé est supposé mesurer entre 28 et 32 cm.  
 $\Rightarrow 1 \text{ pied} = 30,48 \text{ cm}$ .

La norme citée autorise des hauteurs de marches allant jusqu'à 21 cm. Aucune condition n'y est donnée quant à la dimension minimale du giron.  $\Rightarrow$  On prend  $2h+g=64\text{cm}$ .

$$H = n \times h \Rightarrow h = H/n \quad L = (n-1) \cdot g \Rightarrow g = L / (n-1)$$

$$\text{D'après BLONDEL on a : } \frac{L}{n-1} + 2 \times \frac{H}{n} = m$$

$$\text{Et puis : } m n^2 - (m + L + 2H) n + 2H = 0 \dots (2)$$

Avec :  $m=64$  et  $H=119 \text{ cm}$  et  $L=180\text{cm}$   $\Rightarrow$  en remplace dans (2) et on aura ce polynôme :

$$\text{Donc l'équation (2) devient : } P = 64n^2 - 482n + 238 = 0 \Rightarrow \text{après la résolution de ce polynôme } (\Delta = b^2 - 4ac),$$

On aura :  $\Delta > 0 \Rightarrow$  l'équation admet 02 solutions, une et possible, l'autre non, tel que :

$$A^- \text{ et } A^+ = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \text{ respectivement, d'où : } A^+ = n = 7.$$

La solution de l'équation est :  **$n=7$  contre marches.**

Donc le nombre de marche  **$m = n-1 = 6$  marches.**

$$\text{Puis : } h = H / n, h = 119/7 = 17 \text{ cm. Et } g = L / n-1 = 180/6 = 30 \text{ cm.}$$

**D'après la formule de BLONDEL on a :**  $59 \leq 2h + g \leq 66 \Rightarrow 2 \times 17 + 30 = 64 < 66 \text{ cm}$ , d'où :

L'inégalité est vérifiée, donc pour la volée de départ et d'arrivée 1 et 3, on a :

6 marches et 7 contre marches avec  $g=30\text{cm}$  et  $h=17\text{cm}$ , ainsi que l'angle d'inclinaison de ces 02 volées :  
 $\text{tg } \alpha = H/L \Rightarrow 119\text{cm} / 180\text{cm} = 0.661 \Rightarrow \alpha = 33.47^\circ$ .

**B/ Épaisseur du palier et paillasse (ep) :**

La paillasse et le palier seront coffrés et coulés simultanément étage par étage, donc : la longueur réelle de la paillasse comporte même la longueur des paliers de départ et d'arrivées, tel que :

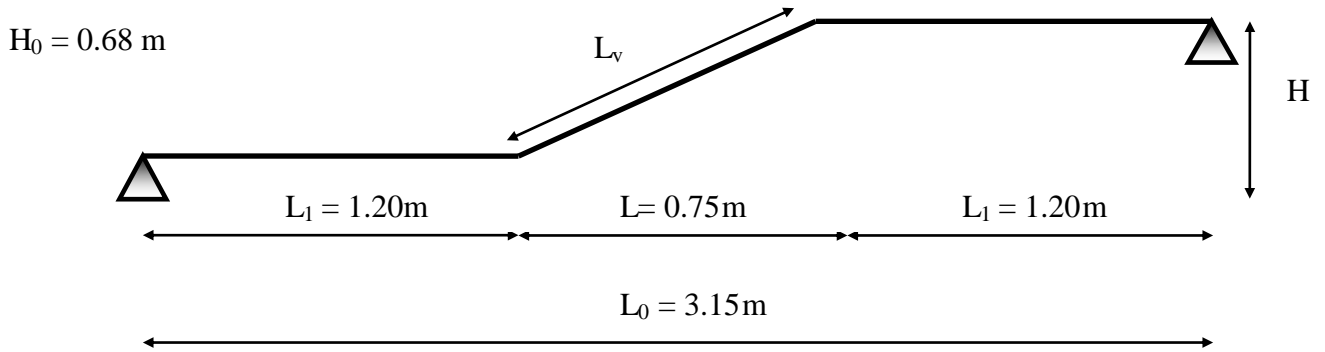
$\cos \alpha = L/L_v \Rightarrow L_v = L / \cos \alpha$ ,  $L_v = 180 \text{ cm} / \cos 33.47^\circ = 215.78 \text{ cm}$ , et  $L_1 = 100 \text{ cm}$  (longueur du palier), d'où : la longueur réelle  $L_p = L_1 + L_v \Rightarrow L_p = 100 + 215.78 = 315.78 \text{ cm}$ .

On a : L'épaisseur de la paillasse : est comprise entre :

$$\frac{L_p}{30} \leq ep \leq \frac{L_p}{20} \Rightarrow \frac{315.78}{30} \leq ep \leq \frac{315.78}{20} \rightarrow 10.52 \leq ep \leq 15.79 \Rightarrow \text{D'où : } e_p = 15 \text{ cm}$$

### -B/ Volée N°2 :

marches et contre marches :



**Figure II-11 : schéma statique de la volée intermédiaire**

Avec la même procédure et la même formule de BLONDEL, on obtiendra un polynôme de 2eme degré, qu'on doit résoudre pour déterminer le nombre de marches et contre marche que va contenir cette volée.

Nous avons :  $m n^2 - (m + L + 2H) n + 2H = 0$ , Avec :  $m=64$  et  $H=68 \text{ cm}$  et  $L=75 \text{ cm} \Rightarrow$  en remplace et on aura ce polynôme :  $P = 64n^2 - 275n + 136 \Rightarrow A^-$  et  $A^+ = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$  respectivement, d'où :  $A^+ = n \approx 4$ .

La solution de l'équation est :  $n=4$  contre marches.

Donc le nombre de marche  $m = n - 1 = 3$  marches.

Puis :  $h = H / n$ ,  $h = 68 / 4 = 17 \text{ cm}$ . Et  $g = L / n - 1 = 75 / 3 = 25 \text{ cm}$ .

D'après la formule de BLONDEL on a :  $59 \leq 2h + g \leq 66 \Rightarrow 2 \times 17 + 25 = 59 < 66 \text{ cm}$ , d'où :

L'inégalité est vérifiée, donc pour la volée intermédiaire, on a :

3 marches et 4 contre marches avec  $g=25 \text{ cm}$  et  $h=17 \text{ cm}$ , ainsi que l'angle d'inclinaison de cette volée :

$$\text{tg } \alpha = H / L \Rightarrow 68 \text{ cm} / 75 \text{ cm} = 0.906 \Rightarrow \alpha = 42.20^\circ.$$

### Épaisseur du palier et la paillasse (ep) :

$\cos \alpha = L/L_v \Rightarrow L_v = L / \cos \alpha$ ,  $L_v = 75 \text{ cm} / \cos 42.20^\circ = 101.24 \text{ cm}$ , et  $L_1 = L_2 = 120 \text{ cm}$  (longueur des 02 paliers intermédiaire), d'où : la longueur réelle  $L_p = L_1 + L_2 + L_v \Rightarrow L_p = 120 + 120 + 101.24 = 341.24 \text{ cm}$ .

On a : L'épaisseur de la paillasse : est comprise entre :

$$\frac{L_p}{30} \leq ep \leq \frac{L_p}{20} \Rightarrow \frac{341.24}{30} \leq ep \leq \frac{341.24}{20} \rightarrow 11.37 \leq ep \leq 17.062 \Rightarrow \text{D'où : } e_p = 15 \text{ cm}$$

### **II.5 : Pré dimensionnement des poteaux :**

Les poteaux sont des porteurs verticaux en béton armé qui participent à la stabilité de l'ouvrage avec leurs fonction porteuses et la transmission des forces (résultantes de la descente de charge) du haut vers le bas, autrement dis, descendre les charges jusqu'aux fondations.

Leurs forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'état limite de service en compression simple on choisissant le poteau le plus sollicité de la structure ; il peut être un poteau central, un poteau de rive ou un poteau d'angle.

On utilisant un calcul basé sur la descente de charge tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation et selon la combinaison suivante :

$$N_s = G + Q$$

Avec :

$N_s$  : effort normal repris par le poteau.

$G_{cum}$  : Le cumule des charges permanentes.

$Q_{cum}$  : Le cumule des surcharge d'exploitation en tenant compte de la dégression.

En suppose, que seul le béton reprend l'effort normal, qui sera déterminé par la descente de charge.

En tenant compte de la proposition des plans d'architecture et vérifiant les exigences du (RPA 99 modifié 2003), on effectuera le calcul de la section du poteau le plus sollicité qui est donné par la formule suivante :

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

Avec :

$S$  : section du poteau considéré.

$N_s$  : Effort normal revenant au poteau, tel que :  $N_s = G_{cum} + Q_{cum}$

$\sigma_{st}$  : Contrainte limite de service du béton en compression.

$$\overline{\sigma_{st}} = 0,6 \times f_{c28} \text{ en MPa}, \quad \overline{\sigma_{st}} = 15 \text{ MPa}$$

Selon la (**Art 7.4.1/RPA2003**), les dimensions des sections transversales des poteaux doivent satisfaire la condition suivante :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$  en zones I et II.
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$  en zone III.
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$ .

$$1/4 < b_1/h_1 < 4.$$

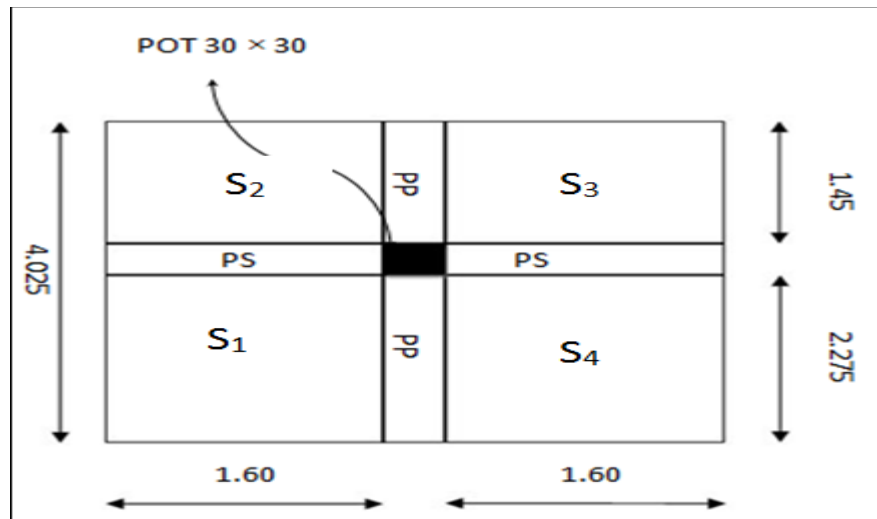
Donc, on adopte une section des poteaux de  $30 \times 30 \text{ cm}^2$  comme référence de calcul.

### **II.5.1.Descente des charges :**

La descente de charges a pour objectif de connaître la répartition et les cheminements des charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure depuis le haut jusqu'aux fondations.

#### **II.5.1.1.Surface d'influence :**

D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque poteau appelées surface d'influence, ici dans notre ouvrage, le poteau le plus sollicité est au centre des planchers, là où ils se croisent les plus grandes travées, le calcul de la surface d'influence donne les résultats illustrés dans la figure suivante :



**Figure II-12** : Surface d'influence du poteau le plus sollicité.

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_{\text{nette}} = (2.275 \times 1.6) + (2.275 \times 1.6) + (1.45 \times 1.6) + (1.45 \times 1.6) = 11.92 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{brute}} = [(4.85/2) + (3.20/2)] \times [3.5] = 14.0875 \text{ m}^2 \text{ ou bien : } S_{\text{brute}} = S_{\text{nette}} + S_p, \text{ tel que :}$$

$$S_p = 0.3 \times 4.025 + 2(0.3 \times 1.6) = 2.1675 \text{ m}^2 \Rightarrow S_{\text{brute}} = 11.92 + 2.1675 = 14.0875 \text{ m}^2.$$

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

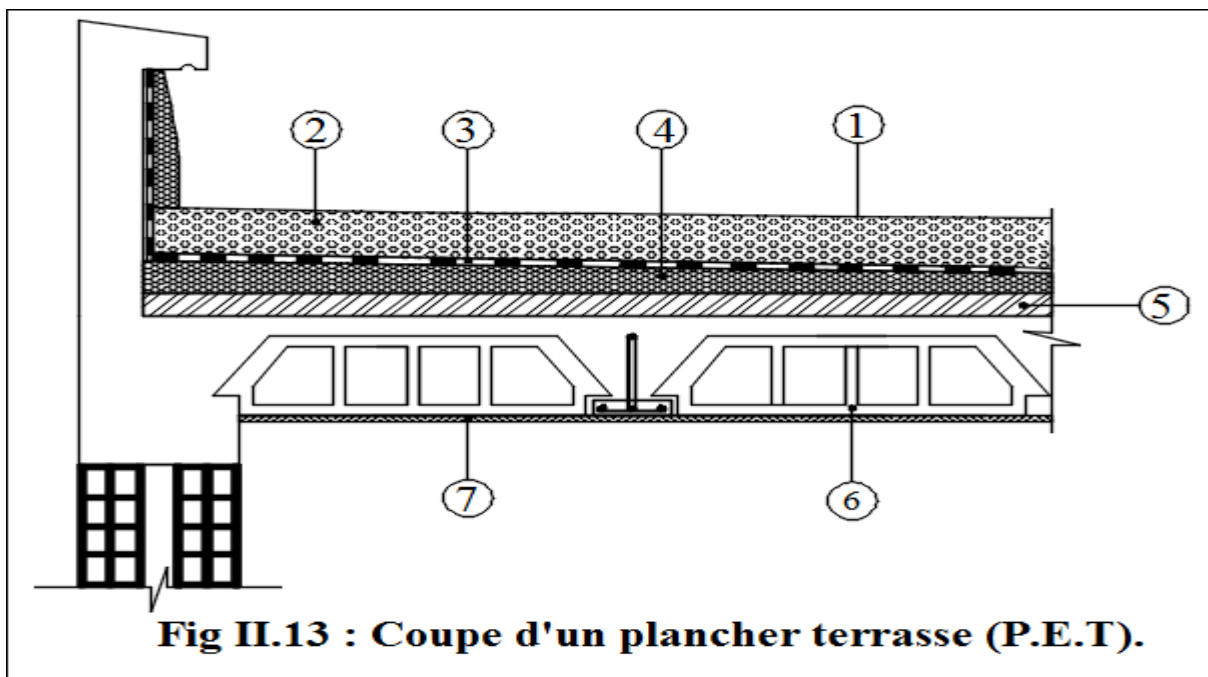
#### II.5.1.2. Détermination des charges et surcharges :

Pour déterminer les charges permanentes G et surcharges d'exploitation Q nous allons nous référer au DTR B.C.22 [4]. (Ref 10 : DTR B.C.22 [4]/ charges et surcharges)

##### A. Charges permanentes :

**a. Les planchers** : Nous avons 02 types de plancher en corps creux et un type en dalle plein dans ce projet :

##### plancher étage terrasse PET :

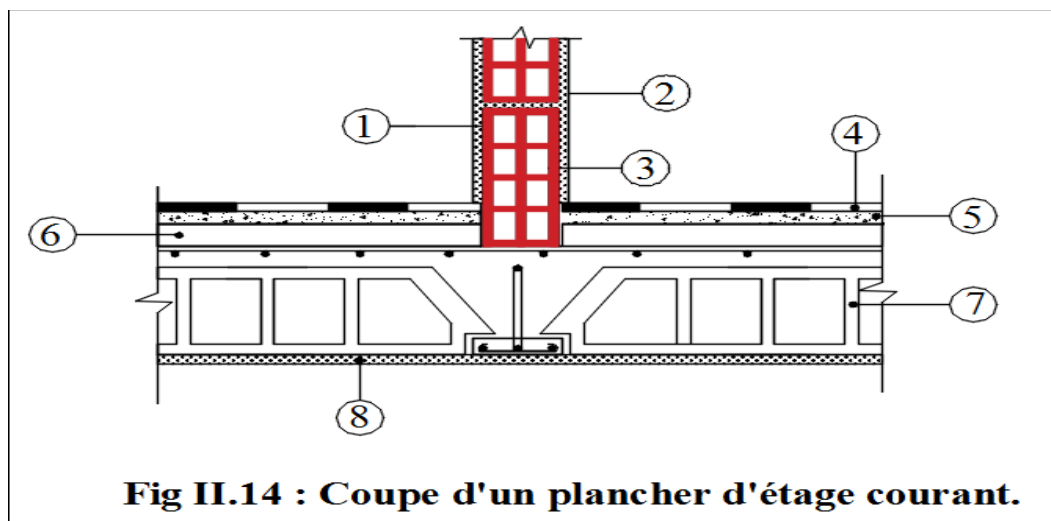


**Fig II.13** : Coupe d'un plancher terrasse (P.E.T).

N°	Matériau composant	Épaisseur (m)	Poids volumique KN/m <sup>3</sup>	Poids surfacique KN/m <sup>2</sup>
01	Protection gravillon	0.05	17	0.85
02	Étanchéité multicouche	0.02	06	0.12
03	Feuille de polyane	0.01	01	0.01
04	Isolation thermique en liège	0.05	04	0.2
05	Chape en béton pentée. (non armé)	0.06	22	1.32
06	Plancher en corps creux (16+4)	0.2	14	2.8
07	Enduit ciment	0.02	18	0.36
	∑ somme des charges surfaciques			$G_{PET} = 5.66 \text{KN/m}^2$

**Tableau II.2 :** Charges permanentes (G) revenant au Plancher terrasse inaccessible.

**plancher étage courant PEC :**



**Fig II.14 :** Coupe d'un plancher d'étage courant.

N°	Matériau composant	Épaisseur (m)	Poids volumique KN/m <sup>3</sup>	Poids surfacique KN/m <sup>2</sup>
01	Enduit ciment	0.02	18	0.36
02	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
03	Cloisons intérieures	0.10	09	0.9
04	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
05	Mortier de pose	0.03	19	0.57
06	Couche de sable	0.03	18	0.54
07	Plancher en corps creux (16+4)	0.20	14	2.80
08	Enduit ciment	0.02	18	0.36
	∑ somme des charges			$G_{PEC} = 6.13 \text{KN/m}^2$

**Tableau II -3 :** charge permanente revenant aux planchers d'étages courants.

• Les balcons :

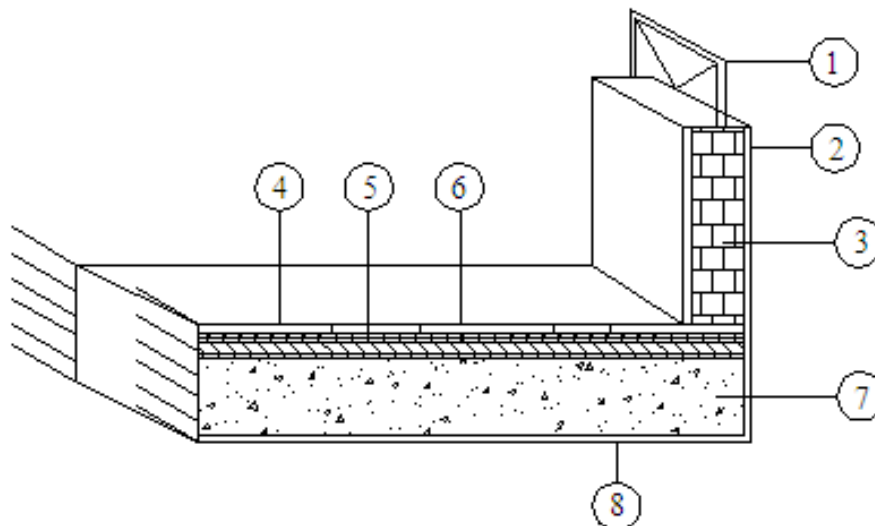


FIG II.15 : Coupe transversal du balcon.

N°	Matériau composant	Épaisseur (m)	Poids volumique KN/m <sup>3</sup>	Poids surfacique KN/m <sup>2</sup>
01	G.corps métallique		78.5	0.1
02	Enduit ciment	0.02	18	0.36
03	G.C en maçonnerie	0.10	09	0.9
04	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
05	Mortier de pose	0.03	19	0.57
06	Couche de sable	0.03	18	0.54
07	Dalle pleine e <sub>p</sub> 15 cm en béton armé.	0.15	25	3.75
08	Enduit ciment	0.02	18	0.36
	∑ somme des charges			<b>G<sub>balcon</sub> = 6.98 KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau II-4 : charge permanente revenant aux planchers dalle plein (balcon).

b. Murs extérieures et intérieures :

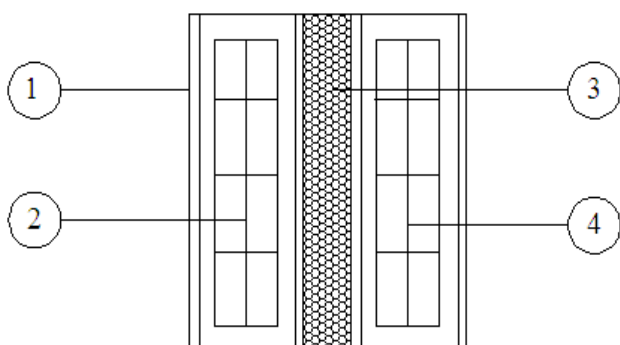


FIG II.16 : Coupe verticale du mur extérieur

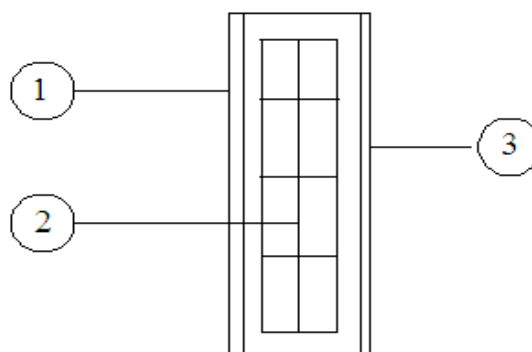


FIG II.16 : Coupe verticale du mur intérieur

N°	Matériau composant	Épaisseur (m)	Poids volumique KN/m <sup>3</sup>	Poids surfacique KN/m <sup>2</sup>
01	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
02	Cloison en double mur	0.2	09	1.8
03	Isolation en polystyrène	0.05	≈ 0.00	≈ 0.00
04	Enduit ciment	0.02	18	0.36
	<b>∑ somme des charges</b>			<b>G<sub>mext</sub> = 2.36 KN/m<sup>2</sup></b>

**Tableau II.5 :** Charges permanentes (G) revenant aux murs extérieurs.

N°	Matériau composant	Épaisseur (m)	Poids volumique KN/m <sup>3</sup>	Poids surfacique KN/m <sup>2</sup>
01	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
02	Cloison en brique creuse	0.1	09	0.9
03	Enduit ciment	0.02	18	0.36
	<b>∑ somme des charges</b>			<b>G<sub>mint</sub> = 1.46 KN/m<sup>2</sup></b>

**Tableau II.6 :** Charges permanentes (G) revenant aux murs intérieur.

**Remarque :** Les murs extérieur et intérieur sont avec ouvertures, donc il est nécessaire d'opter des coefficients réducteur de la charge **G** selon le pourcentage d'ouvertures, tel que :

Murs avec portes et fenêtres (70%G), c'est à dire : la charge totale G de ces murs sera réduite de 30%.

**c. Les escaliers :** Cet élément secondaire repose sur des poutres palières qui sont en console, chaque console par étage supporte la demi-charge des 02 volées et un palier.

les paliers (S=1.00×1.20 m<sup>2</sup>) :

N°	Matériau composant	Épaisseur (m)	Poids volumique KN/m <sup>3</sup>	Poids surfacique KN/m <sup>2</sup>
01	G.corps métallique		78.5	0.15
02	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
03	Mortier de pose	0.03	19	0.57
04	Couche de sable	0.03	18	0.54
05	Dalle pleine e <sub>p</sub> 15 cm en béton armé.	0.15	25	3.75
06	Enduit ciment	0.02	18	0.36
	<b>∑ somme des charges</b>			<b>G<sub>palier</sub> = 5.77 KN/m<sup>2</sup></b>

➤ Volées 1 et 3 (S= 1.20×2.16 m<sup>2</sup>), α= 33.47°

N°	Matériau composant	Épaisseur (m)	Poids volumique KN/m <sup>3</sup>	Poids surfacique KN/m <sup>2</sup>
01	G.corps métallique		78.5	0.15
02	marches en marbre	0.025	28	0.48
03	Mortier de pose HORZ	0.03	19	0.396

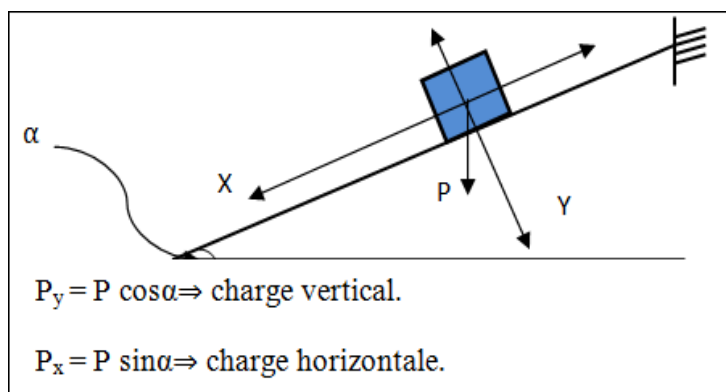
04	Couche de sable HORZ	0.03	18	0.375
05	Contre marche en marbre	0.025	28	0.322
06	Mortier de pose VERCL	0.03	19	0.262
07	Marche en béton armé	H=0.17	25	1.48
08	Paillasse en béton armé	0.15	25	3.13
09	Enduit ciment	0.02	18	0.36
	$\Sigma$ somme des charges			$G_{\text{volée 1 ; 3}} = 6.95 \text{ KN/m}^2$

➤ volée 02 (S= 1.00×1.01 m<sup>2</sup>) :  $\alpha = 42.20^\circ$

N°	Matériau composant	Épaisseur (m)	Poids volumique KN/m <sup>3</sup>	Poids surfacique KN/m <sup>2</sup>
01	G.corps métallique		78.5	0.15
02	Marches en marbre	0.025	28	0.385
03	Mortier de pose HORZ	0.03	19	0.314
04	Couche de sable HORZ	0.03	18	0.297
05	Contre marche en marbre	0.025	28	0.349
06	Mortier de pose VERCL	0.03	19	0.284
05	Marche en béton armé	H=0.17	25	1.169
06	Paillasse en béton armé	0.15	25	2.778
07	Enduit ciment	0.02	18	0.36
	$\Sigma$ somme des charges			$G_{\text{volée 2}} = 6.086 \text{ KN/m}^2$

**Tableau II-7 : Charges permanentes des escaliers.**

**NOT :** Nous avons 03 volées qui sont inclinés d'un angle  $\alpha$ , donc nous avons la composante de charge, horizontale et verticale, le schéma statique des charges G des volées est illustré sur la figure suivante :



Le poids propre des marches pour les 03 volées est obtenu comme suite :

1/ volée 01 et 03 :

$$V_{\text{TOT marche}} : \frac{h \times g}{2} \times l \times m \Rightarrow \frac{0.17 \times 0.30}{2} \times 1.20 \times 6 = 0.1836 \text{ m}^3$$

Avec : **L** : l'embranchement, **h** : hauteur de la marche, **g** : le giron, **m** : nombre de marche.

$$P_{\text{popre}} = \rho_{\text{béton}} \times V_{\text{TOT}} \Rightarrow 25 \times 0.1836 = 4.59 \text{ KN} \Rightarrow Q_{\text{surfacique}} = \frac{P_{\text{popre}} \times \cos \alpha}{S}$$

Avec :  $S$  : la surface réelle de la volée, tel que :  $S = L_v \times L = 1.20 \times 2.16 = 2.592 \text{ m}^2$

$$Q_{\text{surfacique}} = \frac{4.59 \times \cos 33.47^\circ}{2.592} = 1.48 \text{ KN/m}^2.$$

2/ volée 02 :

$$V_{\text{TOT marche}} : \frac{h \times g}{2} \times l \times m \Rightarrow \frac{0.17 \times 0.25}{2} \times 1.00 \times 3 = 0.06375 \text{ m}^3$$

Avec :  $L$  : l'embranchement,  $h$  : hauteur de la marche,  $g$  : le giron,  $m$  : nombre de marche.

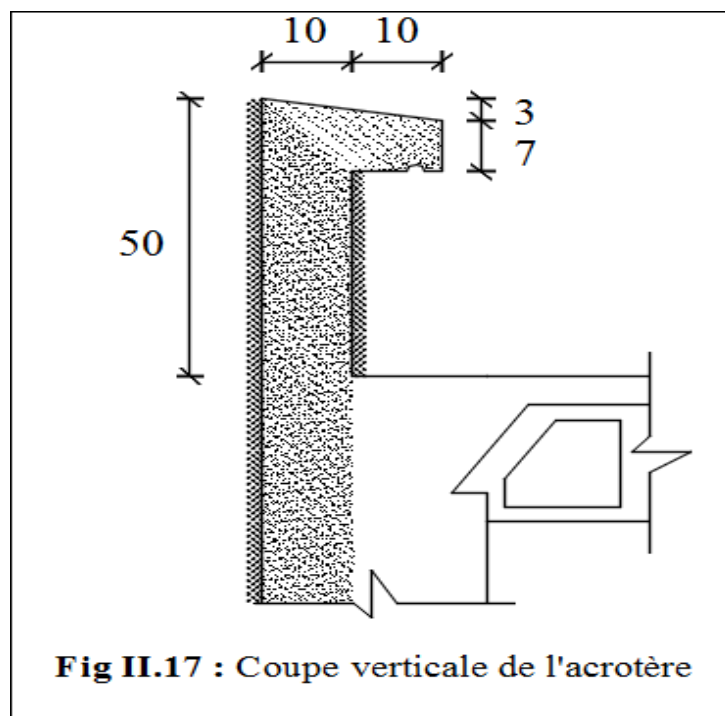
$$P_{\text{popre}} = \rho_{\text{béton}} \times V_{\text{TOT}} \Rightarrow 25 \times 0.06375 = 1.59 \text{ KN} \Rightarrow Q_{\text{surfacique}} = \frac{P_{\text{popre}} \times \cos \alpha}{S}$$

Avec :  $S$  : la surface réelle de la volée, tel que :  $S = L_v \times L = 1.00 \times 1.01 = 1.01 \text{ m}^2$

$$Q_{\text{surfacique}} = \frac{1.59 \times \cos 42.2^\circ}{1.01} = 1.169 \text{ KN/m}^2.$$

Ainsi, que les autres charges surfaciques obtenues pour le reste des composants de ces 03 volées, sont calculées avec la même méthode, c'est-à-dire qu'on a tenu compte que des charges de la composante verticale, les charges de la composante horizontale seront négligées dans les calculs.

**d. l'acrotère :**



**Fig II.17 : Coupe verticale de l'acrotère**

Matériau	surface (m <sup>2</sup> )	Épaisseur (m)	pooids volumique Kn/m <sup>3</sup>	pooids surfacique Kn/m <sup>2</sup>
Enduit ciment	01	0.02	18	0.36
béton	0.057	0.1	25	1.425
Σ somme des charges				1.785

**Tableau II-8 : Charges permanentes de l'acrotère.**

**B/ surcharges d'exploitation :** Comme nous l'avons déjà fait pour les charges permanentes, nous déterminons les surcharges d'exploitations relatives aux différents éléments déjà donnés.

Éléments	Surcharge Q en (KN/m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse inaccessible PET	1.0
Plancher étage courant à usage d'habitation	1.5
Plancher RDC (logements)	1.5
Base du sous-sol (Parking pour les véhicules).	3.5
Balcon	3.5
Escalier	2.5
Acrotère	5.0

**Tableau II.9 :** Charges d'exploitation (Q).

### II.5.1.3. Détermination du poids propre des éléments :

**a. poids propre des escaliers :** Le poteau le plus sollicité se trouve sur l'un des côtés de la cage d'escalier, dont il reprend **la moitié des charges G et Q** de ses éléments par étage. Tous les poteaux consécutifs sont soumis à ces charges, sauf le poteau du sous-sol et celui du 7<sup>ème</sup> étage, car :

La terrasse étant inaccessible,

Les habitations sont inaccessibles par le sous- sol.

Éléments	G en (KN/m <sup>2</sup> ).	Poids p en KN	Surface de répartition en m <sup>2</sup>	Répartition linéaire en m	Résultante P en KN
<b>Poutre palière</b>	7.5	2.7	1.2×0.3 = 0.36	7.5×0.3= 2.25	2.25×1.2= 2.7
<b>Volée 01</b>	3.475	4.17	1.2×0.3=0.36	11.583×0.3=3.475	3.475×1.2=4.17
<b>palier</b>	5.77	6.924	1.2×0.3=0.36	19.233×0.3=5.77	5.77×1.2=6.924
<b>Volée 02</b>	3.043	3.652	1.2×0.3=0.36	10.144×0.3=3.043	3.043×1.2=3.652
<b>∑somme</b>	19.788	17.446			17.446

**Tableau II.10 :** poids propres des escaliers.

### b. poids propre des planchers :

$$P_{PET} = G_{PET} \times S_{nette} = 5.66 \times 11.92 = 67.467 \text{ KN.}$$

$$P_{PEC} = G_{PEC} \times S_{nette} = 6.13 \times 11.92 = 73.07 \text{ KN.}$$

$$P_{RDC} = G_{RDC} \times S_{nette} = 6.13 \times 11.92 = 73.07 \text{ KN.}$$

plancher	Surface d'influence S <sub>nette</sub> en (m <sup>2</sup> ).	Charges permanente G en (KN/m <sup>2</sup> ).	Résultante de la charge permanente G en (KN).
<b>PET</b>	11.92	5.66	67.467
<b>PEC</b>	11.92	6.13	73.07
<b>RDC</b>	11.92	6.13	73.07

**Tableau II.11 :** poids propres des planchers.

### c. poids propre des poutres :

$$G = b \times h \times L \times \rho_{\text{béton}}$$

poutres	pois propre G en KN.	P totale= GPP+GPS en (KN)
Poutres principales	$G_{PP} = 0.3 \times 0.4 \times 4.025 \times 25 = 12.075$	$G_{TOTAL} = 12.075 + 9.1875 = 21.263$
Poutres secondaires	$G_{PS} = 0.3 \times 0.35 \times 3.50 \times 25 = 9.1875$	

**Tableau II.12** : poids propres des poutres.

#### d. Poids propres des poteaux :

Pour nos calculs on prendra une section des poteaux égale  $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ , la section minimale préconisée par le RPA pour les constructions en zone IIIa (Art 7.4.1. RPA99/2003).

$$G_{pot} = \rho_{\text{béton}} \times S_{pot} \times h_{\text{libre}}$$

$$h_{\text{libre}} = h_{\text{étage}} - h_{pp} \quad \text{Avec : } h_{pp} : \text{l'épaisseur du plancher.}$$

poteaux	h libre en (m)	Poids propres G des poteaux en KN.
Poteau du sous-sol	$3.00 - 0.2 = 2.80$	$G_{pot \text{ SS}} = 0.3 \times 0.3 \times 2.80 \times 25 = 6.3 \text{ KN.}$
Poteau du RDC	$3.06 - 0.2 = 2.86$	$G_{pot \text{ RDC}} = 0.3 \times 0.3 \times 2.86 \times 25 = 6.435 \text{ KN.}$
Poteau étage courant	$3.06 - 0.2 = 2.86$	$G_{pot \text{ ETC.}} = 0.3 \times 0.3 \times 2.86 \times 25 = 6.435 \text{ KN.}$

**Tableau II.13** : poids propres des poteaux.

**NB** : le poids propre des escaliers sera pris en compte comme suite :

POT sous-sol :  $G_{pot \text{ SS}} = 6.3 \text{ KN} \Rightarrow$  pas de cage d'escalier.

POT RDC jusqu'au 6ème étage :  $G_{pot \text{ ETC.}} = 6.435 + 17.446 = 23.881 \text{ KN.}$

POT du 7ème étage :  $G_{pot \text{ ETC.}} = 6.435 \text{ KN} \Rightarrow$  pas de cage d'escalier.

#### E. Résultante de la Surcharge d'exploitation :

$$P_q = Q \times S_{brute}$$

plancher	Surface d'influence $S_{brute}$ en (m <sup>2</sup> ).	Surcharges d'exploitations Q en (KN/m <sup>2</sup> )	Résultante de la Surcharge d'exploitation $P_q$ en (KN)
PET	14.088	1.00	14.088
PEC	14.088	1.5	21.132
Escalier	$0.3 \times 1.2 = 0.36$	2.5	0.90
RDC	14.088	1.5	21.132
Sous-sol (parking)	14.088	3.5	49.308

**Tableau II.14** : Surcharge d'exploitation revenant à la surface d'influence.

#### II.5.2 : Calcul de la surcharge d'exploitation selon la loi de dégression :

Le règlement Algérien (**DTR B.C.22**) et le **BAEL 99**, exige l'application de la dégression des surcharges d'exploitations pour tenir compte de la non simultanéité du chargement sur tous les planchers.

Cette loi s'applique aux bâtiments très élancés ; dont le nombre de niveau est supérieur à 5 ce qui se confond à notre cas, autrement dit aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

Pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi s'applique entièrement sur tous les niveaux, comme le cas de ce projet, donc la surcharge d'exploitation est la même pour tous les étages sauf le dernier niveau (la terrasse).

La loi de dégression est :

$$Q_n = Q_0 + \frac{(3+n)}{2n} \times \sum_{i=1}^{i=n} Q_i \Rightarrow \text{pour } n \geq 5.$$

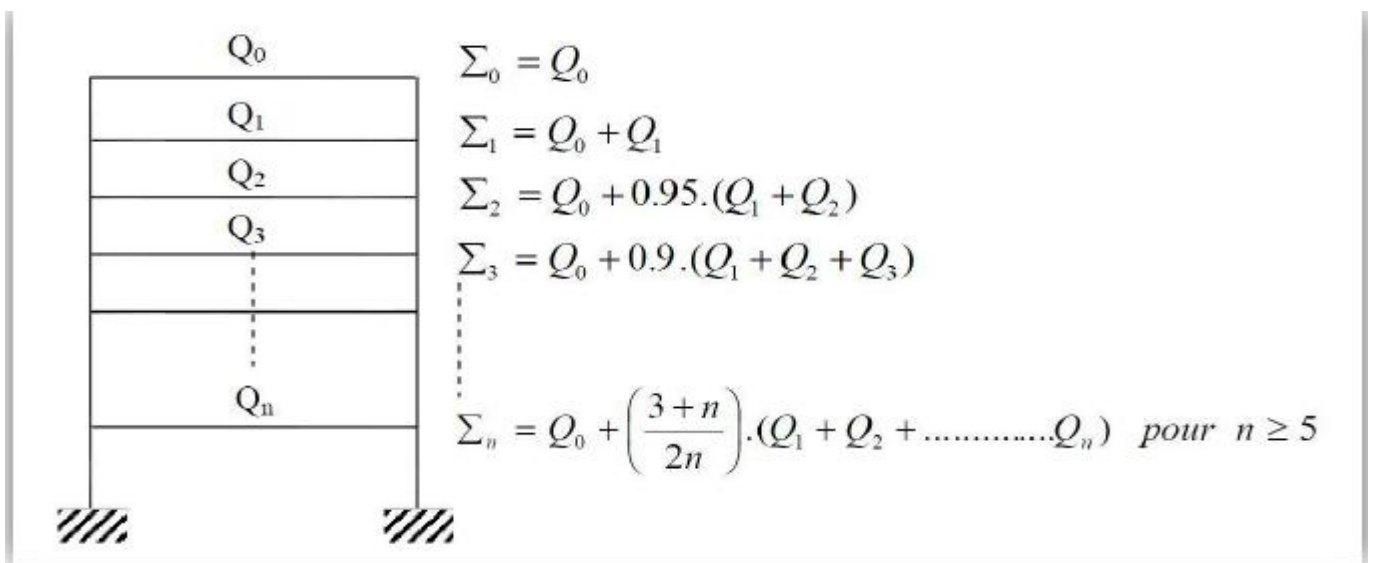
Avec :

$Q_0$  : Surcharge d'exploitation à la terrasse.

$Q_i$  : Surcharge d'exploitation de l'étage  $i$ .

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

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



**Figure II.18** : Dégression vertical des surcharges d'exploitation.

➤ Le tableau suivant montre les valeurs des coefficients en fonction des étages :

Niveau	8 <sup>eme</sup>	7 <sup>eme</sup>	6 <sup>eme</sup>	5 <sup>eme</sup>	4 <sup>eme</sup>	3 <sup>eme</sup>	2 <sup>eme</sup>	1 <sup>er</sup>	RDC	Sous-sol
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Coefficient	1	1	0.95	0.9	0.875	0.8	0.75	0.714	0.688	0.667

**Tableau II.14** : Coefficients de dégression de surcharges.

✓ Calcul des surcharges d'exploitations cumulées  $Q_n$  :

Niveaux	Opérations	Résultats (KN)
Niveau 8 (PET)	$Q_0 = 14.088$	14.088
Niveau 7 (PEC)	$Q_0 + Q_1 = 14.088 + (21.132 + 0.9 = 22.032)$	36.120
Niveau 6 (PEC)	$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 14.088 + 0.95 (2 \times 22.032)$	55.948
Niveau 5 (PEC)	$Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 14.088 + 0.9 (3 \times 22.032)$	73.574
Niveau 4 (PEC)	$Q_0 + 0.875 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 14.088 + 0.875 (4 \times 22.032)$	91.200
Niveau 3 (PEC)	$Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 14.088 + 0.8 (5 \times 22.032)$	102.216
Niveau 2 (PEC)	$Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 14.088 + 0.75 (6 \times 22.032)$	113.132
Niveau 1 (PEC)	$Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 14.088 + 0.714 (7 \times 22.032)$	124.204
RDC (PEC)	$Q_0 + 0.688 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 14.088 + 0.688 (8 \times 22.032)$	135.352
Base du Sous-sol (parking)	$Q_0 + 0.667 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) \Rightarrow$ $= 14.088 + 0.667 (176.256 + 49.308)$	164.540

**Tableau II.15 :** Dégression des charges d'exploitation.

**Récapitulatif de la descente de charge :**

Niveau	Charges permanentes [KN]					Charges Q [KN]		Ns [KN]	Section [cm <sup>2</sup> ]	
	G plancher [KN]	G poutres [KN]	G Poteaux [KN]	$\Sigma$ des charges G [KN]	G Cumulé [KN]	Q [KN]	Q Cumulé [KN]	Ns = G <sub>cu</sub> + Q <sub>cum</sub> [KN]	$S \geq N_s / \sigma_{bc}$ (Cm <sup>2</sup> )	Section calculée (b × h)
8	67,467	21,263	0	88,73	88,73	14,088	14,088	102,818	68,5453	<b>15×15</b>
7	73,07	21,263	23,881	118,214	206,944	36,12	50,208	257,152	171,435	<b>15×15</b>
6	73,07	21,263	23,881	118,214	325,158	55,948	106,156	431,314	287,543	<b>20×20</b>
5	73,07	21,263	23,881	118,214	443,372	73,574	179,73	623,102	415,401	<b>25×25</b>
4	73,07	21,263	23,881	118,214	561,586	91,2	270,93	832,516	555,011	<b>25×25</b>
3	73,07	21,263	23,881	118,214	679,8	102,216	373,146	1052,95	701,964	<b>30×30</b>
2	73,07	21,263	23,881	118,214	798,014	113,132	486,278	1284,29	856,195	<b>30×30</b>
1	73,07	21,263	23,881	118,214	916,228	124,204	610,482	1526,71	1017,81	<b>35×35</b>
RDC	73,07	21,263	23,881	118,214	1034,44	135,352	745,834	1780,28	1186,85	<b>35×35</b>
SS base	73,07	21,263	6,3	100,633	1135,08	164,54	910,374	Charges sur fondations		

**Tableau II.16 :** Sections des poteaux calculées

**II.5.2 : Vérification vis-à-vis des exigences du RPA 99/2003 :**

Vérification relative aux coffrages : (RPA 99 version 2003 / Art 7.4.1)

-Les poteaux doivent être coulés sur toutes leurs hauteurs (he) en une seule fois.

-Les dés de collage sont interdits.

Les dimensions de la section des poteaux en zone III doivent satisfaire les conditions suivantes :

S (cm <sup>2</sup> ) par niveau	exigences du RPA en zone III	Calcul et Obs.	S adoptées
Niv : 7 ; 6 et 5 : 15 × 15	Min (b, h) ≥ 30	15 < 30 ⇒ C.N.V	35 × 35
	Min (b, h) ≥ h <sub>e</sub> /20	0.15 ≤ 3.06/20 = 0.153 ⇒ C.N.V	
	1/4 ≤ b/h ≤ 4	0.25 ≤ 1 ≤ 4 ⇒ C.V	
Niv : 4,3, 2 : 30×30	Même conditions	C.N.V	40 × 40
Niv : 1, RDC et sous-sol : 35 × 35	Même conditions	Conditions vérifiées, mais en terme de sécurité on adopte :	45 × 45

Avec **h<sub>e</sub>** : est la hauteur libre du poteau.

### Conclusion :

Les sections des poteaux sont toutes carrées, les valeurs sont retenues car elles sont conformes aux exigences du RPA99 version 2003.

### II.5.3. Vérification des poteaux au flambement : (Ref 11 : Art : B.8.4.1/BAEL 99)

Lorsqu'une pièce élancée (poteau) est soumise à un effort de compression, il se produit un phénomène d'instabilité transversale (comportement analogue à celui d'une poutre fléchie) ; c'est le flambement. Cette instabilité dépend de :

La longueur de flambement.

La section (caractéristiques géométriques).

La nature des appuis.

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier l'élanement  $\lambda$  des poteaux, tel que :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50 \Rightarrow \text{Cas de la compression centrée.}$$

$\lambda$  : Élanement du poteau.

$L_f$  : Longueur de flambement du poteau

( $L_f = 0.7 l_0$ ). (Poteaux encastré-encastré).

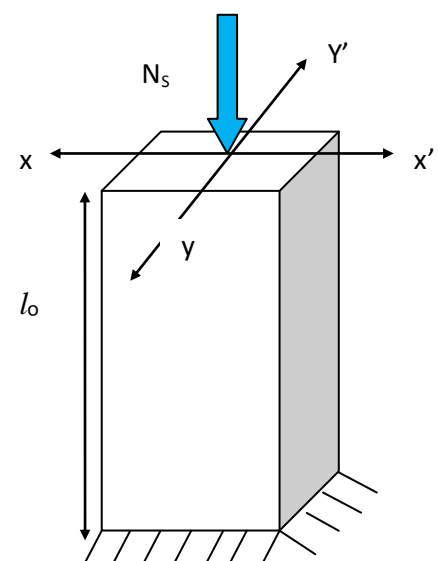
$L_0 = h_e =$  Longueur libre du poteau.

$i$  : Rayon de giration ( $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ ).

$I$  : Moment d'inertie du poteau :  $I_{xx} = I_{yy} = b \times h^3 / 12$  tel que  $b = h$ .

$B$  : section transversal du poteau ( $B = b \times h$ ) tel que  $b = h$ .

$$\Rightarrow \lambda = \frac{0.7 \times l_0}{\sqrt{\frac{bh^3}{12bh}}} = 0.7 l_0 \times \frac{\sqrt{12}}{h} \text{ avec : } h = b,$$



Section de poteaux adoptés	$L_0$ (cm)	$L_f = 0.7 l_0$ (cm)	$B=b \times h$ (cm) <sup>2</sup>	$I_{xx}=I_{yy}$ (cm) <sup>4</sup>	$(i = \sqrt{\frac{I}{B}})$ (cm)	$\lambda$ calculé (SD)	Vérification : $\lambda < 50$
45×45	300	210	2025	$3.15 \cdot 10^5$	12.473	16.83	Oui
40×40	306	214.2	1600	$2.13 \cdot 10^5$	11.538	18.56	Oui
35×35	309	214.2	1225	$1.25 \cdot 10^5$	10.102	21.20	Oui

**Tableau II.17 :** Vérification des sections des poteaux au flambement.

Toutes les sections des poteaux de notre structure sont conformes aux conditions de stabilité de forme.

**Conclusion :**

A ce niveau, on a pré dimensionner tous les éléments structuraux et non structuraux de notre ouvrage, mais les sections trouvées ne sont pas définitives, car elles peuvent être changées après l'étude dynamique.

Les différentes règles du **BAEL91/modifié 99** et celle du **RPA99/2003**, nous ont permis de pré-dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

**Élément panneaux :**

- Plancher en corps creux : 16+4.
- Voiles : e =20cm.
- dalle pleine, palier, volée : e=15 cm.

**Élément barre :**

- Poutre principale : b=30cm, h=40cm.
- Poutre secondaire : b=30cm, h=35cm.
- poutre palière : b=30cm, h=30cm.
- Les poteaux :

Sous sol, RDC, 1<sup>er</sup> étage : ⇒ 45x45cm

2, 3, 4<sup>ème</sup> étage : ⇒ 40x40cm

5, 6, 7<sup>ème</sup> étage : ⇒ 35x35cm.

# CHAPITRE III

## Calcul des éléments secondaires

### III. Introduction :

On procédera dans ce chapitre au calcul des éléments secondaires constituant notre bâtiment.

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement, le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation, Cependant certains doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique.

On peut énumérer l'ensemble de ces éléments comme suit :

- L'acrotère.
- L'escalier.
- la poutre palière.
- Balcon en porte à faux et dalle pleine.
- Les planchers en corps creux.

#### III.1) L'acrotère :

##### III.1.1) Introduction :

L'acrotère est un élément en béton armé contournant le bâtiment au niveau de la terrasse, conçu pour la protection des usagers contre toutes chute brusque et préserve les murs extérieurs de l'infiltration des eaux pluviales.

Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse dont la section la plus dangereuse se situe au niveau de l'encastrement.

L'acrotère est soumis à son poids propre ( $G$ ) qui donne un effort normal  $N_G$  et une charge d'exploitation horizontale  $Q$  non pondérée en KN/ml provoquant un moment  $M_Q$  de renversement dans la section d'encastrement.

Son ferrailage se calcul pour une bande de 1 ml en flexion composé sous l'effet de ces sollicitations :

- L'effort normal  $N_G$ .
- Surcharge horizontale  $Q$  due à la main courante estimée à 1 (KN/ml) non pondérée provoquant un moment de flexion  $M_Q$ .
- L'effort sismique  $F_p$ .

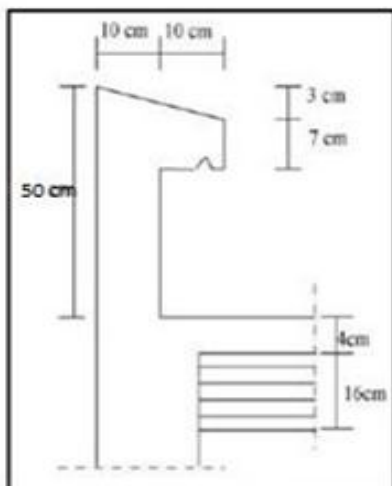


Figure III.1 : coupe verticale de l'acrotère.

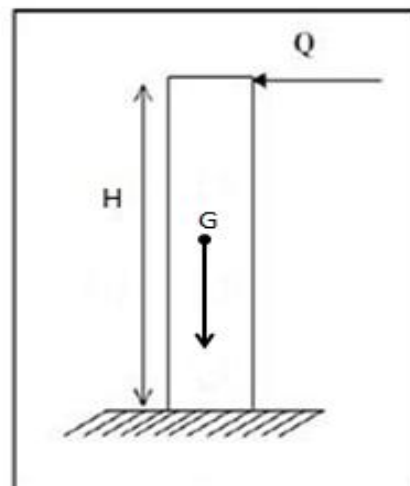


Figure III.2 : Schéma statique.

### III.1.2) Calcul à l'ÉLU :

#### III.1.2.1) Évaluation des sollicitations :

##### a. Chargement :

- Poids propre de 1 m de longueur de l'acrotère.

$G = \rho_{\text{béton}} \times S \times 1\text{m} \Rightarrow G = [(0.4 \times 0.1) + (0.2 \times 0.1) - (0.03 \times 0.2/2)] \times 25 + 0.36 = 0.057 \times 25 = 1.785 \text{KN/ml}$ , avec prise en compte de l'enduit ciment.

- Effort horizontal dû à la main courante, (Surcharge d'exploitation) :

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

**b. Calcul des sollicitations :** Grâce à la méthode des coupes de la RDM, sur les poutres isostatiques, avec prise en compte de l'effet du poids propre, nous obtiendrons les valeurs des efforts internes **N.T.M**, tel que :

- $N_G$  L'effort normal à la base dû au poids propre  $G$  :

$$\text{À } x=0 : N_G = 0 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{à } x=0.5\text{m} : N_G = 1.785 \text{KN/ml.}$$

- $T_Q$  : effort tranchant dû à la main courante :  $T_Q = Q = 1 \text{KN/ml}$ , (constant sur toute la hauteur).

- Moment fléchissant maximal dû à la surcharge  $Q$  (moment de renversement) :

$$\text{À } x=0\text{m} : M_Q = 0 \text{ KN.m}$$

$$\text{à } x=0.5\text{m} : M_Q = -1 \times 0.5 = -0.5 \text{ KN.m, avec } h = 0.5 \text{ m.}$$

##### c. Diagramme des efforts internes :

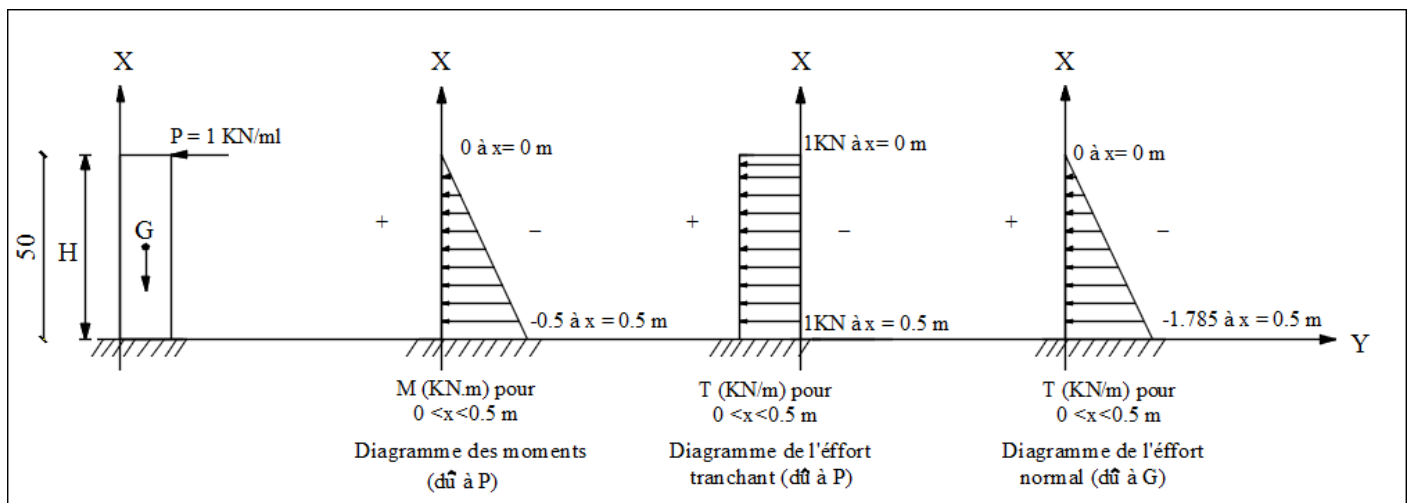


Figure III.1.4 : Diagrammes des efforts internes.

#### III.1.2.2) Combinaisons de charges :

- L'ÉLU : La combinaison est :  $1.35G + 1.5Q$

$$N_u = 1.35 \times N_G = 1.35 \times (-1.785) = -2.41 \text{KN.}$$

$$M_u = 1.5 \times M_Q = 1.5 \times (-0.5) = -0.75 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 1.5 \times T_Q = 1.5 \times 1.25 = 1.5 \text{KN.}$$

- L'ELS : La combinaison est :  $G + Q$ .

$$N_s (\text{à } x=h) = N_G = -1.785 \text{ KN, } M_s = M_Q = -0.5 \text{KN.m, } T_s = T_Q = 1.00 \text{ KN.}$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est soumis aux intempéries, donc le calcul se fera à l'ÉLU sous (Nu) et (Mu), puis sera vérifié à l'ELS sous (Ns) et (Ms).

### III.1.3) Ferrailage de l'acrotère :

#### III.1.3.1) Calcul des armatures à l'ÉLU : (Réf 01 : Cours de BA, L3.GC)

Pour déterminer les armatures, on procède par la méthode de calcul en flexion composée. Pour ce faire on utilisera l'organigramme de calcul approprié dont le but est d'étudier la section du béton en déterminant dans quel cas de flexion composée y est notre section.

La section de l'acrotère étant rectangulaire pré-dimensionnée comme suite :

- $h = 10 \text{ cm}$ ,  $b = 100 \text{ cm}$ ,  $d$  : Hauteur utile  $d = h - c = 7 \text{ cm}$ ,  $c$  : l'enrobage des armatures,  $c = c' = 3 \text{ cm}$

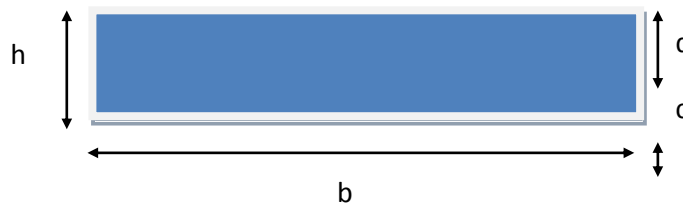


Figure III.1.5 : Pré- dimensionnement de L'acrotère.

#### 1/ Position du centre de pression $C_p$ :

- Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.75}{2.41} = 0.32 \text{ m} \Rightarrow 32 \text{ cm}.$$

$e_u \geq \frac{h}{2} - c \Rightarrow 32 \text{ cm} > \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm} \Rightarrow$  la section est partiellement comprimée SPC, car, Le centre de pression (point d'application de l'effort normal) se trouve en dehors des armatures,

Les moments étant calculés au niveau de l'armature inférieure, l'équation qui exprime leur équilibre est identique à celle de la flexion simple, donc, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif «  $M_f$  » afin de déterminer les armatures fictives «  $A_f$  » puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles «  $A_r$  » en fonction de  $A_f$  déjà calculée.

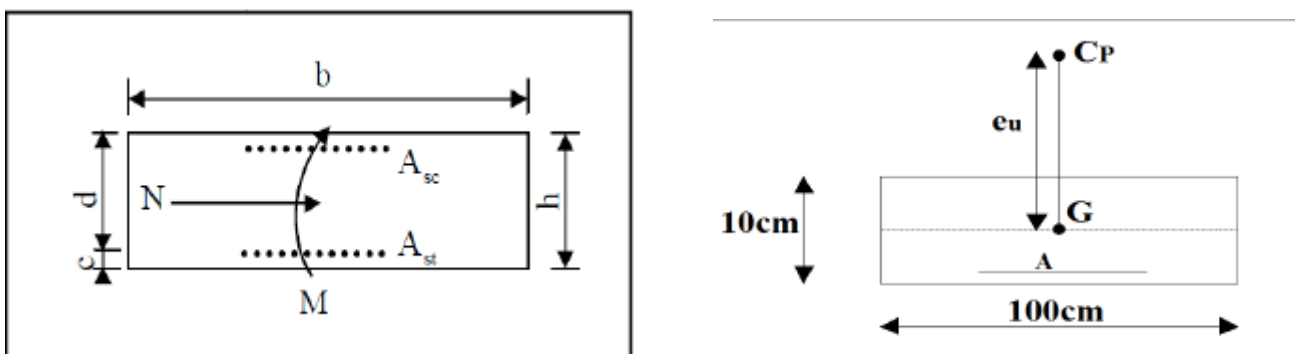


Figure III.1.5 : section rectangulaire soumise à la flexion composée.

#### 2/ Calcul de la section d'armature en flexion simple :

- Moment fictif  $M_f$  :  $M_f = N_u \times g$

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

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c = 32 + \frac{10}{2} - 3 = 34 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } M_f = -2.41 \times 0.34 = -0.82 \text{ KN.m}$$

- **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0.82}{1 \times 0.07^2 \times 14.2 \times 10^3} = 11.785 \times 10^{-3}, \text{ avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} \times 10^3 \approx 14200 \frac{KN}{m^2}$$

$$\varepsilon_{bc} = 2\text{‰} \text{ et } \varepsilon_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow \alpha_{id} = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_l} \text{ avec : } \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1.15 \times 2 \times 10^5} = 1.74\text{‰}$$

$$\alpha_{id} = \frac{2\text{‰}}{2\text{‰} + 1.74\text{‰}} = 0.535$$

$$\mu_u = 0.0117 < \mu_{id} = 0.8 \alpha_{id} (1 - 0.4 \alpha_{id}) = 0.8 \times 0.535 (1 - 0.4 \times 0.535) = 0.336 < \mu_l = 0.392.$$

⇒ la déformation est limitée sur le **pivot A** ( $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ ), La section est simplement armée (**SSA**), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires, **ASC = 0**.

On prend :  $\mu_u = 0.012 \Rightarrow \beta = 0.994 \Rightarrow$  (tiré du tableau 06 : section rectangulaire en flexion simple sans armatures comprimées, à l'ÉLU de résistance).

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \approx 348 \text{MPa} \text{ et } : \beta = 0.994.$$

- **Armatures fictives :**

$$\text{Donc : } A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0.82 \times 10^6}{0.994 \times 70 \times 348} \times 10^{-2} \approx 0.34 \text{cm}^2 \text{ et } \dot{A}_{scf} = 0.$$

- **Armatures réelles :**

$$A_{str} = A_{stf} - \frac{N_{ij}}{\sigma_{st}} = 0.34 - \frac{2.41}{348 \times 10^{-1}} = 0.27 \text{cm}^2 \text{ (compression)}. \dot{A}_{str} = 0.$$

### III.1.4) Vérifications à l'ÉLU :

#### A) Condition de non fragilité : (Réf 02 : Art. A.4.2.1/BAEL 91)

Un élément est considéré non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaille à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de la première fissuration de la section droite du béton, c'est-à-dire, une section minimum d'armatures longitudinales est imposée réglementairement pour équilibrer la sollicitation de fissuration du béton non armé.

- ✚ **Armature principale :**

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la **CNF**, tel que :

$$A_{st_{min}} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d \cdot \frac{e_s - 0.455 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d} \leq A_{str}.$$

Avec :  $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \cdot f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2,1 \text{MPa}$ ,  $f_e = 400 \text{MPa}$ ,  $d = 7 \text{cm}$ .

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{-0.5}{-1.785} = 0.28 \text{m} = 28 \text{cm}.$$

$$\Rightarrow A_{st_{min}} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 7 \times \frac{28 - 0.455 \times 7}{28 - 0.185 \times 7} = 0.785 \text{cm}^2 > A_{str} = 0.27 \text{cm}^2 \Rightarrow \text{Condition non justifiée !}$$

**Remarque :**  $A_{st_{min}} > A_{str} \Rightarrow$  la **CNF** n'étant pas vérifiée, alors on adoptera la section minimale d'armatures imposée par cette condition,  **$A_{st_{min}} = 0.785 \text{cm}^2$** .

- ✚ vue la faible section d'armature obtenue par rapport aux valeurs des sections d'aciers récapitulées dans le tableau et la non disponibilité de quelque diamètres de barre sur le marché :

On adopte un ferrailage minimal tel que :

$$A_{adopté} = 2.01 \text{cm}^2/\text{ml} \longrightarrow \mathbf{4HA8}, \text{ répartie sur } 1 \text{m de longueur avec un espacement :}$$

**St = 100/4 = 25cm.** pour les 02 nappes d'armatures (de construction et de montage).

### ✚ Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{\text{adopté}}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}, \text{ même chose, faible section.}$$

On adopte :  $A_r = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow$  **4HA8**, répartie sur 60cm de hauteur, **St = 60/4=15cm**.

### B/. Vérifications au cisaillement : (Réf 03 : Art A.5.1,211/BAEL 91 modifié 99) :

Aucune armature de l'effort tranchant n'est nécessaire si :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} \implies \text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

$\tau_u$  : contrainte de cisaillement,  $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$  Avec :

**V<sub>u</sub>** : effort tranchant :  $V_u = 1.5 Q = 1.5 \times 1.00 = 1.5 \text{ KN}$ .

**b** : la longueur de la bande étudiée,  $b=1\text{m}=1000\text{mm}$ ,

**d** : la hauteur utile,  $d=7\text{cm}=70\text{mm}$ .

Donc :  $\tau_u = \frac{1500}{70000} = 0.0215 \text{ Mpa}$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5} = 2.5, 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa.} \implies 0.027 < 2.5.$$

$\implies$  La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement et Aucune armature de l'effort tranchant n'est nécessaire.

### c. Vérifications des Contraintes d'adhérence et d'entraînement des barres :

#### ➤ Entraînement des barres : (Réf 04 : Art A.6.1, 3/ BAEL 91)

Les contraintes d'entraînement des armatures en partie courante (la zone médiane) doivent être limitées pour ne pas endommager le béton, il faut donc vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} \text{ Avec :}$$

$\tau_{se}$  : la contrainte d'adhérence d'entraînement.

$V_u$  : la valeur de calcul de l'effort tranchant ultime.

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d u_l} \frac{A_{s_i}}{A_s}$$

$U_l$  : Le périmètre utile d'une barre =  $\Pi \times \emptyset$

$Z$  : le bras de levier pris =  $0.9 \times d$ .

Pour un paquet de plus de 03 barres, la contrainte d'adhérence devienne :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum u_l}$$

Avec :

$$\sum U = (4 \times \Pi \times \emptyset) = (3.14 \times 4 \times 8) = 100.53 \text{ mm.}$$

$d = 70 \text{ mm}$ .

$$V_u = 1.5 \times 1 \text{ KN} = 1500 \text{ N.}$$

$$\tau_{se.u} = \Psi_s f_{tj}$$

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement (fonction de la nuance d'acier)

Avec :

$\Psi_s = 1.5$  (Barres de haute adhérence).

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

$$\implies \tau_{se} = \frac{1500}{0.9 \times 70 \times 100.53} = 0.236 \text{ MPa.} < \overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

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

#### d. Ancrage des barres aux appuis (barres verticales) : (Réf 05 : Art 6.1, 221/BAEL 91)

La longueur de scellement droit : correspond à la longueur maximale d'ancrage rectiligne, tel que :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

$\phi$  : diamètre de la barre= 8mm.

Avec :  $f_e$  : limite d'élasticité de la barre= 400MPa

$\tau_{su}$  : la contrainte limite ultime d'adhérence des barres ancrées.

$$\tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 f_{tj}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa.}$$

$$\Rightarrow l_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.835} = 282.18 \text{mm} = 28.2 \text{cm.}$$

D'après le BAEL 91[Art6.1.221], la longueur de scellement pour les HA 400 est de :

$$L_s = 35\phi = 35 \times 0.8 = 28 \text{cm.} \Rightarrow \text{Donc on adopte : } L_s = 30 \text{cm.}$$

#### e. Espacement des barres :

**Armature principales** : 4HAØ8 (en deux nappes d'armatures).

$$S_t = 25 \text{cm} < \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(30; 33) \text{ cm} \Rightarrow 25 \text{cm} < 30 \text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Armatures de répartition** : 4HAØ8. (En deux nappes d'armatures).

$$S_t = 15 \text{cm} < \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(40; 45) \text{ cm} \Rightarrow 15 \text{cm} < 40 \text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### III.1.5) Vérifications à l'ELS :

##### ✓ Les contraintes limites dans le béton et l'acier :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

Les contraintes limites dans le béton et les aciers doivent vérifier les conditions suivantes :

➤ La contrainte dans les aciers  $\Rightarrow \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

➤ La contrainte dans le béton  $\Rightarrow \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

#### 1/Vérification des contraintes d'ouvertures des fissures : (Réf 06 : Art A-4.5.23/ BAEL91).

- **Fissuration préjudiciable** : c'est le cas des éléments exposés aux intempéries, tel que :

$$\overline{\sigma_{st}} \leq [ \min \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) ]; \text{ en MPa (HA. } \phi \geq 6 \text{mm), } \overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa Avec :}$$

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

$\eta$  :  $\Rightarrow$  Coefficient de fissuration, tel que :

$\eta=1.6 \Rightarrow$  pour les aciers de haute adhérence de diamètre  $\phi \geq 6 \text{mm}$ .

- **Détermination des armatures :**

#### 1/ Position du centre de pression $C_p$ :

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.5}{1.785} = 0.28 \text{m} \Rightarrow 28 \text{cm.}$$

$$e_s \geq \frac{h}{2} - \acute{c} \Rightarrow 28 > \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{cm} \Rightarrow \text{la section est partiellement comprimée SPC.}$$

**Moment fictif  $M_f$  :**  $M_f = N_s \times g$ .

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

$$g = e_s + \frac{h}{2} - c = 28 + \frac{10}{2} - 3 = 30\text{cm}$$

D'où :  $M_f = -1.785 \times 0.3 = -0.535 \text{ KN.m}$ .

- **Moment de service :**

$$\mu_s = \frac{M_f}{bd^2 \cdot \overline{\sigma_{st}}} = \frac{0.535}{1 \times 0.07^2 \times 2.01 \times 10^5} = 5.43 \times 10^{-4} \text{ soit } \mu_s = 5.5 \times 10^{-4}$$

⇒ (tableau pour sections sans armatures comprimées à l'ELS) :

$$\beta_1 = 0.959, \rho_1 = 0.058, \alpha_1 = 0.123, k_1 = 107$$

$$\text{Donc : } \mathbf{Ast_f} = \frac{M_f}{\beta_1 \times d \times \overline{\sigma_{st}}} = \frac{0.535 \times 10^6}{0.959 \times 70 \times 201.63} \times 10^{-2} \approx 0.4 \text{ cm}^2 \text{ et } \mathbf{\dot{A}st_f = 0}.$$

- **Armatures réelles en flexion composée à l'ELS :**

$$\mathbf{Astr} = \mathbf{Ast_f} - \frac{N_s}{\overline{\sigma_{st}}} = 0.4 - \frac{1.785}{201.63 \times 10^{-1}} = 0.311 \text{ cm}^2 \text{ et } \mathbf{\dot{A}str = 0}.$$

**Comparaison :**

$$\mathbf{Ast_{max}} = \max(\mathbf{Ast_{ELU}} ; \mathbf{Ast_{ELS}} ; \mathbf{Ast_{min}}) = \max(0.27 ; 0.311 ; 0.785) \text{ cm}^2 = 0.785 \text{ cm}^2.$$

✚ Vue, la faiblesse de la section d'armature obtenue, nous adoptons un ferrailage final, tel que :  
 $\mathbf{Ast_f = 2.01 \text{ cm}^2}$

$$\Rightarrow \text{La contrainte dans les aciers : } \sigma_{st} = \frac{M_f}{\beta_1 \times d \times Ast_{max}} \leq \overline{\sigma_{st}} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{0.535 \times 10^5}{0.959 \times 7 \times 2.01} \times 10^{-2} = 39.65 \text{ MPa}$$

⇒  $\sigma_{st} = 17.84 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow$  **La condition est vérifiée.**

**2/ Vérification des contraintes de compression dans le béton  $\langle \sigma_{bc} \rangle$  : (Réf 07 : Art 4.5.2\_BAEL 91/99) :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa, tel que :}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\overline{\sigma_{st}}}{k_1} = \frac{201.63}{107} = 1.884 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{le béton ne risque aucun écrasement.}$$

### III.1.6) Vérification au séisme :

Selon le RPA, (Réf 08 : Art 6.2.3 du RPA99/2003), la force sismique horizontale agissant sur l'acrotère est calculée suivant la formule suivante :  $\mathbf{F_p} = 4 \times A \times C_p \times W_p$ ,

Si  $\mathbf{F_p} > \mathbf{F_{ext}}$  : l'élément sera ferrailé suivant les résultats du calcul dynamique.

Si non, le ferrailage à l'ÉLU est largement satisfaisant, tel que :

$\mathbf{F_{ext}}$  : Toutes forces extérieures horizontales, dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitations.

$\mathbf{A}$  : Coefficient de l'accélération de la zone ⇒ **Tableau (4-1) du RPA99/P 35** en fonction de la zone et du groupe d'usage (Zone **III**, Groupe d'usage **2b**). ⇒  $\mathbf{A = 0.25}$

$\mathbf{C_p}$  : Facteur de forces horizontales pour les éléments secondaires variant entre 0,3 et 0,8. Pour notre cas,  $\mathbf{C_p = 0,8}$  (élément en console). ⇒ (**Tableau 6-1) du RPA99/P 55**)

$\mathbf{W_p}$  = Poids de l'élément considéré  $\mathbf{W_p = G = 1,785 \text{ KN/ml}}$  (selon la combinaison accidentelle  $\mathbf{G+Q+E}$ )

Donc :  $\mathbf{F_p} = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.785 = 1,428 \text{ KN/ml}$ .  $\mathbf{F_p} = 1.428 \text{ KN/ml} > Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow$  condition non vérifiée, le ferrailage établi à l'ÉLU et à l'ELS, ne sera pas suffisant pour que l'acrotère résistera aux sollicitations dynamiques.

**Remarque 1 :** dans ce cas là, on doit refaire les calculs, tel que la force  $F_p = 1.428 \text{ KN/ml}$  remplacera la charge d'exploitation  $Q = 1 \text{ KN/ml}$ .

**Remarque 2 :** Les sections d'armatures adoptée dans les calculs précédents seront largement suffisante pour assurer la résistance aux sollicitations dynamiques, à savoir :

- Les sections d'armatures adoptées sont largement supérieures à celles calculées,
- La faible différence entre l'intensité de la charge  $Q$  et celle de la force sismique  $F_p$  ( $0.43 \text{ KN/ml}$  équivaux à  $43 \text{ Kg/ml}$ ).

**Conclusion :**

Suite à toutes les vérifications précédentes, on adoptera le ferrailage suivant :

- 4HA8/ml comme armatures principales en 02 nappes,
- 4HA8/ml comme armatures de répartitions en 02 nappes,
- 02 épingles de HA  $\varnothing 6$  pour la bonne fixation à l'intérieur du coffrage, pour chaque 1 m de longueur (2HA $\varnothing 6$ / ml).

■ Espacement :

- Armatures de répartition : pour chaque nappe, avec un espacement  $St = 100/4 = 25 \text{ cm}$ .
- Armatures principales : pour chaque nappe, avec un espacement  $St = 60/4 = 15 \text{ cm}$ .

**III.2) Calcul des escaliers :**

**III.2.1) pré dimensionnement :** les résultats du pré- dimensionnement, ainsi que les charges permanentes et d'exploitations revenants aux composants de l'escalier, sont récapitulés ci-dessous :

A/ Volée 01 et 03 :  $\alpha = 33.47^\circ$  :

	$L_0$ (m)	$L_v$ (m)	Épaisseur (m)	Surface ( $m^2$ )	G ( $\text{KN}/m^2$ )	G ( $\text{KN}/m$ )	Q ( $\text{KN}/m^2$ )	Q ( $\text{KN}/m$ )
Volée 01 et 03	1.80	2.16	0.15	$1.2 \times 2.16$	6.95	$6.95 \times 1.2 = 8.34$	2.5	$2.5 \times 1.2 = 3$
paliers	1.00		0.15	$1.00 \times 1.20$	5.77	$5.77 \times 1.2 = 6.924$	2.5	$2.5 \times 1.2 = 3$

**III.2.2 : combinaison de charges :**

	Combinaison	Volée 01 et 03	palier
L'ÉLU	$q_u = 1.35G + 1.5Q$	$q_{uv} = 1.35 \times 8.34 + 1.5 \times 3 = 15.76 \text{ KN/ml}$	$q_{up} = 1.35 \times 6.924 + 1.5 \times 3 = 13.84 \text{ KN/ml}$
L'ELS	$q_s = G + Q$	$q_{sv} = 8.34 + 3 = 11.34 \text{ KN/ml}$	$q_{sp} = 6.924 + 3 = 9.924 \text{ KN/ml}$

**III.2.3 : Étude de l'escalier :**

- Schéma statique :

A/ volée N°1 et 3 :

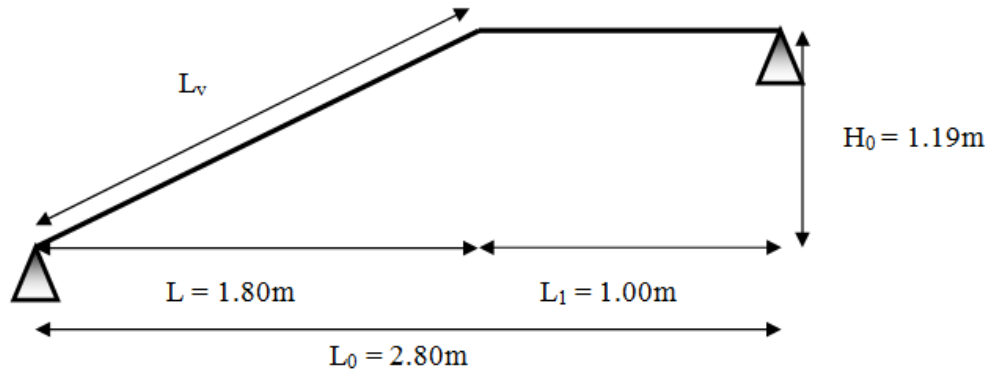


Figure III.2-1 : schéma statique de la volée de départ et d'arrivée.

▪ Calcul des efforts internes à l'ÉLU :

a) Les réactions d'appuis :

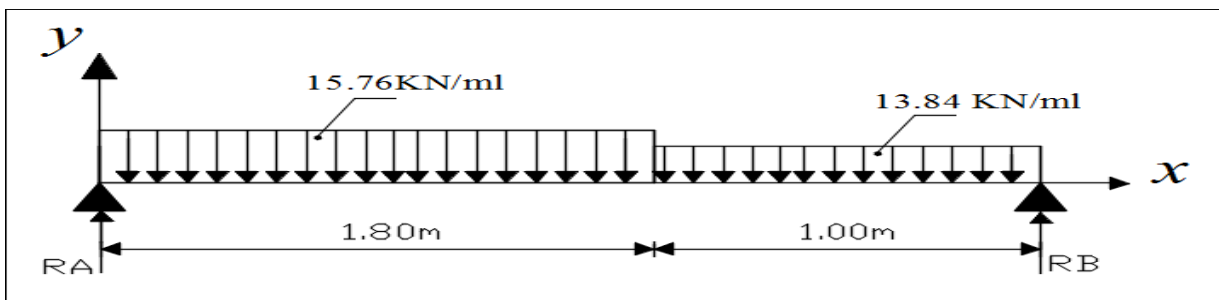


Figure III.2.2 : Schéma isostatique des volées 1 et 3 à l'ÉLU.

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 2.8 R_A - 15.76 \times (1.8) \times (1.9) - 13.84 \times (0.5) = 0$$

$$\Rightarrow R_A = \frac{(15.76 \times 1.8 \times 1.9) + (13.84 \times 0.5)}{2.8} = 21.72 \text{ KN.}$$

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B - (15.76 \times 1.8) - (13.84 \times 1) = 0 \Rightarrow R_B = (15.76 \times 1.8) + (13.84 \times 1) - 21.72 = 20.48 \text{ KN}$$

Donc :  $R_A = 21,72 \text{ KN}$  et  $R_B = 20,48 \text{ KN}$

b) Calcul des efforts tranchants ( $T_y$ ) et moments fléchissant ( $M_z$ ) :

1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.80 \text{ m}$  : (de A vers B).

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A - T_y - 15.76X = 0 \Rightarrow T_y = 21.72 - 15.76X$$

$$\text{À } X=0 : T_y = +21.72 \text{ KN.}$$

$$\text{À } X=1.8 \text{ m} : T_y = +21.72 - (15.76 \times 1.8) = -6.64 \text{ KN.}$$

$$\sum M/G = 0 \Rightarrow R_A X - M_z - 15.76 \left(\frac{x^2}{2}\right) = 0$$

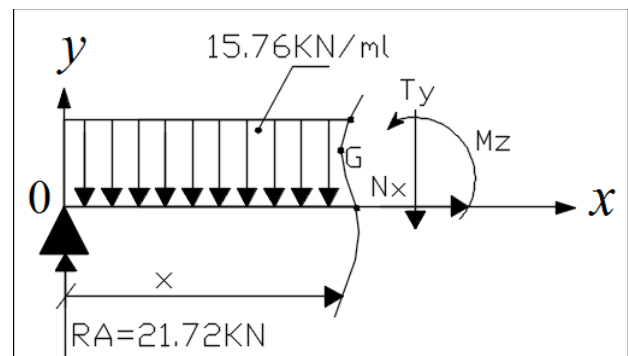
$$M_z = -15.76 \left(\frac{x^2}{2}\right) + R_A X$$

$$\text{À } X=0 : M_z = 0 \text{ KN.m}$$

$$\text{À } X=1.8 \text{ m} : M_z = 21.72 \times 1.8 - 15.76 \left(\frac{1.8^2}{2}\right) = +13.56 \text{ KN.m}$$

$$\frac{dM_z}{dx} = -15.76x + 21.72 \Rightarrow x = \frac{21.72}{15.76} = 1.38 \text{ m} \in [0; 1.8 \text{ m}], \text{ la valeur de } M_z \text{ à } (x_{\max}) \text{ est maximum.}$$

$$M_z (x_{\max}) = -15.76 \left(\frac{1.38^2}{2}\right) + 21.72 \times 1.38 = +14.97 \text{ KN.m}$$



$$T_y(x=1.38) = 21.72 - (15.76 \times 1.38) = 0 \text{ KN.}$$

2<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1 \text{ m}$  : (de B vers A).

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_B + T_y - 13.84X' = 0 \Rightarrow T_y = 13.84X' - 20.48 \text{ KN.}$$

$$\text{À } X=0 : T_y = -20.48 \text{ KN.}$$

$$\text{À } X=1.00 \text{ m} : T_y = (13.84 \times 1.00) - 20.48 = -6.64 \text{ KN.}$$

$$\sum M/G = 0 \Rightarrow -R_B X' + M_z + 13.84 \left(\frac{x'^2}{2}\right) = 0$$

$$M_z = -13.84 \left(\frac{x'^2}{2}\right) + 20.48 X'$$

$$\text{À } X=0 : M_z = 0 \text{ KN.m}$$

$$\text{À } X=1.00 \text{ m} : M_z = 20.48 \times 1.00 - 13.84 \left(\frac{1^2}{2}\right) = +13.56 \text{ KN.m}$$

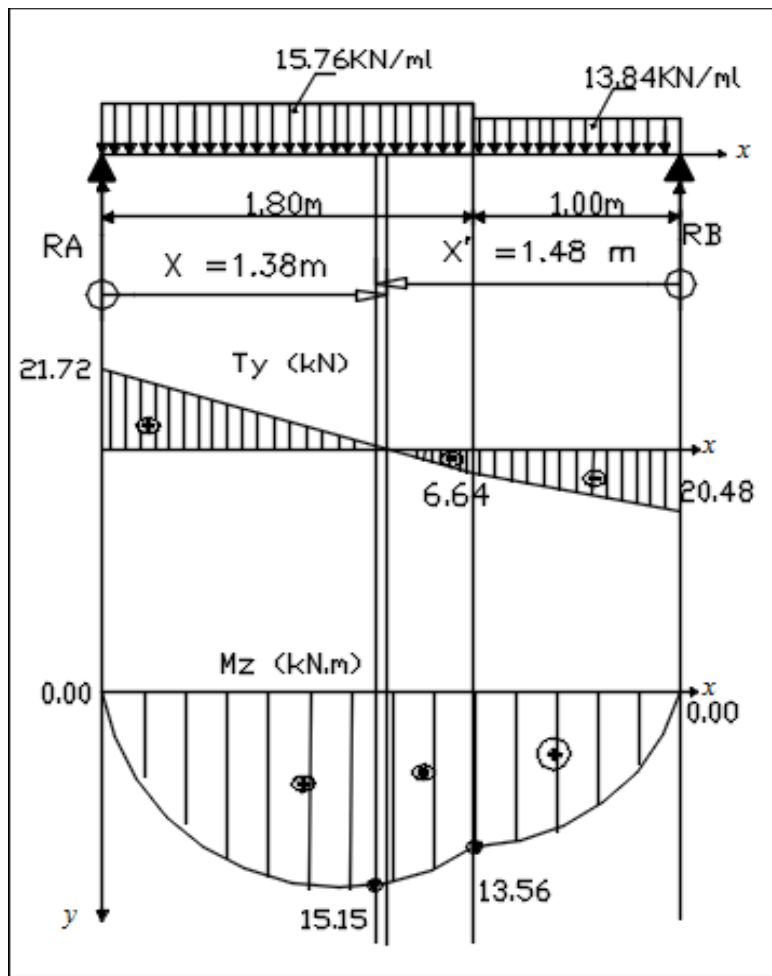
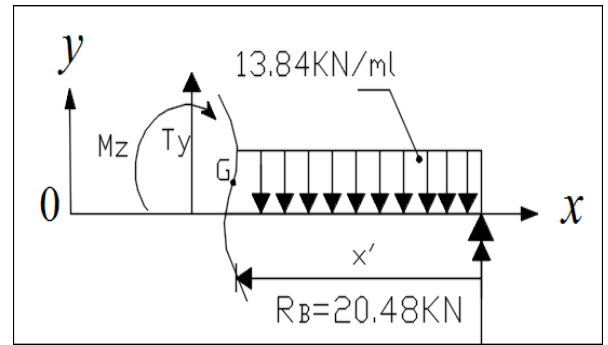
$$M_z(x)_{\max} \rightarrow T_y(x)=0 \Rightarrow \frac{dM_z}{dx} = -13.84x + 20.48 \Rightarrow x = \frac{20.48}{13.84} = 1.48 \text{ m} \notin [0; 1.00 \text{ m}],$$

La valeur de  $M_z$  à  $(x_{\max})$  est maximum.

$$M_z(x)_{\max} = -13.84 \left(\frac{1.48^2}{2}\right) + 20.48 \times 1.48 = +15.15 \text{ KN.m}$$

Le moment max dans les deux tronçons est de 15.15 KN.m à  $x=1.48 \text{ m}$ .

**C) Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ÉLU :**



**Figure III.2.3 :** Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ÉLU.

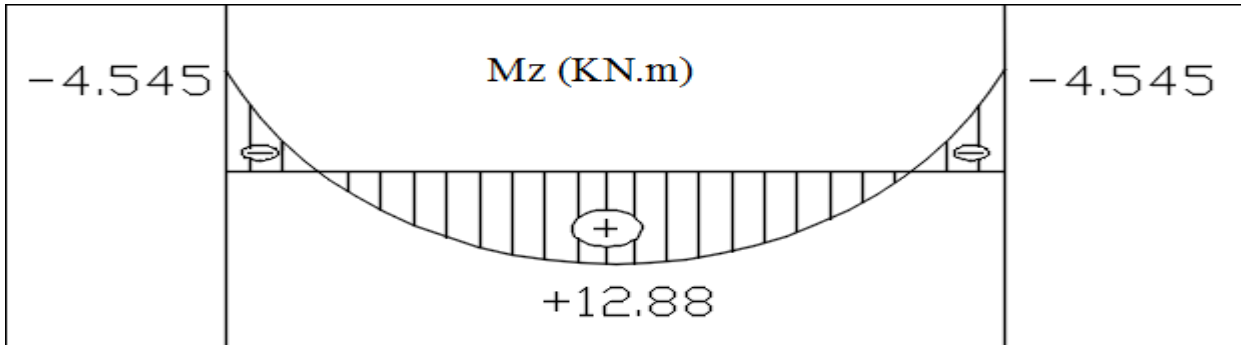
### Remarque :

Compte tenu du semi encastrement à l'extrémité de l'appui A, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M_z$  au niveau de l'appui A et en travée, tel que :

\*Aux appuis :  $M_a = -0.3 M_{z(x_{max})} = -0.3 \times 15.15 = -4.545 \text{ KN.m}$

\*En travée :  $M_t = 0.85 M_{z(x_{max})} = 0.85 \times 15.15 = 12.88 \text{ KN.m}$

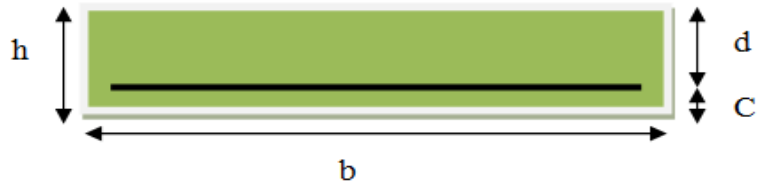
Le diagramme réel des moments fléchissant devient :



### III.2.4) Calcul des armatures à L'ÉLU : (Réf 09 : Cours de BA1, L3.GC)

Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédant, pour une bande de 1 m de largeur, tel que :

$b = 100 \text{ cm}; h = 15 \text{ cm}; c = 3 \text{ cm}; d = 12 \text{ cm}.$



▪ Aux appuis :  $M_{\text{appuis}} = -4.545 \text{ KN.m}$

1/ Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{Ma}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4.545}{1 \times 0.12^2 \times 14.2 \times 10^3} = 22.22 \times 10^{-3}, \text{ avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} \times 10^3 \approx 14200 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\mu_u = 0.0222 < \mu_{ab} = 0.8 \alpha_{ab} (1 - 0.4 \alpha_{ab}) = 0.8 \times 0.259 (1 - 0.4 \times 0.259) = 0.186 < \mu_l = 0.392.$$

⇒ la déformation est limitée sur le **pivot A**, La section est simplement armée (**SSA**), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires,  $ASC = 0$ .

On prend :  $\mu_u = 0.022 \Rightarrow \beta = 0.989 \Rightarrow$  (tiré du tableau 06 : section rectangulaire en flexion simple sans armatures comprimées, à l'ÉLU de résistance).

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \approx 348 \text{ MPa} \text{ et : } \beta = 0.989.$$

$$\text{Donc : } A_{\text{app}} = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{4.545 \times 10^6}{0.989 \times 120 \times 348} \times 10^{-2} \approx 1.11 \text{ cm}^2 \text{ (faible section).}$$

Soit :  $A_{\text{app}} = \mathbf{6HA10} = 4.71 \text{ cm}^2$  Avec un espacement :  $St = 120/6 = 20 \text{ cm}$ , pour les 02 nappes d'armatures (de construction et de montage).

2/ Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_{\text{adopté}}}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.177 \text{ cm}^2/\text{ml}, \text{ faible section.}$$

On adopte :  $A_r = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \mathbf{5HA10}$ , répartie sur 100cm de largeur,  $St = 100/5 = 20 \text{ cm}$ .

➤ **En travées :**  $M_{\text{travée}} = 12.88 \text{ KN.m}$

1/ Armatures principales : Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{Ma}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{12.88}{1 \times 0.12^2 \times 14.2 \times 10^3} = 62.98 \times 10^{-3}, \text{ avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} \times 10^3 \approx 14200 \frac{KN}{m^2}$$

$$\mu_u = 0.0629 < \mu_{ab} = 0.8\alpha_{ab} (1 - 0.4\alpha_{ab}) = 0.8 \times 0.259 (1 - 0.4 \times 0.259) = 0.186 < \mu_l = 0.392.$$

⇒ la déformation est limitée sur le **pivot A**, La section est simplement armée (**SSA**), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires, **ASC = 0**.

On prend :  $\mu_u = 0.062 \Rightarrow \beta = 0.968$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \approx 348 \text{ MPa et : } \beta = 0.968.$$

Donc :  $A_{app} = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{12.88 \times 10^6}{0.968 \times 120 \times 348} \times 10^{-2} = 3.186 \text{ cm}^2$

Soit :  $A_{app} = \mathbf{6HA12} = 6.79 \text{ cm}^2$  Avec un espacement :  $S_t = 120/6 = 20 \text{ cm}$ , pour les 02 nappes d'armatures (de construction et de montage).

2/ Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_{adopté}}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.7 \text{ cm}^2 / \text{ml}, \text{ faible section.}$$

On adopte :  $A_r = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml} \longrightarrow \mathbf{5HA10}$ , répartie sur 100cm de largeur,  **$S_t = 100/5 = 20 \text{ cm}$** .

Tableaux récapitulatifs des armatures principales et de répartition aux appuis et en travée :

	Aux appuis	En travée	Espacement
Section calculée	<b>Ap</b> : 6HA10 = 4.71 cm <sup>2</sup> <b>Ar</b> : 5HA10 = 3.93 cm <sup>2</sup>	<b>Ap</b> : 6HA12 = 6.79 cm <sup>2</sup> <b>Ar</b> : 5HA10 = 3.93 cm <sup>2</sup>	<b>St</b> = 120/6 = 20 cm <b>St</b> = 100/5 = 20 cm
Section adoptée	<b>Ap</b> : 6HA12 = 6.79 cm <sup>2</sup> <b>Ar</b> : 5HA10 = 3.93 cm <sup>2</sup>	<b>Ap</b> : 6HA12 = 6.79 cm <sup>2</sup> <b>Ar</b> : 5HA10 = 3.93 cm <sup>2</sup>	<b>St</b> = 120/6 = 20 cm <b>St</b> = 100/5 = 20 cm

**Tableau III.2.1** : récapitulatifs du ferrailage adopté.

NOT : Le ferrailage sera en double lit, à fin d'assuré la résistance de l'élément vis-à-vis de la poussée au vide.

**III.2.5) Vérification à l'ÉLU :**

**a) Condition de non fragilité du béton : (Réf 10 : Art A.4.2. / BAEL91 modifié 99)**

Le ferrailage de l'escalier doit satisfaire la **CNF** en travée et à l'appui :  $A \geq A_{min}$

$$A_{st_{min}} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d \text{ Avec : } f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa, } f_e = 400 \text{ MPa.}$$

Aux appuis :

$$A_{st_{min}} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} 100 \cdot 12 = 1.45 \text{ cm}^2 < 3.93 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

En travée :

$$A_{st_{min}} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} 100 \cdot 12 = 1.45 \text{ cm}^2 < 3.93 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

**b) Espacement des barres :**

Armature principales :

Aux appuis :  $S_t = 20 \text{ cm}$

En travée :  $S_t = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t < \text{Min}(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

### Armature de répartition :

Aux appuis :  $S_t = 20 \text{ cm}$

En travée :  $S_t = 20 \text{ cm}$

$\Rightarrow S_t < \text{Min}(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

### **C. Vérification au cisaillement [Art A.5.1,21.1/BAEL 91] :**

Aucune armature de l'effort tranchant n'est nécessaire si :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right\} \implies \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$\tau_u$  : contrainte de cisaillement,  $\tau_u = \frac{V_{\max}}{bd}$  Avec :

$V_{\max}$  : effort tranchant maximum à l'appui A :  $V_{\max} = 21.72 \text{ KN.}$

b : la longueur de la bande étudiée,  $b=1 \text{ m}=1000 \text{ mm,}$

d : la hauteur utile,  $d=12 \text{ cm}=120 \text{ mm.}$

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{21720}{120000} = 0.181 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.2 \times 25}{1.5} = 3.34, 5 \text{ MPa}\right\} = 3.34 \text{ MPa.} \Rightarrow 0.181 < 3.34 \text{ MPa.}$$

$\Rightarrow$  La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement et Aucune armature de l'effort tranchant n'est nécessaire.

### **d. Vérification des Contraintes d'adhérence et d'entraînement des barres :**

#### ➤ **Entraînement des barres : (BAEL 91/ Art A.6.1, 3)**

Les contraintes d'entraînement des armatures en partie courante (la zone médiane) doivent être limitées pour ne pas endommager le béton, il faut donc vérifier que :

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$  Avec :

$\tau_{se}$  : la contrainte d'adhérence d'entraînement.

$V_u$  : la valeur de calcul de l'effort tranchant ultime.

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d u_i} \frac{A_{si}}{A_s}$$

$U_i$  : Le périmètre utile d'une barre =  $\Pi \times \emptyset$

$Z$  : le bras de levier pris =  $0.9 \times d$ .

-Appuis A :

Pour un paquet de plus de 03 barres, la contrainte d'adhérence devienne :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i} \quad \text{Avec : } \sum U_i = (6 \times \Pi \times \emptyset) = (3.14 \times 6 \times 12) = 226.2 \text{ mm.}$$

$$d = 120 \text{ mm.}$$

$$V_u = 21.72 \text{ KN} = 21.72 \times 10^3 = 21720 \text{ N.}$$

$$\tau_{se.u} = \Psi_s f_{tj}$$

Avec :  $\Psi_s$  : Coefficient de scellement (fonction de la nuance d'acier)

$\Psi_s = 1.5$  (Barres de haute adhérence).

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

$$\Rightarrow \tau_{se} = \frac{21720}{0.9 \times 120 \times 226.2} = 0.89 \text{ MPa.} < \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

- **Ancrage des barres aux appuis (barres verticales) [Art 6.1, 22.1/BAEL 91] :**

La longueur de scellement droit : correspond à la longueur maximale d'ancrage rectiligne, tel que :

$$l_s = \frac{\varnothing f_e}{4\tau_{su}}$$

$\varnothing$  : diamètre maximum de la barre= 12mm.

$f_e$  : limite d'élasticité de la barre= 400MPa

Avec :

$\tau_{su}$  : la contrainte limite ultime d'adhérence des barres ancrées.

$$\tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 f_{tj}$$

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

$$\Rightarrow l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 423,28 \text{mm} = 42,32 \text{cm.}$$

D'après le **BAEL 91**[Art6.1.22.1], la longueur de scellement pour les HA 400 est de :

$$L_s = 35\varnothing = 35 \times 1,2 = 42 \text{cm.} \Rightarrow \text{Donc on opte pour : } \mathbf{L_s = 45 \text{cm.}}$$

**NOT :** La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée, alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est :  $l_c = 0,4 \times l_s$  (art A.6.1. 253).

$$L_c = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm.}$$

- e) **Influence de l'effort tranchant sur le béton : [Réf 11 : Art A.5.1, 31.3 / BAEL91] :**

Afin d'assuré la sécurité vis-à-vis de la bielle d'about au niveau de l'appui B, la condition suivante doit être

$$\text{satisfaite : } \frac{2V_{\max}}{b_0 \times 0,9d} \leq 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow \frac{2 \times 21,72}{0,96 \times 0,9 \times 0,12} \times 10^{-3} = 0,42 \text{ MPa} < 0,8 \frac{25}{1,5} = 13,34 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

$$\text{Tel que : } b_0 = b - 2C' = 100 - 2 \times 2 = 96 \text{cm, } d = h - C = 15 - 3 = 12 \text{cm.}$$

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

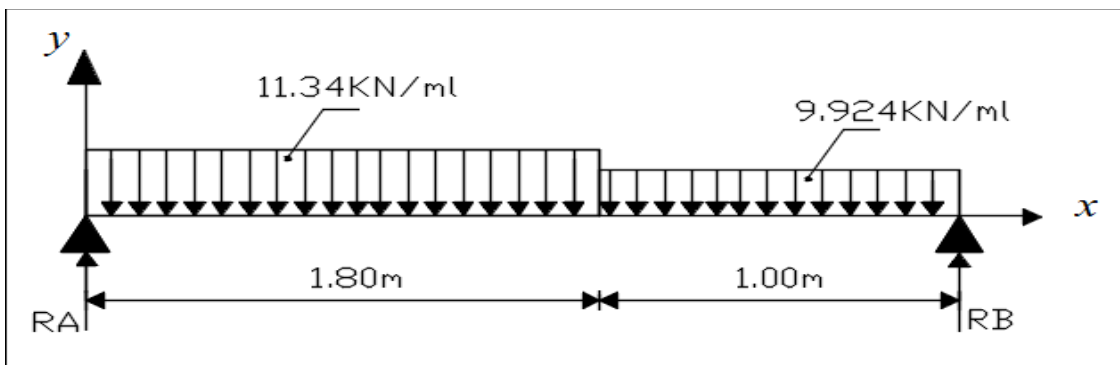
$$T_u \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times z \times b \quad \text{Avec : } z = 0,9 d = 0,9 \times 0,12 = 0,108 \text{ m}$$

$$21,72 \text{ KN} < 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 10^3 \times 0,108 \times 1 = 720 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### III.2.6) Vérifications à l'ELS :

- **Calcul des efforts internes à l'ÉLS :**

- a) **Les réactions d'appuis :**



**Figure III.2.4 :** Schéma isostatique des volées 1 et 3 à l'ÉLS.

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 2,8 R_A - 11,34 \times (1,8) \times (1,9) - 9,924 \times (0,5) = 0$$

$$= R_A = \frac{(11,34 \times 1,8 \times 1,9) + (9,924 \times 0,5)}{2,8} = 15,62 \text{ KN}$$

$$\sum F_V=0 \Rightarrow R_A + R_B - (11.34 \times 1.8) - (9.924 \times 1) = 0 \Rightarrow R_B = (11.34 \times 1.8) + (9.924 \times 1) - R_A.$$

$$R_B = 14.71 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } R_A = 15.62 \text{ KN et } R_B = 14.71 \text{ KN}$$

**b) Calcul des efforts tranchants (Ty) et moments fléchissant (Mz) :**

1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.80 \text{ m}$  : (de A vers B).

$$\sum F_V=0 \Rightarrow R_A - T_y - 11.34X = 0 \Rightarrow T_y = 15.62 - 11.34X$$

$$\text{À } X=0 : T_y = +15.62 \text{ KN.}$$

$$\text{À } X=1.8 \text{ m} : T_y = +15.62 - (11.34 \times 1.8) = -4.8 \text{ KN.}$$

$$\sum M/G=0 \Rightarrow R_A X - M_z - 11.34 \left(\frac{x^2}{2}\right) = 0$$

$$M_z = -11.34 \left(\frac{x^2}{2}\right) + R_A X$$

$$\text{À } X=0 : M_z = 0 \text{ KN.m}$$

$$\text{À } X=1.8 \text{ m} : M_z = 15.62 \times 1.8 - 11.34 \left(\frac{1.8^2}{2}\right) = +9.748 \text{ KN.m}$$

$$\frac{dM_z}{dx} = -11.34x + 15.62 \Rightarrow x = \frac{15.62}{11.34} = 1.38 \text{ m} \in [0; 1.8 \text{ m}], \text{ la valeur de } M_z \text{ à } (x_{\text{max}}) \text{ est maximum.}$$

$$M_z(x_{\text{max}}) = -11.34 \left(\frac{1.38^2}{2}\right) + 15.62 \times 1.38 = +10.75 \text{ KN.m}$$

$$T_y(x=1.38) = 15.62 - (11.34 \times 1.38) = 0 \text{ KN.}$$

2<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1 \text{ m}$  : (de B vers A).

$$\sum F_V=0 \Rightarrow R_B + T_y - 9.924X' = 0 \Rightarrow T_y = 9.924X' - 14.71 \text{ KN.}$$

$$\text{À } X=0 : T_y = -14.71 \text{ KN.}$$

$$\text{À } X=1.00 \text{ m} : T_y = (9.924 \times 1.00) - 14.71 = -4.8 \text{ KN.}$$

$$\sum M/G=0 \Rightarrow -R_B X' + M_z + 9.924 \left(\frac{x'^2}{2}\right) = 0$$

$$M_z = -9.924 \left(\frac{x'^2}{2}\right) + R_B X'$$

$$\text{À } X=0 : M_z = 0 \text{ KN.m}$$

$$\text{À } X=1.00 \text{ m} : M_z = 14.71 \times 1.00 - 9.924 \left(\frac{1^2}{2}\right) = +9.748 \text{ KN.m}$$

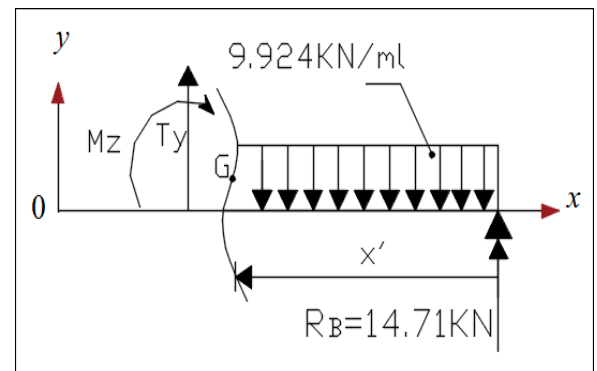
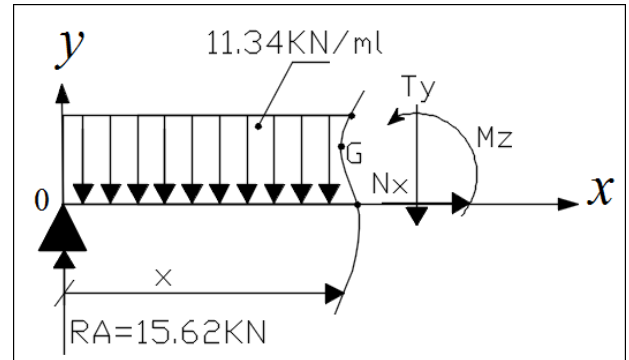
$$M_z(x)_{\text{max}} \rightarrow T_y(x)=0 \Rightarrow \frac{dM_z}{dx} = -9.924x + 14.71 \Rightarrow x = \frac{14.71}{9.924} = 1.48 \text{ m} \notin [0; 1.00 \text{ m}].$$

La valeur de  $M_z$  à  $(x_{\text{max}})$  est maximum.

$$M_z(x)_{\text{max}} = -9.924 \left(\frac{1.48^2}{2}\right) + 14.71 \times 1.48 = +10.90 \text{ KN.m}$$

$$T_y(x=1.48) = -14.71 + (9.924 \times 1.48) = 0 \text{ KN.}$$

Le moment max dans les deux tronçons est de 10.90 KN.m à  $x=1.48 \text{ m}$ .



C) Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ÉLS :

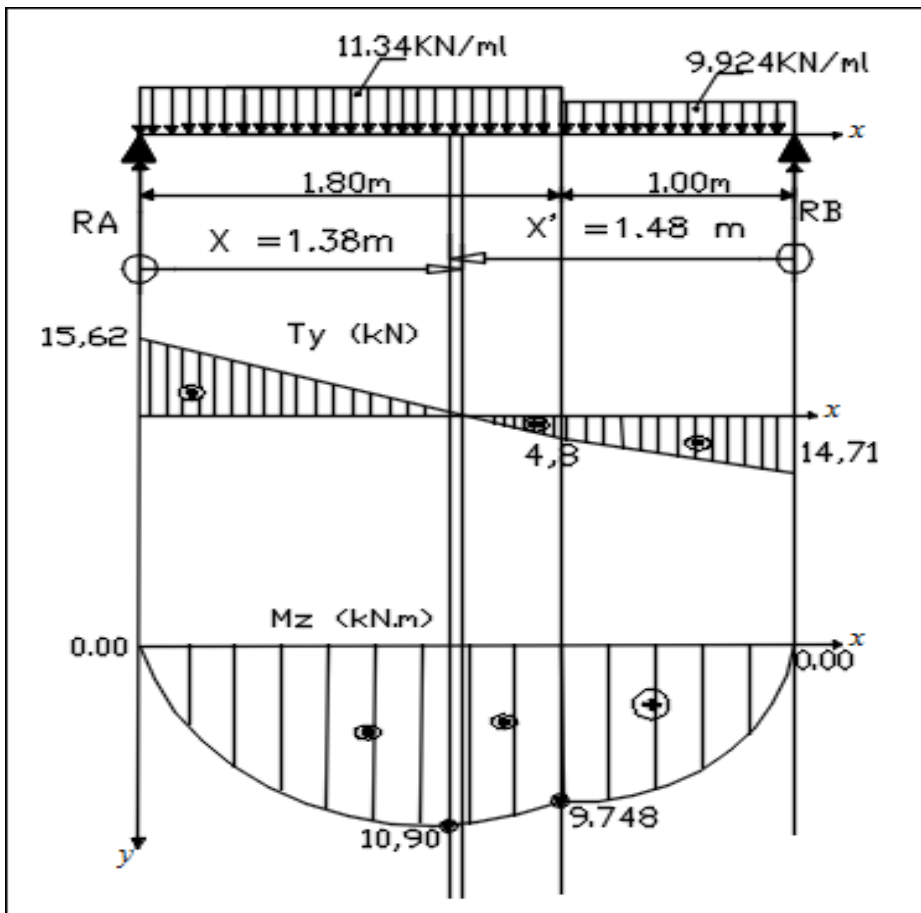


Figure III.2.5 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ÉLS.

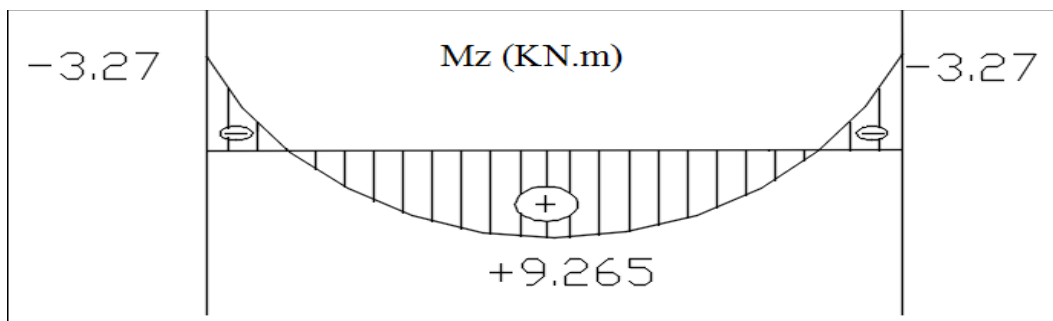
**Remarque :**

Compte tenu du semi encastrement à l'extrémité de l'appui A, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M_z$  au niveau de l'appui A et en travée, tel que :

\*Aux appuis :  $M_a = -0.3 M_{z(x_{max})} = -0.3 \times 10.90 = -3.27 \text{ KN.m}$

\*En travée :  $M_t = 0.85 M_{z(x_{max})} = 0.85 \times 10.90 = 9.265 \text{ KN.m}$

Le diagramme réel des moments fléchissant devient :



• **Vérification des contraintes limites dans le béton et l'acier :**

Les contraintes limites dans le béton et les aciers doivent vérifier les conditions suivantes :

La contrainte dans les aciers :  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

La contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

## En travée :

### 1. Contraintes dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 12} = 0.3275 \Rightarrow \beta_1 = 0.910 \text{ et } K_1 = 40.87 \text{ (tirés dans le tableau).}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$A_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{9.265 \times 10^6}{0.910 \times 120 \times 393} = 215.89 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} = 215.89 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### 2. Contrainte dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\overline{\sigma_{st}}}{k_1} = \frac{348}{40.87} = 8.52 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

## Aux appuis :

### 1. Contraintes dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100A_{sp}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 12} = 0.3275 \Rightarrow \beta_1 = 0.910 \text{ et } K_1 = 40.87 \text{ (tirés dans le tableau).}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$A_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{3.27 \times 10^6}{0.910 \times 120 \times 393} = 76.20 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} = 76.20 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### 2. Contrainte dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\overline{\sigma_{st}}}{k_1} = \frac{348}{40.87} = 8.52 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### • Vérification de la flèche : (Réf 12 : Art B-7.5/ BAEL91)

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}, \quad \frac{A_{st}}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}, \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{280} = 0.053 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Donc le calcul de la flèche s'impose :

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times l^4}{E_{vj} \times I_0} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{Avec :}$$

$$\bar{f}: \text{La flèche admissible, } \bar{f} = \frac{2.80}{500} = 0.0056 \text{ m}$$

$Q_{s_{max}}$  : la charge sur la travée la plus sollicitée,  $q_{s_{max}} = 11.34 \text{ KN/ml}$

$L$  : longueur totale isostatique de l'escalier,  $L = 2.80 \text{ m}$ .

$E_{vj}$  : Module de la déformation différé, tel que :  $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ MPa}$

$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \times \frac{b}{3} + 15 \times A_{st} \times (V_2 - C)^2 \text{ Avec : } V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

C : l'enrobage des aciers, C= 3 cm.

$S_{xx}$  : Moment statique la section homogénéisée, tel que :

$$S_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_{st} \times d = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 6.79 \times 12 = 12472.2 \text{ cm}^3$$

$B_0$  : Surface de la section homogénéisée, tel que :  $B_0 = b \times h + 15 \times A_{st} = 100 \times 15 + 15 \times 6.79 = 1601.85 \text{ cm}^2$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{12472.2}{1601.85} = 7.786 \text{ cm} \quad \text{Et} \quad V_2 = h - V_1 = 15 - 7.786 = 7.213 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } I_0 = (7.786^3 + 7.213^3) \times \frac{100}{3} + 15 \times 6.79 \times (7.213 - 3)^2 = 30050.26 \text{ cm}^4$$

$$\text{Finalement : } f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{11.34 \times 2.8^4}{10818860 \times 30050.26 \times 10^{-8}} = 1.27 \times 10^{-4} \text{ m} < \bar{f} = 56 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$\Rightarrow f_{max} = 1.27 \times 10^{-4} \text{ m} < \bar{f} = 56 \times 10^{-4} \text{ m} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### III.3) Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et du palier. Elle est partiellement encastree à ces deux extrémités dans les poteaux.

Pour notre cas, il y a deux poutres palières en console par étage, chacune d'elles est destinées à reprendre son poids propre, une partie du mur extérieur, la charge d'un palier, et la moitié de la charge de chacune des deux volées.

#### III.3.1) Charges permanentes G :

Éléments	G (KN/m <sup>2</sup> )	Poids (KN)	Surface de répartition (m <sup>2</sup> )	Répartition linéaire (KN/ml)
Poutre palière	7.5	2.7	1.2×0.3 = 0.36	7.5×0.3= 2.25
Volée 01	3.475	4.17	1.2×0.3=0.36	11.583×0.3=3.475
palier	5.77	6.924	1.2×0.3=0.36	19.233×0.3=5.77
Volée 02	3.043	3.652	1.2×0.3=0.36	10.144×0.3=3.043
Mur ext	2.36	4.163	1.2×0.3=0.36	4.163/1.2=3.47
Σsomme	19.788	21.609		18.008

Tableau III.1 : Charges permanentes revenant à la poutre palière.

#### III.3.2) Charges d'exploitation Q :

D'après le DTR B.C.22, la charge d'exploitation revenant aux escaliers des bâtiments, en cas défavorables :  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow Q = 2.5 \text{ KN/ml}$ .

#### III.3.3) Combinaison de charges :

$$\text{A L'ÉLU : } q_u = 1.35 (G_p + G_{mur}) + 1.5Q = 1.35 \times (14.538 + 3.47) + 1.5 \times 2.5 = 28.06 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{A L'ELS : } q_s = (G_p + G_{mur}) + Q = (14.538 + 3.47) + 2.5 = 20.508 \text{ KN/ml.}$$

### III.3.4) Calcul des efforts internes à L'ÉLU :

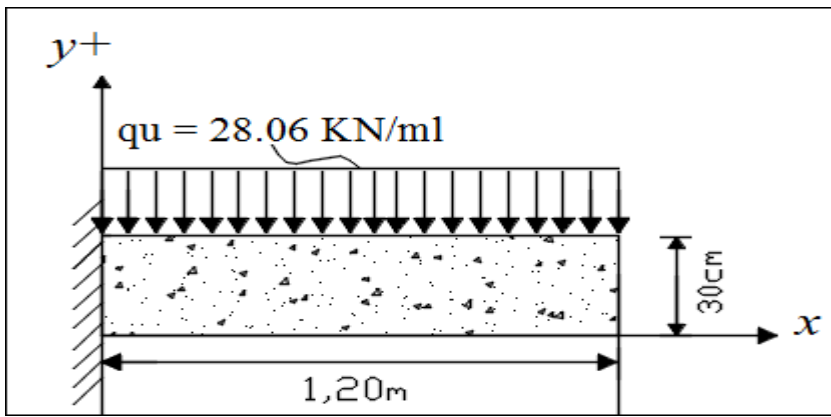
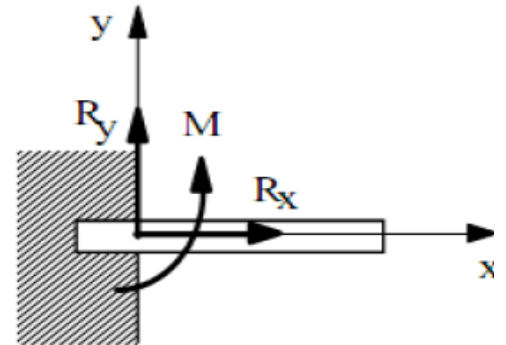


Figure III.3.1 : Schéma isostatique de la poutre palière à l'ÉLU.

- Définition de l'encastrement :

Selon la RDM, L'encastrement interdit tout déplacement de la section droite de l'appui. Sa réaction est une force de densité variable répartie sur toute l'étendue de la section, ces forces peuvent être remplacées par leur résultante générale  $R$  et leur moment  $M$  rapportés au centre de gravité  $G$ .



Ce type d'appui introduit donc 3 inconnues, les deux projections de  $R$  sur les deux axes du plan moyen et l'intensité du moment  $M$  qui est perpendiculaire au plan moyen.

Donc, les réactions au niveau de cet appui sont différentes de zéro, (positives ou négatives).

⇒  $R_x \neq 0$  si : il existe une traction ou compression dans la poutre.

⇒  $R_y \neq 0$  : automatiquement à l'effet du poids propre (sans parler des charges  $G$  et  $Q$ ).

⇒  $M_x \neq 0$  : le poids propre engendre un moment de flexion, dont sa valeur maximal est au niveau de l'encastrement.

- Équilibre de translation et de rotation :

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow R_x = 0$$

$$\sum M_z = 0 \Rightarrow M_z - \frac{q \times l^2}{2} = 0 \Rightarrow M_z = -\frac{q \times l^2}{2} = -\frac{28.06 \times 1.2^2}{2} = -20.20 \text{ KN.m}$$

$$\sum F_y = R_y - ql = 0 \Rightarrow R_y = ql = 28.06 \times 1.2 = 33.67 \text{ KN}$$

- Calcul des efforts tranchants ( $T_y$ ) et moments fléchissant ( $M_z$ ) :

Tronçon :  $0 \leq x \leq 1.2\text{m}$  :

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow +T_y - 28.06 x = 0 \Rightarrow T_y = 28.06 x$$

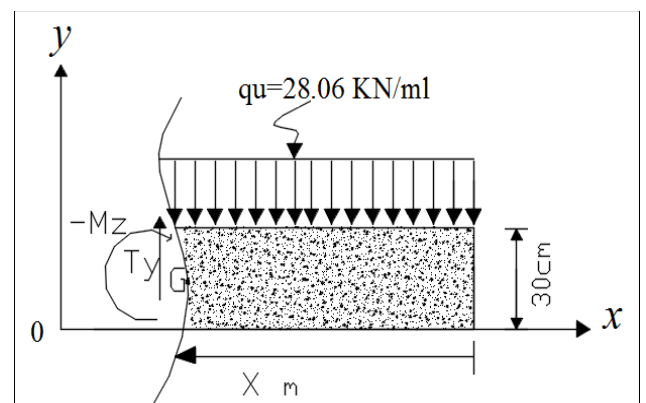
À  $X=0$  :  $T_y = 0 \text{ KN}$ .

À  $X=1.20\text{m}$  :  $T_y = (28.06 \times 1.20) = 33.67 \text{ KN}$ .

$$\sum M/G = 0 \Rightarrow -M_z - 28.06 \left(\frac{x^2}{2}\right) = 0$$

$$M_z = -28.06 \left(\frac{x^2}{2}\right)$$

À  $X=0$  :  $M_z = 0 \text{ KN.m}$

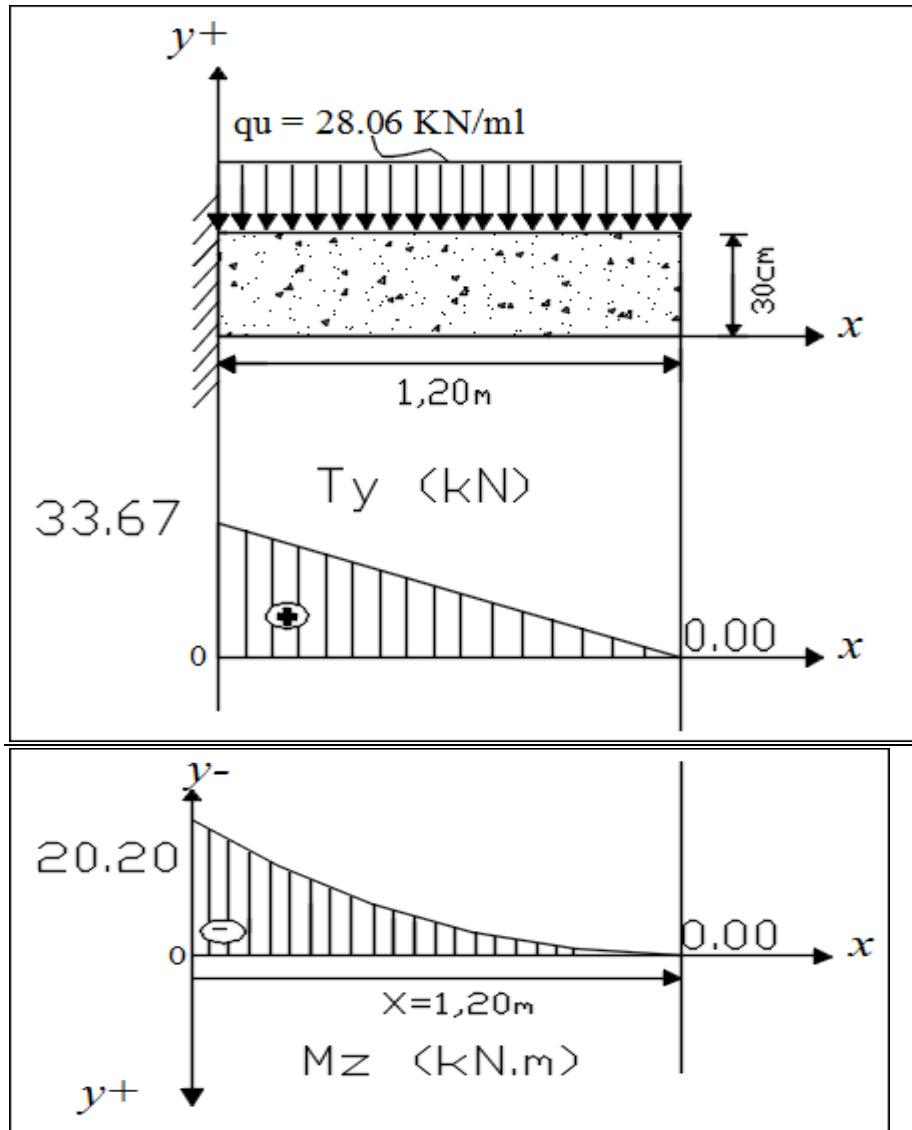


À  $X = 1.20\text{m}$  :  $M_z = -28.06 \times \left(\frac{1.2^2}{2}\right) = -20.20 \text{ KN.m}$

La valeur de  $M_z$  à ( $x_{\text{max}}$ ) est maximum, tel que :  $x_{\text{max}} = 1.20\text{m}$ .

Le moment max est au niveau de l'encastrement :  $M_z = -20.20\text{KN.m}$  à  $x=1.20\text{m}$ .

- Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ÉLU :



### III.3.5) Calcul des armatures à L'ÉLU : (Réf 13 : Cours de BA 1, L3.GC)

Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans les diagrammes précédent, la section droite de la console aura les dimensions suivantes :

Avec :  $d$  : la hauteur utile,  $C$  : l'enrobage des armatures.

- A l'encastrement :  $M_{\text{max}} = -20.20 \text{ KN.m}$

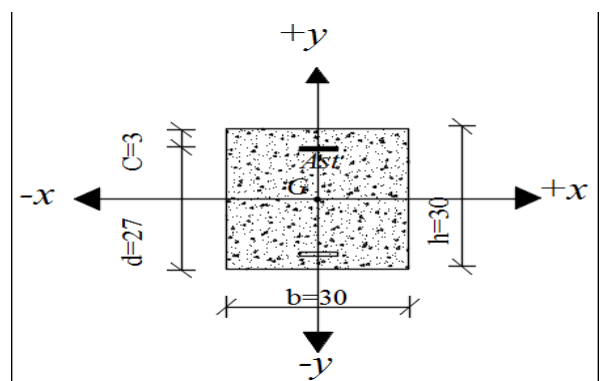
#### 1/Armatures longitudinales :

\*Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{Ma}{bd^2.f_{bu}} = \frac{20.20}{0.3 \times 0.27^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.0650, \text{ avec :}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} \times 10^3 \approx 14200 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\mu_u = 0.0650 < \mu_{ab} = 0.8\alpha_{ab} (1 - 0.4\alpha_{ab}) = 0.8 \times 0.259 (1 - 0.4 \times 0.259) = 0.186 < \mu_l = 0.392.$$



⇒ la déformation est limitée sur le pivot A, La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires,  $ASC = 0$ .

On prend :  $\mu_u = 0.066 \Rightarrow \beta = 0.966 \Rightarrow$  (tiré du tableau 06 : section rectangulaire en flexion simple sans armatures comprimées, à l'ÉLU de résistance).

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \approx 348 \text{ MPa et } : \beta = 0.966.$$

$$\text{Donc : } A_l = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{20.2 \times 10^6}{0.966 \times 270 \times 348} \times 10^{-2} \approx 2.23 \text{ cm}^2.$$

Soit :  $A_l = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$  Armatures tendues, de construction.

$A_c = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$  Armatures comprimées, de montage.

## 2/ Armatures transversales : [Réf 14 : BAEL 91 modifiées 99 Art A.7.2, 2]

Le diamètre des armatures transversales est donné par la formule suivante :

$$\phi_t \leq \min\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1\right] \text{ Avec :}$$

- h : Hauteur totale d'élément ( $h = 30 \text{ cm} = 300 \text{ mm}$ ).
- $\phi_1$  : Diamètre maximal d'armatures longitudinales,  $\phi_1 = 12 \text{ mm}$ .
- b : Largeur d'élément ( $b = 30 \text{ cm} = 300 \text{ mm}$ ).

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min\left[\frac{300}{35}, \frac{300}{10}, 12\right] = \min[8.75; 30; 12] \Rightarrow \text{Soit : } \phi_t = 8 \text{ mm} < 8.75 \text{ mm}.$$

On prend un étrier en HA de  $\emptyset 8$ , tel que :  $1\text{HA}8 = 0.5 \text{ cm}^2$

✚ **Espacement** : selon la Réf 15 : [RPA version 2003 (Art : 7.5-2.1 et 2)]

1- Au niveau de la zone nodale :

$$S_t \leq \min\left[\frac{h}{4}, 30, 12\phi_t\right] \Rightarrow S_t \leq \min\left[\frac{30}{4}, 30, 12 \times 0.8\right] = 7.5 \text{ cm}.$$

2- En dehors de la zone nodale :  $S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}$ .

**NOT** : La valeur du diamètre des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

❖ Tableaux récapitulatifs des armatures principales et de répartition aux appuis et en travée :

	A l'encastrement	En travée
Section adoptée	$A_l : 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$ $A_c : 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$ $A_T : 1\text{HA}8 = 0.5 \text{ cm}^2 (S_t = 7.5 \text{ cm})$	$A_l : 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$ $A_c : 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$ $A_T : 1\text{HA}8 = 0.5 \text{ cm}^2 (S_t = 15 \text{ cm})$

**Tableau III.2.1** : récapitulatifs du ferrailage adopté.

### III.2.5) Vérification à l'ÉLU :

a) Condition de non fragilité du béton : (Réf 16 : Art A.4.2. / BAEL91 modifié 99)

La section d'armatures longitudinales adoptées doit satisfaire la CNF à l'encastrement :  $A \geq A_{\min}$

$$A_{st_{\min}} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d \quad \text{Avec : } f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}, f_e = 400 \text{ MPa.}$$

$$A_{st_{\min}} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 27 = 0.978 \text{ cm}^2 < 3.39 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

### b. Vérification au cisaillement [Réf 17 : Art A.5.1, 21.1/BAEL 91] :

Aucune armature de l'effort tranchant n'est nécessaire si :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \right] \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u : \text{contrainte de cisaillement, } \tau_u = \frac{V_{\max}}{bd} \quad \text{Avec :}$$

$V_{\max}$  : effort tranchant maximum à l'appui A :  $V_{\max} = 33.67 \text{ KN} = 33670 \text{ N.}$

b : la largeur,  $b = 30 \text{ cm} = 300 \text{ mm}$ ,

d : la hauteur utile,  $d = 27 \text{ cm} = 270 \text{ mm}$ .

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{33670}{300 \times 270} = 0.416 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5} = 3.34, 5 \text{ MPa} \right\} = 3.34 \text{ MPa.} \Rightarrow 0.416 < 3.34 \text{ MPa.}$$

$\Rightarrow$  La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement et les armatures transversales (les cadres de HAØ8) ne servent qu'à la bonne fixation des armatures longitudinales à l'intérieur du coffrage.

### C. Vérification des Contraintes d'adhérence et d'entraînement des barres :

- **Entraînement des barres : (Réf 18 : BAEL 91/ Art A.6.1, 3)**

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec :}$$

$\tau_{se}$  : la contrainte d'adhérence d'entraînement.

$V_u$  : la valeur de calcul de l'effort tranchant ultime.

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d u_i} \frac{A_{si}}{A_s}$$

$U_i$  : Le périmètre utile d'une barre =  $\Pi \times \emptyset$

Z : le bras de levier pris =  $0.9 \times d$ .

Pour un paquet de plus de 03 barres, la contrainte d'adhérence devienne :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum u_i}$$

Avec :

$$\sum U = (3 \times \Pi \times \emptyset) = (3.14 \times 3 \times 12) = 113.04 \text{ mm.}$$

$$d = 270 \text{ mm.}$$

$$V_u = 33.67 \text{ KN} = 33670 \text{ N.}$$

$$\tau_{se.u} = \Psi_s f_{tj}$$

Avec :

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement (fonction de la nuance d'acier)

$\Psi_s = 1.5$  (Barres de haute adhérence).

$$\Rightarrow \tau_{se} = \frac{33670}{0.9 \times 270 \times 113.04} = 1.065 \text{ MPa.} \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

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

- **Ancrage des barres aux appuis (barres verticales) [Art 6.1, 22.1/BAEL 91] :**

La longueur de scellement droit : correspond à la longueur maximale d'ancrage rectiligne, tel que :

$$l_s = \frac{\varnothing f_e}{4\tau_{su}}$$

$\varnothing$  : diamètre maximum de la barre = 12 mm.

$f_e$  : limite d'élasticité de la barre = 400 MPa

Avec :

$\tau_{su}$  : la contrainte limite ultime d'adhérence des barres ancrées.

$$\tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 f_{tj}$$

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

$$\Rightarrow l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 423,28 \text{ mm} = 42,32 \text{ cm.}$$

D'après le BAEL 91 [Art 6.1.22.1], la longueur de scellement pour les HA 400 est de :

$$L_s = 35\varnothing = 35 \times 1,2 = 42 \text{ cm.} \Rightarrow \text{Donc on opte pour : } L_s = 45 \text{ cm.}$$

NOT : La longueur de scellement dépasse la largeur du poteau, à celui les barres seront ancrées, alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est :  $l_c = 0,4 \times l_s$  (Réf 19 : BAEL 91/ Art A.6.1, 253)

$$L_c = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm.}$$

**d) Influence de l'effort tranchant sur le béton : [Réf 20 : Art A.5.1, 31.3 / BAEL91] :**

Afin d'assurer la sécurité vis-à-vis de la bielle d'about au niveau de l'encastrement, la condition suivante doit être satisfaite :  $\frac{2V_{\max}}{b_0 \times 0,9d} \leq 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow \frac{2 \times 33,67}{0,26 \times 0,9 \times 0,27} \times 10^{-3} = 1,065 \text{ MPa} < 0,8 \frac{25}{1,5} = 13,34 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$

Tel que :  $b_0 = b - 2C' = 30 - 2 \times 2 = 26 \text{ cm}$ ,  $d = h - C = 30 - 3 = 27 \text{ cm}$ .

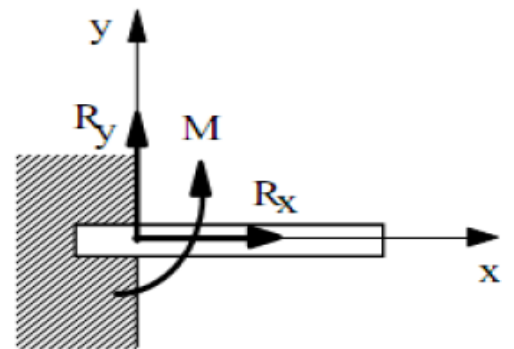
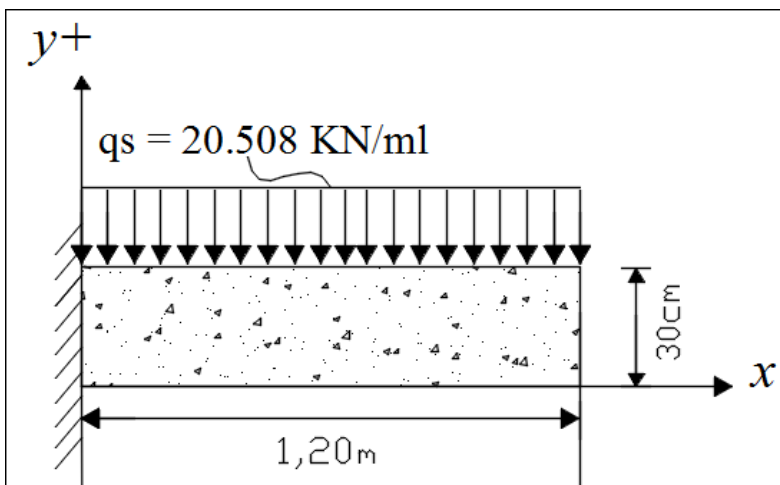
**e) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :**

$$T_u \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times z \times b \quad \text{Avec : } z = 0,9 d = 0,9 \times 0,27 = 0,243 \text{ m}$$

$$33,67 \text{ KN} < 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 10^3 \times 0,243 \times 0,3 = 486 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### III.2.6) Vérifications à l'ELS :

**A) Calcul des efforts internes à l'ELS :**



**Figure III.3.2 :** Schéma isostatique de la poutre palière à l'ELS.

- Équilibre de translation et de rotation :

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow R_x = 0$$

$$\sum M_z = 0 \Rightarrow Mz - \frac{q \times l^2}{2} = 0 \Rightarrow Mz = - \frac{q \times l^2}{2} = - \frac{20.508 \times 1.2^2}{2} = -14.765 \text{ KN.m}$$

$$\sum Fy = Ry - ql = 0 \Rightarrow Ry = ql = 20.508 \times 1.2 = 24.61 \text{ KN.}$$

- **Calcul des efforts tranchants (Ty) et moments fléchissant (Mz) :**

Tronçon :  $0 \leq x \leq 1.2 \text{ m}$  :

$$\sum Fv = 0 \Rightarrow +Ty - 20.508 x = 0 \Rightarrow Ty = 20.508 x$$

À  $X=0$  : **Ty** = 0 KN.

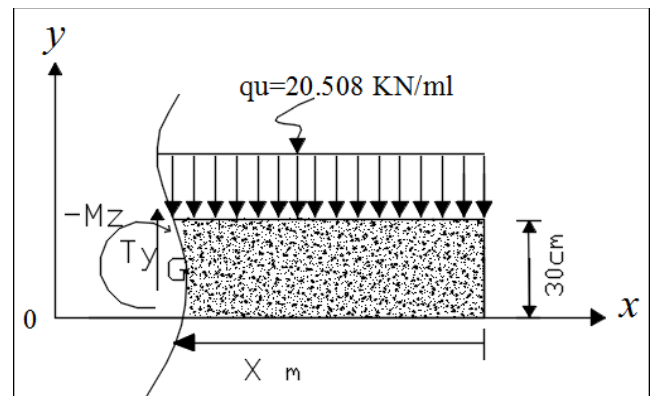
À  $X= 1.20 \text{ m}$  : **Ty** =  $(20.508 \times 1.20) = 24.61 \text{ KN.}$

$$\sum M/G = 0 \Rightarrow - Mz - 20.508 \left(\frac{x^2}{2}\right) = 0$$

$$\mathbf{Mz} = - 20.508 \left(\frac{x^2}{2}\right)$$

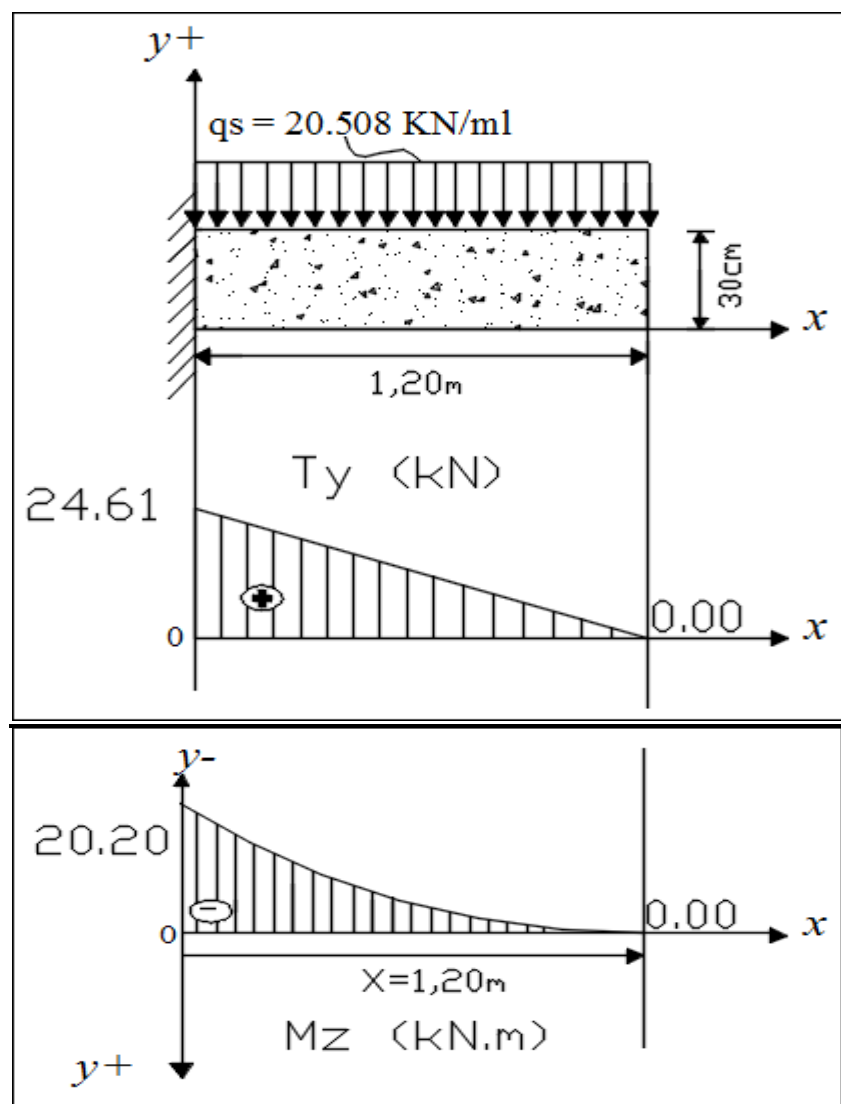
À  $X=0$  : **Mz** = 0 KN.m

À  $X= 1.20 \text{ m}$  : **Mz** =  $- 20.508 \times \left(\frac{1.2^2}{2}\right) = -14.765 \text{ KN.m}$



Le moment max est au niveau de l'encastrement : **Mz = -14.765 KN.m** à  $x=1.20 \text{ m}$ .

- **Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ÉLS :**



## B) Les contraintes limites dans le béton et l'acier :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

La contrainte dans les aciers :  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

La contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

### 1. Contraintes dans les aciers longitudinales :

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{27 \times 30} = 0.418 \Rightarrow \beta_1 = 0.901 \text{ et } K_1 = 35.50 \text{ (tirés dans le tableau).}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$A_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{14.765 \times 10^6}{0.901 \times 270 \times 339} = 179.038 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} = 179.038 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### 2. Contrainte dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\overline{\sigma_{st}}}{k_1} = \frac{348}{35.50} = 9.8 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

## C) Vérification de la flèche : (Réf 21 : Art B-7.5/BAEL91)

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}, \quad \frac{A_{st}}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}, \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

Avec :

$A_{st}$  : la section d'armature tendue

$M_t$  : la valeur de calcul du moment fléchissant à l'encastrement.

$M_0$  : la valeur de calcul maximale du moment fléchissant le long de la poutre. Ici :  $M_t = M_0$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{120} = 0.25 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_{st}}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39 \times 10^2}{260 \times 270} = 0.00483 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{0.3}{1.2} = 0.25 > \frac{-14.765}{10 \times (-14.765)} = \frac{1}{10} = 0.1 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées  $\Rightarrow$  Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

## III.4) Calcul des planchers dalles pleines :

### III.4.1) Les balcons (en porte à faux) :

Les balcons ici, sont réalisés en plancher dalle pleine, qui servent comme des zones de regard et comme séchoirs pour les chambres des logements.

Ces éléments sont considérés comme des poutres en consoles encastées au niveau de la poutre de rive, Soumises à des charges permanentes G, au poids du garde de corps ainsi qu'aux charges d'exploitations Q. Nos balcons sont dimensionnés suivant le plan d'architecture comme suit :

- largeur L = 1.25 m.

- longueur l = 1.3 m.

Un garde de corps de hauteur  $h = 1$  m constitué d'une paroi en brique creuse de 10 cm d'épaisseur et d'un décoratif métallique, entoure la périphérie du balcon contre les chutes brusque des objets et d'habitants.

Les calculs se feront pour une bonde de 1 ml de largeur, qui travail en flexion simple. Les figures suivantes démontrent l'objet :

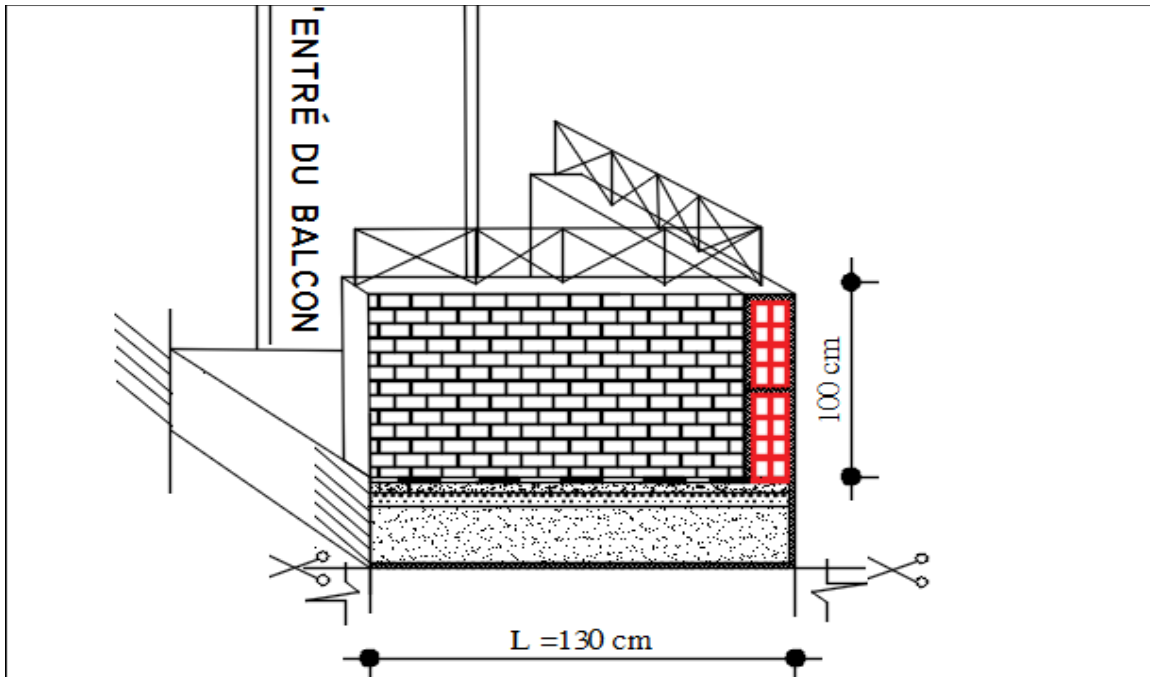


Fig III.4.1: Coupe transversal du plancher dalle plein (balcon).

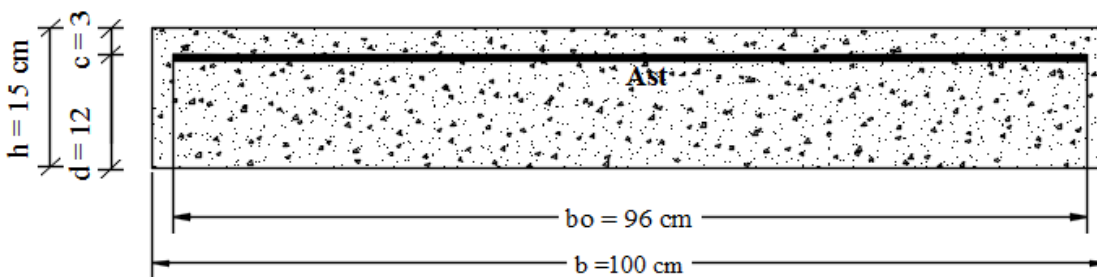


FIG-III.4.2: Bande soumise à la flexion simple

### III.4.2) détermination des charges G et Q :

Dans les pages du chapitre II, nous avons évalué les charges G et Q revenants sur les balcons, tel que :

$$G_b = 6.98 \text{ KN/m}^2 \times 1\text{m} = 6.98\text{KN/ml}$$

$$G_{\text{garde.C}} = 1.46 + 0.1 = 1.56 \text{ KN/m}^2 \times 1\text{m} \times 1\text{m} = 1.56 \text{ KN.}$$

**Surcharge Q :**  $Q = (3.5\text{KN/m}^2) \times 1\text{m} = 3.5\text{KN/ml}$  (selon le DTR.BC-22)

$Q_1 = 1 \text{ KN}$  : due à la main courante sur le garde corps.

### III.4.3) Combinaisons de charges :

À L'ÉLU :  $q_u = 1.35 G_b + 1.5Q = 1.35 \times (6.98) + 1.5 \times 3.5 = 14.673 \text{ KN/ml}$ .

$$P_{uV} = 1.35 G_{\text{garde.C}} = 1.35 \times 1.56 = 2.106 \text{ KN. (Charge ponctuelle verticale).}$$

$$P_{uH} = 1.5 Q_1 = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN. (Charge ponctuelle horizontale).}$$

À L'ELS :  $q_s = G_b + Q = 6.98 + 3.5 = 10.48 \text{ KN/ml}$ .

$$P_{sV} = G_{\text{garde.C}} = 1.56 \text{ KN.}$$

$$P_{sH} = Q_1 = 1.00 \text{ KN.}$$

### III.4.4) Calcul des efforts internes à L'ÉLU :

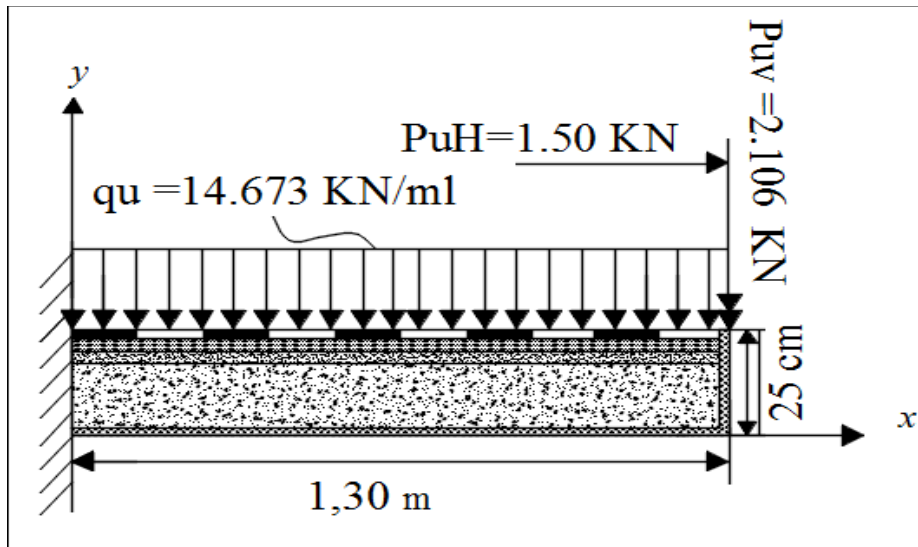


Figure III.4.3 : Schéma isostatique du balcon à l'ÉLU.

Les réactions à l'encastrement  $R_x$ ,  $R_y$ , et  $M_x$ , seront déduits à partir des efforts internes  $N_x$ ,  $T_y$  et  $M_z$  qui seront déterminés comme suit :

Tronçon :  $0 \leq x \leq 1.30 \text{ m}$  :

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow +T_y - 14.673x - 2.106 = 0$$

$$\Rightarrow T_y = 14.673x + 2.106$$

$$\text{À } X=0 : T_y = 2.106 \text{ KN.}$$

$$\text{À } X= 1.30\text{m} : T_y = (14.673 \times 1.30) + 2.106$$

$$\Rightarrow T_y = 21.18 \text{ KN.}$$

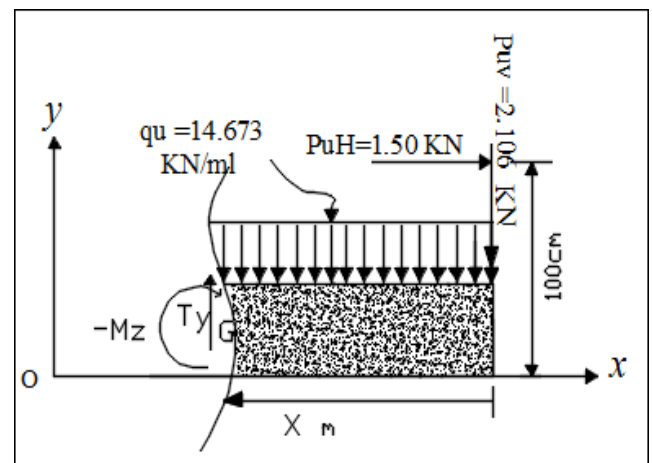
$$\sum M/G = 0 \Rightarrow -M_z - 14.673 \left(\frac{x^2}{2}\right) - 2.106x - 1.5 \times 1 = 0$$

$$M_z = - 14.673 \left(\frac{x^2}{2}\right) - 2.106x - 1.5$$

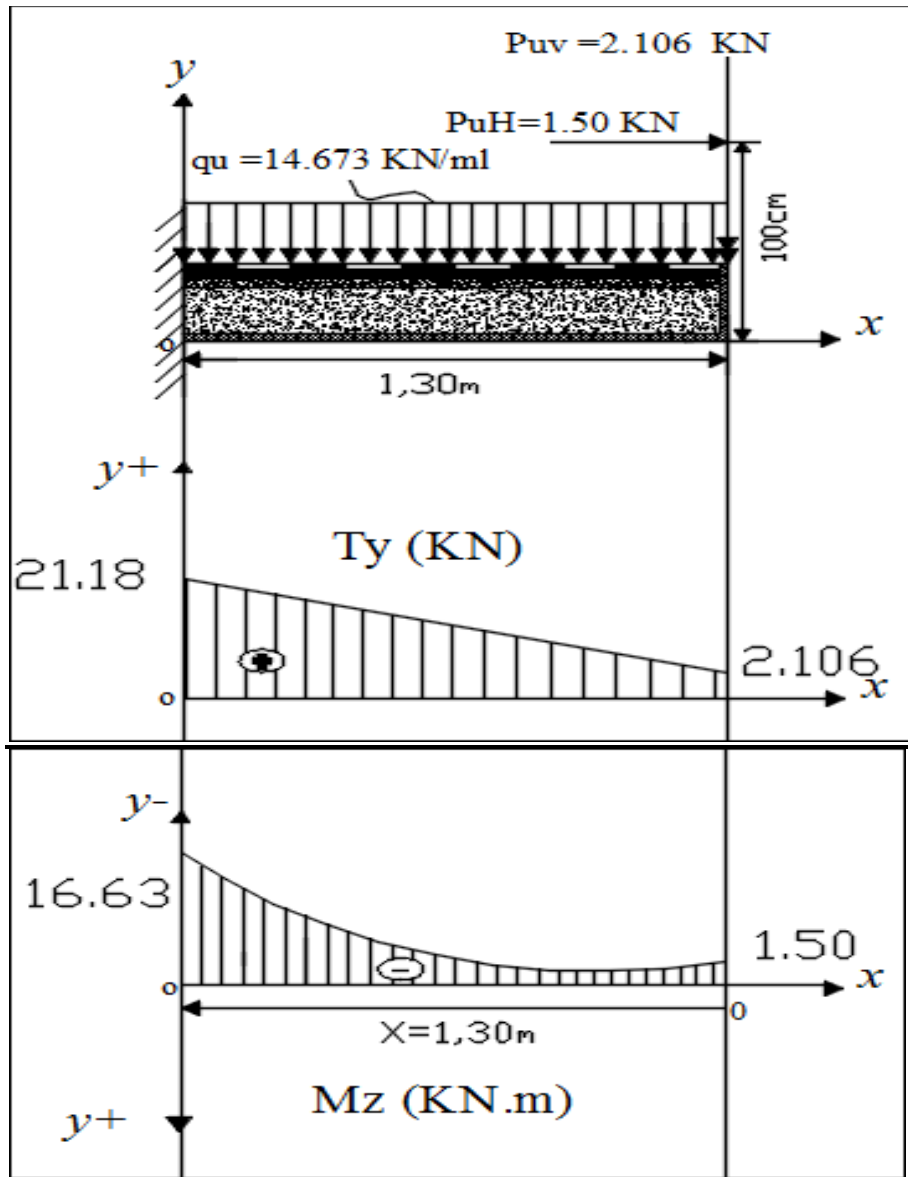
$$\text{À } X=0 : M_z = -1.5 \text{ KN.m}$$

$$\text{À } X= 1.30\text{m} : M_z = - 14.673 \left(\frac{1.3^2}{2}\right) - (2.106 \times 1.3) - 1.5 = -16.63 \text{ KN.m}$$

Le moment max est au niveau de l'encastrement :  $M_z = -16.63 \text{ KN.m}$  à  $x=1.30\text{m}$ .



- Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ÉLU :



### III.4.5) Calcul des armatures à l'ÉLU : (Réf 22 : Cours de BA 1, L3.GC)

Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le diagramme précédent.

- À l'encastrement :  $M_{\max} = -16.63 \text{ KN.m}$

#### 1/Armatures principales :

##### Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{Ma}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{16.63}{1 \times 0.12^2 \times 14.2 \times 10^3} = 81.32 \times 10^{-3}, \text{ avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} \times 10^3 \approx 14200 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\mu_u = 0.0813 < \mu_{ab} = 0.8 \alpha_{ab} (1 - 0.4 \alpha_{ab}) = 0.8 \times 0.259 (1 - 0.4 \times 0.259) = 0.186 < \mu_l = 0.392.$$

⇒ la déformation est limitée sur le pivot A, La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires,  $ASC = 0$ .

On prend :  $\mu_u = 0.082 \Rightarrow \beta = 0.957 \Rightarrow$  (tiré du tableau 06 : section rectangulaire en flexion simple sans armatures comprimées, à l'ÉLU de résistance).

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \approx 348 \text{ MPa et : } \beta = 0.957.$$

$$\text{Donc : } A_{app} = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{16.63 \times 10^6}{0.957 \times 120 \times 348} \times 10^{-2} = 4.161 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_p = 4\text{HA}12/\text{ml} = 4.52 \text{ cm}^2$  Avec un espacement :  $S_t = 96 \text{ cm} / 4 = 24 \text{ cm}$ , pour les 02 nappes d'armatures (de construction et de montage),  $\Rightarrow$  soit  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

## 2/ Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_{adopté}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}, \text{ faible section.}$$

On adopte :  $A_r = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 5\text{HA}10$ , répartie sur 130cm de longueur,  $S_t = 130/5 = 26 \text{ cm}$ .  
 $\Rightarrow$  soit  $S_t = 25 \text{ cm}$ , en deux nappes.

Tableaux récapitulatifs des armatures principales et de répartition aux appuis et en travée :

Sections calculées	Section adoptées	Espacement
$A_p = 4.161 \text{ cm}^2$	$A_p : 4\text{HA}12/\text{ml} = 4.52 \text{ cm}^2$	$S_t = 25 \text{ cm}$
$A_r = 1.13 \text{ cm}^2$	$A_r : 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2$	$S_t = 25 \text{ cm}$

**Tableau III.4.1** : récapitulatifs du ferrailage adopté.

**NOT** : Les d'armatures adopté seront disposées en double lit, afin de protéger le porte à faux contre la poussée au vide qui est susceptible de solliciter l'élément dans le sens inverse des charges G et Q.

## III.4.6) Vérification à l'ÉLU :

### a) Condition de non fragilité du béton : (Réf 23 : Art A.4.2. / BAEL91 modifié 99)

Les sections d'armature adoptées doivent satisfaire la CNF :  $A_{adp} \geq A_{min}$

$$A_{st_{min}} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d \quad \text{Avec : } f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}, f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{st_{min}} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} 100.12 = 1.45 \text{ cm}^2 < 3.93 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

### b) Espacement des barres :

#### Armature principales :

$$S_t = 25 \text{ cm} \Rightarrow S_t < \text{Min}(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

#### Armature de répartition :

$$S_t = 25 \text{ cm} \Rightarrow S_t < \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### C. Vérification au cisaillement [Réf 24 : Art A.5.1, 21.1/BAEL 91] :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \right] \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

$$\tau_u : \text{contrainte de cisaillement, } \tau_u = \frac{V_{max}}{bd} \quad \text{Avec :}$$

$$V_{max} : \text{effort tranchant maximum à l'encastrement : } V_{max} = 21.18 \text{ KN.}$$

b : la largeur de la bande étudiée,  $b = 1 \text{ m} = 1000 \text{ mm}$ ,

d : la hauteur utile,  $d = 12 \text{ cm} = 120 \text{ mm}$ .

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{21180}{120000} = 0.1765 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0.15 \times 25}{1.5} = 2.5, 4 \right] \text{ MPa} = 2.5 \text{ MPa.} \Rightarrow 0.1765 < 2.5 \text{ MPa.}$$

⇒ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement dans armatures.

**d) Influence de l'effort tranchant sur le béton : [Réf 25 : Art A.5.1, 31.3 / BAEL91] :**

Afin d'assurer la sécurité vis-à-vis de la bielle d'about au niveau de l'encastrement, la condition suivante doit être satisfaite :  $\frac{2V_{max}}{b_0 \times 0.9d} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow \frac{2 \times 21.18}{0.96 \times 0.9 \times 0.12} \times 10^{-3} = 0.408 \text{ MPa} < 0.8 \frac{25}{1.5} = 13.34 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$

Tel que :  $b_0 = b - 2C' = 100 - 2 \times 2 = 96 \text{ cm}$ ,  $d = h - C = 15 - 3 = 12 \text{ cm}$ .

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

$T_u \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times z \times b$  Avec :  $z = 0.9 d = 0.9 \times 0.12 = 0.108 \text{ m}$

$21.18 \text{ KN} < 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 \times 0.108 \times 1 = 720 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

**d. Vérification des Contraintes d'adhérence et d'entraînement des barres :**

• **Entraînement des barres : (Réf 26 : BAEL 91/ Art A.6.1, 3)**

Les contraintes d'entraînement des armatures à l'encastrement doivent être limitées pour ne pas endommager le béton, il faut donc vérifier que :

$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$  Avec :

$\tau_{se}$  : la contrainte d'adhérence d'entraînement.

$V_u$  : la valeur de calcul de l'effort tranchant ultime.

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d u_i} \frac{A_{si}}{A_s}$$

$U_i$  : Le périmètre utile d'une barre =  $\Pi \times \emptyset$

$Z$  : le bras de levier pris =  $0.9 \times d$ .

**Pour un paquet de plus de 03 barres, la contrainte d'adhérence devienne :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum u_i}$$

Avec :

$$\sum U = (4 \times \Pi \times \emptyset) = (3.14 \times 4 \times 12) = 150.72 \text{ mm.}$$

$d = 120 \text{ mm.}$

$V_u = 21.18 \text{ KN} = 21180 \text{ N.}$

$$\tau_{se.u} = \Psi_s f_{tj}$$

Avec :

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement (fonction de la nuance d'acier)

$\Psi_s = 1.5$  (Barres de haute adhérence).

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

$$\Rightarrow \tau_{se} = \frac{21180}{0.9 \times 120 \times 150.72} = 1.3 \text{ MPa.} < \overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

• **Ancrage des barres à l'encastrement [Réf 27 : Art 6.1, 22.1/BAEL 91] :**

La longueur de scellement droit : correspond à la longueur maximale d'ancrage rectiligne, tel que :

$$\ell_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec :

$\emptyset$  : diamètre maximum de la barre = 12 mm.

$f_e$  : limite d'élasticité de la barre = 400 MPa

$\tau_{su}$  : la contrainte limite ultime d'adhérence des barres ancrées.

$$\tau_{su} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 f_{tj}$$

$$\Rightarrow l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 423.28 \text{ mm} = 42.32 \text{ cm.}$$

D'après le BAEL 91 [Art 6.1.22.1], la longueur de scellement pour les HA 400 est de :

$$L_s = 35\phi = 35 \times 1.2 = 42 \text{ cm.} \Rightarrow \text{Donc on opte pour : } L_s = 45 \text{ cm.}$$

**NOT :** La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre de rive à la qu'elle les barres seront ancrée, alors, dans ce cas l'ancrage se terminera par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est :  $l_c = 0.4 \times l_s$  (Réf 28 : Art A.6.1. 253/ BAEL91).

$$L_c = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm.}$$

### III.4.7) Vérifications à l'ÉLS :

#### A) Calcul des efforts internes à l'ÉLS :

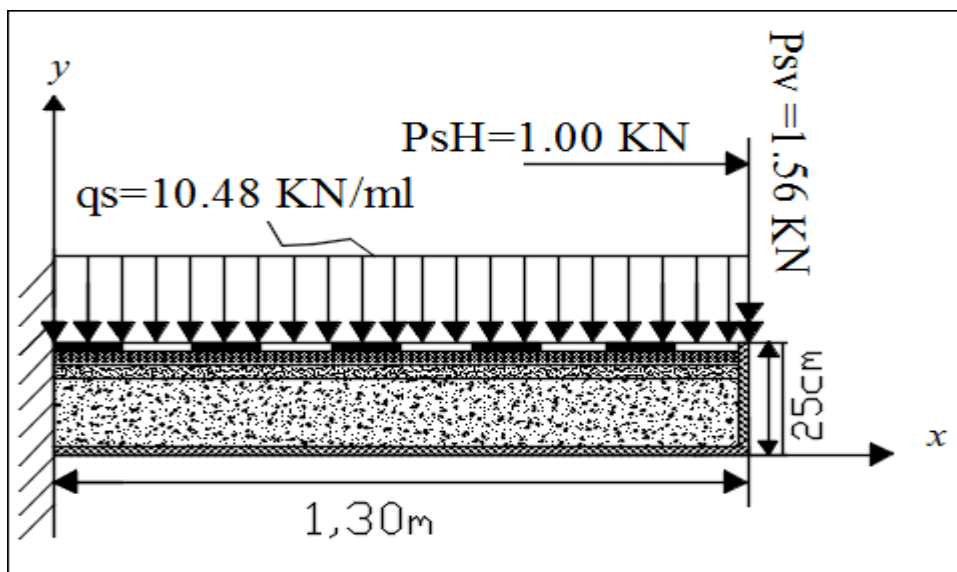


Figure III.4.4 : Schéma isostatique du balcon à l'ÉLS.

Les réactions à l'encastrement  $R_x$ ,  $R_y$ , et  $M_x$ , seront déduit à partir des efforts internes  $N_x$ ,  $T_y$  et  $M_z$  qui seront déterminés comme suit :

Tronçon :  $0 \leq x \leq 1.30 \text{ m}$  :

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow +T_y - 10.48 x - 1.56 = 0$$

$$\Rightarrow T_y = 10.48 x + 1.56$$

$$\text{À } X=0 : T_y = 1.56 \text{ KN.}$$

$$\text{À } X=1.30 \text{ m} : T_y = (10.48 \times 1.30) + 1.56$$

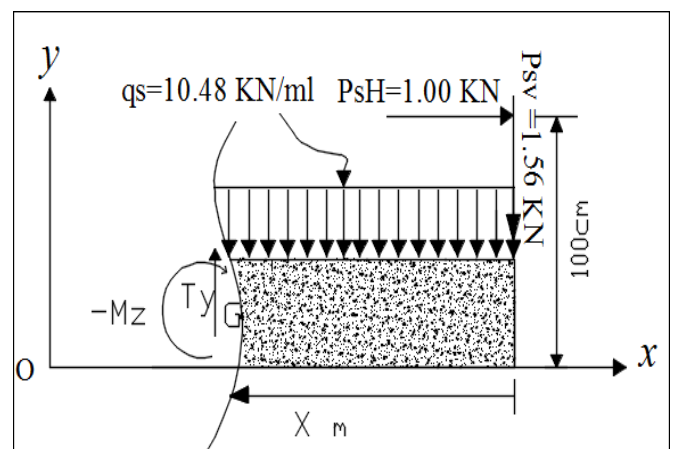
$$\Rightarrow T_y = 15.184 \text{ KN.}$$

$$\sum M/G = 0 \Rightarrow -M_z - 10.48 \left(\frac{x^2}{2}\right) - 1.56 x - 1 \times 1 = 0$$

$$M_z = -10.48 \left(\frac{x^2}{2}\right) - 1.56 x - 1.00$$

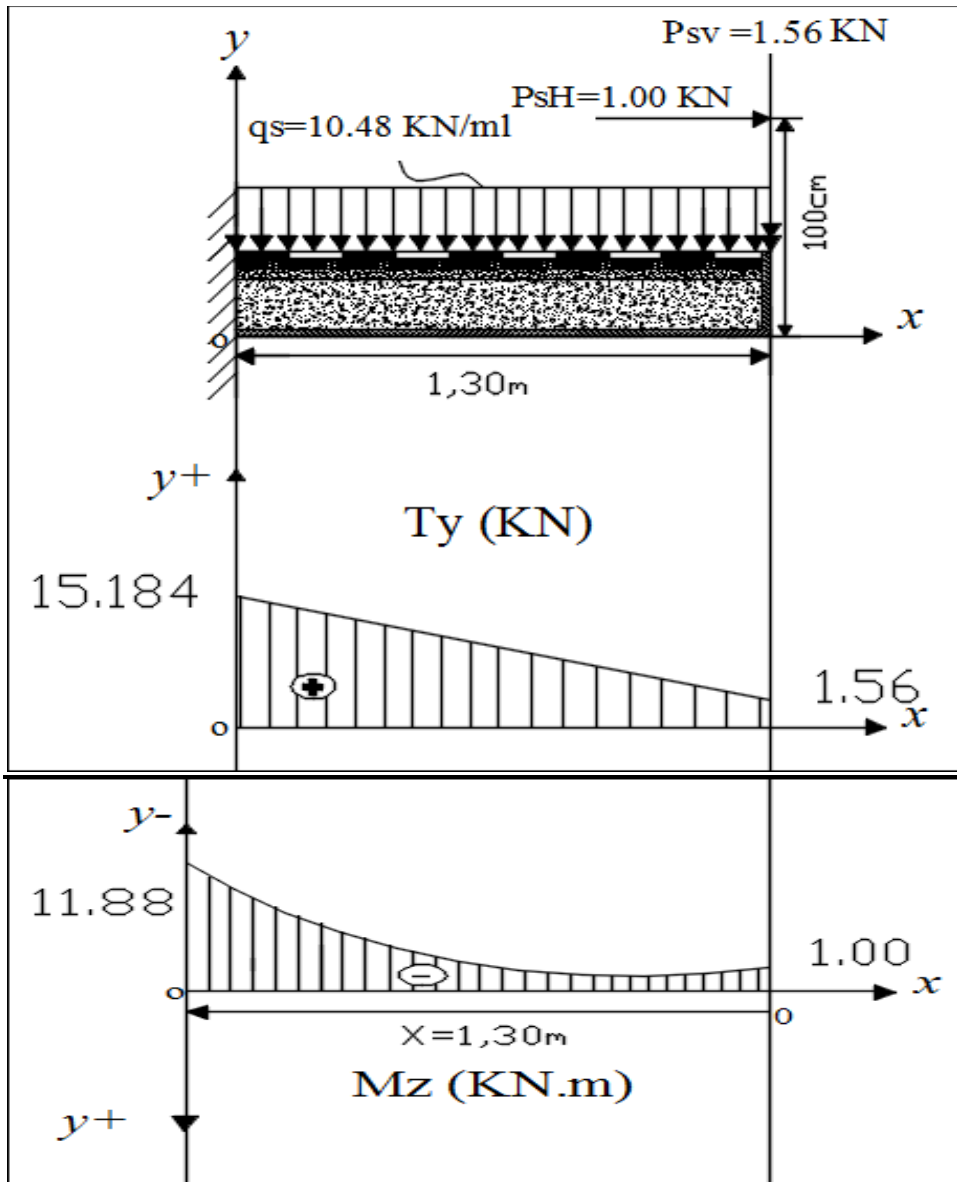
$$\text{À } X=0 : M_z = -1.00 \text{ KN.m}$$

$$\text{À } X=1.30 \text{ m} : M_z = -10.48 \left(\frac{1.3^2}{2}\right) - (1.56 \times 1.3) - 1.00 = -11.88 \text{ KN.m}$$



Le moment max est au niveau de l'encastrement :  $M_z = -11.88 \text{ KN.m}$  à  $x=1.30\text{m}$ .

- Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ÉLS :



### B) Les contraintes limites dans le béton et l'acier :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

La contrainte dans les aciers :  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

La contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

1/Vérification des contraintes d'ouvertures des fissures : (Réf 29 : Art A-4.5.23/ BAEL91).

- **Fissuration préjudiciable** : c'est le cas des éléments exposés aux intempéries, tel que :

$$\overline{\sigma_{st}} \leq \min \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) ; \text{ en MPa (HA. } \emptyset \geq 6 \text{ mm)}, \quad \overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa}$$

Avec :

$f_t$  : Résistance caractéristique du béton à la traction.

$\eta$  :  $\Rightarrow$  Coefficient de fissuration, tel que :

$\eta=1.6 \Rightarrow$  pour les aciers de haute adhérence de diamètre  $\emptyset \geq 6 \text{ mm}$ .

• **Détermination des contraintes dans les aciers de répartition :**

(Pour les 02 lit d'armatures : Ar :  $2 \times 5HA10 = 7.85 \text{ cm}^2$ )

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 7.85}{100 \times 12} = 0.654 \Rightarrow \beta_1 = 0.881 \text{ (par interpolation) et } K_1 = 27.17 \text{ (tirés dans le tableau).}$$

$$A_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{11.88 \times 10^6}{0.881 \times 120 \times 785} = 143.15 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \sigma_{st} = 143.15 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow$  Condition vérifiée,

**2/ Contrainte dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\overline{\sigma_{st}}}{k_1} = \frac{201.63}{37.63} = 5.358 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$$
 Condition vérifiée.

**C) Vérification de la flèche : (Réf 30 : Art B-7.5/BAEL91)**

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}, \quad \frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}, \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

Avec :

$A_{st}$  : la section d'armatures tendues.

$M_t$  : la valeur de calcul du moment fléchissant à l'encastrement.

$M_0$  : la valeur de calcul maximale du moment fléchissant sur toute la bande étudiée.

Ici :  $M_t = M_0 = -11.88 \text{ KN.m}$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{130} = 0.115 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \Rightarrow$$
 Condition vérifiée.

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.93 \times 10^2}{960 \times 120} = 0.00341 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \Rightarrow$$
 Condition vérifiée.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{0.15}{1.3} = 0.115 > \frac{-11.88}{10 \times (-11.88)} = \frac{1}{10} = 0.1 \dots \dots \dots \Rightarrow$$
 Condition vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées  $\Rightarrow$  Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**III.4.2) La dalle plein (DP 15) :**

Cette dalle, serve comme palier de départ et d'arrivé d'un niveau du bâtiment à un autre, comme le décrit le plan de l'architecte.

Afin d'éviter d'avoir des dimensions assez importantes dans des escaliers et vue les dimensions importantes de ce panneau imposées par l'architecte, on ayant laissé son calcul de côté, pour facilité la tâche. Ce panneau de dalle, repose sur ces quatre côtés et semi encastrées au niveau :

\*Des deux poutres secondaires voisines intermédiaires.

\*d'une poutre principale.

\*De la volée de départ et d'arrivée.

Soumis à des charges permanentes G revenant aux planchers dalle plein et d'exploitations Q revenants au plancher d'étage courant **PEC**.

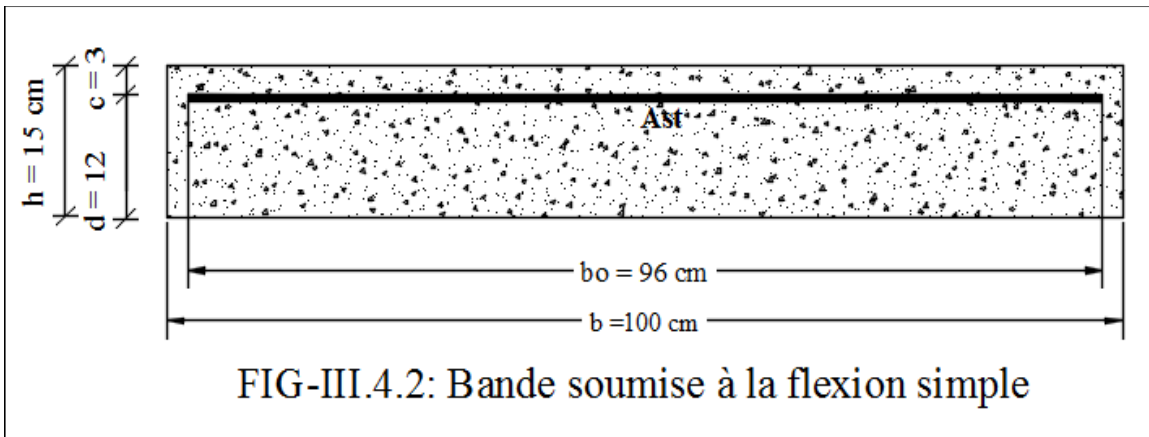
Cette dalle est dimensionnée suivant le plan d'architecture comme suit :

- largeur  $L_x = 1.7 \text{ m}$ .

- longueur  $L_y = 3.5$  m.

Le calcul se déroulera, comme le calcul des panneaux de dalle, conformément à la réglementation en vigueur.

En général, on considère dans l'étude des dalles, des bandes de largeur  $b$  égale à 1 m.



**A)- Pré-dimensionnement :** Dans les pages du chapitre II, nous avons définie le pré-dimensionnement des dalles, leur mode de fonctionnement ainsi que leurs épaisseurs, donc cette dalle est pré-dimensionné comme suit :

- Ce panneau de dalle est un panneau rectangulaire continu qui se porte sur les deux sens.
- l'épaisseur  $e_p = 15$ cm.

**B)- Évaluation des charges G et Q :** (Voir chap. II)

$$G_{\text{total}} = G_{\text{balcon}} = 6.98 \text{ KN/ml}$$

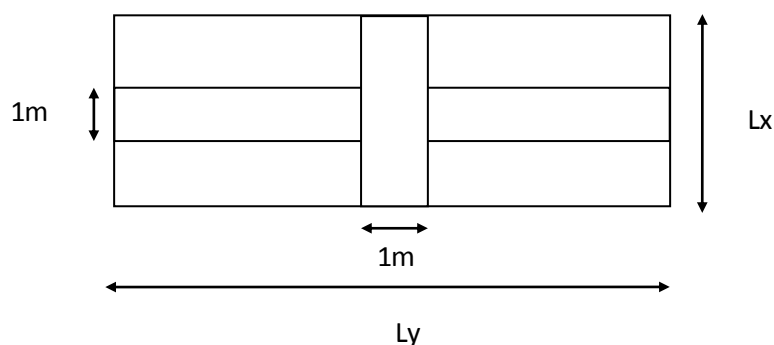
$$Q_{\text{total}} = Q_{\text{PEC}} = 1.5 \text{ KN/ml}$$

**C)- Combinaison d'actions :**

$$\text{À L'ÉLU : } q_u = 1.35 G_{\text{total}} + 1.5 Q_{\text{total}} = 1.35 \times (6.98) + 1.5 \times 1.5 = 11.673 \text{ KN/ml}$$

$$\text{À L'ELS : } q_s = G_{\text{total}} + Q_{\text{total}} = 6.98 + 1.5 = 8.48 \text{ KN/ml}$$

**D)- Calcul des sollicitations à l'ÉLU :** Cas où :  $0,4 \leq \rho_x = \frac{L_x}{L_y} \leq 1$  (Réf 31 : Cours du BA, M1.GC)



**Figure III.4.5 :** Schéma statique d'un panneau de dalle rectangulaire portant sur les 02 sens.

Dans ce cas de figure, on détermine les moments suivant les deux directions  $L_x$  et  $L_y$  et on calcule les armatures parallèles à ces deux directions en fonction des moments trouvés. En pratique, deux méthodes peuvent être utilisées pour la détermination de  $M_{0x}$  et de  $M_{0y}$  :

- celle résultant des dispositions indiquées à l'annexe E3 des règles du BAEL ;
- celle résultant de l'utilisation des abaques de Pigeaud.

Nous commençons par déterminer les moments isostatiques  $M_{0x}$  suivant  $L_x$ , et  $M_{0y}$  suivant  $L_y$ , en supposant que la dalle repose librement sur son pourtour.

L'annexe E3 des règles B.A.E.L. indique que pour une dalle de dimensions  $L_x$  et  $L_y$  (avec  $L_x \leq L_y$ ), reposant librement sur son pourtour et soumise à une charge uniformément répartie  $q_U$  couvrant tout le panneau, les moments au centre de la dalle, pour une bande de largeur = 1 m, ont pour valeur :

- Dans le sens de la petite portée :  $M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$

- Dans le sens de la grande portée :  $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Les valeurs des coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont données, en fonction du rapport  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$  et du coefficient de Poisson  $\nu$  (Voir tableau en annexe). Ce tableau tient compte du fait que le rapport  $M_{0y}/M_{0x}$  ne doit jamais être inférieur à 0,25 (Voir art. A.8.2, 42/ BAEL91).

Le coefficient de Poisson  $\nu$  est égal à :

$\nu = 0,20$  pour un béton non fissuré, (à L'ELS).

$\nu = 0$  pour un béton fissuré, (à L'ÉLU).

1- Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  : Sur le tableau, en fonction de  $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,7}{3,5} = 0,48$  et de  $\nu = 0$ , nous avons :

$\mu_x = 0,0974$  et  $\mu_y = 0,250$ ,

$\Rightarrow M_{0x} = 0,0974 \times 11,673 \times 1,7^2 = 3,286 \text{ KN.m}$  et  $M_{0y} = 0,250 \times 3,286 = 0,822 \text{ KN.m}$

Le rapport :  $\frac{M_y}{M_x} = \frac{0,822}{3,286} = 0,251 \geq 0,25 \Rightarrow$  condition vérifiée.

2- Les moments hyperstatiques :

▪ **En travée :**

$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 3,286 = 2,465 \text{ KN.m}$

$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 0,822 = 0,617 \text{ KN.m}$

▪ **Aux appuis :**

$M_x^{\text{appui}} = M_y^{\text{appui}} = \max[-0,5 (M_{0x} ; M_{0y})]$   
 $= \max[-1,643 ; -0,411] = -1,643 \text{ KN.m}$

**Remarque :** Afin de tenir compte des encastremets de la dalle ; les moments calculés seront munis en leurs effectuant un coefficient de 0,75 en travée et de (-0,5) aux appuis. (Voir Art. A.8.2, 32)

D'une manière générale, pour une dalle continue et semi-encastree, on doit toujours vérifier :

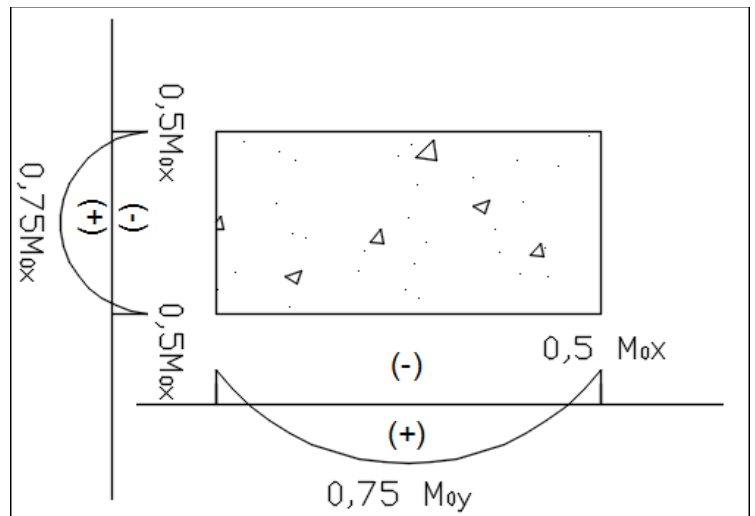
$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 M_{0x}$  Avec :

$M_t$  : moment max considéré en travée.

$M_w$  ( $M_e$ ) : valeur absolue considérée pour les moments max de l'appui de gauche (de droite).

$M_{0x}$  : moment maximal calculé pour la portée principale  $L_x$ , dans l'hypothèse où la dalle est simplement appuyée.

$2,465 + \frac{1,643 + 1,643}{2} = 4,108 > 1,25 \times 3,286 = 4,107 \Rightarrow$  condition vérifiée.



3- Effort tranchant : Dans les dalles portant sur quatre côtés, l'effort tranchant par unité de longueur est donné par les formules suivantes : (La colonne grise ne concerne pas le cas de notre dalle étudiée)

Charge totale P uniformément répartie sur la surface de la plaque : ( $P = q \times L_x \times L_y$ ) $P = 11.673 \times 1.7 \times 3.5 = 69.45 \text{ KN}$	Charge totale P uniformément répartie sur un rectangle de dimensions u x v, concentrique à la plaque : u = dimension du rectangle parallèle à Lx. v = dimension du rectangle parallèle à Ly.		
Au milieu de Ly :		u > v	u < v
$T = \frac{P}{2ly+lx} = \frac{69.45}{2 \times 3.5 + 1.7} = 7.983 \text{ KN/ml}$	Au milieu de u	$T = \frac{P}{2u+v}$	$T = \frac{P}{3v}$
Au milieu de Lx :			
$T = \frac{P}{3ly} = \frac{69.45}{3 \times 3.5} = 6.615 \text{ KN/ml}$	Au milieu de v	$T = \frac{P}{3u}$	$T = \frac{P}{2v+u}$

Donc : - Sens Ly :  $T_y = 7.983 \text{ KN}$

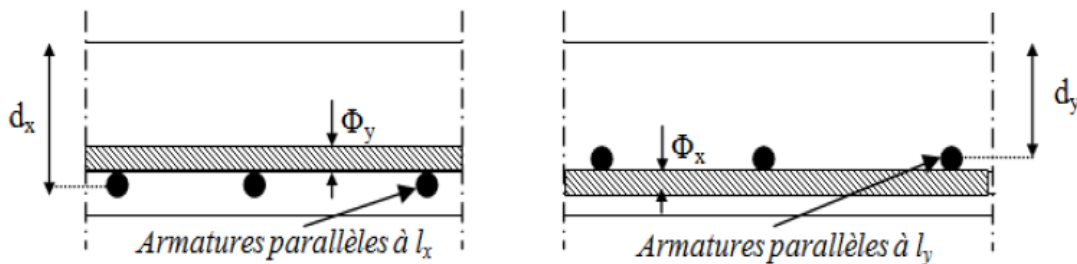
- Sens Lx :  $T_x = 6.615 \text{ KN}$

$V_{\max} = \max(T_y ; T_x) = 7.983 \text{ KN}$

**E)- Détermination des armatures :** Les armatures sont déterminées à partir des moments définis ci-dessus en tenant compte des remarques suivantes :

- Le moment maximal s'exerce selon la petite portée, par conséquent, les armatures correspondantes constituent le lit inférieur.
- Pour chacune des directions il faut considérer en travée et aux appuis, la hauteur utile qui lui est propre. On aura donc :

$$d_y = d_x - \left(\frac{\phi_x + \phi_y}{2}\right) \text{ Avec : } d_x = 12 \text{ cm.}$$



**Figure III.4.6 :** Hauteurs utiles des armatures dans les deux directions.

**a. Dans le sens // à la petite portée Lx :**

- Aux appuis :**  $M_x^a = -1.643 \text{ KN.m}$

$$\mu_a = \frac{Ma}{b d^2 f_{bu}} = \frac{1.643}{1 \times 0.12^2 \times 14.2 \times 10^3} = 8.035 \times 10^{-3}, \text{ avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} \times 10^3 \approx 14200 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\mu_u = 0.008 < \mu_{ab} = 0.8 \alpha_{ab} (1 - 0.4 \alpha_{ab}) = 0.8 \times 0.259 (1 - 0.4 \times 0.259) = 0.186 < \mu_l = 0.392.$$

⇒ la déformation est limitée sur le pivot A, La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires,  $ASC = 0$ .

On prend :  $\mu_u = 0.008 \Rightarrow \beta = 0.996 \Rightarrow$  (tiré du tableau 06 : section rectangulaire en flexion simple sans armatures comprimées, à l'ÉLU de résistance).

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \approx 348 \text{ MPa et } : \beta = 0.996.$$

$$\text{Donc : } A_{app} = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1.643 \times 10^6}{0.996 \times 120 \times 348} \times 10^{-2} \approx 0.395 \text{ cm}^2 \text{ (faible section).}$$

Soit :  $A_{app} = 5HA8/ml = 2.51 \text{ cm}^2$  Avec un espacement :  $St = 100/5 = 20 \text{ cm}$ .

▪ **En travées :**  $M_t^x = 2.465 \text{ KN.m}$

$$\mu_t = \frac{Mt}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2.465}{1 \times 0.12^2 \times 14.2 \times 10^3} = 12.05 \times 10^{-3}, \text{ avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} \times 10^3 \approx 14200 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\mu_t = 0.012 < \mu_{ab} = 0.8\alpha_{ab}(1 - 0.4\alpha_{ab}) = 0.8 \times 0.259(1 - 0.4 \times 0.259) = 0.186 < \mu_l = 0.392.$$

⇒ la déformation est limité sur le pivot A, La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires,  $ASC = 0$ .

On prend :  $\mu_t = 0.012 \Rightarrow \beta = 0.994$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \approx 348 \text{ MPa et } : \beta = 0.994.$$

$$\text{Donc : } A_{tx} = \frac{Mt}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{2.465 \times 10^6}{0.994 \times 120 \times 348} \times 10^{-2} = 0.594 \text{ cm}^2 \text{ (faible section).}$$

Soit :  $A_{tx} = 5HA10/ml = 3.93 \text{ cm}^2$  Avec un espacement :  $St = 100/5 = 20 \text{ cm}$ ,

**b. Dans le sens // à la grande portée Ly :**

▪ **Aux appuis :**  $M_y^a = -1.643 \text{ KN.m}$

$$dy = dx - \left( \frac{\phi_x + \phi_y}{2} \right) = 120 - \frac{10 + 10}{2} = 110 \text{ mm} = 11 \text{ cm}$$

$$\mu_a = \frac{Ma}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1.643}{1 \times 0.11^2 \times 14.2 \times 10^3} = 9.562 \times 10^{-3}, \text{ avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} \times 10^3 \approx 14200 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\mu_u = 0.009 < \mu_{ab} = 0.8\alpha_{ab}(1 - 0.4\alpha_{ab}) = 0.8 \times 0.259(1 - 0.4 \times 0.259) = 0.186 < \mu_l = 0.392.$$

La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires,  $ASC = 0$ .

On prend :  $\mu_u = 0.010 \Rightarrow \beta = 0.995 \Rightarrow$  (tiré du tableau 06 : section rectangulaire en flexion simple sans armatures comprimées, à l'ÉLU de résistance).

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \approx 348 \text{ MPa et } : \beta = 0.995.$$

$$\text{Donc : } A_{app} = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1.643 \times 10^6}{0.995 \times 110 \times 348} \times 10^{-2} \approx 0.432 \text{ cm}^2 \text{ (faible section).}$$

Soit :  $A_{app} = 5HA8/ml = 2.51 \text{ cm}^2$  Avec un espacement :  $St = 100/5 = 20 \text{ cm}$ .

▪ **En travées :**  $M_t^y = 0.617 \text{ KN.m}$

$$\mu_t = \frac{Mt}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.617}{1 \times 0.11^2 \times 14.2 \times 10^3} = 3.6 \times 10^{-3}, \text{ avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} \times 10^3 \approx 14200 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\mu_t = 0.003 < \mu_{ab} = 0.8\alpha_{ab}(1 - 0.4\alpha_{ab}) = 0.8 \times 0.259(1 - 0.4 \times 0.259) = 0.186 < \mu_l = 0.392.$$

La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires,  $ASC = 0$ .

On prend :  $\mu_t = 0.004 \Rightarrow \beta = 0.998$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \approx 348 \text{ MPa et } : \beta = 0.998.$$

$$\text{Donc : } A_{ty} = \frac{Mt}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0.617 \times 10^6}{0.998 \times 110 \times 348} \times 10^{-2} = 0.162 \text{ cm}^2 \text{ (faible section).}$$

Soit :  $A_{ty} = 5HA10/ml = 3.93 \text{ cm}^2$  Avec un espacement :  $S_t = 100/5=20 \text{ cm}$ ,

NOT : Le ferrailage sera en double lit, pour assuré la résistance face à la poussée au vide.

Tableaux récapitulatifs des armatures aux appuis et en travée pour les 02 directions :

	Aux appuis	En travée
<b>Sens // à Lx</b>	$A_{pp} : 5HA8/ml = 2.51 \text{ cm}^2$	$A_t : 5HA10/ml = 3.93 \text{ cm}^2$
<b>Espacement</b>	$S_{app} = 100/5=20 \text{ cm}$	$S_t = 100/5=20 \text{ cm}$
<b>Sens // à Ly</b>	$A_{pp} : 5HA8/ml = 2.51 \text{ cm}^2$	$A_t : 5HA10/ml = 3.93 \text{ cm}^2$
<b>Espacement</b>	$S_{app} = 100/5=20 \text{ cm}$	$S_{app} = 100/5=20 \text{ cm}$

**Tableau III.2.1 :** récapitulatifs du ferrailage adopté.

## F)- Vérifications à l'ÉLU :

### a. Condition de non fragilité :

Dans une dalle rectangulaire appuyée sur ses quatre côtés, les armatures normales à toute la section transversale soumise à la flexion simple, et susceptible d'être tendues, doivent présenter une section minimale correspondant aux taux d'armatures suivants :

- Armatures parallèles Lx :  $w_x = \frac{A_x}{b \times h} \geq w_o \times \frac{(3-\rho_x)}{2}$

- Armatures parallèles Ly :  $w_y = \frac{A_y}{b \times h} \geq w_o$  Avec :

**Wx (wy) :** respectivement les taux minimaux d'acier en travée dans le sens « x » et dans le sens « y ».

Le taux ou pourcentage d'acier est égal au rapport de la section des armatures dans une direction donnée à la section totale du béton.

-  $w_o$  : taux ou pourcentage d'acier minimal égal à :

1,2 ‰ : pour les ronds lisses (feE215 ou 235)

0,8 ‰ : pour les barres ou fils à haute adhérence feE400 ou treillis soudés à fils lisses de  $\varnothing > 6 \text{ mm}$

0,6 ‰ : pour les barres ou fils à haute adhérence feE500 ou treillis soudés à fil lisse de  $\varnothing \leq 6 \text{ mm}$ .

### 1/ Sens x-x :

$$A_t^x = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min}^x = w_o \times b \times h \times \frac{(3-\rho_x)}{2} = 0.8\text{‰} \times 100 \times 15 \times \frac{(3-0.48)}{2} = 1.51 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

### 2/ Sens y-y :

$$A_t^y = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min}^y = w_o \times b \times h = 0.8\text{‰} \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

### b. Espacement des armatures :

L'espacement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous.

$h_o$  : Épaisseur totale de la dalle = 15 cm.

La Fissuration est non préjudiciable pour ce panneau :

- sens // à Lx :

Aux appuis :  $S_{app} = 20 \text{ cm}$  ; En travée :  $S_t = 20 \text{ cm}$

$\Rightarrow S_t < \text{Min}(3h_o ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow$  condition vérifiée.

- sens // à  $L_y$  :

Aux appuis :  $S_t = 20$  cm

En travée :  $S_t = 20$  cm

$\Rightarrow S_t < \text{Min}(4h_0 ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow$  condition vérifiée.

**c. Rapport minimal des sections d'armature en travée :**

-Dalle non soumise à des charges concentrées :  $A_y \geq \frac{A_x}{4} \Rightarrow 3.14 > \frac{3.14}{4} \Rightarrow$  C.V

**d. Diamètre maximal des armatures :**

$\emptyset \leq ht/10 \Rightarrow 10\text{mm} < 150/10=15 \text{ mm} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

$\emptyset$  : Diamètre des armatures longitudinales.

**e. Vérification de la contrainte tangentielle [Réf 32 : Art A.5.2,2/BAEL 91] :**

Aucune armature de l'effort tranchant n'est requise si les conditions suivantes sont remplies :

- les dispositions constructives générales concernant les dalles sont respectées  $\Rightarrow$  OK

- la pièce est réalisée sans reprise de bétonnage sur toute son épaisseur  $\Rightarrow$  OK

- la contrainte tangentielle est au plus égale :

$$\tau u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau u} = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} \text{ MPa}$$

$\tau u$  : contrainte de cisaillement,  $\tau u = \frac{V_{\max}}{bd}$  Avec :

$V_{\max}$  : effort tranchant maximum en travée :  $V_{\max} = 7.983 \text{ KN} = 7983\text{N}$ .

$b$  : la longueur de la bande étudiée,  $b=1\text{m}=1000\text{mm}$ ,

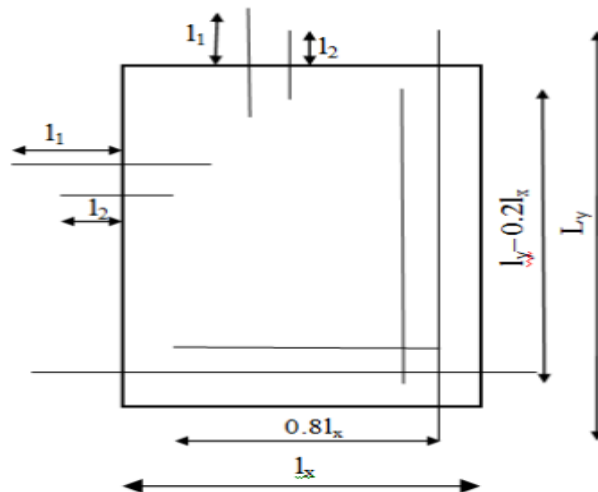
$d_x$  : la hauteur utile du lit d'armatures inférieur,  $d_x=12\text{cm}=120\text{mm}$ .

Donc :  $\tau u = \frac{7983}{120 \times 1000} = 0.067 \text{ Mpa}$ .

$$\bar{\tau u} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa} \Rightarrow 0.067 < 1.167 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow$  La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement et Aucune armature de l'effort tranchant n'est nécessaire.

**f. Arrêt des armatures :** Les armatures dans chaque sens peuvent être arrêtées par moitié :



- **Longueur de scellement droit [Art 6.1, 22.1/BAEL 91] :**

La longueur de scellement droit : correspond à la longueur maximale d'ancrage rectiligne, tel que :

$$l_s = \frac{\varnothing f_e}{4\tau_{su}}$$

$\varnothing$  : diamètre maximum de la barre = 10mm.

$f_e$  : limite d'élasticité de la barre = 400MPa

Avec :  $\tau_{su}$  : la contrainte limite ultime d'adhérence des barres ancrées.

$$\tau_{su} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa.}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 f_{tj}$$

$$\Rightarrow l_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2.835} = 352.73 \text{mm} = 35.2 \text{cm.}$$

D'après le **BAEL 91**[Art 6.1.22.1], la longueur de scellement pour les HA 400 est de :

$$L_s = 35\varnothing = 35 \times 10 \text{mm} = 350 \text{mm.} \Rightarrow \text{Donc on opte pour : } L_s = \mathbf{35 \text{cm.}}$$

Armatures en travées :

- Sens principal : La longueur du lit arrêtee en travée est de  $0,8L_x = 0,8 \times 170 = 136 \text{ cm.}$

- Sens secondaire : La longueur du lit arrêtee en travée est de  $(L_y - 0,2L_x) = (350 - 0,2 \times 170) = 316 \text{ cm.}$

Armatures en appuis :

Les aciers de chapeaux ont pour longueur à partir du nu des appuis :

$$* L_1 = \max (l_s ; \lambda \times L_x) \text{ Avec : } \lambda = 0.05 + 0.3 \frac{M_x^a}{M_x} = 0.05 + 0.3 \times \frac{1.643}{2.465} = 0.25$$

$$* L_2 = \max (l_s \text{ et } L_1/2) \text{ Avec : } l_s : \text{ longueur de scellement droit} = 35 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow L_1 = \max (35 \text{cm} ; 0.25 \times 170 \text{cm}) ; L_1 = \max (35 \text{cm} ; 42.5 \text{cm}) \Rightarrow L_1 = 42.5 \text{ cm.}$$

$$L_2 = \max (35 \text{cm} ; \frac{42.5}{2} = 21.25 \text{cm}) ; L_2 = l_s = 35 \text{cm.}$$

**g. Vérification au cisaillement [Art A.5.1,21.1/BAEL 91] :**

Aucune armature de l'effort tranchant n'est nécessaire si :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_c 28}{\gamma b}, 5 \text{ MPa} \right\} \Longrightarrow \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u : \text{ contrainte de cisaillement, } \tau_u = \frac{V_{max}}{bd} \text{ Avec :}$$

$$V_{max} : \text{ effort tranchant maximum en travée : } V_{max} = 7.983 \text{ KN} = 7983 \text{N.}$$

$$b : \text{ la longueur de la bande étudiée, } b = 1 \text{ m} = 1000 \text{mm,}$$

$$d_x : \text{ la hauteur outil du lit d'armatures inférieur, } d_x = 12 \text{ cm} = 120 \text{mm.}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{7983}{120 \times 1000} = 0.067 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5} = 3.34, 5 \text{ MPa} \right\} = 3.34 \text{MPa.} \Rightarrow 0.067 < 3.34 \text{MPa.}$$

$\Rightarrow$  La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de fissuration dans le béton.

**h. Vérification des Contraintes d'adhérence et d'entraînement des barres :**

- **Entraînement des barres : (BAEL 91/ Art A.6.1, 3)**

Les contraintes d'entraînement des armatures en partie courante (la zone médiane) doivent être limitées pour ne pas endommager le béton, il faut donc vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} \quad \text{Avec :}$$

$\tau_{se}$  : la contrainte d'adhérence d'entraînement.

$V_u$  : la valeur de calcul de l'effort tranchant ultime.

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d u_i} \frac{A_{si}}{A_s}$$

$U_i$  : Le périmètre utile d'une barre =  $\Pi \times \emptyset$

$Z$  : le bras de levier pris =  $0,9 \times d$ .

-Sens // à  $L_x$  :

Pour un paquet de plus de 03 barres, la contrainte d'adhérence devienne :

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

Avec :

$$\sum U_i = (4 \times \Pi \times \emptyset) = (3,14 \times 4 \times 10) = 125,6 \text{ mm.}$$

$$d = 120 \text{ mm.}$$

$$V_u = 7,983 \text{ kN} = 7983 \text{ N.}$$

$$\tau_{se.u} = \Psi_s f_{tj}$$

Avec :

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement (fonction de la nuance d'acier)

$\Psi_s = 1,5$  (Barres de haute adhérence).

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

$$\Rightarrow \tau_{se} = \frac{7983}{0,9 \times 120 \times 125,6} = 0,59 \text{ MPa.} < \overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

-Sens // à  $L_y$  : (même section d'armatures  $\Rightarrow$  les mêmes résultats).

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

## G) - Vérifications à l'ELS :

### 1/ Évaluation des moments en travées et aux appuis :

1- Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  : Sur le tableau, en fonction de  $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,7}{3,5} = 0,48$  et de  $v = 0,2$ , nous avons :

$$\mu_x = 0,1006 \text{ et } \mu_y = 0,357,$$

$$\Rightarrow M_{0x} = 0,1006 \times 8,48 \times 1,7^2 = 2,465 \text{ KN.m} \text{ et } M_{0y} = 0,357 \times 2,465 = 0,880 \text{ KN.m}$$

Le rapport :  $\frac{M_y}{M_x} = \frac{0,880}{2,465} = 0,36 > 0,25 \Rightarrow$  condition vérifiée.

### 2- Les moments hyperstatiques :

- En travée :

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 2,465 = 1,849 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 0,880 = 0,66 \text{ KN.m}$$

- Aux appuis :

$$M_x^{\text{appui}} = M_y^{\text{appui}} = \max[-0,5 (M_{0x}; M_{0y})] = \max[-1,233; -0,44] = -1,233 \text{ KN.m}$$

### 2/ Ferrailage à l'ELS :

$$\mu_s = \frac{M_s}{b.d^2 \cdot \overline{\sigma_{st}}} ; A_{st} = \frac{M_s}{\beta.d \cdot \overline{\sigma_{st}}} ; \overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \text{ (fissuration peu nuisible).}$$

zone	sens	Ms [KN.m]	Valeur de $\mu s$	Pivot	Valeur de $\beta$	Section d'armature (cm <sup>2</sup> )	
Sur appuis	x-x	$M_x^a = -1.233$	$0.0028 < \mu l = 0.392$	A	0.998	$0.273 < 0.395$	OK
	y-y	$M_y^a = -1.233$	$0.0028 < \mu l = 0.392$	A	0.0985	$0.313 < 0.432$	OK
En travée	x-x	$M_{tx} = 1.849$	$0.0036 < \mu l = 0.392$	A	0.0985	$0.528 < 0.594$	OK
	y-y	$M_{ty} = 0.66$	$0.0012 < \mu l = 0.392$	A	0.0995	$0.188 > 0.162$	NON

**Tableau III.2.2 :** Vérification des sections d'armatures calculée à l'ÉLU.

**Remarque :** Le ferrailage adopté à l'ÉLU est le meilleur choix, vue la faiblesse des sections trouvées à l'ELS.

▪ **Vérification des contraintes limites dans le béton et l'acier :**

Les contraintes limites dans le béton et les aciers doivent vérifier les conditions suivantes :

La contrainte dans les aciers :  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

La contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

**Sens x-x :**

En travée :  $M_{tx} = 1.849$  KN.m,  $d = d_x = 12$ cm,  $A_{st} = 3.14$  cm<sup>2</sup>

1. Contraintes dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12} = 0.260 \Rightarrow \beta_1 = 0.919 \text{ et } K_1 = 46.73 \text{ (tirés dans le tableau).}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$A_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{1.849 \times 10^6}{0.919 \times 120 \times 314} = 53.4 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} = 53.4 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Contrainte dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\overline{\sigma_{st}}}{k_1} = \frac{348}{46.73} = 7.45 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :  $M_{ax} = 1.233$  KN.m,  $d = d_x = 12$ cm,  $A_{st} = 2.51$ cm<sup>2</sup>

1. Contraintes dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100 A_{sp}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 12} = 0.211 \Rightarrow \beta_1 = 0.926 \text{ et } K_1 = 52.57 \text{ (tirés dans le tableau).}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$A_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{1.233 \times 10^6}{0.926 \times 120 \times 251} = 44.20 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} = 44.20 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Contrainte dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\overline{\sigma_{st}}}{k_1} = \frac{348}{52.57} = 6.62 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

## Sens y-y :

En travée :  $M_{ly} = 0.66 \text{ KN.m}$ ,  $d=d_y=11\text{cm}$ ,  $A_{st} = 3.14 \text{ cm}^2$

1. Contraintes dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 11} = 0.291 \Rightarrow \beta_1 = 0.915 \text{ et } K_1 = 43.82 \text{ (tirés dans le tableau).}$$

$$\overline{\sigma}_t = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$A_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{0.66 \times 10^6}{0.915 \times 110 \times 314} = 20.88 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \sigma_{st} = 20.88 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_t = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

2. Contrainte dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\overline{\sigma}_t}{k_1} = \frac{348}{43.82} = 7.95 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### ■ Vérification de la flèche : (Réf 33 : Art B-7.5/BAEL91)

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}, \quad \frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}, \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_o}$$

1.  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{350} = 0.043 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$

Donc le calcul de la flèche s'impose :

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times l^4}{E_{vj} \times I_o} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{Avec :}$$

$$\bar{f} : \text{La flèche admissible, } \bar{f} = \frac{3500}{500} = 7 \text{ mm}$$

$Q_{s_{max}}$  : la charge sur la fibre la plus sollicitée,  $q_{s_{max}} = 8.48 \text{ KN/ml}$

$L_y$  : longueur de la plus grande travée,  $L = 3.50 \text{ m}$ .

$E_{vj}$  : Module de la déformation différé, tel que :  $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ MPa}$

$I_o$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

$$I_o = (V_1^3 + V_2^3) \times \frac{b}{3} + 15 \times A_{st} \times (V_2 - C)^2 \quad \text{Avec : } V_1 = \frac{S_{xx}}{B_o}$$

$C$  : l'enrobage des aciers,  $C = 3 \text{ cm}$ .

$S_{xx}$  : Moment statique la section homogénéisée, tel que :

$$S_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_{st} \times d = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 3.14 \times 12 = 11815.2 \text{ cm}^3$$

$B_o$  : Surface de la section homogénéisée, tel que :  $B_o = b \times h + 15 \times A_{st} = 100 \times 15 + 15 \times 3.14 = 1547.1 \text{ cm}^2$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{11815.2}{1547.1} = 7.637 \text{ cm} \quad \text{Et} \quad V_2 = h - V_1 = 15 - 7.637 = 7.363 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } I_o = (7.637^3 + 7.363^3) \times \frac{100}{3} + 15 \times 3.14 \times (7.363 - 3)^2 = 29049.74 \text{ cm}^4$$

$$\text{Finalement : } f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{8.48 \times 3.5^4}{10818860 \times 29049.74 \times 10^{-8}} = 5.27 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$\Rightarrow f_{max} = 5.27 \times 10^{-3} \text{ m} < \bar{f} = 7 \times 10^{-3} \text{ m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

### III.5) Calcul des planchers en corps creux :

La séparation inter-étage est assurée par des planchers en corps creux, dont les poutrelles sont préfabriquées, sur lesquelles reposent des entrevous en béton non armé, autrement dit : les corps creux. En plus, une dalle de compression en béton armé couvrira l'ensemble, voir, toute la surface du plancher.

Le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique et thermique.

#### III.5.1) La dalle de compression (hourdis) :

L'hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, armé d'un quadrillage de barres (treillis soudé) de nuance (FeE500) ayant pour but de :

- Limités les risques de fissuration par retrait.
- Résister aux efforts des charges appliquées sur les surfaces réduites.
- réaliser un effet de répartition, entre nervures voisines, des charges localisées, notamment de celles correspondant aux cloisons.

Dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures,
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures. (Réf 34 :Art. B.6.8, 423\_BAEL91/99)

Le calcul sera effectué pour le plancher le plus sollicité qui est le plancher étage courant (PEC).

#### 1/ Armatures perpendiculaires aux nervures :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{500} = 0.52 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Avec :}$$

L : distance entre axes des poutrelles (L = 65cm) (50 cm ≤ L ≤ 80 cm) ⇒ CV

$f_e$  : Limite d'élasticité des fils du treillis soudé utilisé, en MPa.

Soit :  $A_{\perp} = 5T5 = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  Avec : un espacement  $St = 20 \text{ cm}^2$

#### 2/ Armatures parallèle aux nervures :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Faible section}) \Rightarrow \text{Soit : } A_{//} = 5T5 = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec : un espacement  $St = 20 \text{ cm}$ .

Finalement : on adoptera un treillis soudés à fils de haute adhérence, dits : **TSHA**, de  $5HA\Phi 5 / \text{m}^2$  (pour les 02 sens // et  $\perp$ ), de nuance FeE500, dont les dimensions des mailles sont limitées à 20cm, (200 x200) mm<sup>2</sup>.

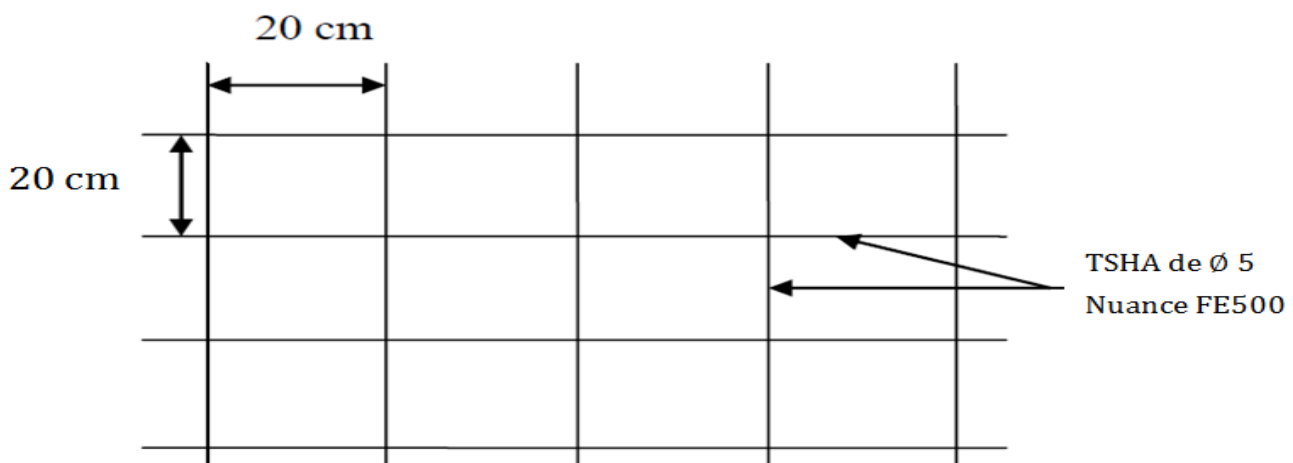


Figure : III-5.1 : Ferrailage de la dalle compression en TSHA

### III.5.2) Les poutrelles :

#### 1/ Disposition :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

- Critère de la petite portée : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.
- Critère de la continuité : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles seront disposées parallèlement au sens de plus grand nombre d'appuis.

Les poutrelles ici, sont préfabriquées, disposées suivant le sens de la plus petite portée, qui diffère d'une travée à l'autre (disposition non constante sur toutes la surface du plancher).

### III.5.3) Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge linéaire uniformément répartie, dont la conversion se fait par la multiplication de la charge surfacique revenant au plancher, par la longueur de l'entre axe de deux poutrelles consécutives.

Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes :

**1<sup>er</sup> étape : Avant le coulage de la dalle de compression : (Réf 35 : Art B.6.8, 412)**

La poutrelle préfabriquée est considérée comme une poutre de section rectangulaire (12 x 4) cm<sup>2</sup>, simplement appuyée sur ses deux extrémités, travaille en flexion simple, chargée comme suite :

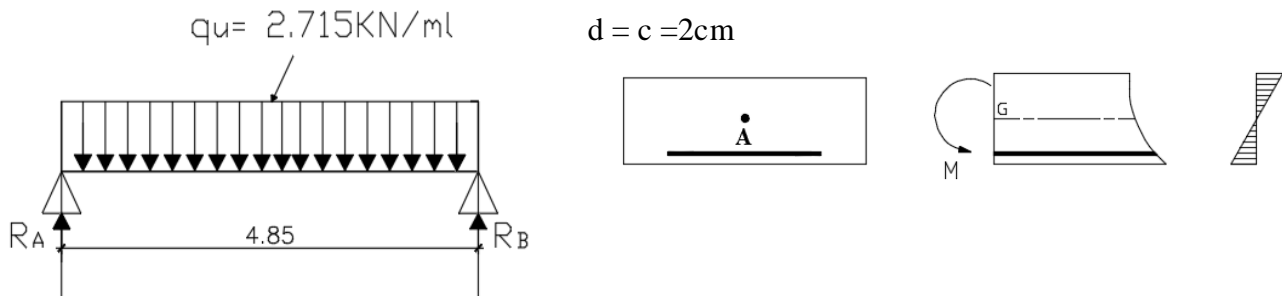
#### a/ Évaluation des charges :

$$G_{\text{total}} = G_{\text{corps creux}} + G_{\text{poutrelle}} = 0.78 + 0.12 = 0.9 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{total}} = Q_{\text{ouvrier}} = 1 \text{ KN/ml (la surcharge de l'ouvrier estimée à 100kg).}$$

#### b/ Combinaison d'actions :

$$\text{À L'ÉLU : } q_u = 1.35 G_{\text{total}} + 1.5 Q_{\text{total}} = 1.35 \times (0.9) + 1.5 \times 1 = 2.715 \text{ KN/ml}$$



NOT : On ayant pris le cas le plus défavorable, la plus grande travée des poutrelles de nos planchers.

#### Moment max

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.715 \times 4.85^2}{8} = 7.983 \text{ KN.ml}$$

#### Section d'armatures :

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

Hauteur utile :  $d = 2 \text{ cm}$ .

$$\mu_u = \frac{M_0}{b d^2 f_{bu}} = \frac{7.983}{0.12 \times 0.02^2 \times 14.2 \times 10^3} = 11.712, \text{ avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c,j}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} \times 10^3 \approx 14200 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\mu_u = 11.712 > \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SDA.}$$

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

- **Calcul du nombre des étais et leurs distances intermédiaires :**

Le moment limite correspondant à une S.S.A est égale à :

$$M_L = \mu_1 \cdot b \cdot d \times f_{bu} = 0.392 \times 0.12 \times (0.02)^2 \times 14200 = 0,267 \text{ KN.m}$$

$$Ml = 0.267 = \frac{qu \times l^2}{8} \Rightarrow l = \sqrt{\frac{0.267 \times 8}{2.715}} \approx 0.9 \text{ m}$$

Donc, La longueur max entre appui pour avoir une S.S.A est égale à 90 cm  $\Rightarrow$  les poutrelles de  $L = 4.85 \text{ m}$ , doivent être appuyées sur :  $485/90 = 5.4 \Rightarrow$  soit 05 étais intermédiaires.

**2<sup>ème</sup> étape : Après coulage de la dalle de compression :**

Il est possible de considérer que la dalle supportée par la poutrelle reprend une partie des contraintes de compression induites par la flexion de la poutrelle. Attention, ceci n'est vrai que si la dalle est comprimée, c'est-à-dire, si la poutre subit un moment positif. Donc, pour une poutre continue, seule la partie en travée est concernée par la section en T<sub>e</sub>, sur appui, il faudra considérer une poutre rectangulaire de largeur  $b_0$ , la largeur De l'âme.

Toutes nos travées reposent sur un appui intermédiaire et partiellement encastrée à leurs extrémités. Elles supportent leur poids propre ainsi que les charges et surcharges revenant au plancher.

On prendra pour le calcul, le cas le plus défavorable, soit le cas de la travée N° : 02.

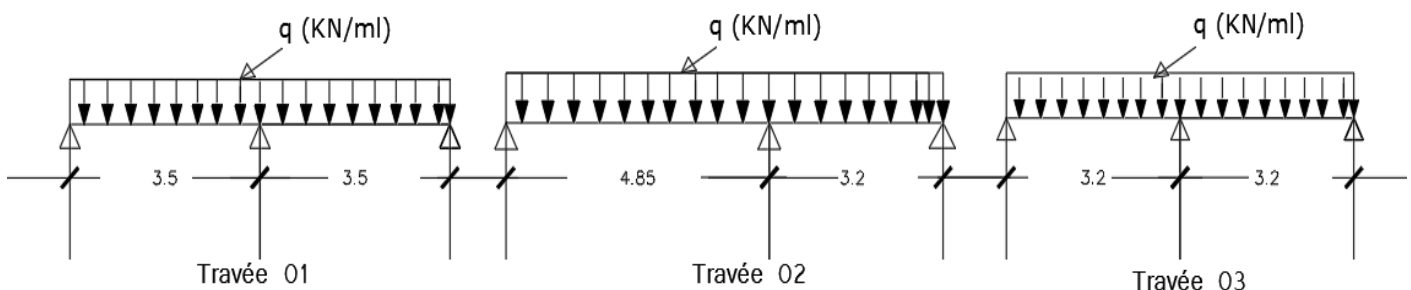


Figure III :5.3-types de travées sollicitées

**a/ Dimensionnement :**

La (Réf 36 : Art A.4.1.3/BAEL91/99) précise que la largeur de la table de compression ( $b_1$ ) à prendre en compte dans chaque côté d'une nervure, à partir de son parement est limitée par la plus petite des valeurs suivantes :

$$b_1 = \min \left( \frac{l_1}{10}; \frac{l}{2}; 8h_0 \right) \text{ Avec :}$$

$l_1$  : longueur libre de la poutrelle entre nus d'appuis, ( $l_1=4.85\text{cm}$ )

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

$h_0$  : Épaisseur de la table de compression ( $h_0= 4\text{cm}$ ).

$b_0$  : Épaisseur de la nervure de la poutrelle ( $b_0= 12\text{cm}$ ).

$b_1$  : La largeur de l'hourdis, tel que :

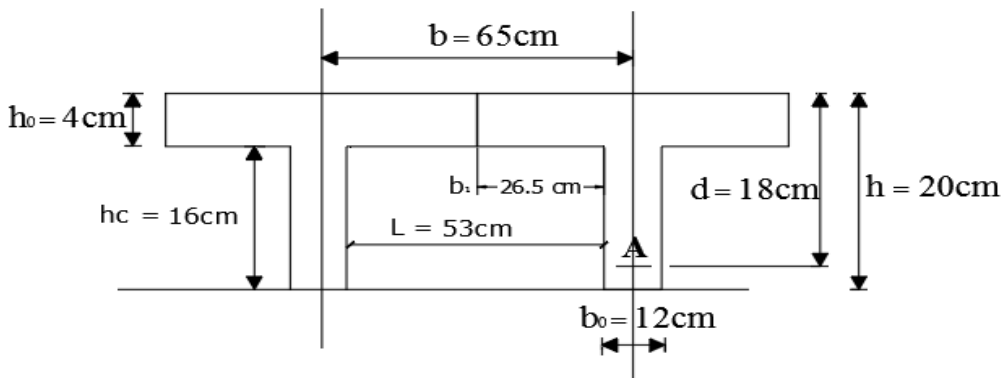
$$b_1 = \min \left( \frac{485}{10}; \frac{53}{2}; 8 \times 4 \right) = \text{Min} (48.5 ; 26.5 ; 32) = 26.5 \text{ cm.}$$

b : distance entre axe de deux poutrelle consécutives avec :

$$b = 2b_1 + b_0 = (2 \times 26.5) + 12 = 65 \text{ cm}$$

$h_c$  : hauteur du corps creux :  $h_c = 16 \text{ cm}$ .

h : hauteur totale du plancher,  $h = 16 + 4 = 20 \text{ cm}$ .



**Figure III 5—2**Dimensions des poutrelles .

### b/ Évaluation des charges : (Voir chap. II)

Le plancher le plus sollicité est le plancher étage courant :

$$G_{\text{total}} = G_{\text{PEC}} = 6.13 \text{ KN/m}^2 \times 0.65 \text{ m} = 3.98 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{total}} = Q_{\text{PEC}} = 1.5 \text{ KN/m}^2 \times 0.65 \text{ m} = 0.975 \text{ KN/ml}$$

### c/ Combinaison d'actions :

$$\text{À L'ÉLU} : q_u = 1.35 G_{\text{total}} + 1.5 Q_{\text{total}} = 1.35 \times (3.98) + 1.5 \times 0.975 = 6.835 \text{ KN/ml}$$

$$\text{À L'ELS} : q_s = G_{\text{total}} + Q_{\text{total}} = 3.98 + 0.975 \approx 5 \text{ KN/ml}$$

### d/ Calcul des efforts internes :

La détermination des moments et des efforts tranchants se fera à l'aide de l'une des trois méthodes suivantes :

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

Selon le BAEL, (Réf 37 : Art B.2.1 et Art B.6.2, 210/ BAEL91), la méthode forfaitaire ne peut être appliquée, si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaite :

1/ La valeur de la surcharge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou  $5 \text{ KN/m}^2$

$$Q \leq (2G ; 5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}), \text{ nous avons : } 2G = 2 \times 6.13 = 12.26 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow Q = 1.5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \leq 12.26 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \text{ et } Q < 5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

⇒ **Condition vérifiée.**

2/ La fissuration est considérée comme étant non préjudiciable ⇒ **Condition vérifiée.**

3/ Le moment d'inertie de la section transversale est constant sur le long de la travée ⇒ **Condition vérifiée.**

4/ Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$$0.8 > \frac{3.2}{4.85} = 0.66 < 1.25 \text{ et } 0.8 < \frac{4.85}{3.20} = 1.51 > 1.25 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

- La méthode forfaitaire ne peut être appliquée dans ce cas, alors, on appliquera la méthode des 03 moments, le faite que les planchers n'étant pas soumis à des charges d'exploitations trop élevées.

### 1) Méthode des trois moments :

Cette méthode est dite aussi, méthode des rotations ou méthode de Clapeyron. Elle permet de calculer les moments aux appuis intermédiaires des poutres continues.

### 1.2) Principe de la méthode des trois moments :

La poutre est décomposée au droit des appuis, on obtiendra ainsi  $n$  poutres isostatiques simplement appuyées, les encastremets aux extrémités seront transformé en travées fictives isostatiques de longueur  $L=0$  m, ce qui nous permettra de tenir compte des semi-encastremets.

Si toutes les travées de la poutre ont la même rigidité  $EI$  comme le cas ici, l'équation s'écrit :

$$M_{n-1} \cdot l_i + 2(l_i + l_{i+1}) \cdot M_i + M_{i+1} \cdot l_{i+1} = -6EI(W_{gi} + W_{di}) \quad \text{Avec :}$$

$M$  : désigne le moment fléchissant au niveau des appuis.

$n$  : désigne le numéro de l'appui, tel que : l'appui de rive de gauche prend le numéro zéro (0).

$i$  : désigne le numéro de la travée considérée.

$E$  : le module d'élasticité du matériau constituant la poutre, ici c'est le béton, on prend le module d'élasticité instantané,  $E = 11000^3 \sqrt{f_{c28}}$

$I$  : moment d'inertie de la section droite de la poutrelle, par rapport à son centre de gravité.

$W_{gi}$ ;  $W_{di}$  : désignent respectivement, la rotation due aux moments fléchissant à gauche et à droite de l'appui.

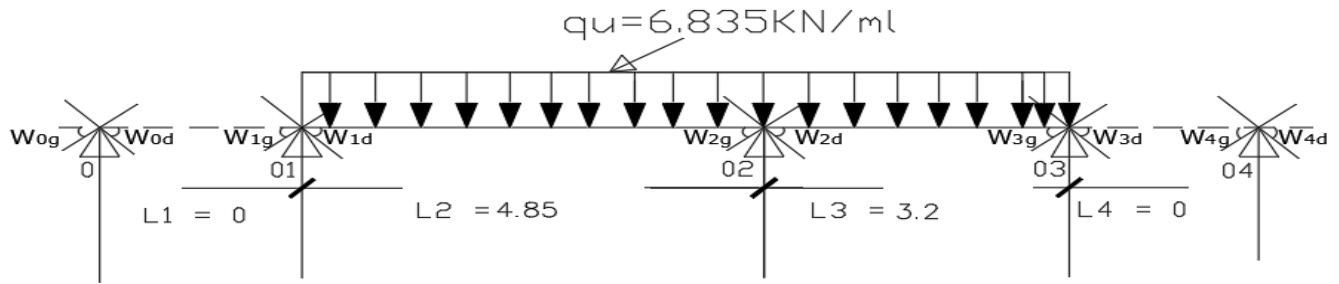
**NOT :** Les rotations dues aux moments fléchissant ( $W_{gi}$ ;  $W_{di}$ ), peuvent être évaluée par l'une des méthodes analytiques connues, comme par exemple : la méthode de CASTIGLIANO ou Maxwell-Mohr et aussi la méthode graphique de VERETCHAGUINE.

Ici le calcul des rotations au niveau des appuis, s'effectuera par la méthode de Maxwell-Mohr, en faisant référence au tableau suivant, dont les formules de calculs sont données en fonction de différents types de chargement extérieur.

Schéma statique (géométrie et chargement)	$-6EI\varphi_{i-1}$	$-6EI\varphi_i$
	$-\frac{Pab(a+l)}{l}$	$-\frac{Pab(a+l)}{l}$
	$-\frac{3}{8}Pl^2$	$-\frac{3}{8}Pl^2$
	$-\frac{1}{24}ql^3$	$-\frac{1}{24}ql^3$
	$-\frac{1}{24l}qa^2(2l-a)^2$	$-\frac{1}{24l}qa^2(2l-a)^2$

En plus des moments aux appuis, les moments maximums en travées  $M_t$ , seront déterminés par superposition directe, entre les moments isostatiques  $M_o$  et ceux aux appuis déjà calculés.

**1.3)- Calcul des moments aux appuis :**



Travées fictives: 1 et 4  
 Travées réelles: 2 et 3

Figure III :5.4.schéma statique de la poutrelle étudiée

Le degré d'hyperstaticité  $n$  est égal au nombre des appuis intermédiaires, soit :  $n = 3$ ,

Pour  $n = 1$  :

$$M_{n-1} \cdot l_i + 2(l_i + l_{i+1}) \cdot M_i + M_{i+1} \cdot l_{i+1} = -6EI(W_{gi} + W_{di})$$

$$M_0 \cdot l_1 + 2(l_1 + l_2) \cdot M_1 + M_2 \cdot l_2 = -6EI(W_{g1} + W_{d1}) \text{ Tel que : } M_0 = 0, W_{1g} = 0, l_1 = 0,$$

$$W_{1d} = \frac{qu \times l_2^3}{24 \times EI} = -6EI \left( \frac{2.715 \times 4.85^3}{24 EI} \right) = -194.94 \text{ KN.m}^2$$

$$2(4.85) \cdot M_1 + M_2 \times 4.85 = -149.94 \text{ KN.m}^2$$

$$\Rightarrow 9.7M_1 + 4.85M_2 = -194.94 \text{ KN.m}^2 \dots \dots \dots (1)$$

Pour  $n = 2$  :

$$M_1 \cdot l_2 + 2(l_2 + l_3) \cdot M_2 + M_3 \cdot l_3 = -6EI(W_{g2} + W_{d2})$$

$$W_{2g} = W_{1d} = \frac{qu \times l_2^3}{24 \times EI} = -6EI \left( \frac{6.835 \times 4.85^3}{24 EI} \right) = -194.94 \text{ KN.m}^2$$

$$W_{2d} = \frac{qu \times l_3^3}{24 \times EI} = -6EI \left( \frac{6.835 \times 3.2^3}{24 EI} \right) = -56 \text{ KN.m}^2$$

$$\Rightarrow 4.85M_1 + 16.1M_2 + 3.20M_3 = -250.94 \text{ KN.m}^2 \dots \dots \dots (2)$$

Pour  $n = 3$  :

$$M_2 \cdot l_3 + 2(l_3 + l_4) \cdot M_3 + M_4 \cdot l_4 = -6EI(W_{g3} + W_{d3}) \text{ Tel que : } l_4 = 0, M_4 = 0, W_{3d} = 0,$$

$$W_{3g} = W_{2d} = \frac{qu \times l_3^3}{24 \times EI} = -6EI \left( \frac{2.715 \times 3.2^3}{24 EI} \right) = -56 \text{ KN.m}^2$$

$$\Rightarrow 3.2M_2 + 6.4M_3 = -56 \text{ KN.m}^2 \dots \dots \dots (3)$$

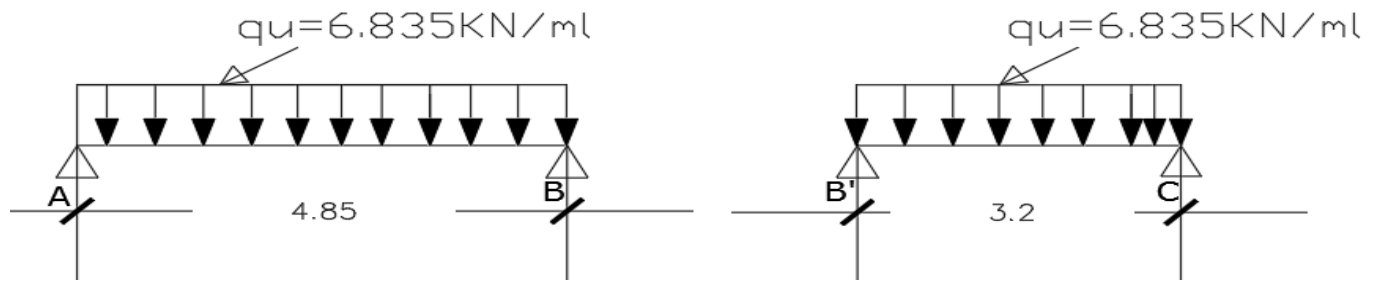
Les rotations calculées seront converti en mètre linéaire de poutrelle, pour qu'ils deviennent en KN.m

Après la résolution du système de 03 équations obtenu, les valeurs de calcul des moments fléchissant aux appuis sont les suivantes :

$$M_0 = 0 \text{ KN.m ; } M_1 = -14.883 \text{ KN.m ; } M_2 = -10.390 \text{ KN.m ; } M_3 = -3.555 \text{ KN.m ; } M_4 = 0 \text{ KN.m}$$

#### 1.4)- Calcul des moments fléchissant maximums dans les travées isostatiques :

La poutrelle continue sera divisée en travées isostatique simplement appuyée, comme suit :



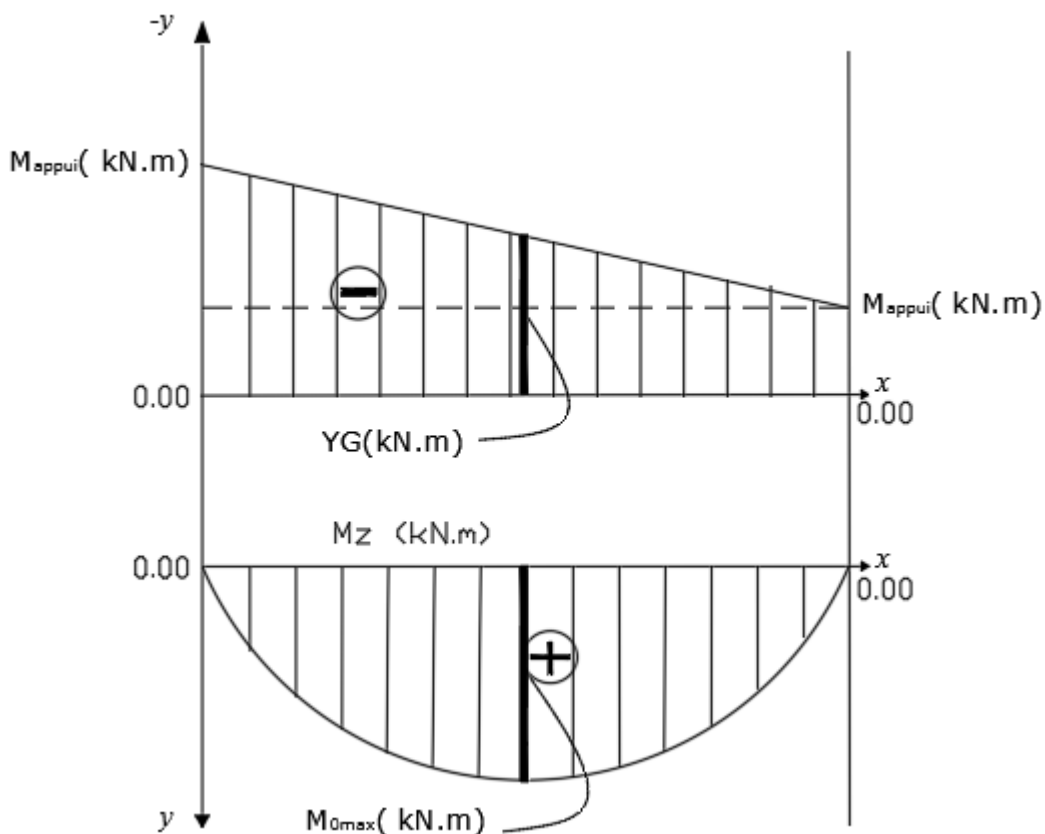
$$M_0^{AB} = \frac{qu \times l_2^2}{8} = \frac{6.835 \times 4.85^2}{8} = 20.097 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{qu \times l_3^2}{8} = \frac{6.835 \times 3.20^2}{8} = 8.749 \text{ KN.m}$$

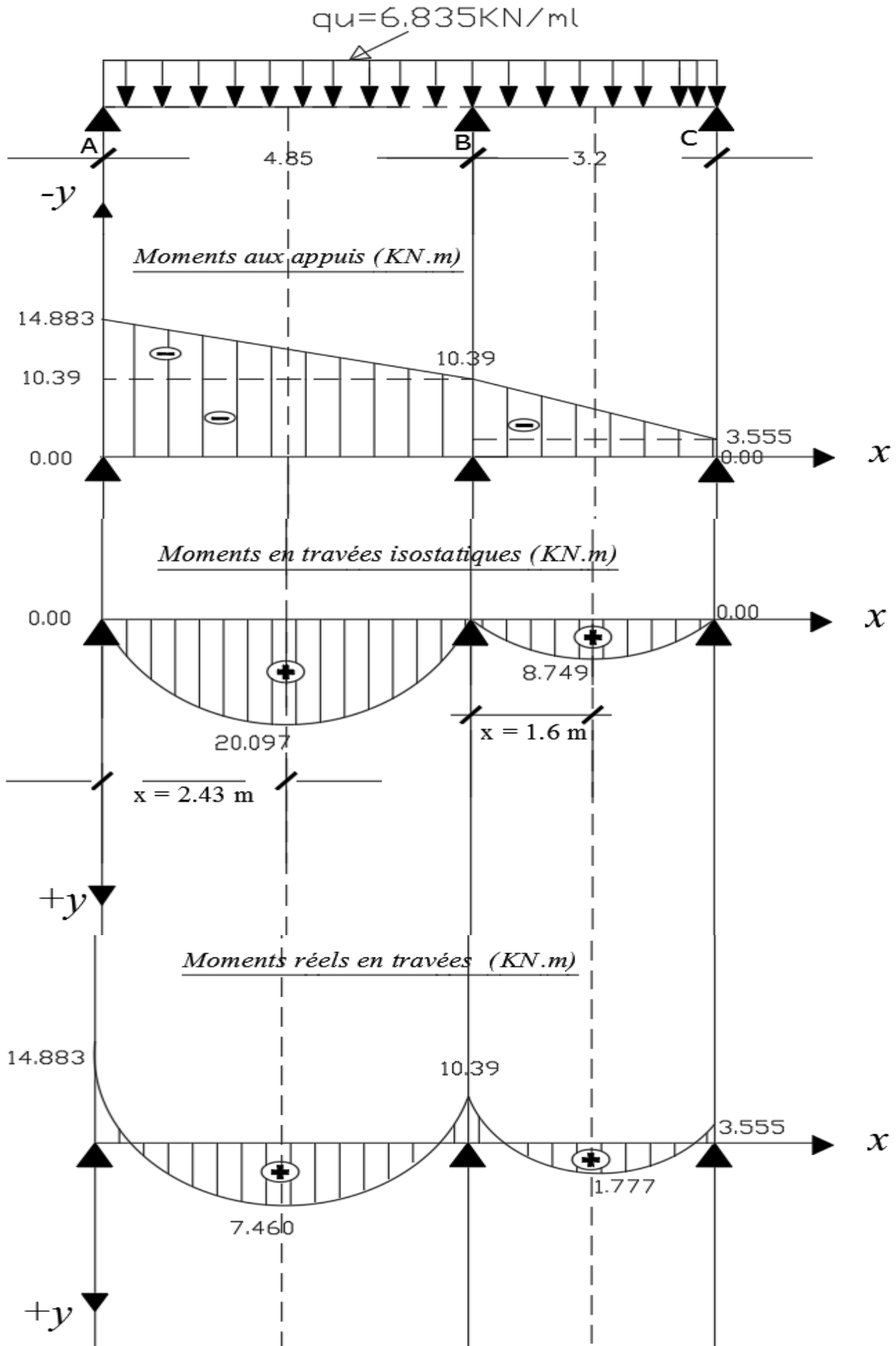
#### 1.5) superposition et diagramme réel :

Avec la méthode de superposition, on obtiendra les valeurs de calcul des moments fléchissant réels dans les travées étudiés en fonction des moments aux appuis déjà calculés, par exemple :

$$M_t^{AB} = M_0^{AB} + y_G \text{ Avec prise en compte des signes } (\pm) \text{ des moments.}$$



■ Diagramme des moments fléchissant :



- Tableau récapitulatif des résultats :

	Moments isostatiques (KN.m)	Moments aux appuis (KN.m)		Moments superposés en travées (KN.m)
<b>Travée AB</b>	A $x = 4.85/2 = 2.425$ m	Appui A	Appui B	(AB) à $x = 2.425$ m
	$M_0^{AB} = +20.097$	- 14.883	- 10.39	+ 7.460
<b>Travée BC</b>	A $x = 3.20/2 = 1.6$ m	Appui B	Appui C	(BC) à $x = 1.6$ m
	$M_0^{BC} = +8.749$	- 10.39	- 3.555	+ 1.777

### 1.5)- Calcul des efforts tranchants :

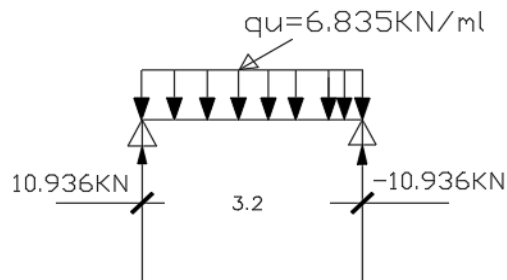
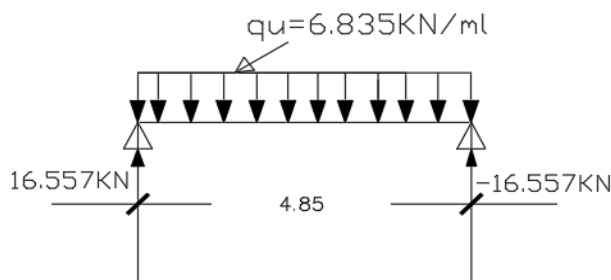
a/ Réactions dues aux charges extérieur :

$$T^A = \frac{qu \times L}{2} = \frac{6.835 \times 4.85}{2} = 16.575 \text{ KN}$$

$$T^B = -\frac{qu \times L}{2} = -\frac{6.835 \times 4.85}{2} = -16.575 \text{ KN}$$

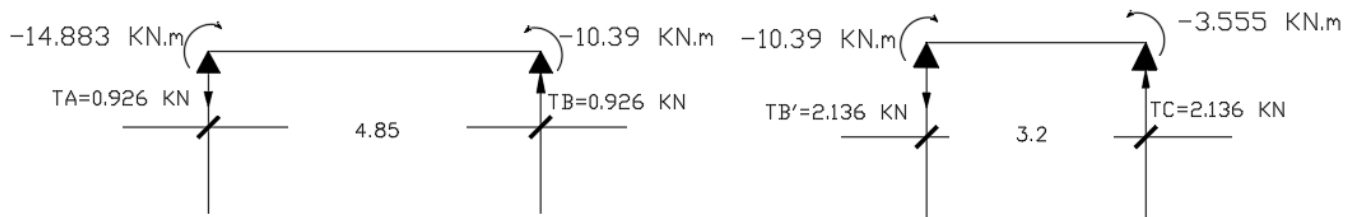
$$T^{B'} = \frac{qu \times L}{2} = \frac{6.835 \times 3.20}{2} = 10.936 \text{ KN}$$

$$T^C = -\frac{qu \times L}{2} = -\frac{6.835 \times 3.20}{2} = -10.936 \text{ KN}$$

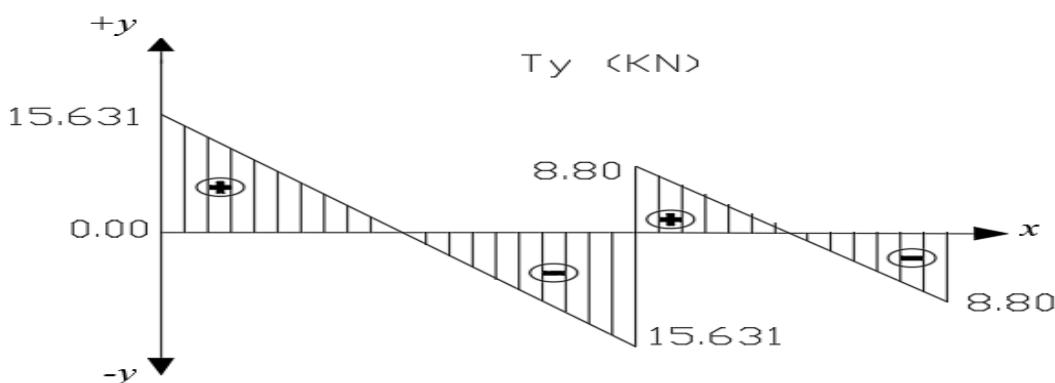


b/ Réactions dues aux moments aux appuis :

$\sum M/B = 0$  ;  $\sum F_V = 0$ , On appliquera ces équations de la statique, sans tenir compte des charges extérieurs, on déduira les réactions T au niveau des appuis.



■ **Diagramme des efforts tranchant :** Avec superposition entre ces réactions définies ci-dessus, avec prise en compte du sens des réactions ( $\pm$ ), nous traçons le diagramme des efforts tranchants suivant :



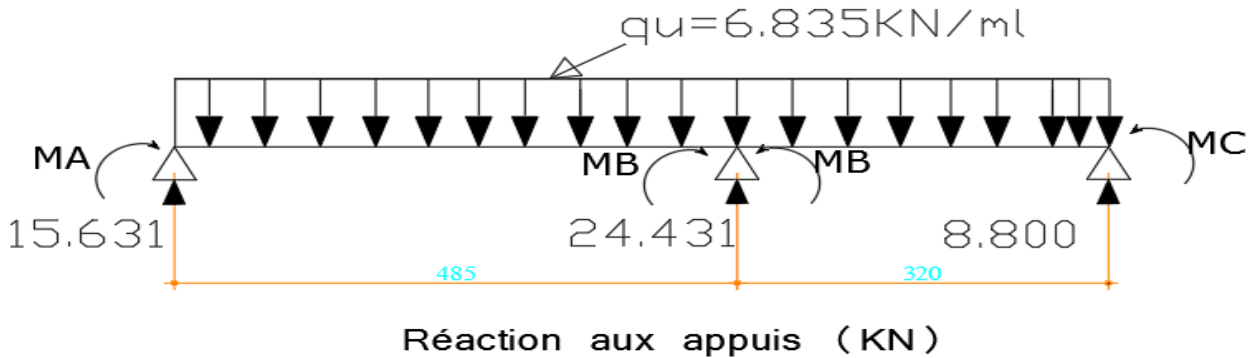
### c/ Les réactions globales aux appuis :

Avec :  $R_i : T_d - T_g$  tel que :  $T_d$  ( $T_g$ ) sont les efforts tranchant à droite (gauche) d'un appui  $i$

$$R_A = 15.631 - 0 = 15.631 \text{ KN.}$$

$$R_B = 8.8 - (-15.631) = 24.431 \text{ KN.}$$

$$R_C = 0 - (-8.8) = 8.8 \text{ KN.}$$



### III.5.4) Calcul des armatures à l'ÉLU :

On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées en utilisant le moment maximum qui correspond à la plus grande travée :  $L_{AB} = 4.85 \text{ m}$ .

$$M_{t_{max}}^{AB} = 7.460 \text{ KN.m} \text{ Et } M_{max}^{appui} = M_A = -14.883 \text{ KN.m}$$

#### Position de l'axe neutre :

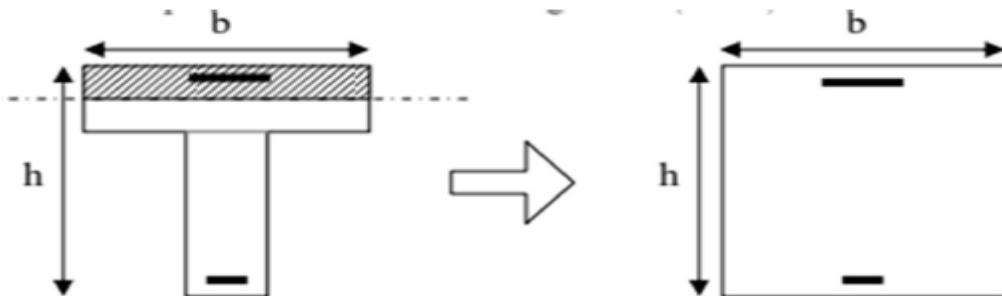
$M_0$  : moment équilibré par la table de compression.

$$M_0 = b \times h_0 \times f_{bu} \left( \frac{d-h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14200 \left( \frac{0.18-0.04}{2} \right) = 25.84 \text{ KN.m}$$

$$\text{Nous avons : } M_U = M_t^{AB} = 7.460 < M_{max}^{appui} = M_A = 14.883 \text{ KN.m} < M_0 = 25.84 \text{ KN.m}$$

⇒ L'axe neutre tombe dans la table de compression, La table n'est pas entièrement comprimée, le béton de la nervure est complètement tendu, donc la section sera calculée comme une section rectangulaire en travée et aux appuis, de dimensions ( $b \times h$ ).

Avec :  $b = 65 \text{ cm}$  et  $h = 20 \text{ cm}$ , pour minimiser au maximum la section du béton tendu.



#### 1/Armatures longitudinales :

- **Aux appuis :**  $M_{appuis} = -14.883 \text{ KN.m}$

NOT : Les moments aux appuis sont négatifs, donc on renverse la section en T et on considère les moments positifs.

### Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{Ma}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{14.883}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.05 \quad \text{avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} \times 10^3 \approx 14200 \frac{KN}{m^2}$$

$$\mu_u = 0.05 < \mu_{ab} = 0.8\alpha_{ab} (1 - 0.4\alpha_{ab}) = 0.8 \times 0.259(1 - 0.4 \times 0.259) = 0.186 < \mu_l = 0.392.$$

⇒ la déformation est limité sur le **pivot A**, La section est simplement armée (**SSA**), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires, **ASC= 0**.

On prend :  $\mu_u = 0.05 \Rightarrow \beta = 0.974 \Rightarrow$  (tiré du tableau 06 : section rectangulaire en flexion simple sans armatures comprimées, à l'ÉLU de résistance).

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \approx 348 \text{MPa et : } \beta = 0.974.$$

$$\text{Donc : } A_{app} = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{14.883 \times 10^6}{0.974 \times 180 \times 348} \times 10^{-2} \approx 2.45 \text{cm}^2$$

Soit :  $A_{app} = \mathbf{3HA12} = 3.39 \text{ cm}^2$ .

➤ **En travées :**  $M_t^{AB} = 7.460 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{Mt}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7.460}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.025, \quad \text{avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} \times 10^3 \approx 14200 \frac{KN}{m^2}$$

$$\mu_u = 0.025 < \mu_{ab} = 0.8\alpha_{ab} (1 - 0.4\alpha_{ab}) = 0.8 \times 0.259(1 - 0.4 \times 0.259) = 0.186 < \mu_l = 0.392.$$

⇒ la déformation est limité sur le **pivot A**, La section est simplement armée (**SSA**), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires, **ASC= 0**.

On prend :  $\mu_u = 0.025 \Rightarrow \beta = 0.9875$ .

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \approx 348 \text{MPa et : } \beta = 0.9875.$$

$$\text{Donc : } A_{st} = \frac{Mt}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{7.46 \times 10^6}{0.9875 \times 180 \times 348} \times 10^{-2} = 1.2 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{st} = \mathbf{3HA12} = 3.39 \text{ cm}^2$

### 2/Armatures transversales : [Réf 38 : BAEL91/Art A.7.2, 2]

Le diamètre des armatures transversales est donné par la formule suivante :

$$\phi_t \leq \min\left[\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_1\right] \quad \text{Avec :}$$

- h : Hauteur totale de la section (h=20cm=200 mm).
- $\phi_1$  : Diamètre maximal d'armatures longitudinales,  $\phi_1=12 \text{ mm}$ .
- b : Largeur d'élément (b =65cm=650mm).

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min\left[\frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 12\right] = \min[5.72 ; 65 ; 12] \Rightarrow \text{Soit : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

On prend un étrier en HA de  $\emptyset 8 = 0.5 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 0.5 \text{ cm}^2$

✚ **Espacement max des armatures transversales : (Réf 39 : Art A.5.1, 22 / BAEL91)**

$$St \leq \min[0.9 d ; 40] \text{ cm} \Rightarrow St \leq \min[0.9 \times 18 = 16.2 ; 40] \Rightarrow \text{soit } St = 15 \text{ cm.}$$

✚ **Pourcentage minimum des armatures transversales (Réf 40 : Art. A.5.1, 23 / BAEL91) :**

Pour équilibré l'effort tranchant au nu de l'appui, la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_t}{b_0} \times \frac{f_e}{s_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{50 \times 400}{120 \times 150} = 1.12 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

❖ Tableaux récapitulatifs des armatures longitudinales et de transversales aux appuis et en travée :

	Aux appuis	En travée	Armatures des chapeaux
Section adoptée	Alt : 3HA12= 3.39 cm <sup>2</sup> Alc: 1 HA12= 1.13 cm <sup>2</sup> A <sub>T</sub> : 6HA8/ml = 3.02 cm <sup>2</sup>	A <sub>L</sub> : 3HA12= 3.39 cm <sup>2</sup> Alc: 1 HA12= 1.13 cm <sup>2</sup> A <sub>T</sub> : 6HA8/ml = 3.02 cm <sup>2</sup>	1HA8= 0.5cm <sup>2</sup>
Espacement	S <sub>t</sub> = 15 cm	S <sub>t</sub> = 15 cm	A <sub>st total</sub> : 7.54 cm <sup>2</sup>

### III.5.5) Vérification à l'ÉLU :

#### a) Condition de non fragilité du béton : (Art A.4.2 /BAEL91)

La section d'armatures longitudinales adoptées doit satisfaire la CNF :  $A_L \geq A_{\min}$

$$A_{st_{\min}} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d \quad \text{Avec : } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}, f_e = 400 \text{ MPa.}$$

$$A_{st_{\min}} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 65 \times 18 = 1.42 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$A_{st_{\min}} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 65 \times 18 = 1.42 \text{ cm}^2 < 3.39 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

En travée :

$$A_{st_{\min}} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 65 \times 18 = 1.42 \text{ cm}^2 < 2.26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

#### b. Vérification au cisaillement : (Art. A.5.1, 1/ BAEL91)

Aucune armature de l'effort tranchant n'est nécessaire si :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \implies \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$\tau_u$  : contrainte de cisaillement,  $\tau_u = \frac{V_{\max}}{b d}$  Avec :

$V_{\max}$  : effort tranchant maximum à l'appui B :  $V_{\max} = 24.431 \text{ KN} = 24431 \text{ N}$ .

$b_0$  : la largeur de la nervure,  $b_0 = 12 \text{ cm} = 120 \text{ mm}$ ,

$d$  : la hauteur utile,  $d = 18 \text{ cm} = 180 \text{ mm}$ .

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{24431}{120 \times 180} = 1.13 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5} = 3.34, 5 \text{ MPa} \right\} = 3.34 \text{ MPa.} \Rightarrow 1.13 < 3.34 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{La condition vérifiée.}$$

### C. Vérification des Contraintes d'adhérence et d'entraînement des barres :

- Entraînement des barres : (BAEL 91/ Art A.6.1, 3)

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} \quad \text{Avec :}$$

$\tau_{se}$  : La contrainte d'adhérence d'entraînement.  
 $V_u$  : la valeur de calcul de l'effort tranchant ultime.  
 $U_i$  : Le périmètre utile d'une barre =  $\Pi \times \emptyset$   
 $Z$  : le bras de levier pris =  $0.9 \times d$ .

Pour un paquet de plus de 03 barres, la contrainte d'adhérence devienne :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \quad \text{Avec :}$$

$\sum U_i = (3 \times \Pi \times \emptyset) = (3.14 \times 3 \times 12) = 130.1 \text{ mm.}$   
 $d = 180 \text{ mm.}$   
 $V_u = 24.431 \text{ KN} = 24431 \text{ N.}$

$$\tau_{se.u} = \Psi_s f_{tj} \quad \text{Avec :}$$

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement (fonction de la nuance d'acier)  
 $\Psi_s = 1.5$  (Barres de haute adhérence).  
 $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa.}$

$$\Rightarrow \tau_{se} = \frac{24431}{0.9 \times 180 \times 130.1} = 1.16 \text{ MPa.} < \overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

- **Ancrage des barres aux appuis (barres verticales) [Art 6.1, 22.1/BAEL 91] :**

La longueur de scellement droit : correspond à la longueur maximale d'ancrage rectiligne, tel que :

$$l_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{Avec :}$$

$\emptyset$  : diamètre maximum de la barre = 12 mm.  
 $f_e$  : limite d'élasticité de la barre = 400 MPa  
 $\tau_{su}$  : la contrainte limite ultime d'adhérence des barres ancrées.  
 $\tau_{su} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$

$$\Rightarrow l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 423.28 \text{ mm} = 42.32 \text{ cm.}$$

D'après le BAEL 91 [Art 6.1.22.1], la longueur de scellement pour les HA 400 est de :

$$L_s = 35 \emptyset = 35 \times 1.2 = 42 \text{ cm.} \Rightarrow \text{Donc on opte pour : } L_s = 45 \text{ cm.}$$

NOT : La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à celui les barres seront ancrées, alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est :  $l_c = 0.4 \times l_s$  (Réf 19 : BAEL 91/ Art A.6.1, 253)

$$L_c = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm.}$$

#### **d) Influence de l'effort tranchant sur le béton : [Art A.5.1, 313 / BAEL91] :**

Afin d'assurer la sécurité vis-à-vis de la bielle d'about au niveau de l'encastrement, la condition suivante doit être satisfaite :  $\frac{2V_{\max}}{b_0 \times 0.9d} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow \frac{2 \times 24.431}{0.12 \times 0.9 \times 0.18} \times 10^{-3} = 2.513 \text{ MPa} < 0.8 \frac{25}{1.5} = 13.34 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$

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

##### **Appuis de rive : (Réf 41 : Art 5.1.1, 312 / BAEL91)**

On doit prolonger au-delà du bord de l'appui (côté travée) et y ancrer une section ( $A_{St}$ ) d'armatures longitudinales inférieures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant  $V_u$ .

$$A_{St \text{ min à ancrer}} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times V_u \Rightarrow A_{St} = 1.42 \text{ cm}^2 > \frac{1.15 \times 15.631}{40} = 0.45 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

##### **Appuis intermédiaire : (Réf 42 : Art A.5.1, 321 / BAEL91)**

Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime  $M_u$  est inférieure à  $(0.9 \times V_u \times d)$ , on doit prolonger au-delà du bord de l'appareil d'appui (côté travée) et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :  $V_u + \frac{M_u}{0.9d}$  Avec :

$M_u$  : moment max à l'appui intermédiaire,  $M_u = 10.39 \text{ KN.m}$

$V_u$  : effort tranchant au niveau de l'appui intermédiaire,  $V_u = 24.431 \text{ KN}$ .

$\Rightarrow V_u = 24.431 < \frac{10.39}{0.9 \times 0.18} = 64.136 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée. le prolongement des armatures n'est pas nécessaire.}$

#### **f) Contrainte moyenne de compression sur appui intermédiaire : (Réf 43 Art A.5.1, 322)**

La contrainte moyenne de compression de l'aire d'appui sous la valeur de calcul ultime de la réaction, doit être au plus égale à  $1.3 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$ .

$$\Rightarrow \frac{R_B}{0.9 d \cdot b_0} \leq 1.3 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{24431}{0.9 \times 180 \times 120} = 1.26 \text{ MPa} < \frac{1.3 \times 25}{1.5} = 21.67 \text{ MPa}$$

### **III.5.6) Vérifications 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 :

- État limite d'ouverture des fissures.
- État limite de résistance dans le béton et l'acier.
- État limite de déformation.

#### **1/ État limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans les planchers est considéré comme peu nuisible, donc : la vérification n'est pas nécessaire, pour ce cas de fissuration.

#### **2/ Vérification des contraintes limites dans le béton et l'acier :**

Les contraintes limites dans le béton et les aciers doivent vérifier les conditions suivantes :

La contrainte dans les aciers :  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

La contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

## 2-a/ Calcul des efforts interne à l'ELS :

### Combinaison de charge à l'ELS :

À l'ELS :  $q_s = G_{\text{total}} + Q_{\text{total}} = 3.98 + 0.975 \approx 5 \text{ KN/ml}$ .

NOT : Nous avons des charges identiques sur toutes les travées, alors les valeurs de calcul des moments fléchissant et des efforts tranchant à l'ELS, s'obtiendront en multipliant les résultats des calculs à l'ÉLU par le coefficient réducteur qui définit le rapport entre les charges des deux états limite. Soit :  $\alpha = \frac{q_s}{q_u}$

$\Rightarrow \alpha = \frac{5}{6.835} = 0.732$  D'où : les moments fléchissant en travées et sur appuis ainsi que les efforts tranchants, sont les suivants :

- Tableau récapitulatif des résultats à l'ELS :

	Moments isostatiques (KN.m)	Moments aux appuis (KN.m)		Moments superposés en travées (KN.m)
<b>Travée AB</b>	À $x = 4.85/2 = 2.425 \text{ m}$	Appui A	Appui B	(AB) à $x = 2.425 \text{ m}$
	$M_0^{AB} = +14.70$	- 10.90	- 7.605	+ 5.460
<b>Travée BC</b>	À $x = 3.20/2 = 1.6 \text{ m}$	Appui B	Appui C	(BC) à $x = 1.6 \text{ m}$
	$M_0^{BC} = +6.40$	- 7.605	- 2.60	+ 1.3

## 1.5)- Calcul des efforts tranchants :

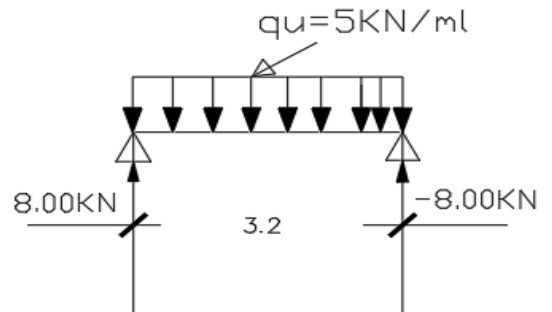
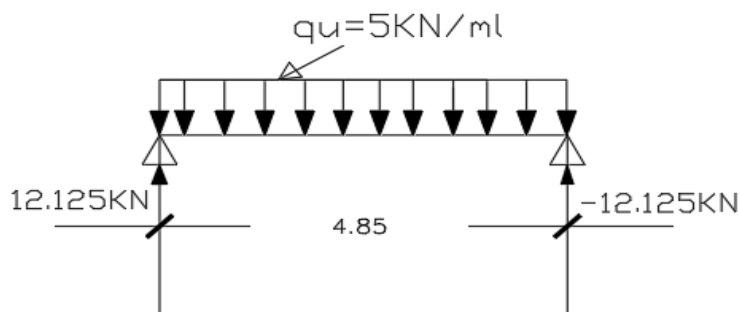
### a/ Réactions dues aux charges extérieures :

$$T^A = \frac{qu \times L}{2} = \frac{5 \times 4.85}{2} = 12.125 \text{ KN}$$

$$T^{B'} = \frac{qu \times L}{2} = \frac{5 \times 3.20}{2} = 8.00 \text{ KN}$$

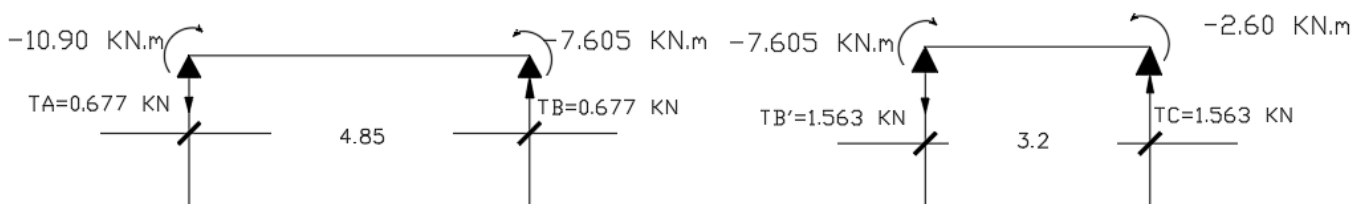
$$T^B = -\frac{qu \times L}{2} = -\frac{5 \times 4.85}{2} = -12.125 \text{ KN}$$

$$T^C = -\frac{qu \times L}{2} = -\frac{5 \times 3.20}{2} = -8.00 \text{ KN}$$

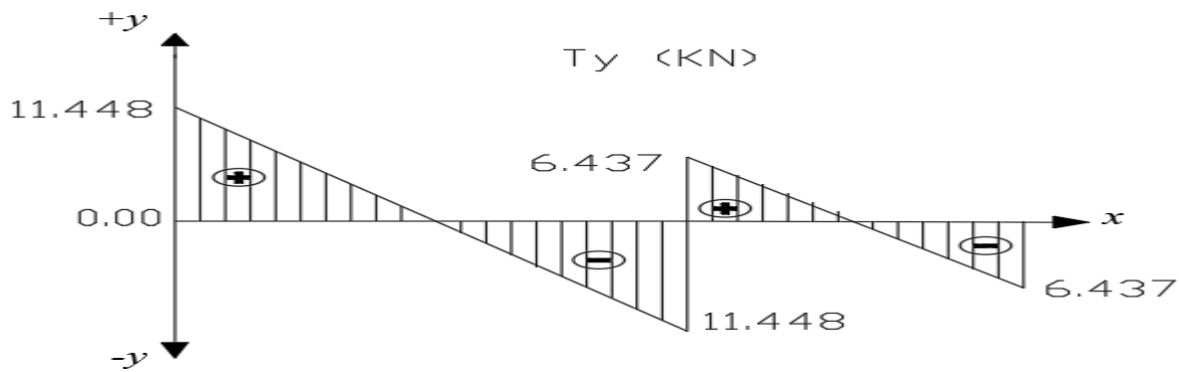


### b/ Réactions dues aux moments aux appuis :

$\sum M_B = 0$  ;  $\sum F_V = 0$ , On appliquera ces équations de la statique, sans tenir compte des charges extérieures, on déduira les réactions T au niveau des appuis.



■ **Diagramme des efforts tranchant :** Avec superposition entre ces réactions définies ci-dessus, avec prise en compte du sens des réactions ( $\pm$ ), nous traçons le diagramme des efforts tranchants suivant :



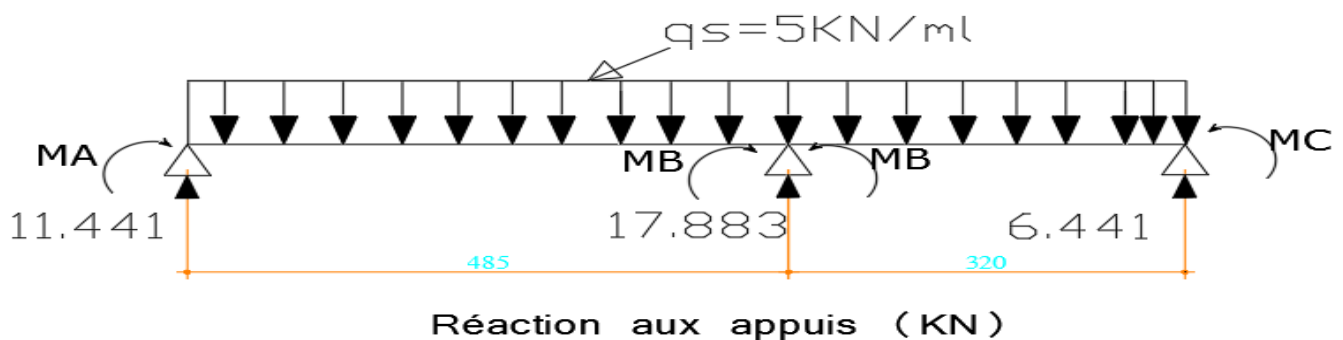
c/ Les réactions globales aux appuis :

Avec :  $R_i : T_d - T_g$  tel que :  $T_d$  ( $T_g$ ) sont les efforts tranchant à droite (gauche) d'un appui  $i$ .

$$R_A = 11.448 - 0 = 11.448 \text{ KN.}$$

$$R_B = 6.437 - (-11.448) = 17.885 \text{ KN.}$$

$$R_C = 0 - (-6.437) = 6.437 \text{ KN.}$$



2-b) **Calcul des contraintes à l'ELS :**

**En travée :**

**Contraintes dans les aciers :**

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{18 \times 12} = 1.57 \Rightarrow \beta_1 = 0.8365 \text{ et } K_1 = 15.56 \text{ (avec interpolation entre les valeurs du tableau).}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$A_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{5.460 \times 10^6}{0.8365 \times 180 \times 339} = 106.968 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} = 106.968 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Contrainte dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{106.968}{15.56} = 6.875 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

## Aux appuis :

### Contraintes dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100A_{ap}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{18 \times 12} = 1.569 \Rightarrow \beta_1 = 0.8365 \text{ et } K_1 = 15.56 \text{ (tirés dans le tableau).}$$

$$\overline{\sigma}_t = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$A_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{10.9 \times 10^6}{0.8365 \times 180 \times 339} = 213.54 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} = 213.54 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_t = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### Contrainte dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{213.54}{15.56} = 13.724 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### 3) État limite de déformation : (Réf 44 : Art B.6.8, 424 /BAEL 91/99)

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 :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}, \quad \frac{A_{st}}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e}, \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{20}{485} = 0.041 < \frac{1}{22.5} = 0.044 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Donc le calcul de la flèche s'impose : (Réf 45 : Art. B6.5.2/ BAEL 91/99)

$$f_{max} = \frac{M_s^t}{10E_v} \times \frac{L^2}{I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{Avec :}$$

$$\bar{f}: \text{La flèche admissible, } \bar{f} = \frac{485}{500} = 0.97 \text{ cm}$$

$M_{max}^s$  : moment max en travée à l'ELS,  $M_{max}^s = 5.46 \text{ KN.m}$

L : portée libre de la travée, L= 4.85 m.

$E_{vj}$  : Module de la déformation différée, tel que :  $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ MPa}$

$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité.

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \times \frac{b_0}{3} + (b - b_0)h_0 \left[ \frac{h_0^2}{2} + \left( v_1 - \frac{h_0}{2} \right) \right] + 15 \times A_{st}(V_2 - C)^2 \quad \text{Avec : } V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \text{ et } V_2 = h - V_1$$

C : l'enrobage des aciers, C= 2 cm,  $A_{st}$  : la section d'armature optée à l'ÉLU,  $A_{st} = 3,39 + 1.13 = 4.52 \text{ cm}^2$ .

$S_{xx}$  : Moment statique la section homogénéisée, tel que :

$$S_{xx} = \frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 \times A_{st} \times d$$
$$= \frac{12 \times 20^2}{2} + 424 + 15 \times 4.52 \times 18 = 4044.4 \text{ cm}^3$$

$B_0$  : Surface de la section homogénéisée, tel que :  $B_0 = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15 \times A_{st}$

$$= 12 \times 20 + 53 \times 4 + 15 \times 4.52 = 519.8 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{4044.4}{519.8} = 7.780 \text{ cm} \quad \text{Et} \quad V_2 = h - V_1 = 20 - 7.780 = 12.22 \text{ cm}$$

$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v}$  : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{4.52}{12 \times 18} = 0.020 \Rightarrow \beta = 0.975$$

$$A_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{5.460 \times 10^6}{0.975 \times 180 \times 452} = 68.83 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{0.08 \times 68.83 + 2.1} = 0.517$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{(2+3 \times \frac{b_0}{b})\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2+3 \times \frac{12}{65}) \times 0.02} = 0.822$$

$$\Rightarrow I_0 = (7.78^3 + 12.22^3) \times \frac{12}{3} + 212(18.78) + 15 \times 4.52 \times 104.45 = 17773.04 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v} = \frac{1.1 \times 17773.04}{1 + (0.517 \times 0.822)} = 13719.79 \text{ cm}^4$$

$$\text{Finalement : } f_{max} = \frac{5.46 \times 10^5}{10818860} \times \frac{485^2}{13719.79} = 0.86 \text{ cm} < \bar{f} = 0.97 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

# *CHAPITRE IV*

## *L'étude dynamique*

## Introduction :

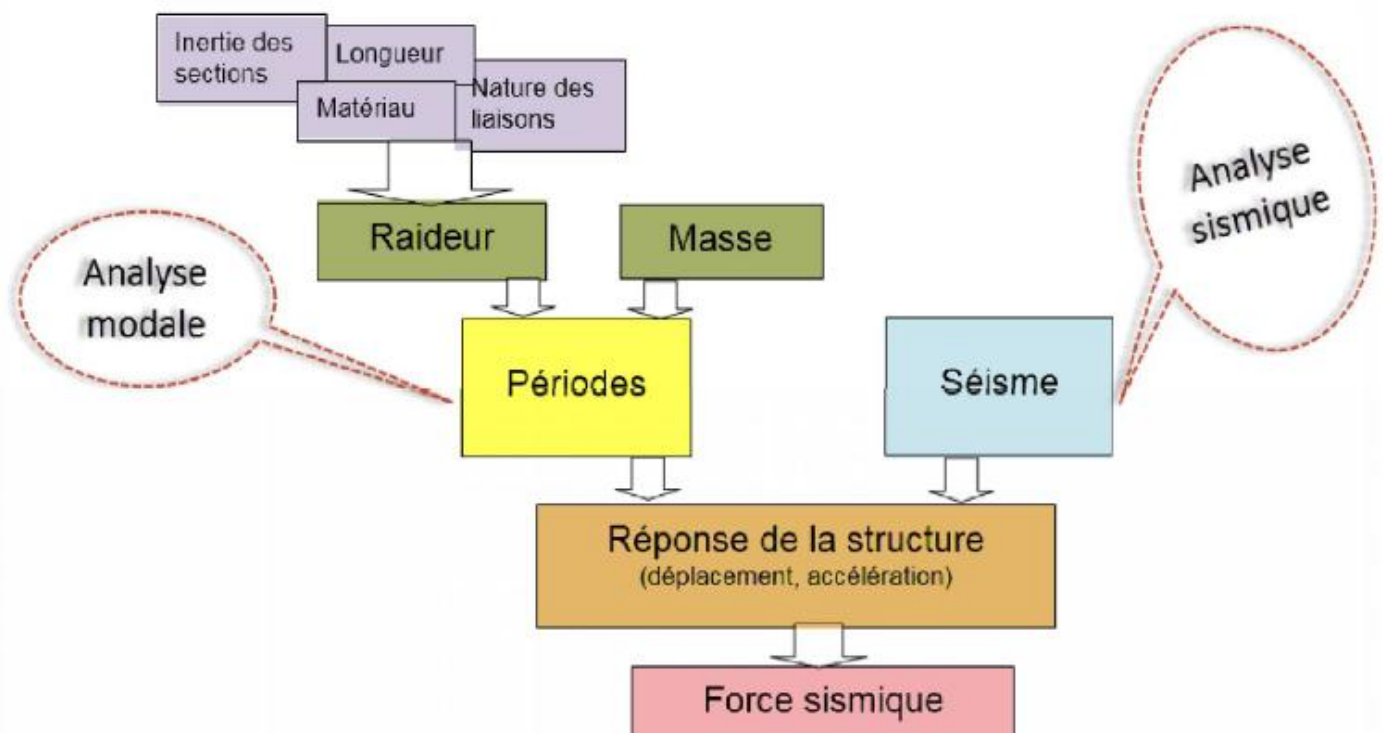
L'étude dynamique d'une structure, consiste à évaluer les efforts internes dans ses éléments, sous un chargement vibratoire en fonction du temps. Ce chargement se présente comme un effort naturel appelé « **Le séisme** ».

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la Mobilisent en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses. Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable. Les logiciels de calcul des structures cités précédemment sont très efficaces pour assuré des résultats plus proche possible de la réalité.

L'étude dynamique d'une structure est divisée en deux parties :

1/ Analyse modale : C'est la DDS, c'est l'étude des propriétés dynamique des systèmes mécanique en mouvement vibratoire, ou bien la recherche des modes propres de vibration de la structure et leur périodes. Ceux-ci sont indépendants du séisme.

2/ Analyse sismique : C'est l'étude des systèmes mécanique en mouvement sous un chargement sismique, qui se modélise par un spectre de réponse.



### IV.1) Choix de la méthode de calcul : (Réf 01 : Art 4.1 p(33)/RPA99-2003)

#### • Méthodes utilisables :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

A/ par la méthode statique équivalente.

B/ par la méthode d'analyse modale spectrale.

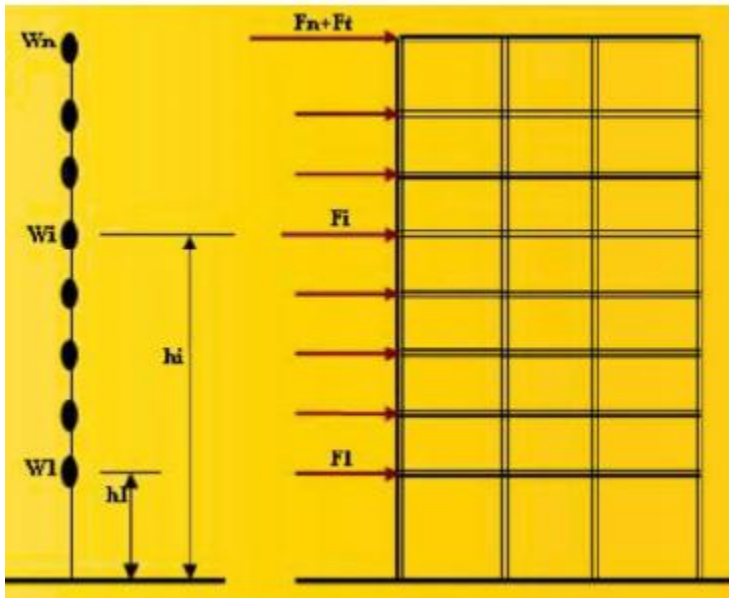
C/ par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

#### A/ la méthode statique équivalente (MSE) :

#### Principe de la méthode : (Réf 02 : Art 4.2.1 p(33)/RPA99-2003)

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives 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 équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.



- **Conditions d'application de la méthode statique équivalente :**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à : 65m en zones I et II et à 30m en zones III.

⇒ Pour notre cas les conditions sont pas vérifiées, car, comme nous l'avons démontré au chapitre I, le bâtiment représente une irrégularité en plan et donc même en élévation. Malgré sa hauteur est de :  $24.48 < 30m$ , la condition <a> restera insatisfaisante.

b) Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en a), la condition complémentaire suivante pour ce cas de ce projet :

**Zone III** : groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

⇒  $H = 24.48m > 17m$  ⇒ Condition non vérifiée, d'où : la MSE n'est pas permise dans ce cas.

**B/ Méthode d'analyse modale spectrale (MMS) :**

Elle peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier dans le cas où la MSE n'est pas permise.

- **Principe : (Réf 03 : Art 4.3.1p(44)/RPA99-2003)**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse totale de la structure.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

## Spectre de réponse

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

$A$ : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1)

$Q$ : facteur de qualité

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^5 P_q \quad P_q : \text{coefficient de pénalité (tableau 4.4)}$$

$R$ : Coefficient de comportement globale de la structure (tableau 4.3)

$T_1, T_2$  : Périodes caractéristique associés a la catégorie du site (tableau 4.7)

$\eta$ : facteur de correction d'amortissement  $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$

### C/ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Cette méthode doit être utilisée par un personnel qualifié.

Finalement, pour l'étude dynamique et l'analyse sismique, nous ne n'avons accès qu'à la MMS.

### IV.2) Étapes de modélisation et de calcul avec du logiciel Robot 2010 :

#### a/ Introduction :

Le logiciel **ROBOT** est l'un des produits de la société AUTO DESK (la rédaction automatique), apparaissait aux états unit de l'Amérique (**U.S.A**) en 1982. Au cours de son histoire, la société à été située à plusieurs adresses dans le [comté de Marin](#) en [Californie](#). Aujourd'hui, son siège social se trouve à [San Rafael](#), en Californie.

Le logiciel Robot-Bat est destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures en différents matériaux de conception.

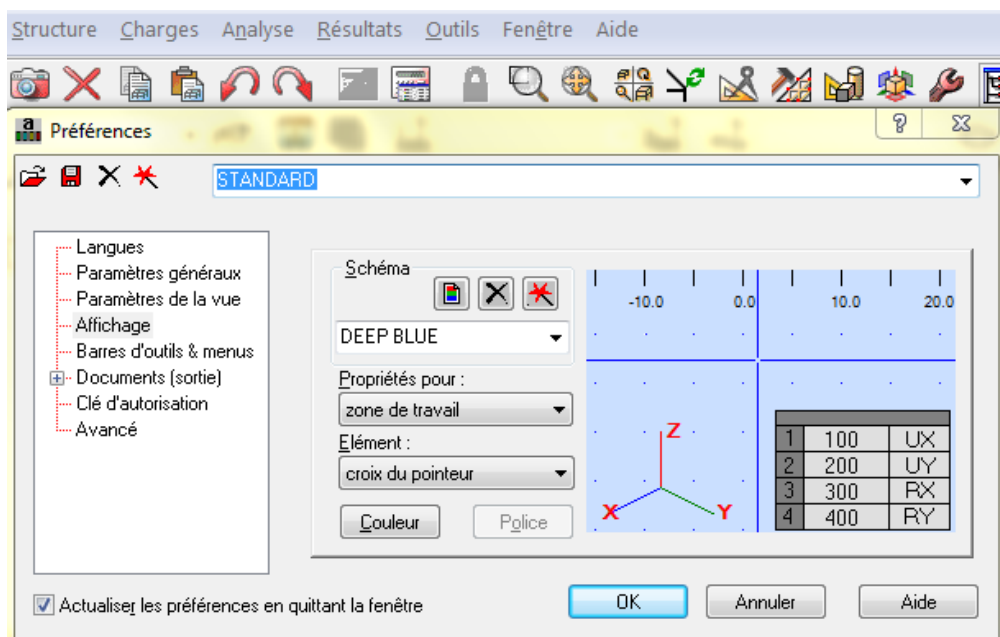
#### b/Modélisation :

##### - Création du model géométrique :

Pour notre cas, on étudiera une structure en coque comme montré sur la figure suivante :



La nouvelle affaire s'affiche : en choisissant l'angle (**outil**) ⇒ **préférence**, la fenêtre suivante s'affiche :

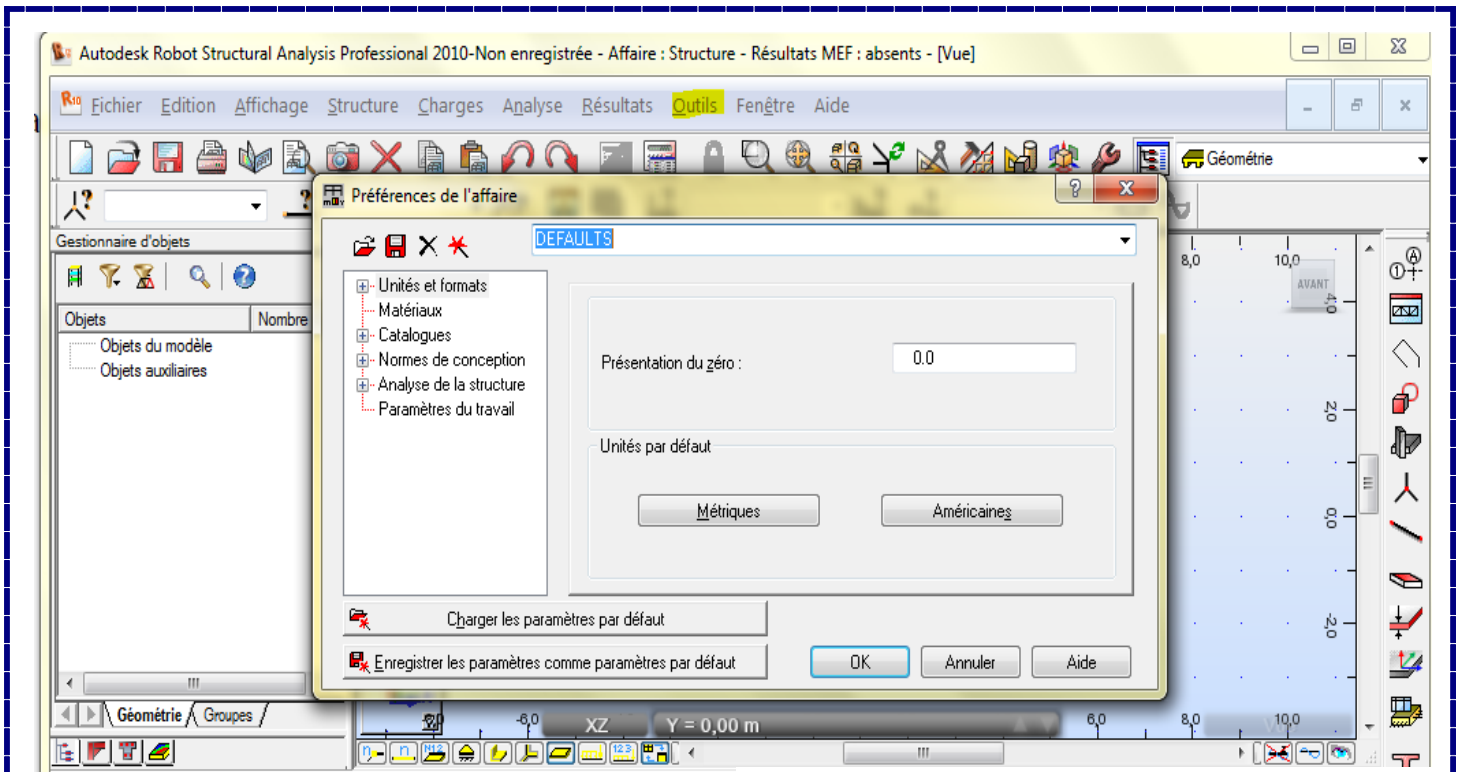


- Cette fenêtre nous permet de choisir : la langue, les couleurs de la zone graphique...etc. mais de préférence de laisser ces paramètres par défaut.

Sur l'angle : **Outil** ⇒ **préférence de l'affaire**, la fenêtre suivante s'affiche :

Celle-là nous permet de choisir :

- Les unités de calculs pour les différentes contraintes et sollicitations.
- Les matériaux utilisés.
- Les normes de conceptions pour les matériaux choisis et les charges appliquées.
- Les paramètres de l'analyse modale et sismique de la structure.



Unités et formats

- Dimensions
- Force
- Autres
- Édition des unités
- Matériaux
- Catalogues
- Normes de conception
- Analyse de la structure
- Paramètres du travail

Dimensions de la structure : m 0,321 E

Dimensions de la section : cm 0,21 E

Caractéristiques de la section : cm 0,21 E

Assemblages acier (dimensions) : mm 0,1 E

Barres du ferrillage (diamètre) : mm 0,1 E

Section d'acier du ferrillage : cm2 0,21 E

Largeur des fissures : mm 0,1 E

Unités et formats

- Dimensions
- Force
- Autres
- Édition des unités
- Matériaux
- Catalogues
- Normes de conception
- Analyse de la structure
- Paramètres du travail

Force : kN 0,321 E

Moment : kN\*m 0,21 E

Contrainte : N/mm2 0,21 E

Unités et formats

- Dimensions
- Force
- Autres
- Édition des unités
- Matériaux
- Catalogues
- Normes de conception
- Analyse de la structure
- Paramètres du travail

Déplacement linéaire : cm 0,1 E

Angle / rotation (données) : Deg 0,1 E

Angle / rotation (résultats) : Rad 0,321 E

Température : °C 0,21 E

Poids : kN 0,321 E

Masse : kg 0,21 E

Valeur numérique sans unité : 0,21 E

Règle : 0,1 E

Unités et formats

- Dimensions
- Force
- Autres
- Édition des unités
- Matériaux
- Catalogues
- Normes de conception
- Analyse de la structure
- Paramètres du travail

Matériaux : Français

Jeu primaire

Acier : ACIER

Béton : BETON25

Aluminium : ALUM CHAUD

Bois : CB\_RESIN C18

Modifier

Unités et formats

- Dimensions
- Force
- Autres
- Édition des unités
- Matériaux
- Catalogues
- Normes de conception
- Charges
- Analyse de la structure
- Paramètres du travail

Structures acier et aluminium : CM66

Assemblages acier : CM66

Structures bois : CB71

Béton armé : BAEL 91 mod. 99

Géotechniques : DTU 13.12

Plus de normes...

Unités et formats

- Dimensions
- Force
- Autres
- Édition des unités
- Matériaux
- Catalogues
- Normes de conception
- Charges
- Analyse de la structure
- Paramètres du travail

Fondérations : BAEL 91

Charges de neige et vent : DTR C2-47/INV99

Charges sismiques : RPA 99 (2003)

Plus de normes...

## Les paramètres de l'étude dynamique :

Unités et formats

- Dimensions
- Force
- Autres
- Edition des unités
- Matériaux
- Catalogues
- Normes de conception
- Analyse de la structure
- Paramètres du travail

Méthode de résolution

Automatique Paramètres

Ignorer les avertissements  Oui  Non

Vérification automatique erreurs et avertissements

Si l'option exige des résultats de demander si démarrer les calculs

- Figer automatiquement les résultats de calcul de la structure
- Fusionner les barres automatiquement lors de l'import de la géométrie
- Algorithme DSC (Relâchements sur barres)
- Liaisons rigides (Liaisons rigides)

Unités et formats

- Dimensions
- Force
- Autres
- Edition des unités
- Matériaux
- Catalogues
- Normes de conception
- Analyse de la structure
- Paramètres du travail

Coefficients de participation modale

- Somme des valeurs absolues
- Racine de la somme des carrés

Type de matrice de masses

- Cohérentes
- Concentrées avec rotation
- Concentrées sans rotation

- Itération dans le sous-espace
- Méthode de Lanczos

Unités et formats

- Dimensions
- Force
- Autres
- Edition des unités
- Matériaux
- Catalogues
- Normes de conception
- Analyse de la structure
- Paramètres du travail

Enregistrer dans l'affaire les résultats des combinaisons quadratiques pour l'analyse sismique

Noeuds/Barres

- Réactions
- Déplacements
- Efforts

N - points sur la barre : 11

Panneaux

Direction automatique

- Efforts et moments internes N, M, Q
- Résultats réduits
- Déplacements locaux ; Kz

- Enregistrer les résultats seulement pour les combinaisons quadratiques
- Enregistrer les résultats moyens pour EF

Unités et formats

- Matériaux
- Catalogues
- Normes de conception
- Analyse de la structure
- Paramètres du travail

- Désactiver la synchronisation de la sélection entre les vues ou tableaux
- Enregistrer les résultats dans le fichier externe : \*.RT\_

Nombre max de combinaisons générées 64000

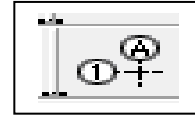
Type du maillage

Normal Modifier

- Ajustage automatique des maillages

## Lignes de construction :

Sur l'angle **Structure** ⇒ **Lignes de construction** ou bien sur la barre d'outils :



Introduire les distances selon les axes X et Y ainsi que la hauteur du bâtiment selon Z puis on clique sur "insérer".

On donne un nom au projet et le libellé des lignes selon Chaque axe « 1 2 3 ; A B C;... » puis on clique sur appliquer.

## -Définition des éléments barres (poteaux, poutres) :

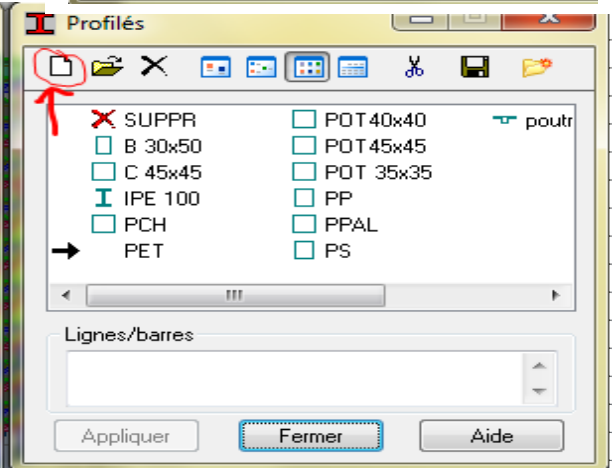
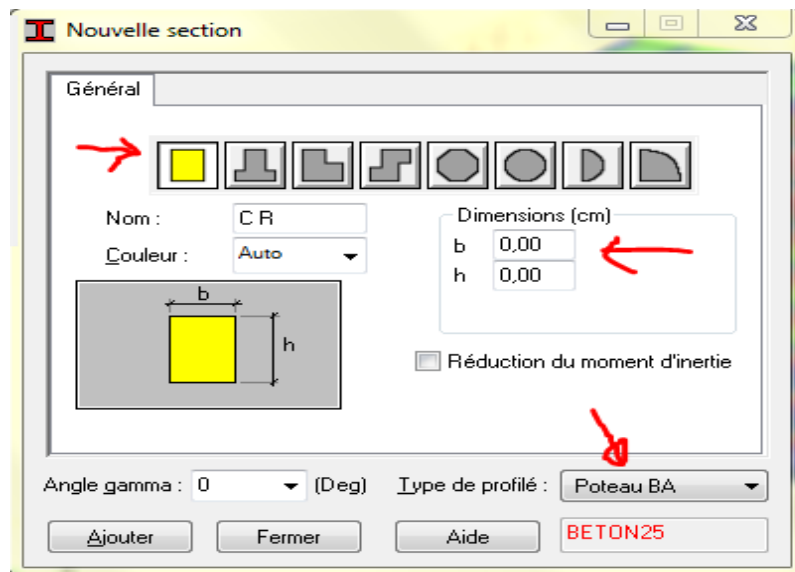
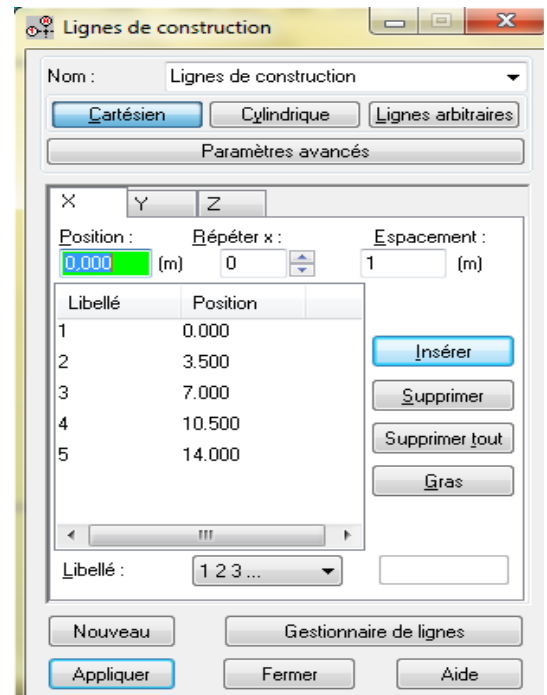
Cette étape nous permet d'introduire les différentes sections transversales des éléments barres qui existent dans la structure.

⇒ **Structure** ⇒ **caractéristiques** ⇒ **profilés des barres**.


Ou bien directement on clique :

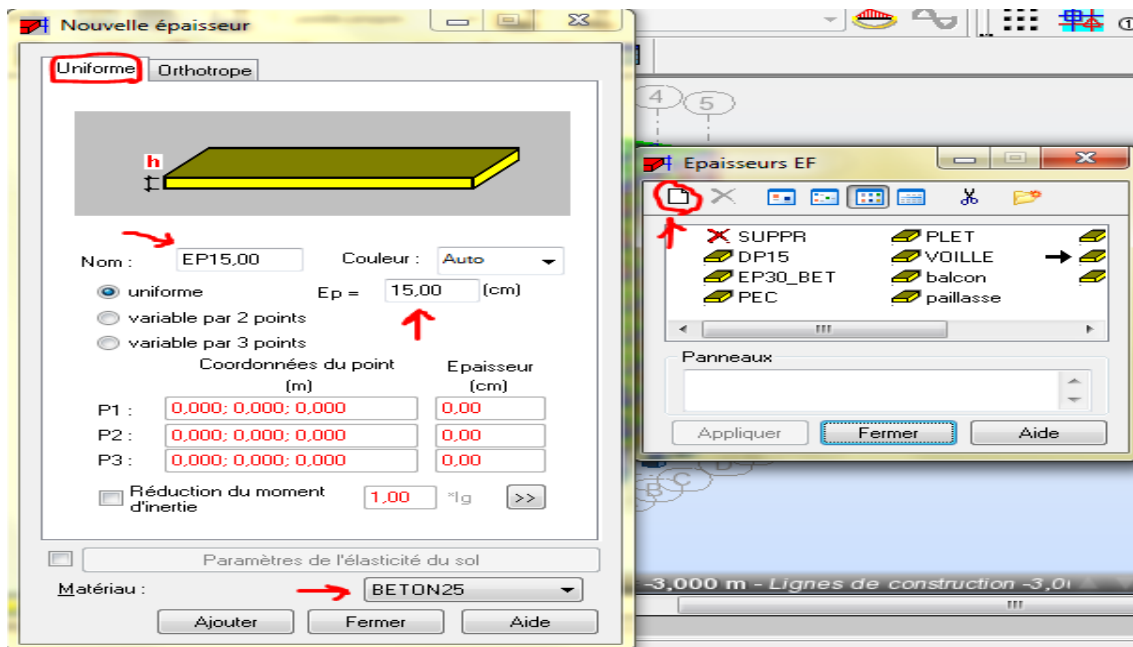


Une boîte dialogue apparait, on clique sur " Définir un Nouveau profilé", on choisit le type et la géométrie de notre Profilé afin d'introduire ses dimensions.



## Définition des éléments surfaciques (panneaux de dalles pleines et les voiles) :

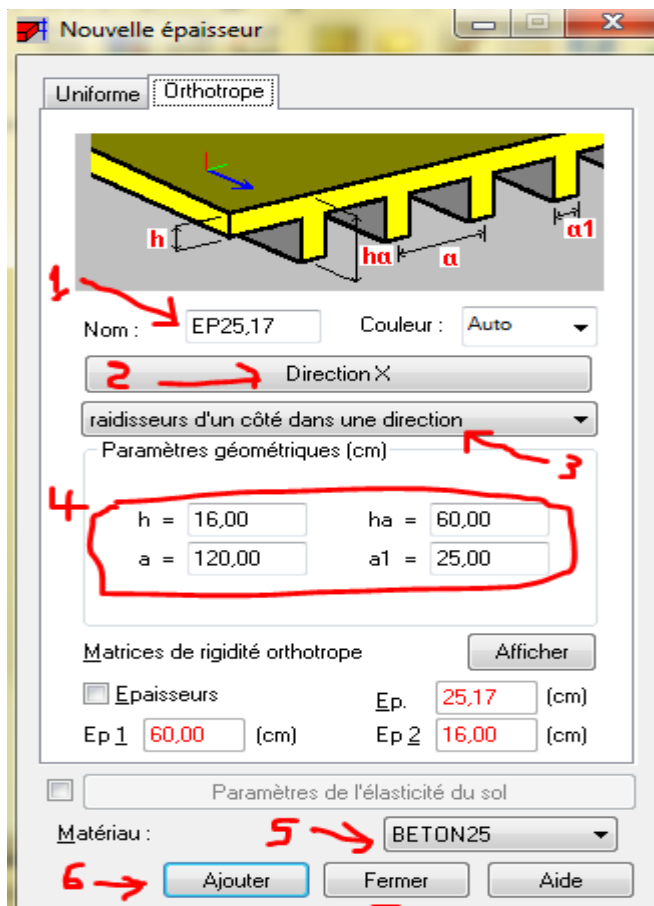
A partir du menu déroulant **structure** ⇒ **caractéristiques** ⇒ **Épaisseur EF**, ou bien directement en cliqu  : Une boîte de dialogue apparaîtra :



⇒ Définir nouvelle épaisseur ⇒ Uniforme ⇒ Introduire le nom, l'épaisseur et le matériau, en suite : on clique sur ⇒ ajouter ⇒ fermer.

### -Définition des planchers en corps creux :

On procédera avec la même manière que les dalles pleins, mais cette fois en clic sur **Orthotrope** et nous choisissons les dimensions virtuelles pour les poutrelles (de très faibles dimensions) afin que le logiciel ne tienne pas compte du poids propre des planchers, puisque leurs charges permanentes englobent ce poids propre.



01 : introduire un nom

02 : la direction de la position des poutrelles.

03 : choisir dans la liste, raidisseurs d'un côté.


04 : introduire des faibles dimensions (0.01cm) pour h, ha, a...etc.

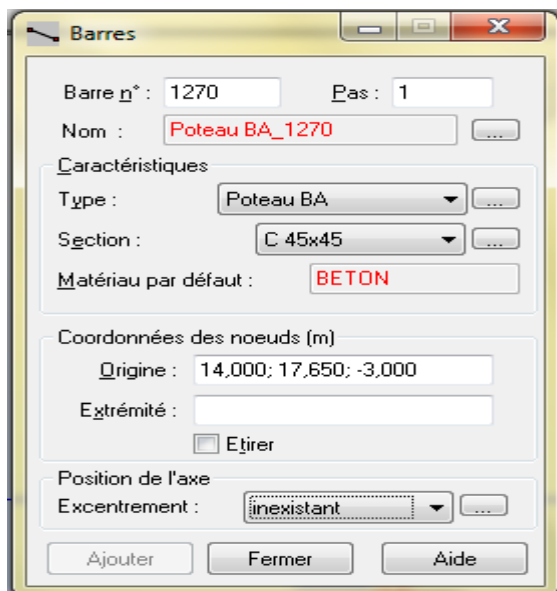
05 : choisir le matériau de construction.

06 : cliquez sur ajouter

07 : fermer.

### Affectation des éléments principaux et secondaires au bâtiment (le dessin) :

1- Poteaux et poutres : sélectionnez la commande  une fenêtre s'affiche :




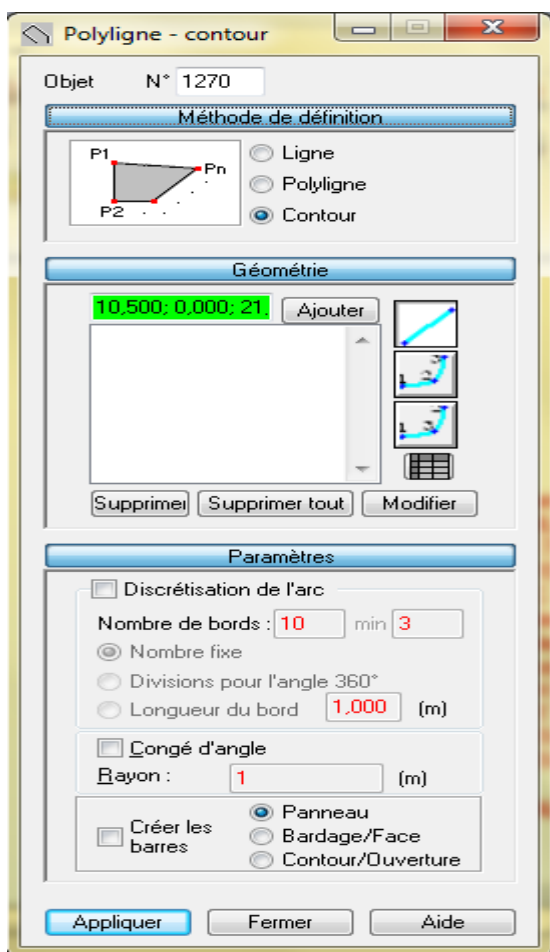
01-type : poteau (poutre) BA.

02- la section du poteau (de la poutre) désirée.

03- l'excentricité : inexistante.

04- sur la zone graphique en dessine les poteaux du bas vers le haut et les poutres de gauche à droite en faisant un clic à chaque intersection entre les lignes de constructions, afin que chaque poteau (travée) sera définie conformément à la réalité.

**2-Panneaux de dalles :** sélectionnez la commande poly ligne \_ contour :  une fenêtre s'affiche :



01 : cochez contour.

02 - sur géométrie, choisissez ligne pour des panneaux rectangulaires et arc pour des éléments circulaires ou courbés.

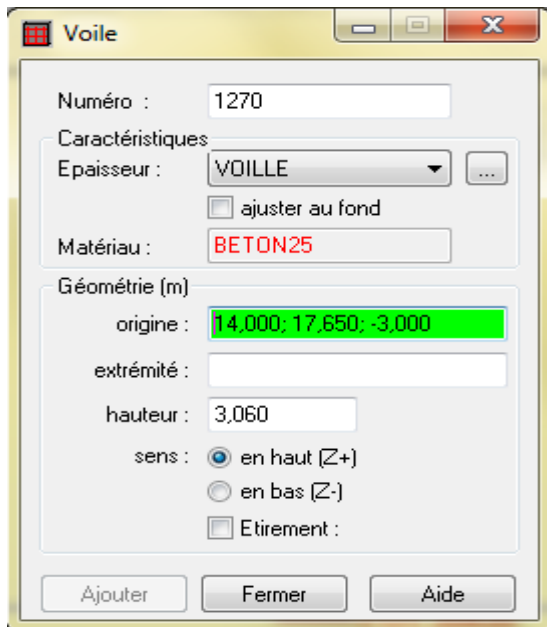
03 - sur Paramètre : cochez panneau.

NOT : en peut créer des ouvertures dans l'importe quel panneau en sélectionnant **ouverture**.

04- On revient sur la zone graphique en clic sur chaque point d'appui du panneau jusqu'à sa fermeture.

### 3- Les voiles :

Sur l'angle **structure** ⇒ **voile**, la fenêtre suivante s'affiche :



1/ Épaisseur : le nom du voile déjà inséré.

2/Laissez la case hauteur vide.

3/Cochez en haut (Z<sup>+</sup>).

4/Décochez **Étirement**.

5/ Mettez le curseur sur la zone blanche de l'origine en cliquant dessus.

6/ Sur la zone graphique, affichez la structure en plan (xy) et en se focalisant sur le niveau de la base et en commence le dessin des voiles transversaux de la gauche vers la droite et des voile longitudinaux du bas vers le haut.

**-Définition du type d'appui pour les poteaux et les voiles :** Les poteaux et les voiles sont considérés encastrés à la base, donc on doit affecter les conditions d'appui

qui joue le rôle des fondations dans la réalité. Pour ce faire :

1/ Affichez la base de la structure en plan (xy).

2/sélectionnez tous les nœuds des poteaux (voiles).

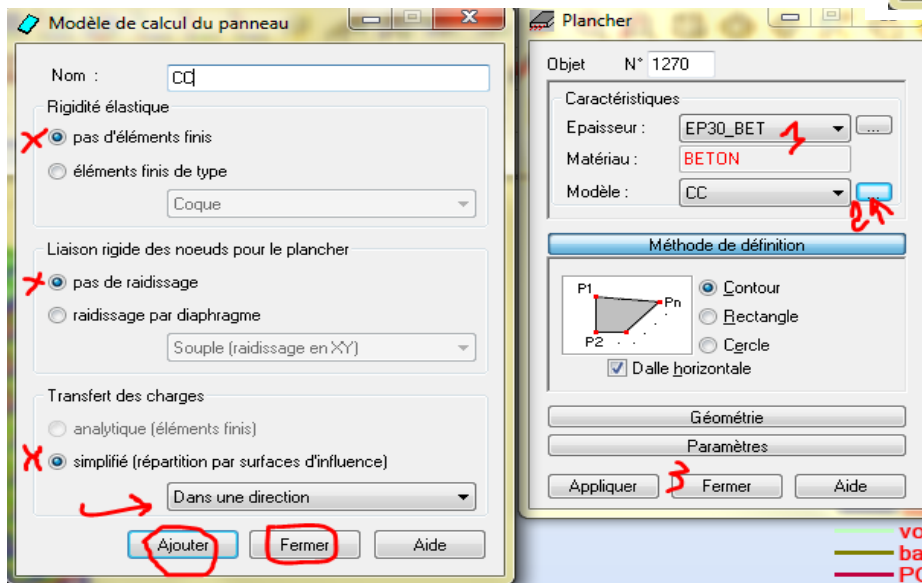
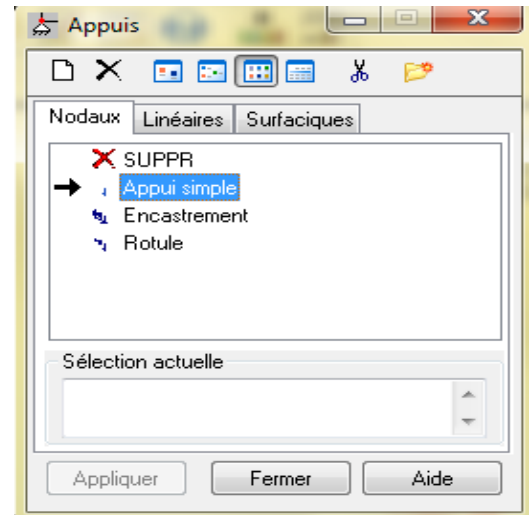
3/ cliquez sur la zone blanche (sélection actuelle).

4/ choisissez **nodaux (linéaire) ⇒ encastrement ⇒ Appliquer**.

#### 4- planchers en corps creux :

1/ Créez un modèle **corps creux** :

⇒ Sur l'angle **structure ⇒ Plancher**, la fenêtre suivante s'affiche :



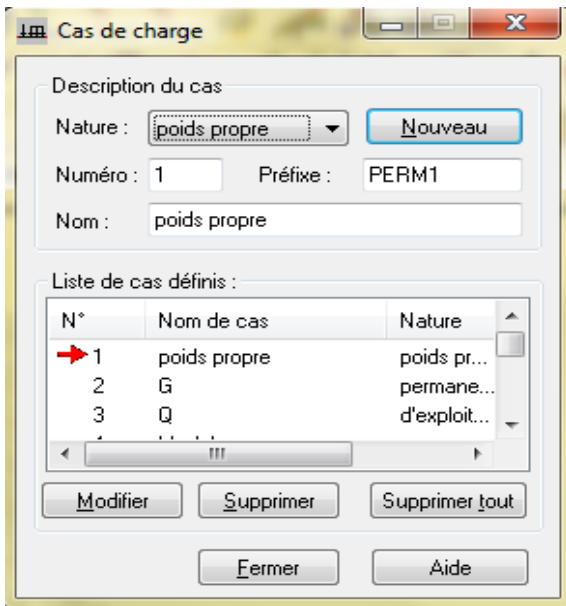
01/ Le nom du plancher.

02/ Cliquez dessus, la fenêtre du nouveau modèle s'affiche, en suite suivez les instructions sur la figure pour les paramètres à cocher et choisissez parmi la liste :

⇒ **Dans une direction ⇒ Ajouter ⇒ Fermer.**

03/ Dessinez les planchers tout comme les autres panneaux précédents, une fois terminé, fermer la fenêtre.

## - Définition des charges statiques G et Q :



Avant d'appliquer les charges statiques sur les éléments, chez robot, nous devons d'abord créer les cas de ces charges pour que le logiciel puisse distinguer entre eux. Pour ce faire :

⇒ sur l'angle **charge** ⇒ **cas de charge**, cette fenêtre apparaîtra,

01/ cliquez sur nouveau ⇒ choisissez la nature de la charge.

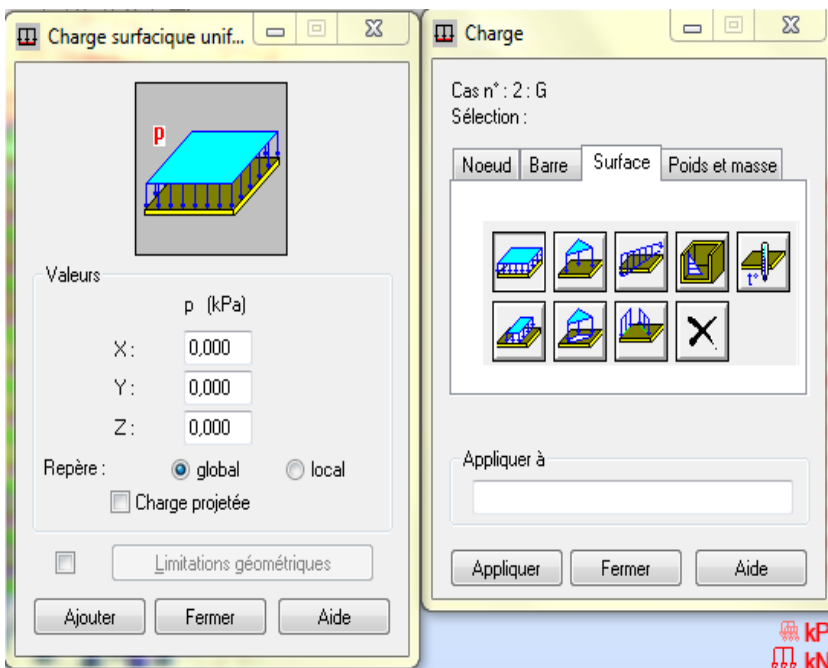
02/ spécifiez un préfixe, un nom et cliquez encore une fois sur nouveau pour enregistrer automatiquement le cas créé.

## Affectation des charges :

Pour charger la structure on choisit le cas de charge (G ou Q).

On sélectionne l'élément considéré, puis On sélectionne dans le menu déroulant :

⇒ **Charge** ⇒ **définir charges**, la fenêtre suivante s'affiche :



01/ choisissez le type de la charge (poids, charge nodale, charge linéique, surfacique...etc.).

02/ choisissez le sens et la direction de votre charge selon le repère globale de la structure.

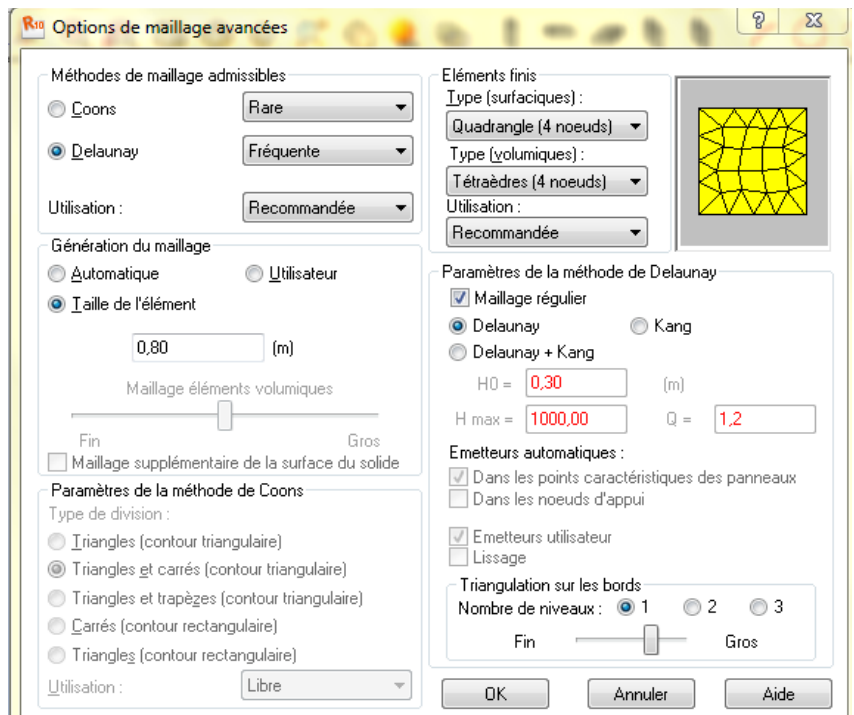
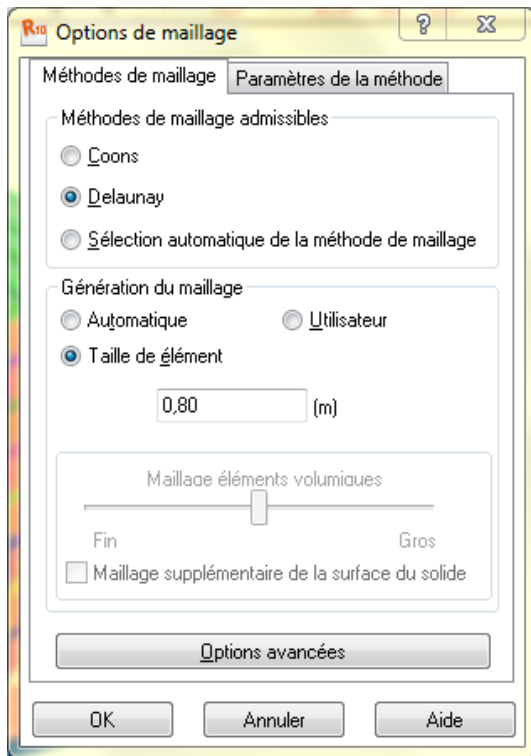
03/ pour notre cas la plupart des charges statiques sont des charges surfaciques suivant le plan (OZ), donc : en choisissant **surfacique**, sur la case **Z**, en introduisant la valeur de la charge avec un signe négatif (-) pour que la charge s'appliquera sur l'élément du haut vers le bas, conformément à la réalité.

04/ Une fois terminer, cliquez sur **Ajouter** ⇒ **Appliquer** ⇒ **Fermer**.

## - Le maillage des éléments panneaux :

Cette option subdivise tous les éléments de la structure du type panneau en des éléments élémentaires le maximum possible, pour pouvoir visualiser les résultats de calcul automatique de sorte qu'ils seront proche le maximum possible de la réalité et de l'exactitude.

Pour se faire alors : allez vers l'angle **Analyse** ⇒ **modèle de calcul** ⇒ **Option de maillage**, la fenêtre suivante s'affiche :



01/ Sélectionnez la méthode de maillage :

02/ Insérez la taille des divisions des éléments : soit 0.8 m pour un PC de RAM moyenne.

NB : En peut diminuer les dimensions des divisions pour des PC plus performants, mais pour des PC de moyenne ou faible RAM, vaut mieux d'augmenter ces dimensions afin de ne pas forcer le disque dur et d'exposer le système au risque de blocage et d'endommagements.

03/ Cliquez sur **Options avancées** la fenêtre à droite s'affiche :

⇒ choisissez le type surfaccique pour l'élément fini : **Quadrangle**.

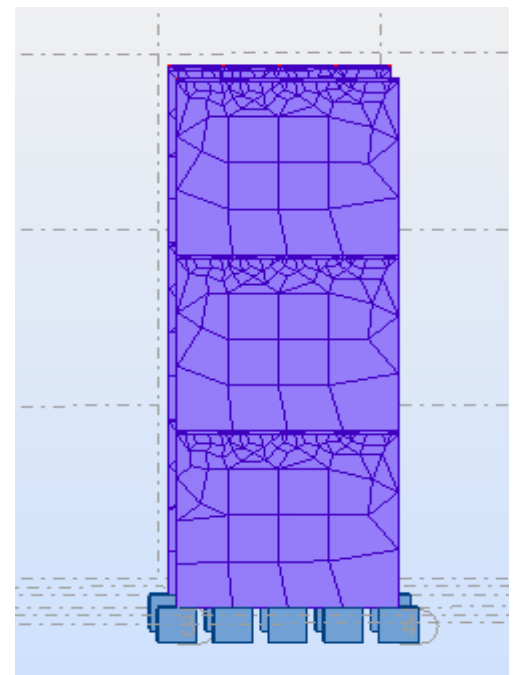
⇒ Cochez : **Maillage régulier** ⇒ **OK**.

Après 1 ou 2 minutes de chargement et d'analyse, le logiciel

Affichera la vue de la bâtisse avec le maillage de tous ses éléments

Panneaux sélectionnés, la figure suivante montre

Un exemple de maillage pour un groupe de voiles :



### Le diaphragme (les liaisons rigide):

Tous les élément horizontaux comme les planchers, ou inclinés comme les versents de toiture capable de transmettre les efforts verticaux aux éléments de contreventement, sont considérés comme des diaphragmes.

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un plancher à leur nœud maître, de telles sortes qu'ils puissent former un diaphragme rigide qui peut assurer la simultanéité des déplacements de tous les nœuds d'un étage, voir même, de tous les étages.

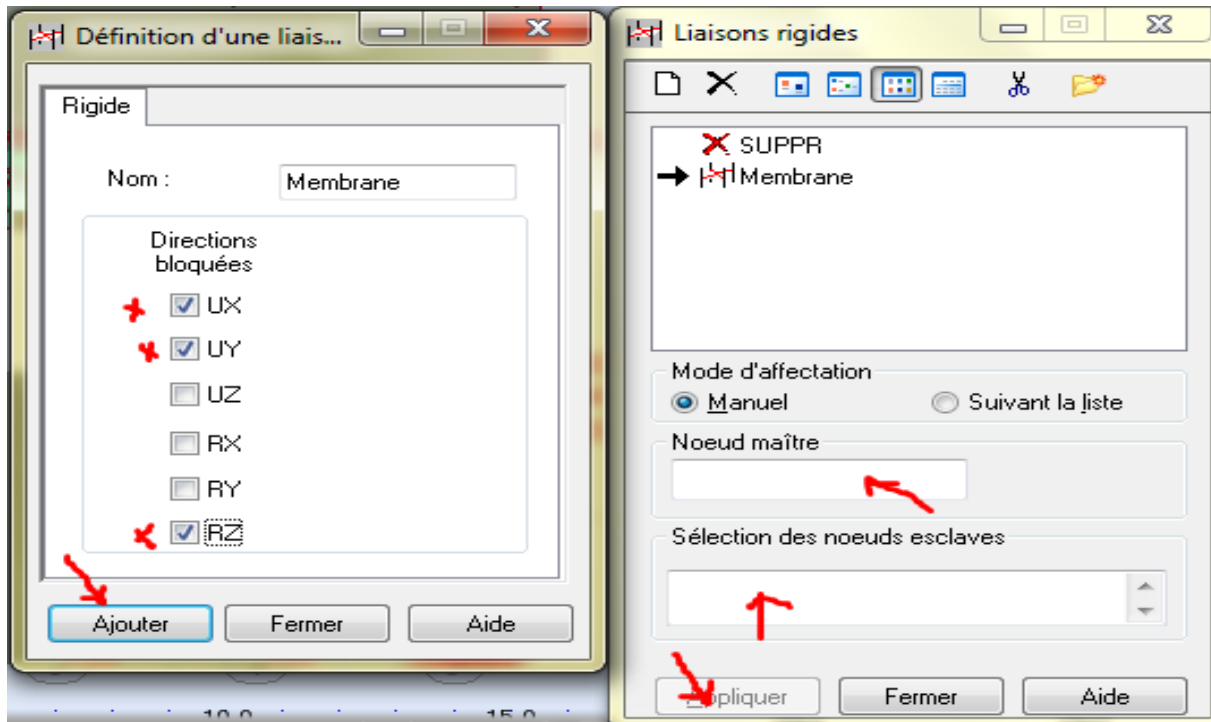
Cette option a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel en simulant la structure en mode **Brochette**, ce qui réduira le nombre de masse rigide (la matrice de rigidité globale).

Pour l'application de cette option sur ROBOT :

01/ Affichez le niveau 0.00 m en plan (xy).

02/ Masquez les épaisseurs de tous les éléments et activez l'affichage des numéros des nœuds.

03/ Allez vers **Structure** ⇒ **Caractéristiques additionnelles** ⇒ **liaisons rigide**, la fenêtre s'affiche :



04/ choisissez le numéro du nœud le plus proche du centre de la vue en plan de l'étage et définissez le comme le nœud maître.

05/ Cliquez sur la zone des nœuds esclaves puis sélectionnez tous les nœuds de l'étage en glissant la souris sur toute la vue en plan, formant le carré de sélection.

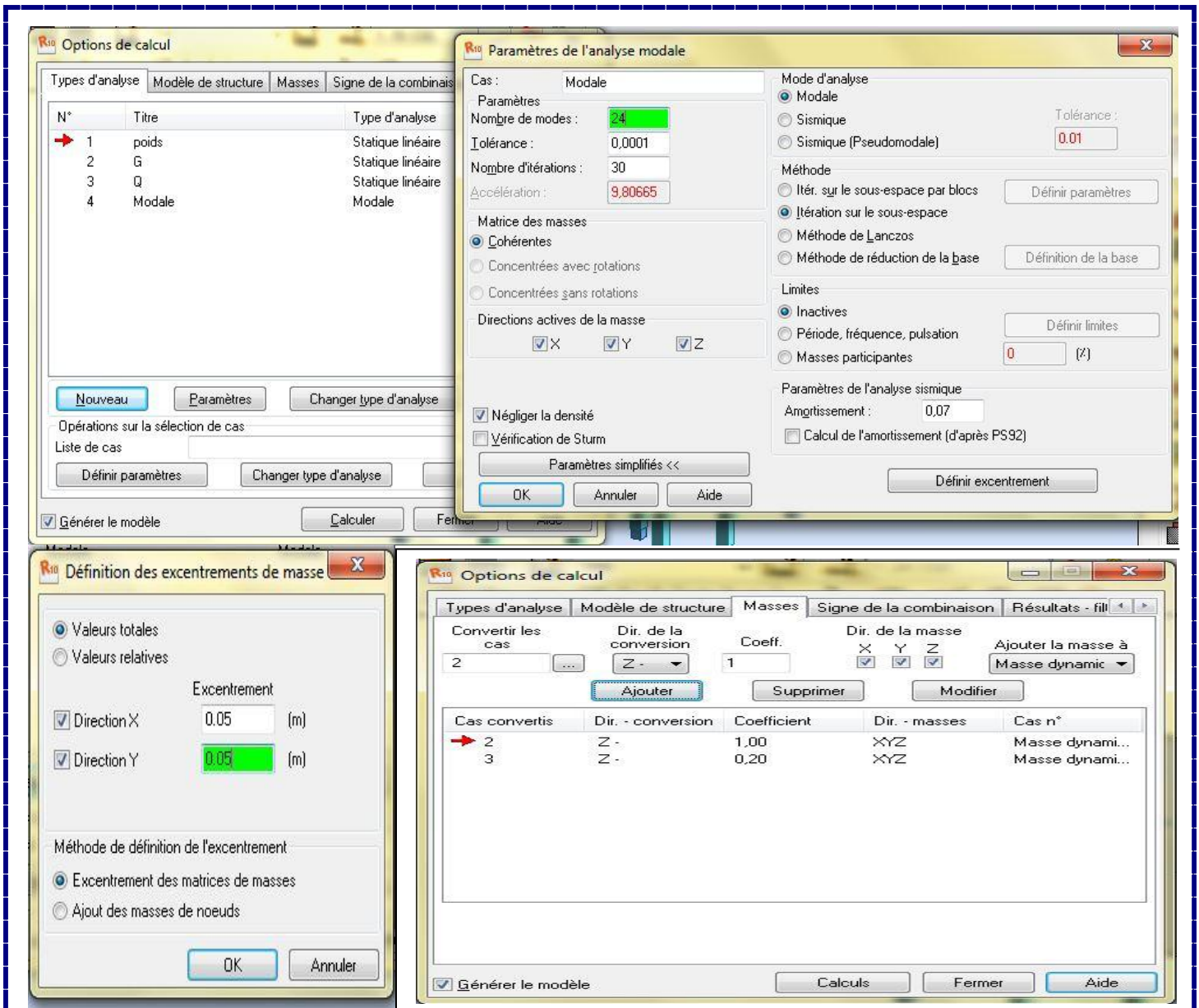
06/ La zone des nœuds esclaves sera automatiquement rempli, dans ce cas, cliquez sur **Appliquer**.

07/ Répétez la même opération pour les autres niveaux en dessus, en se déplaçant vers eux, toute en modifiant le numéro du nœud maître qui se situe à la même perspective du nœud maître précédent.

**- Introduction de l'action sismique :** Pour pouvoir visualisés les résultats de l'effort sismique que la structure est susceptible de subir d'un moment à un autre, nous devons introduire dans le logiciel des cas de charges accidentelles qui nous permettront par la suite d'introduire les combinaisons d'action correspondantes.

1/ Cas de l'analyse modale :

⇒ **Analyse** ⇒ **type d'analyse** ⇒ **Nouveau** ⇒ **Modale** :



01/ Insérez tous les paramètres simplifiés et avancés de l'analyse modale : mode d'analyse, limite... etc.

02/ Insérez la masse modale :  $W = G + \beta Q \Rightarrow$  pour tenir compte de la masse des planchers qui est supposée concentrées en leurs centres de masse.

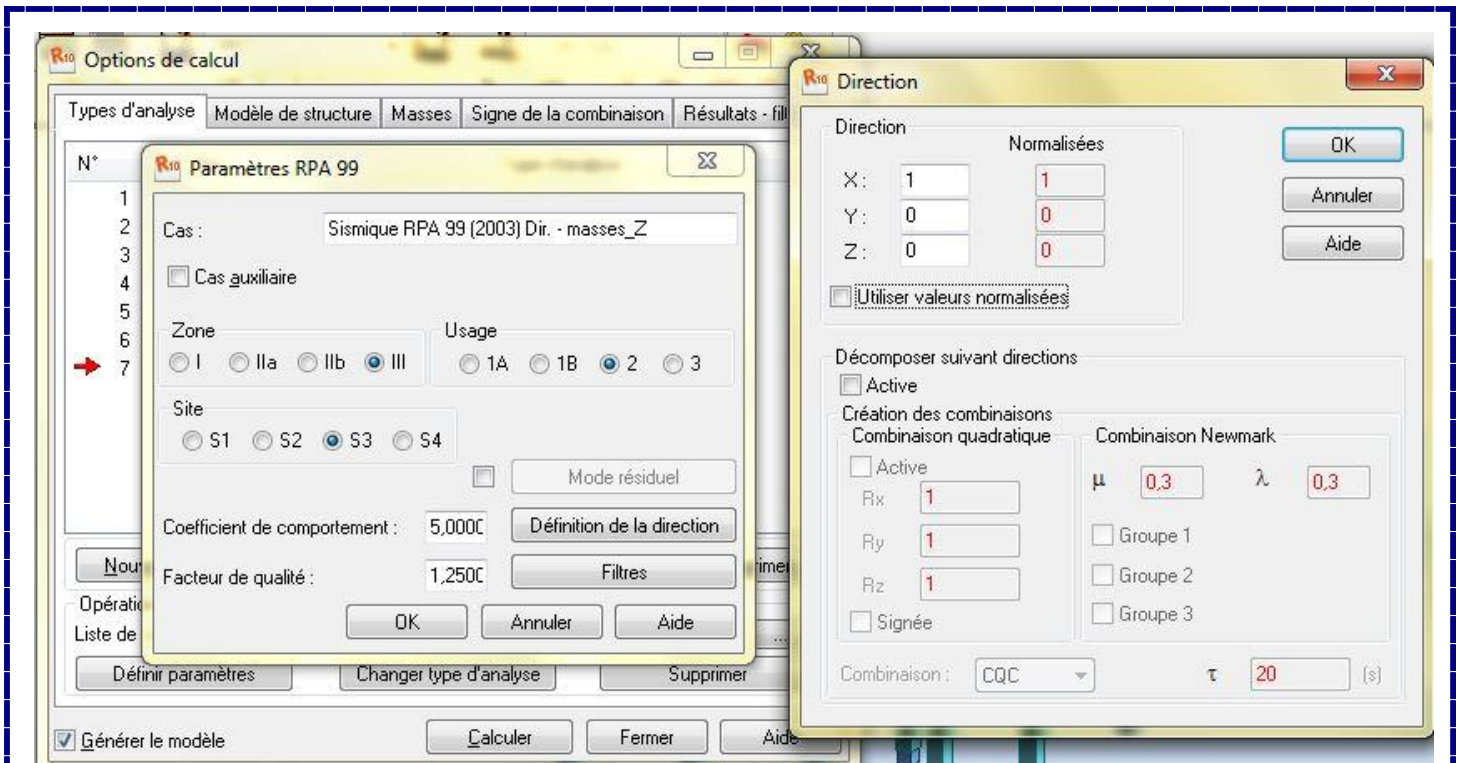
$\beta$  : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA99/2003.  $\Rightarrow \beta = 0.2$  (bâtiment à usage d'habitation).

03/ Une fois terminer, validez l'ensemble par  $\Rightarrow$  **OK**.

## 2/ Cas de l'analyse sismique :

Avec les mêmes procédures, on insérera le cas sismique en 02 directions XX et YY :

$\Rightarrow$  Analyse  $\Rightarrow$  type d'analyse  $\Rightarrow$  Nouveau  $\Rightarrow$  sismique :

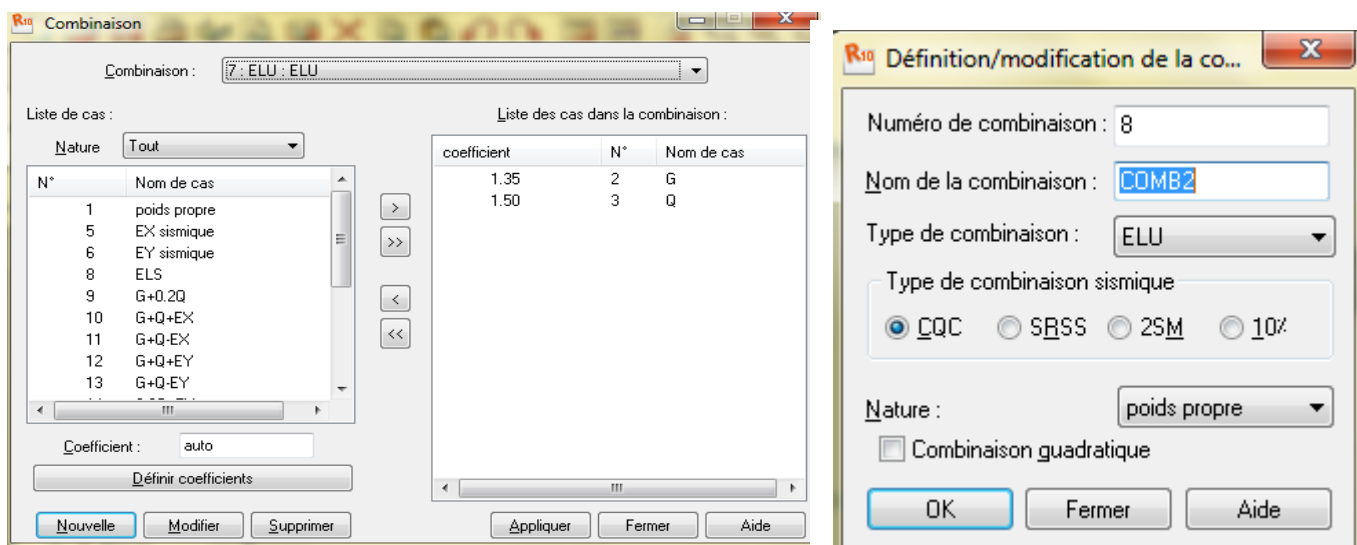


01/ Insérez le spectre de réponse : la zone, le groupe d'usage, le site implantation...etc.

02/ Spécifiez la direction de l'action EX (EY), en introduisant la valeur 1 pour X puis la valeur 1 pour Y.

### - Combinaisons d'actions :

⇒ Charge ⇒ combinaisons manuelles, On choisit le type de la combinaison et sa nature :



01/ spécifiez le nom, le type et la nature de la combinaison puis cliquez sur OK.

02/ la fenêtre à gauche s'affiche, affectez les coefficients correspondants à chaque combinaison en utilisant les flèches sur la fenêtre (> ; <).

-Les combinaisons de charge requises pour les calculs statique et dynamique sur ROBOT sont :

ÉLU : 1.35 G+ 1.5Q	ELS : G+Q	G+Q ± EX	G+Q ± EY
0.8G ± EX	0.8G ± EY	G+Q ± 1.2EY	G+Q ± 1.2EX

### VI.3/ Exploitation des résultats :

Après avoir modélisé toutes les parties de la structure et introduit tous les paramètres de calcul, en lancera le calcul du logiciel pour pouvoir extraire les résultats sous forme de tableaux et diagrammes.

Outres les vérifications vis-à-vis de la résistance des éléments exigées par le BAEL91/99, aux sollicitations des charges statiques, le **RPA99/2003**, nous exige des vérifications vis-à-vis de la stabilité de l'ensemble à l'action sismique, pour pouvoir enfin procéder au ferrailage des éléments principaux.

#### 1. Justification du système de contreventement : (Réf 04 : Art 3.4 RPA99 ; p(27))

Nous avons focalisé sur le système mixte (portique - voile) avec justification de leur interaction, qui se résume en ce qui suit :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des charges horizontales.

- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

❖ Extraction des résultats sur ROBOT :

1. Cliquer sur le bouton droit de la souris puis choisir "**tableau**", une fois le tableau affiché, cocher "**étage**".

2. Cliquer sur "**effort réduit**".

3. Bouton droit, on choisit "**filtre spécial**", cocher FX, FY, FZ et les cocher aussi dans répartition des forces sur les poteaux et les voiles.

4. Bouton droit, choisir "**filtre**", sélectionner les deux combinaisons sismique EX et EY.

5. Relever les résultats du 1<sup>er</sup> étage, tel que : les charges revenantes aux voiles et aux poteaux du sous sol.

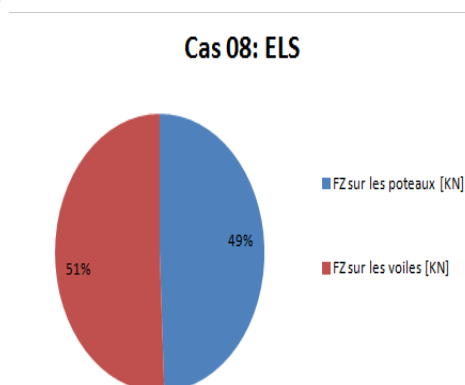
Pour chacun de ces cas de charge (EX, EY, ELS) on relève (FX, FY, FZ) respectivement.

NOT : Les tableaux des résultats tous peuvent être convertis en tableaux d'Excel sous différents formats, pour ce faire :

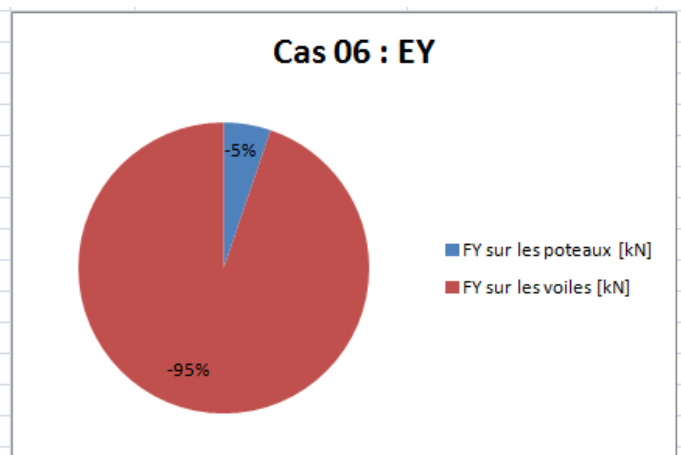
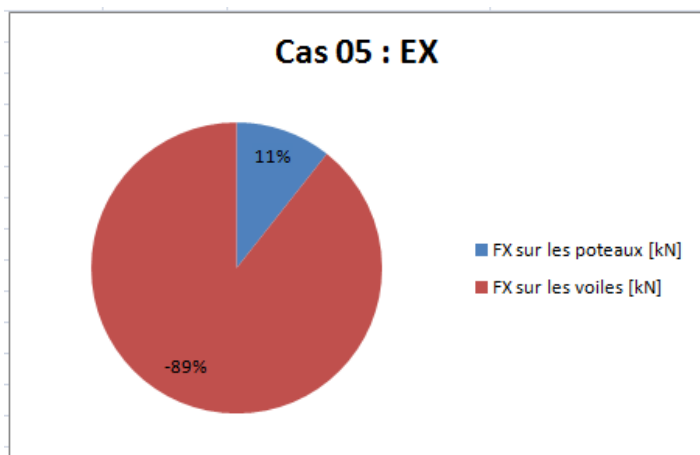
- Une fois le tableau affiché ⇒ **bouton droit** ⇒ **convertir au format d'Excel (CSV)**.

\* Une fois converti, nous pouvons calculer les pourcentages des efforts repris par les voiles et les poteaux en insérant des graphiques sur la feuille d'Excel. Les résultats sont les suivants :

Cas	Étage	FZ [KN]	FZ sur les poteaux [KN]	FZ sur les voiles [KN]
8	1	38858,618	19159,338	19699,28
8	2	35290,277	18831,357	16458,92
8	3	30574,528	16079,478	14495,051
8	4	25925,263	12920,487	13004,776
8	5	21320,911	10551,565	10769,346
8	6	16729,681	8220,737	8508,944
8	7	12174,511	5668,57	6505,942
8	8	7663,56	3570,773	4092,786
8	9	3197,767	1710,363	1487,404



Cas	Etage	FX [kN]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]	FY [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
5	1	-5918,484	800,787	-6719,271	387,571	3,469	384,102
5	2	-4468,108	435,864	-4903,972	379,497	3,473	376,024
5	3	-4145,93	247,179	-4393,109	338,097	7,576	330,521
5	4	-3910,562	27,237	-3937,799	328,072	21,625	306,447
5	5	-3500,102	-86,814	-3413,289	278,885	15,666	263,218
5	6	-2959,448	-262,09	-2697,358	227,193	18,53	208,662
5	7	-2420,67	-292,422	-2128,248	183,624	10,475	173,149
5	8	-1702,509	-354,886	-1347,623	113,473	6,775	106,698
5	9	-945,611	-482,697	-462,913	-11,626	41,993	-53,618
6	1	-488,823	89,815	-578,638	-4961,243	-258,569	-4702,674
6	2	-363,138	60,551	-423,689	-4905,386	-364,126	-4541,261
6	3	-319,383	60,55	-379,933	-4652,359	-667,364	-3984,995
6	4	-328,723	10,104	-338,827	-4286,416	-608,86	-3677,556
6	5	-311,66	-19,371	-292,289	-3850,446	-696,009	-3154,437
6	6	-271,146	-45,226	-225,92	-3308,489	-785,509	-2522,98
6	7	-240,488	-67,817	-172,671	-2720,355	-579,297	-2141,058
6	8	-160,842	-57,138	-103,704	-1983,135	-577,693	-1405,441
6	9	32,649	-27,584	60,233	-1150,503	-647,424	-503,079



\* Interprétation des résultats :

\_A l'ELS, sous (G+Poids) +Q, les voiles du sous-sol ont repris plus de 20% de ces charges (51%), donc : vis-à-vis de ces charges, notre système de contreventement ne satisfait pas les exigences du RPA99/2003 (**Art 3.4 RPA99**).

Donc : selon le RPA99/2003, le système de contreventement qui répondra mieux à nos résultats, c'est le système N° : **2** de l'article (3.4) qui annonce ce qui suit :

***Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé : Ce système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.***

\_ Concernant les charges Horizontales sismiques suivant OX et OY, on constate que les voiles reprennent presque la totalité de ces forces (95%), les 5% restantes de ces charges, agissent comme traction sur les poteaux, donc ces derniers contribuent faiblement à la résistance vis-à-vis de ces sollicitations sismiques.

**Conclusion :**

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales (51%) et presque la totalité des charges horizontales, d'après le RPA99 modifié 2003 la structure est contreventée par "voiles porteurs", donc le coefficient de comportement de la structure est : **R= 3,5. (Réf 05 : Tableau 4-3 page 38/RPA99)**

- Puisque on a introduit précédemment, dans le logiciel, deux cas de charge qui définissent l'action sismique, suivant les 02 directions orthogonales avec un coefficient de comportement d'un contreventement mixte (R=5), nous devons obligatoirement changer se paramètre et recalculer à nouveau la structure.

## 2- Pourcentage de masses participantes : (Réf 06 : Art 4.3.4 p 45 /RPA99).

Après le nouveau calcul, on vérifiera la participation massique selon la masse modale, c'est-à-dire que le pourcentage de la masse modale doit satisfaire les exigences du RPA tel que :

a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure, ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{Tel que : } N : \text{ est le nombre de niveaux au dessus du sol.}$$

$$\Rightarrow K \geq 3\sqrt{9} = 9 \text{ modes} < K = 27 \text{ mode} \Rightarrow C.V$$

❖ Comme on peut le constater du tableau ci-dessous dans notre cas le pourcentage de la masse participante est atteint au **7<sup>ème</sup>** mode dans le sens X-X et au **8<sup>ème</sup>** dans le sens Y-Y.

Cas	Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
4	1	0,62	67,31	1,42	67,31	1,42	1991991,164	1996302,002
4	2	0,58	68,72	68,03	1,42	66,61	1991991,164	1996302,002
4	3	0,34	68,87	68,05	0,14	0,02	1991991,164	1996302,002
4	4	0,17	86,22	68,07	17,36	0,02	1991991,164	1996302,002
4	5	0,14	86,25	88,22	0,03	20,15	1991991,164	1996302,002
4	6	0,09	87,58	88,23	1,33	0,01	1991991,164	1996302,002
4	7	0,09	91,26	88,23	3,68	0	1991991,164	1996302,002
4	8	0,06	91,27	94,61	0,01	6,38	1991991,164	1996302,002
4	9	0,06	93,89	94,62	2,62	0,01	1991991,164	1996302,002
4	10	0,05	94,78	94,62	0,89	0	1991991,164	1996302,002
4	11	0,04	95,37	94,63	0,6	0	1991991,164	1996302,002
4	12	0,04	95,37	97,43	0	2,8	1991991,164	1996302,002
4	13	0,04	96,55	97,43	1,18	0	1991991,164	1996302,002
4	14	0,03	97,35	97,43	0,8	0	1991991,164	1996302,002
4	15	0,03	97,39	97,43	0,04	0	1991991,164	1996302,002
4	16	0,03	97,39	98,74	0	1,31	1991991,164	1996302,002
4	17	0,03	97,65	98,74	0,26	0	1991991,164	1996302,002
4	18	0,03	99,29	98,74	1,64	0	1991991,164	1996302,002
4	19	0,02	99,29	99,4	0	0,66	1991991,164	1996302,002
4	20	0,02	99,3	99,4	0,01	0	1991991,164	1996302,002
4	21	0,02	99,31	99,4	0,01	0	1991991,164	1996302,002
4	22	0,02	99,71	99,4	0,4	0	1991991,164	1996302,002
4	23	0,02	99,71	99,53	0	0,14	1991991,164	1996302,002
4	24	0,02	99,71	99,64	0	0,1	1991991,164	1996302,002
4	25	0,02	99,71	99,69	0	0,05	1991991,164	1996302,002
4	26	0,02	99,71	99,71	0	0,02	1991991,164	1996302,002
4	27	0,02	99,71	99,71	0	0	1991991,164	1996302,002

## 3/ Estimation de la période fondamentale de la structure : (Réf 07 : Art 4.2.4 p 42 /RPA99)

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

1. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :  $T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}}$

$h_N$  : 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 et du type de remplissage, donné par le tableau 4.6 du RPA99/2003 :  $h_N = 3 + (3.06 \times 8) = 27.48\text{m}$ ,  $C_T = 0.05$

$$\Rightarrow T = 0.05 \times 27.48^{\frac{3}{4}} \approx 0.61 \text{ s}$$

D'après cet article du RPA, La valeur de T calculée à partir des méthodes numériques ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30 %. C'est-à-dire que la période calculée par robot selon les combinaisons modale et sismique (cas : 4 ; 5 ; 6), peut dépasser cette période empirique mais pas plus de 30% de sa valeur  $\Rightarrow 30\% T_{\text{emp}} = 0.61 \times 0.3 = 0.183\text{s}$

$$\Rightarrow T_{\text{robot}} \leq T_{\text{RPA}} = 0.183 + 0.61 = 0.793 \text{ s}$$

La période analytique ( $T_{\text{robot}}$ ) sera tirée des tableaux donnés par le logiciel Robot en procédant comme suit :

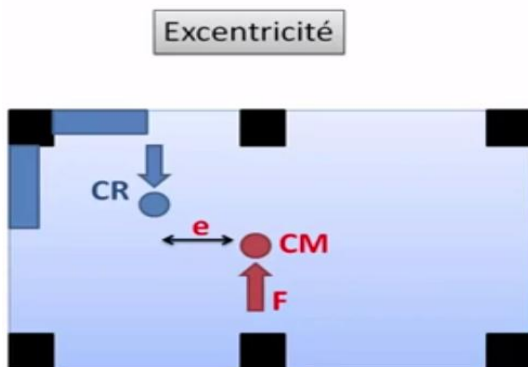
1. Cliquez sur le bouton droit  $\Rightarrow$  choisir "**tableau**", une fois le tableau affiché, cochez "**mode propre**".
2. Bouton droit, on choisit "**filtre spécial**", décocher tous et laisser uniquement les résultats voulus, à savoir la colonne correspondant aux valeurs des périodes.
3. Cliquez sur "**extrêmes globaux**" pour afficher les valeurs maximales et minimales.
4. Relever les résultats.

	Période [sec]
MAX	0,62
Cas	4
Mode	1
MIN	0,03
Cas	4
Mode	27

Le résultat suivant nous bien indiqué que la période maximale est atteinte au 1<sup>er</sup> mode de calcul d'une valeur de :

$$0.62 \text{ s} < 0.793 \text{ s} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

#### 4/ Vérification de l'excentricité théorique et accidentelle : [Réf 08 : Art 4.2.7 RPA 99 version2003]



Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens, c'est-à-dire nous devons vérifier que :  $[e_{x0} \leq e_{x1}, e_{y0} \leq e_{y1}]$

Avec :

$e_{x0}, e_{y0}$  : Excentricités théoriques dans le sens xx et yy respectivement.

$e_{x1}, e_{y1}$  : Excentricités accidentelles dans le sens xx et yy respectivement.

Sachant que :  $[e_{x1} = 5\% L_x, e_{y1} = 5\% L_y]$ .

Les excentricités seront tirées des tableaux donnés par le logiciel Robot en procédant comme suit :

1. Cliquer sur le bouton droit de la souris puis choisir "**tableau**", une fois le tableau affiché, cocher "**étage**".
2. Cliquer sur "valeurs" et dans cas de charge sur "**modale**".
3. Bouton droit, on choisit "**filtre spécial**", décocher tous et laisser uniquement le nom des étages et les résultats voulus, à savoir :  $e_{x0}, e_{y0}$  et  $e_{x1}, e_{y1}$ .

Comparaison des résultats :

Cas/Etage	Nom	ex0 [m]	ey0 [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
4/ 1	Etage 1	0,545	0,016	0,850	0,883
4/ 2	Etage 2	0,027	0,022	0,850	0,883
4/ 3	Etage 3	0,027	0,022	0,850	0,883
4/ 4	Etage 4	0,027	0,022	0,850	0,883
4/ 5	Etage 5	0,027	0,022	0,850	0,883
4/ 6	Etage 6	0,027	0,022	0,850	0,883
4/ 7	Etage 7	0,027	0,022	0,850	0,883
4/ 8	Etage 8	0,053	0,011	0,850	0,883
4/ 9	Etage 9	0,034	0,001	0,850	0,883

Le tableau à gauche nous montre que, l'excentricité est vérifiée pour tous les étages et cela dans les deux directions.

On dit que l'effet de la torsion d'axe verticale n'est pas exagéré.

### 5/.Vérification de l'effort tranchant à la base (résultante des forces sismiques de calcul) :

[Réf 09 : Art 4.3.6 RPA 99 version2003]

La résultante des forces sismiques à la base 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, autrement dit :  $V_{dyn} \geq 0.8 V_{stat}$

Avec :  $V_{stat} = \frac{A.D.Q}{R} W$  Tel que :

**A : coefficient d'accélération de zone** : donné par le **Tableau 4.1/RPA** suivant :

Z O N E				
Groupe	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.1	0.15	0.2	0.25
3	0.07	0.1	0.14	0.18

Nous somme dans une zone III et le groupe 02, donc on prend :

$$A = 0.25$$

**D : facteur d'amplification dynamique** : fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T_{anlay}$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$T_2$  : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7  
 $\eta$  : facteur de correction d'amortissement :  
 $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$  Et  $\xi = 7\%$ .

$\xi$  (%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages (**Tableau4.2 RPA**).

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2.1}} = 1.826 > 0.7$$

$$T_2 = 0.5 \text{ (site meuble S3)}$$

\*Pour le 1<sup>er</sup> mode (translation suivant x-x) :  $T_{anlay} = 0.62s$

$$\Rightarrow Dx = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 1.839 \times \left(\frac{0.5}{0.62}\right)^{0.67} = 3.980$$

\*Pour le 2<sup>eme</sup> mode (translation suivant y-y) :  $T_{anlay} = 0.58s$

$$\Rightarrow Dy = 2.5\eta\left(\frac{T_2^2}{T}\right) = 2.5 \times 1.839 \times \left(\frac{0.5}{0.58}\right)^{0.67} = 4.162$$

**R** : coefficient de comportement global de la structure tiré du **Tableau 4.3/ RPA99** en fonction du type de contreventement et du groupe d'usage, soit **R=3.5**

**Q** : facteur de qualité autrement dit : facteur de pénalité, **Q = 1.20 (Tableau 4.4/ RPA)**

**W** : poids total de la structure, tel que :  $W_T = \sum W_G + \beta \sum W_Q$

**W<sub>G</sub>** : poids total des charges permanentes,

**W<sub>Q</sub>** : poids total des charges d'exploitations.

**β** : coefficient de pondération donné par le **Tableau 4.3/ RPA99** en fonction de la nature de l'ouvrage et de la durée d'application de la charge d'exploitations, soit : **β = 0.2**

**W<sub>T</sub>** : Le poids total de la structure sera tiré du logiciel ROBOT comme suite :

⇒ bouton droit ⇒ tableau ⇒ cochez réaction ⇒ OK

⇒ Sélectionnez la combinaison **G+0.2Q** de type : **CQC**, une liste de valeur s'affichera, lisez dans la case **somme effort** la valeur de **FZ** qui représente le poids total de l'ouvrage sous la combinaison choisie (G+0.2Q)

Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]
Cas 9 (C)	G+0.2Q		
Somme totale	-0,000	0,000	19496,727
Somme réacti	-0,000	0,000	19496,727
Somme effort	0,000	-0,000	-19496,727
Vérification	-0,000	0,000	-0,000

$$\Rightarrow V_{stat(x)} = \frac{0.25 \times 3.980 \times 1.20}{3.5} \times 19496.727 = 6651.170 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow 80\% V_{stat} = 0.8 \times 6651.170 = 5320.935 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_{stat(y)} = \frac{0.25 \times 4.162 \times 1.20}{3.5} \times 19496.727 = 6955.318 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow 80\% V_{stat} = 0.8 \times 6955.318 = 5564.255 \text{ KN}$$

**V<sub>dyn</sub>** sera tiré du logiciel Robot en procédant comme suit :

⇒ bouton droit ⇒ tableau ⇒ cochez réaction ⇒ OK

⇒ Sélectionnez les combinaisons sismiques **Ex** et **Ey**, une liste de valeur s'affichera,

⇒ Relever les résultats en lisant dans la case **somme effort** tel que : Pour le cas 5 (Ex) on relève **Fx** qui représente **V<sub>dx</sub>**, et Pour le cas 6 (Ey) on relève **Fy** qui représente **V<sub>dy</sub>**.

Nous avons :

Noeud/Cas/Mode	FX [kN]	FY [kN]
Cas	5 - EX sismique	
Mode CQC		
Somme totale	-5467,812	279,742
Somme réactions	-5366,550	468,096
Somme efforts	5366,562	-468,114
Vérification	0,012	-0,018
Précision	1,02976e+001	2,53805e-001

$$\Rightarrow V_{dx} > 80\% V_{x \text{ stat}}$$

$$\Rightarrow 5366.562 \text{ KN} > 5320.935 \text{ KN}$$

⇒ Condition vérifiée.

Noeud/Cas/Mode	FX [kN]	FY [kN]
Cas	6 - EY sismique	
Mode CQC		
Somme totale	-333,442	-5672,266
Somme réactions	-468,121	-5635,120
Somme efforts	468,114	5635,140
Vérification	-0,007	0,020
Précision	1,00281e+001	2,53805e-001

$$\Rightarrow V_{d_y} > 80\% V_{y \text{ stat}}$$

$$\Rightarrow 5635.140 \text{ KN} > 5564.255 \text{ KN}$$

⇒ Condition vérifiée.

## 6/ Vérification de l'effort normal réduit : [Réf 10 : Art 7.4.3.1 RPA 99 version 2003]

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\text{Avec : } v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

**N<sub>d</sub>** : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton (les poteaux).

**B<sub>c</sub>** : est l'aire (section brute) des poteaux du sous sol ⇒  $B_c = 0.45 \times 0.45 = 0.2025 \text{ m}^2$ .

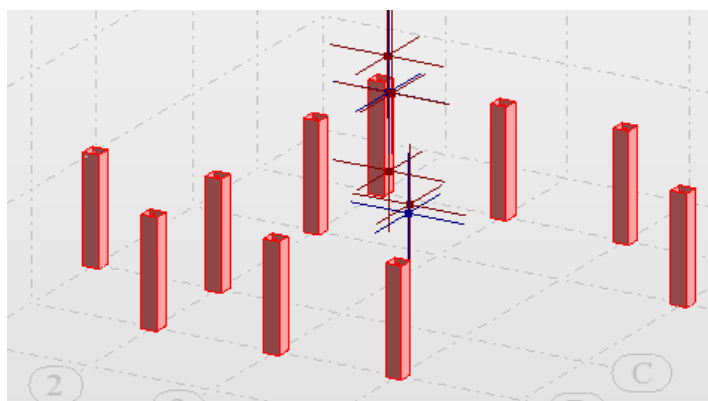
**f<sub>cj</sub>** : est la résistance caractéristique du béton.

Les éléments structuraux concernés, sont les poteaux les plus sollicités en compression, qui sont ceux du sous sol.

Pour relever la valeur de **N<sub>d</sub>** on va procéder comme suit :

1. Sélectionner les poteaux du 1er étage.
2. Isoler la sélection pour afficher les poteaux sélectionnés.
3. Désélectionner les poteaux à coté des voiles, sélectionner les poteaux restants et les copier.
4. Ouvrir le tableau des efforts ⇒ cochez « **effort** », puis bouton droit "**filtre**", cliquer sur "**rien**" puis coller les poteaux précédemment sélectionnés, et enfin cliquer sur "**fermer**".
6. Pour le cas de charge, Sélectionner les combinaisons sismiques. (10 A 21).
7. Cliquer sur **extrême globaux** pour afficher les valeurs maximales.
7. Relever la valeur de **F<sub>x</sub>** qui correspond à **N<sub>d</sub>**.

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	Longueur [m]
MAX	1539,269	22,077	7,793	3,000
Barre	78	249	78	24
Noeud	92	282	92	32
Cas	19 (C) (CQC)	20 (C) (CQC)	18 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)
MIN	224,273	-22,382	-10,800	3,000
Barre	169	24	249	24
Noeud	194	32	282	32
Cas	16 (C) (CQC)	21 (C) (CQC)	18 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)



$$v = \frac{1539,28}{0.2025 \times 25000} = 0.30 = 0.3 \Rightarrow C.V$$

NOT : Avec la même procédure, on vérifiera l'effort normal pour les poteaux des autres niveaux qui sont en dessus, en modifiant la sélection des poteaux à chaque étage.

Les résultats des vérifications sont récapitulés dans le tableau suivant :

Niveau	Nd (KN)	Bc (m <sup>2</sup> )	v	vérification	
7 <sup>ème</sup> étage	135,644	0.35×0.35	0.04	< 0.3	OUI
6 <sup>ème</sup> étage	290,174	0.35×0.35	0.09	< 0.3	OUI
5 <sup>ème</sup> étage	473,241	0.35×0.35	0.16	< 0.3	OUI
4 <sup>ème</sup> étage	663,986	0.40×0.40	0.17	< 0.3	OUI
3 <sup>ème</sup> étage	860,468	0.40×0.40	0.22	< 0.3	OUI
2 <sup>ème</sup> étage	1079,558	0.40×0.40	0.27	< 0.3	OUI
1 <sup>ème</sup> étage	1309,943	0.45×0.45	0.26	< 0.3	OUI
RDC	1546,412	0.45×0.45	0.30	= 0.3	OUI
Sous-sol	1539.28	0.45×0.45	0.30	= 0.3	OUI

### 7/ Justification vis à vis des déformations (déplacements inter-étage) :

[Réf 11 : Art 5.10 RPA 99 version2003]

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur d'étage (h).

**Calcul des déplacements :** [Réf 12 : Art 4.4.3 RPA 99 version2003]

Le déplacement horizontal à chaque niveau «k» de la structure est calculé comme suit :  $\delta_k = R \delta_{ek}$

Avec :

**R** : coefficient de comportement de la structure.

$\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Les valeurs de  $\Delta_k$  qui correspond aux déplacements inter-étage (du niveau K par rapport au niveau  $K_{-1}$ ) seront tirées du logiciel Robot en procédant comme suit :

1. Bouton droit, on choisit "**tableau**", puis on coche "**étage**".
2. Cliquer sur "**déplacement**".
3. Bouton droit "**filtre**", sélectionner les combinaisons Ex et Ey.
4. relever les résultats tel que :  $U_x$  et  $U_y$ , correspondent à  $\delta_{ex}$  et  $\delta_{ey}$  et  $d_r U_x$  et  $d_r U_y$  correspondent à  $\Delta_{ex}$  et  $\Delta_{ey}$  respectivement, pour le cas 5 (Ex) et pour le cas 6 (Ey) respectivement.

NOT : les  $\Delta_{ex}$  et  $\Delta_{ey}$  sont calculés automatiquement par le logiciel ROBOT avec les formules du RPA déjà citées.

- ❖ Les deux tableaux suivant récapitulent les résultats des déplacements de chaque étage (Max  $U_x$  et  $U_y$ ) et ceux d'inter-étage ( $d_r U_x$  et  $d_r U_y$ ), ainsi que la vérification des résultats vis-à-vis de la condition exigée par le RPA99 [ $(\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}) \leq 1\%(h)$ ].

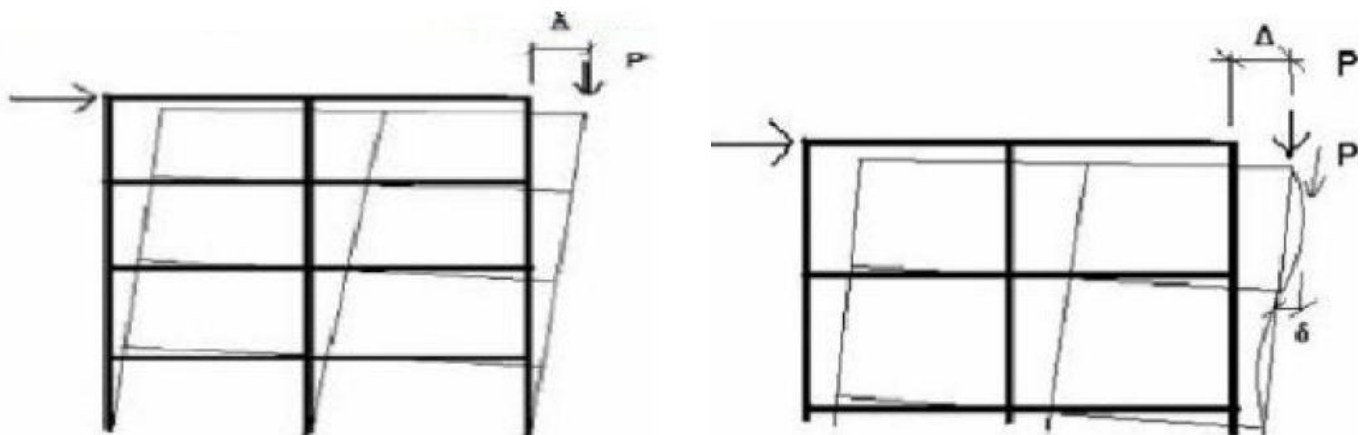
	MAX UX [cm]	Noeud	MAX UY [cm]	Noeud	dr UX [cm]	dr UY [cm]	MIN UX [cm]	Noeud	MIN UY [cm]	Noeud
Cas 5	EX Dir. - masses_X Dir. - masses_X									
Etage 1	0,2	1712	0,0	1578	0,2	0,1	0,0	1	-0,0	302
Etage 2	0,5	129	-0,0	1483	0,4	0,1	0,1	1339	-0,1	350
Etage 3	1,0	130	-0,0	2720	0,5	0,1	0,4	3675	-0,1	354
Etage 4	1,6	175	-0,1	3714	0,6	0,1	1,0	2744	-0,2	358
Etage 5	2,2	176	-0,1	15	0,7	0,1	1,5	2148	-0,2	329
Etage 6	2,9	297	-0,2	16	0,7	0,1	2,1	2247	-0,3	335
Etage 7	3,6	238	-0,2	17	0,8	0,1	2,8	2296	-0,3	341
Etage 8	4,2	239	-0,3	18	0,8	0,1	3,4	2395	-0,4	347
Etage 9	4,8	3074	-0,3	19	0,8	0,2	4,0	2459	-0,5	378
Cas 6	EY Dir. - masses_Y									
Etage 1	0,0	1719	0,1	302	0,0	0,1	-0,0	1433	0,0	1
Etage 2	0,0	189	0,4	311	0,0	0,3	0,0	112	0,1	244
Etage 3	0,1	190	0,9	317	0,0	0,4	0,0	2705	0,4	43
Etage 4	0,1	191	1,4	323	0,1	0,5	0,1	908	0,8	44
Etage 5	0,2	192	2,0	329	0,1	0,6	0,1	35	1,3	45
Etage 6	0,2	193	2,6	335	0,1	0,7	0,2	4658	1,9	46
Etage 7	0,3	194	3,2	341	0,1	0,7	0,2	4693	2,5	47
Etage 8	0,4	195	3,9	347	0,1	0,8	0,3	4728	3,1	48
Etage 9	0,4	2498	4,5	378	0,1	0,8	0,3	4763	3,7	49

	MAX UX [cm]	MAX UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	Vérifications
Cas 5	EX Dir. - masses_X				
Etage 1	0,2	0	0,2	0,1	OUI
Etage 2	0,5	0	0,4	0,1	OUI
Etage 3	1	0	0,5	0,1	OUI
Etage 4	1,6	-0,1	0,6	0,1	OUI
Etage 5	2,2	-0,1	0,7	0,1	OUI
Etage 6	2,9	-0,2	0,7	0,1	OUI
Etage 7	3,6	-0,2	0,8	0,1	OUI
Etage 8	4,2	-0,3	0,8	0,1	OUI
Etage 9	4,8	-0,3	0,8	0,2	OUI
Cas 6	EY Dir. - masses_Y				
Etage 1	0	0,1	0	0,1	OUI
Etage 2	0	0,4	0	0,3	OUI
Etage 3	0,1	0,9	0	0,4	OUI
Etage 4	0,1	1,4	0,1	0,5	OUI
Etage 5	0,2	2	0,1	0,6	OUI
Etage 6	0,2	2,6	0,1	0,7	OUI
Etage 7	0,3	3,2	0,1	0,7	OUI
Etage 8	0,4	3,9	0,1	0,8	OUI
Etage 9	0,4	4,5	0,1	0,8	OUI

### Conclusion :

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieur au déplacement admissible, dans le cas contraire, il faut augmenter la longueur des voiles pour mieux rigidifié la structure.

### 8/ Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ : [Réf 13 : Art 5.9 RPA 99 version2003]



L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

La valeur de l'effet P-delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale
- La souplesse des éléments de la structure

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-delta est souvent gérée de telle façon à être considérée négligeable et donc ignoré dans le calcul.

Il y'a deux types d'effet P-Delta :

- *Le grand effet P-Δ* : correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.
- *Le petite effet P-δ* : au niveau des éléments de la structure.

Le RPA99 version 2003 préconise que les effets du 2<sup>ème</sup> ordre ou les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux, Si :

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k}$$

$\theta_k \leq 0.1 \Rightarrow$  effet P-D peut être négligé  
 $0.1 < \theta_k \leq 0.2 \Rightarrow$  amplifiant les effets de  $1/(1-\theta_k)$ .  
 $\theta_k > 0.2 \Rightarrow$  structure instable et doit être redimensionnée

Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_K = \frac{P_K}{V_K} \times \frac{\Delta_K}{h_K} \leq 0.1$$

**P<sub>k</sub>** : la force axial appliquée (le poids total de l'ouvrage sous la combinaison : (G+0.2Q)).

**V<sub>k</sub>** : effort tranchant d'étage au niveau "k" :  $V_k = \sum_{i=1}^9 F_i$

**F<sub>i</sub>** : force horizontale sismique appliquée au niveau « i ».

**Δ<sub>k</sub>** : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

**h<sub>k</sub>** : hauteur de l'étage « k ».

Ces grandeurs vont être tirées de ROBOT en procéderont comme suite :

1. Cliquer sur le bouton droit de la souris puis choisir "**tableau**", une fois le tableau affiché, cocher "**étage**".
2. Cliquer sur "**effort réduit**".
3. Bouton droit, on choisit "**filtre spécial**", décocher tous et laisser uniquement les résultats voulus, à savoir : **Fx** pour tiré **V<sub>kx</sub>** sous la combinaison **Ex**.  
**Fy** pour tiré **V<sub>ky</sub>** sous la combinaison **Ey**, et **Fz** pour tiré **P<sub>k</sub>** Sous la combinaison **G+0.2Q**.
5. Avec le programme EXCEL, en peut établir un programme qui vérifiera les résultats obtenus conformément aux exigences du RPA99.

			DIRECTION X			
Étage	P [KN]	$\Delta e_x$ [Cm]	V <sub>k</sub> [KN]	h <sub>k</sub> (Cm)	$\Theta$	Vérification
1	33914,6868	0,2	5809,802	300	0,00389166	oui
2	30800,237	0,4	4399,994	306	0,00915041	oui
3	26683,1176	0,5	4056,55	306	0,01074802	oui
4	22632,8958	0,6	3830,768	306	0,01158468	oui
5	18625,995	0,7	3433,981	306	0,0124079	oui
6	14630,577	0,7	2902,303	306	0,01153175	oui
7	10673,6022	0,8	2386,63	306	0,01169215	oui
8	6759,4112	0,8	1686,375	306	0,01047908	oui
9	2868,1774	0,8	939,051	306	0,00798519	oui

			DIRECTION Y			
Étage	P [KN]	$\Delta e_y$ [Cm]	V <sub>k</sub> [KN]	h <sub>k</sub>	$\Theta$	Vérification
1	33914,6868	0,1	4994,716	300	0,002263371	oui
2	30800,237	0,3	4907,514	306	0,006153077	oui
3	26683,1176	0,4	4671,83	306	0,007466002	oui
4	22632,895	0,5	4314,813	306	0,008570906	oui
5	18625,995	0,6	3883,425	306	0,009404471	oui
6	14630,577	0,7	3341,977	306	0,010014623	oui
7	10673,602	0,7	2761,905	306	0,008840542	oui
8	6759,4112	0,8	2018,981	306	0,008752764	oui
9	2868,177	0,8	1155,165	306	0,006491282	oui

Poids des étages	
3114,4498	
4117,1194	
4050,2226	
4006,9	
3995,418	
3956,975	
3914,1908	
3891,2342	
2868,177	
33914,6868	Vérifié

Observation : D'après les résultats, l'effet P\_Delta est négligeable et notre ouvrage ne risquera aucun effondrement.

**Conclusion :**

D'après les résultats obtenus ci-dessus on peut dire que :

- \* La condition sur le pourcentage de la masse participante est vérifiée,
- \* L'effort tranchant à la base est vérifié,
- \* Les déplacements relatifs et les déplacements maximaux sont vérifiés,
- \* Les effets P- $\Delta$  sont négligeables dans notre structure (vérifié).

On passe dans le chapitre suivant au ferrailage des éléments structuraux.

# CHAPITRE -V-

## Ferraillage des éléments structuraux

## Introduction :

Dans ce présent chapitre nous allons procéder au ferrailage des éléments structuraux à savoir :

- Poutres principal
- Poutres secondaires
- Poutres de chaînage.
- Les poteaux (45×45), (40×40), (35×35).
- Les voiles (avec et sans ouvertures).

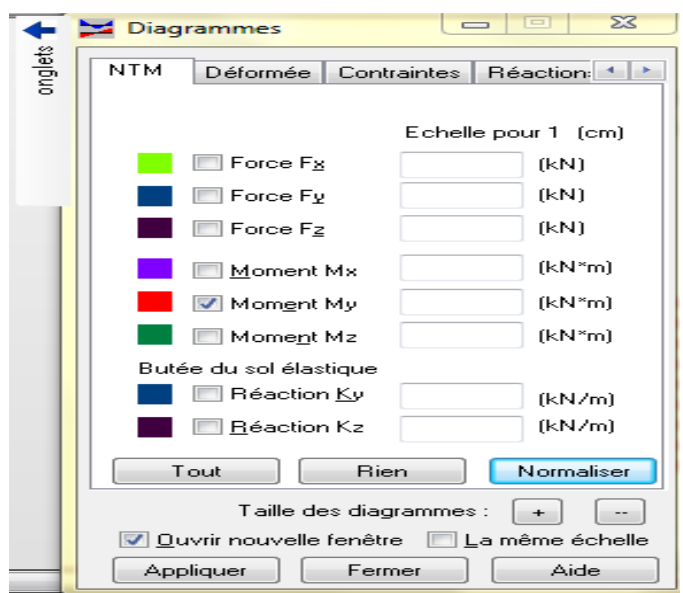
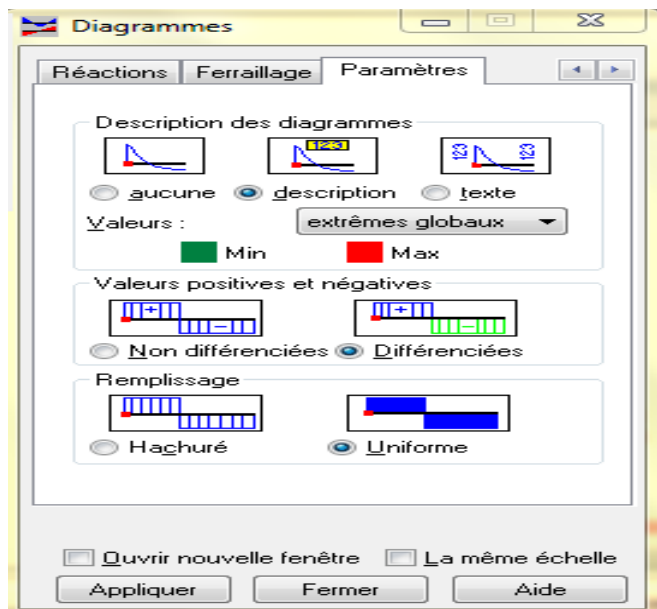
Pour se faire, nous l'avons partagé en deux parties, la 1<sup>ère</sup> consiste à expliquer les procédures à suivre pour extraire du logiciel ROBOT utilisé les valeurs des efforts internes (**N T M**) dans ces élément structuraux, La 2<sup>ème</sup> est consacrée au calcul du ferrailage de chaque famille d'éléments, on utilisant le petit logiciel de calcul du ferrailage appelé **EXPERT 2010**, en se basant sur les résultats les plus défavorables extraient dans ROBOT. Ainsi que des vérifications vis à vis des recommandations du RPA99/2003, vont être effectuées pour les résultats de ferrailages de chaque famille d'éléments, donnés par l'EXPERT.

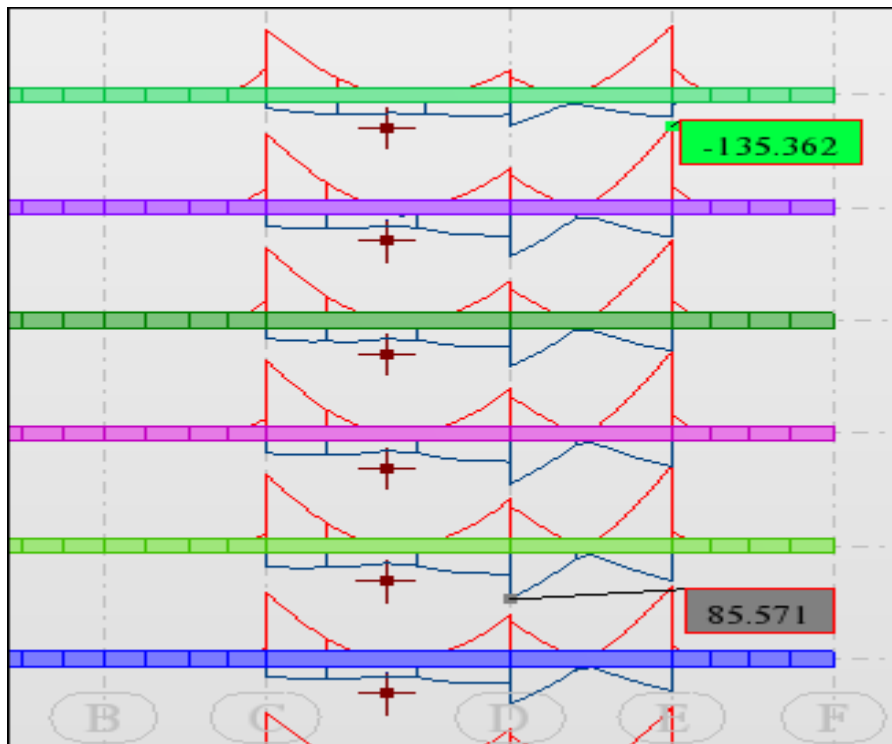
## Partie I : Extraction des résultats dans Robot 2010 :

### 1- Les poutres principales (PP 40×30 Cm<sup>2</sup>) :

En s'assurant que les résultats sont actuels (calcul lancé), on va suivre quelques étapes pour relever le moment « My », ces dernières sont énumérées ci dessous :

1. Sélectionnez les poutres principales.
2. En haut de l'écran, cliquez sur "**Résultats**" puis "**Diagrammes-barres**", une fenêtre s'affiche.
3. Cliquer sur "**N.T.M**", puis cocher "**My**".
4. Cliquer sur "**paramètres**" et les modifier selon le besoin, puis cliquer sur "**appliquer**" sans oublier de cocher "**ouvrir nouvelle fenêtre**", (les réglages effectués sont visibles dans les figures ci-dessous).
5. Désactiver le "**croquis des profilés**" pour mieux visualiser les résultats.
6. Sélectionner le cas de charge suivant "**ÉLU+ 8/RPA**", Robot va donner les moments max en travée et sur appuis ainsi que le cas de charge correspondant à chacun d'eux. (En vert c'est le moment sur appuis et en rouge c'est le moment en travée).
7. Relever la valeur des moments.





	MY [kNm]
Type (couleur) de ligne	
Echelle : (cm) =	100.000
MAX	82,077
Barre	1490
Point	x = 1.0000
Cas de charge	12
MIN	-132,474
Barre	1577
Point	x = 0.0000
Cas de charge	12

Donc le ferrailage s'effectuera suivant ces deux valeurs extrêmes de moment fléchissant  $M_y$  en flexion simple, tel que :

En travée :  $M_t = M_{\max} = +85.571 \text{ KN.m}$

Aux appuis :  $M_{\text{app}} = M_{\min} = -135.362 \text{ KN.m}$

Avec les mêmes procédures que les poutres principales, on tirera les résultats des autres familles de poutres, seulement la sélection qui diffère.

## 2- Les poutres secondaires (PS 35×30 Cm<sup>2</sup>) :

En travée :  $M_t = M_{\max} = +112.144 \text{ KN.m}$

Aux appuis :  $M_{\text{app}} = M_{\min} = -116.03 \text{ KN.m}$

## 3- Les poutres de chaînage (PCH 25×25) :

En travée :  $M_t = M_{\max} = +11.062 \text{ KN.m}$

Aux appuis :  $M_{\text{app}} = M_{\min} = -21.097 \text{ KN.m}$

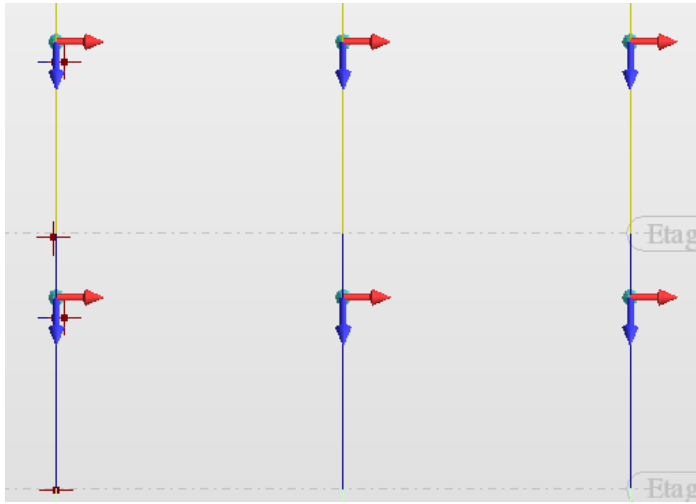
## 4- Les poutres palières (en console) (PPAL 30×30) :

En travée :  $M_t = M_{\max} = +27.178 \text{ KN.m}$

Aux encastresments :  $M_{\text{app}} = M_{\min} = -54.945 \text{ KN.m}$

**5- Les poteaux :** Les poteaux seront ferrillés en flexion composé sous un effort normal  $N_{\max}$  et un moment fléchissant  $M_{\max}$ . tel que :

$M_{\max} = \max (M_x ; M_y ; M_z)$  et  $N_{\max}$  : correspond à :  $F_x ; F_y$  ou  $F_z$  selon l'orientation des axes locaux des poteaux dans le logiciel. Pour notre cas,  $N_{\max} \Rightarrow F_x \text{ (KN)}$ .



- 1\_ Sélectionnez tous les poteaux.
- 2- Isolez la sélection et désactivez les épaisseurs.
- 3- affichez l'orientation des axes locaux.

ROBOT affichera leur orientation. La figure montre que l'axe **X** est orienté vers le bas (la flèche en bleu) donc l'effort normale dans les poteaux correspond à l'effort **F<sub>x</sub>** sur ROBOT.

#### 5-a : Sous-sol/1<sup>er</sup> étage (45×45) :

- 1- Sélectionnez les poteaux (45×45) non solidaire des voiles, puis isolez la sélection.
- 2- bouton droit ⇒ **Tableau** ⇒ **Effort**. Le tableau s'affichera.
- 3- bouton droit ⇒ **filtre** ⇒ collez la sélection dans barre,
- 4- Choisissez les combinaisons suivantes : ÉLU + les 12/RPA ce qui correspondra aux cas (7 10A21).
- 5- Validez l'ensemble par **Entrer** et cliquez sur **Extrêmes globaux** pour afficher les valeurs max et Min.

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
<b>MAX</b>	1647,670	55,811	146,985	11,989	120,094	87,419
Barre	78	251	133	80	133	80
Noeud	92	284	152	94	152	93
Cas	7 (C)	20 (C) (CQC)	18 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	18 (C) (CQC)	21 (C) (CQC)
<b>MIN</b>	129,943	-87,082	-95,228	-15,438	-73,153	-84,668
Barre	171	80	80	134	80	251
Noeud	196	93	94	153	94	283
Cas	16 (C) (CQC)	21 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	18 (C) (CQC)	18 (C) (CQC)	20 (C) (CQC)

Avec la même procédure on tirera les efforts internes dans les autres sections de poteaux.

#### 5-b : 2<sup>ème</sup> au 4<sup>ème</sup> étage (40×40) :

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
<b>MAX</b>	1153,941	70,289	131,270	10,201	87,381	110,931
Barre	135	254	136	83	137	254
Noeud	154	287	155	97	156	287
Cas	7 (C)	20 (C) (CQC)	18 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	18 (C) (CQC)	20 (C) (CQC)
<b>MIN</b>	58,291	-96,294	-98,605	-11,830	-70,342	-107,099
Barre	182	83	82	135	82	29

5-c : 5<sup>ème</sup> au 7<sup>ème</sup> étage (35×35) :

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
<b>MAX</b>	528,777	65,345	107,358	7,505	70,678	106,846
Barre	138	257	138	85	138	257
Noeud	157	290	157	99	157	290
Cas	7 (C)	20 (C) (CQC)	18 (C) (CQC)	21 (C) (CQC)	18 (C) (CQC)	20 (C) (CQC)
<b>MIN</b>	13,580	-81,726	-83,185	-8,786	-52,259	-104,836
Barre	185	85	84	139	84	32
Noeud	210	98	98	158	98	40

6- Les voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

**Procédure d'extraction des résultats dans Robot :**

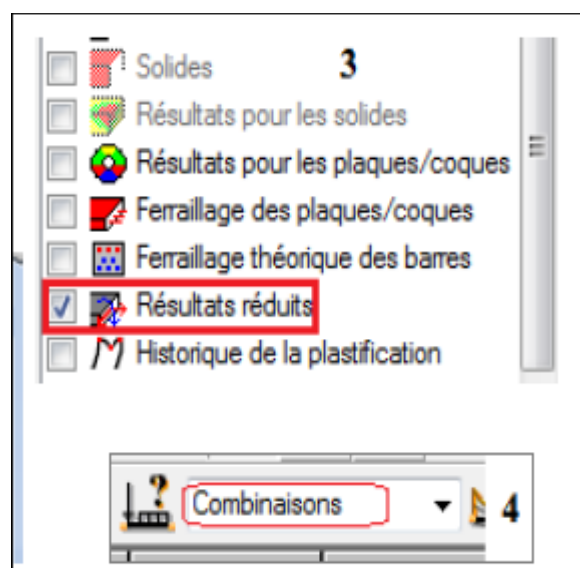
1. Sélectionner les voiles longitudinaux et transversaux selon les zones.
2. Copier les voiles sélectionnés.
3. Cliquer sur le bouton droit de la souris, puis choisir "tableau", puis "résultats réduits".
4. Choisir le "cas de charge" suivant : "ÉLU + 8comb/RPA".
5. Cliquer sur "Filtres", coller les voiles déjà sélectionnés.
6. Relever les valeurs des paramètres qui seront utilisés dans les calculs, parmi ces valeurs :

$M_{max} \Rightarrow N$  correspondant  $\Rightarrow T$  correspondant

$N_{max} \Rightarrow M$  correspondant  $\Rightarrow T$  correspondant

$N_{min} \Rightarrow M$  correspondant  $\Rightarrow T$  correspondant

	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]
<b>MAX</b>	246,476	4268,256	1381,123
Panneau	1914	1914	1913
Coupe	222-223	212-222	211~212-221~
Cas	17 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)
<b>MIN</b>	-2234,702	-4274,982	-1340,432
Panneau	1914	1914	1913
Coupe	212~213-222~	212-222	211~212-221~
Cas	7 (C)	16 (C) (CQC)	16 (C) (CQC)



**Partie II : Calcul du ferrailage :**

**II.1/ Ferrailage des éléments de type barre (les poutres) :**

**A/ Calcul manuel :**

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes suivantes :

Soit :

- Ast : La section d'armatures tendues.
- Asc : La section d'armatures comprimées

Avec :

h : hauteur de la section du béton.

b : largeur de la section du béton.

d : hauteur utile (d = h-c).

c : distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

**Calcul du moment réduit :**

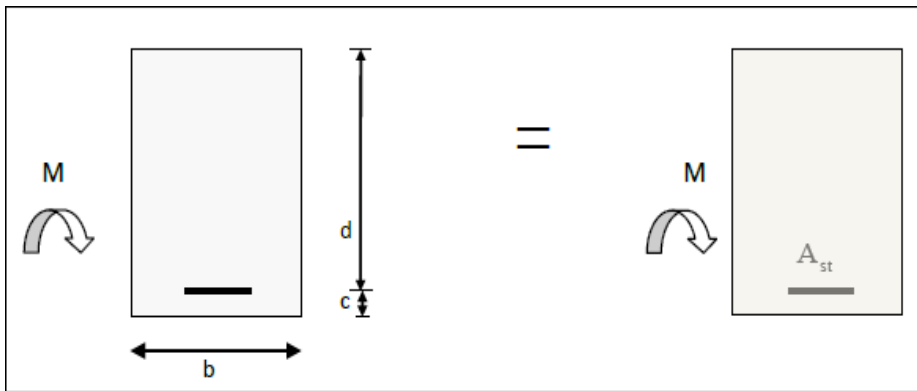
$$\mu_b = \frac{Mu}{bd^2.f_{bu}} \text{ Avec : } Mu : \text{ le moment de flexion ultime.}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

En comparaison entre la valeur du moment réduit ( $\mu_b$ ) par rapport à celle du moment réduit limite ( $\mu_l$ ), les deux cas suivants se présentent :

**1<sup>er</sup> cas :  $\mu_b < \mu_l \Rightarrow$  Section simplement armée (SSA).**

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires **Asc = 0.**



$$Ast = \frac{Mu}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

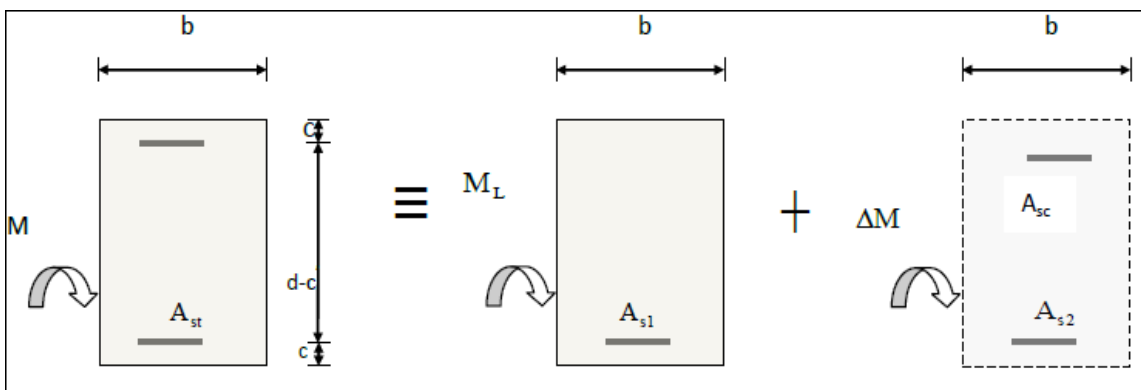
$\beta$  : tiré du tableau 06 (BAEL)

$\sigma_{st}$ : La contrainte dans les aciers tendus.

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}, \Rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

**2<sup>ème</sup> cas :  $\mu_b > \mu_l \Rightarrow$  Section doublement armée (SDA)**

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{st} = A_{st1} + A_{st2} = \frac{M_l}{\beta_d} \times \frac{1}{\sigma_{st}} + \frac{\Delta m}{(d-c')\sigma_s} A_{sc} = \frac{\Delta m}{(d-c')\sigma_s}$$

### Remarque :

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c.-à-d.  $\Delta_M \leq 0.4M_u$  (Art BAEL B.6.6. 1).

### B/ Calcul du ferrailage avec le logiciel EXPERT-BA :

**Définition :** Le logiciel EXPERT-BA est l'un des produit **Autodesk** destiné pour le calcul des sections de la superstructure et de l'infrastructure en béton armé (poteaux, poutres, voiles, semelles isolées, semelles profondes... etc.) ainsi que pour le calcul des assemblages en bois et en acier (mixte acier-béton).

Pour les éléments de béton armé, le logiciel offre la possibilité de déterminer la section d'armature nécessaire pour un élément, à partir des résultats des moments les plus défavorables qui le sollicitent.

Les calculs dans le logiciel EXPERT-BA sont conçu à s'effectués dans le cadre des recommandations de différentes réglementations existaient ou les plus utilisées au monde. Pour ce la, l'utilisateur doit paramétrer le logiciel avant d'effectuer l'importe calcul afin d'éviter les faux résultats.

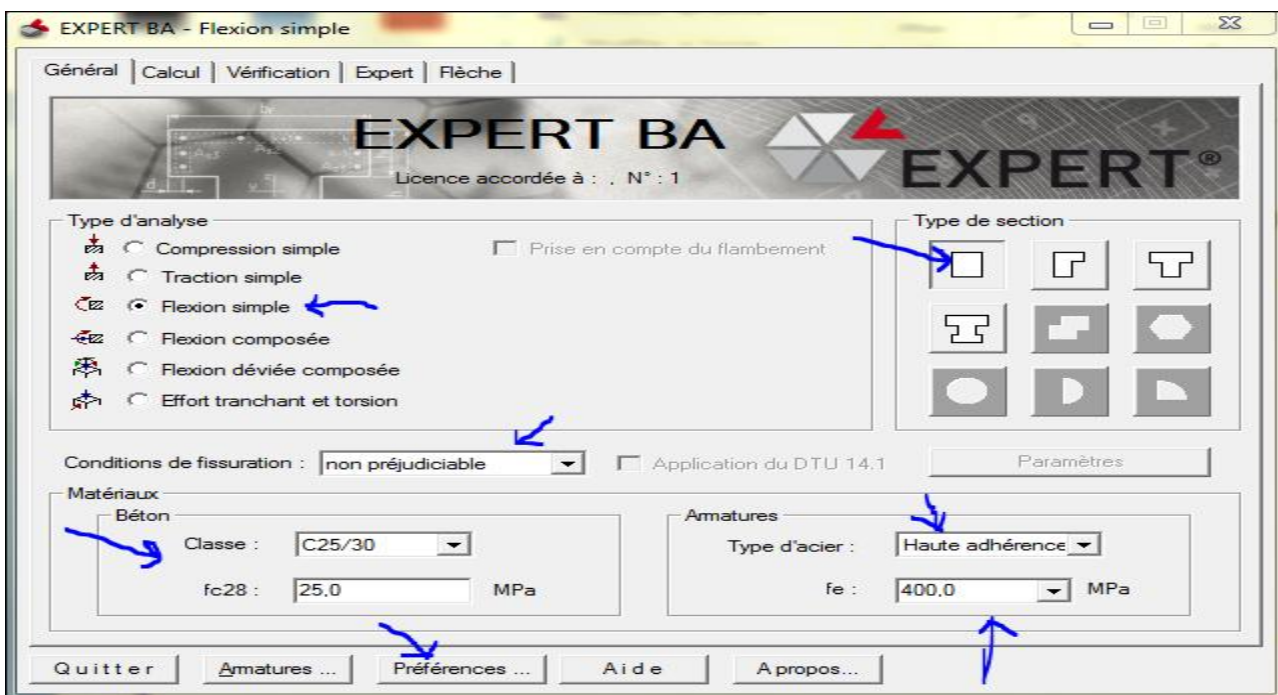
- Les Poutres (PP 40×30 ; PS 35×30 ; PCH 25×25 ; Ppal 30×30) :



1/ Une fois l'application EXPERT-BA est ouverte, cliquez sur l'icone indiquée par la flèche bleu, une fenêtre s'ouvrira :

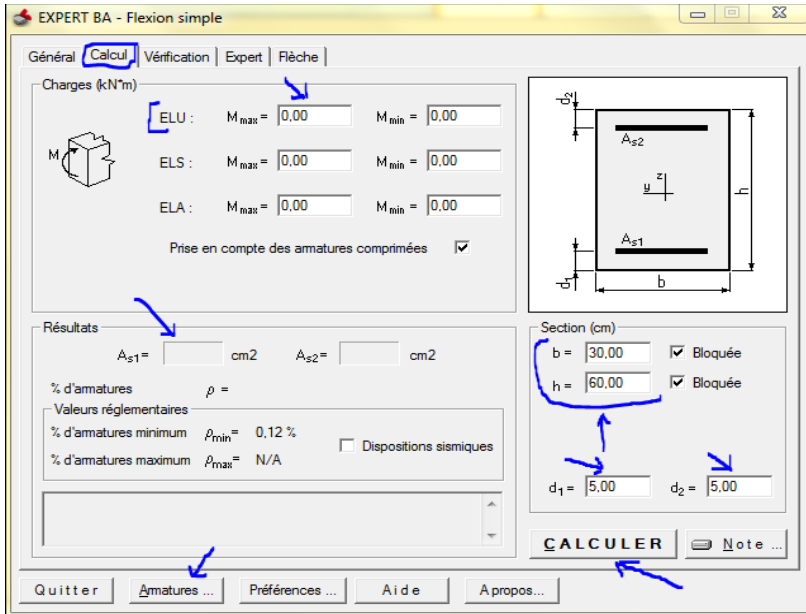
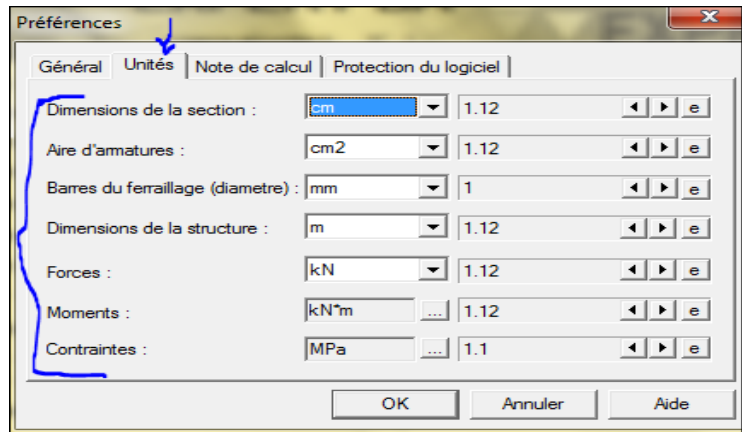
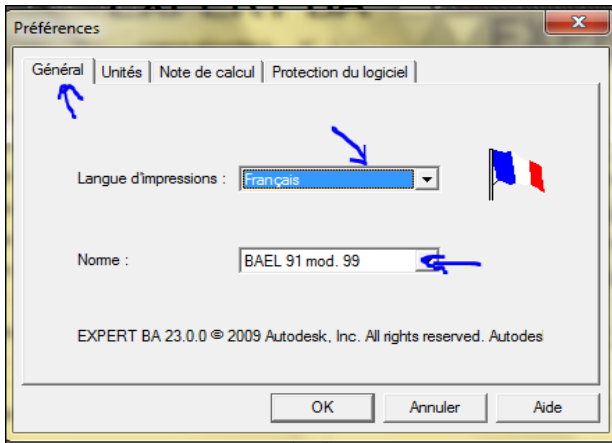
2/ Choisissez pour le type d'analyse : **flexion simple** le type de la section : **rectangulaire**, la condition de fissuration : **non préjudiciable**,

3/ Choisissez la classe et la résistance caractéristique du béton ( $f_{c28}$ ), ainsi que le type d'acier et sa résistance élastique (HA ; 400 MPa).



4/ Cliquez sur **préférence** ⇒ **Général** ⇒ choisissez la langue et la norme de calcul (**BAEL 91 mod 99**).

5/ Cliquez sur **unité** pour choisir les unités de calcul et leurs précision, puis validez l'ensemble par **OK**



6/ Cliquez sur l'angle **calcul**, la fenêtre suivante s'affiche :

\_ Insérez les dimensions réelles de la poutre et la distance des enrobages.

\_ Insérez la valeur extrême du moment en travée  $M_{max}$  relevé dans ROBOT à l'ÉLU.

\_ Cliquez sur **CALCULER**, le logiciel affichera dans la case des résultats la section d'armature nécessaire  $A_{s1}$ .

\_ Insérez la valeur extrême du moment aux appuis  $M_{min}$  relevé dans ROBOT à l'ÉLU, pour obtenir la section d'armature nécessaire  $A_{s2}$

NB : la valeur insérée dans  $M_{max}$ , donnera la section d'armatures en travée ( $A_{s1}$ ) et celle insérée dans  $M_{min}$ , donnera la section d'armature aux appuis ( $A_{s2}$ ).

**Attention** : ne jamais insérer les valeurs de  $M_{max}$  et  $M_{min}$  à la fois, chaque calcul s'effectue tous seul.

Les résultats de ferrailage obtenus pour les poutres son récapitulés dans le tableau suivant :

Élément	Section (Cm <sup>2</sup> )	Type d'analyse	ENR (Cm)	Moment en travée (KN.m)	Moment aux appuis (KN.m)	Section d'armatures en travée	Section d'armatures aux appuis
Poutres principales	40×30	Flexion simple	03	+85.57	-134.70	7.23 cm <sup>2</sup>	12.08 cm <sup>2</sup>
Poutres secondaires	35×30	Flexion simple	03	+111.92	-116.64	11.85 cm <sup>2</sup>	12.47cm <sup>2</sup>
Poutres de chainage	25×25	Flexion simple	02	+11.20	-21.73	1.44 cm <sup>2</sup>	2.9 cm <sup>2</sup>
Poutres palière	30×30	Flexion simple	2.5	+27.178	-54.945	2.97 cm <sup>2</sup>	6.34 cm <sup>2</sup>

Élément	Section (Cm <sup>2</sup> )	As <sub>1</sub> calculé	As <sub>2</sub> calculé	As <sub>1</sub> adopté	As <sub>2</sub> adopté	Ferrailage définitif	
						En travée	aux appuis
Poutres principales	40×30	7.23	12.08	8.01	12.82	<b>6HA20 (fil)</b>	<b>6HA20 (fil) + 3HA12 (chap)</b>
Poutres secondaires	35×30	11.85	12.47	12.06	12.82	<b>6HA16 (fil)</b>	<b>3HA20 (fil) + 3HA12 (chap)</b>
Poutres de chaînage	25×25	1.44	2.90	6.79	6.79	<b>6HA12 (fil)</b>	<b>3HA12 (fil) + 3HA12 (chap)</b>
Poutres palière	30×30	2.97	6.34	6.79	6.79	<b>6HA12 (fil)</b>	<b>3HA12 (fil) + 3HA12 (chap)</b>

**Tableau V.1** : sections d'armatures et le ferrailage adopté pour les poutres.

### II.1.1/ Vérifications vis-à-vis des Recommandations du RPA99 /mod 2003 :

#### A- Armatures longitudinales : [Réf 01 : Art 7.5.2.1 RPA / version 2003]

\* Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

\* Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

**4%** en zone courante

**6%** en zone de recouvrement.

	Spécification pour les poutres				
	FERRAILAGE				
	Section d'armature Ast (cm <sup>2</sup> )			Ast min	Vérification
	En travée	Aux appuis	Somme		
Poutres principales (40x30) Cm <sup>2</sup>	8,01	12,32	20,33	6	Vérifiée
Poutres secondaires (30x35) Cm <sup>2</sup>	12,32	13,35	25,67	5,25	Vérifiée
Poutres de chaînage (25x25) Cm <sup>2</sup>	3,39	3,39	6,78	3,125	Vérifiée
Poutres palière (30x30) Cm <sup>2</sup>	3,39	6,79	10,18	4,5	Vérifiée

- pourcentage total maximum des aciers longitudinaux :

poutres	Section (cm) <sup>2</sup>	zone courante 4% (cm) <sup>2</sup>	Zonz de recouvrement 6% (cm) <sup>2</sup>	Ast adopté (cm) <sup>2</sup>	vérification zone CORNT	vérification zone RECV
PP (40×30)	1200	48	72	20,33	Vérifiée	Vérifiée
PS (35×30)	1050	42	63	25,67	Vérifiée	Vérifiée
PCH (25×25)	625	25	37,5	6,78	Vérifiée	Vérifiée
PPAL (40×30)	900	36	54	10,18	Vérifiée	Vérifiée

**Tableau V.2** : vérification du % maximum et minimum des armatures longitudinales adoptées

- Les poutres doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui ⇒  $As_1 \geq 0.5 As_2$

poutres	Section (cm) <sup>2</sup>	As1 en travée (cm) <sup>2</sup>	As2 aux appuis (cm) <sup>2</sup>	Vérification
PP	1200	8,01	12,32	vérifiée
PS	1050	12,32	13,35	vérifiée
PCH	625	3,39	3,39	vérifiée
PPAL	900	6,79	6,79	vérifiée

**Tableau V.3 :** vérification de la symétrie des armatures en travée et sur appuis.

- La longueur minimale de recouvrement est de : **40 $\phi$**  en zone I et II et de **50 $\phi$**  en zone III, avec :  
 $\phi$  : le diamètre minimum des armatures utilisées dans la section de ferrailage adoptée.

\_ Poutres principales :  $L_r = 50 \times 1.4 = 70$  cm

\_ poutres secondaire :  $L_r = 50 \times 1.2 = 60$  cm

\_ poutres de chaînage :  $L_r = 50 \times 1.2 = 60$  cm

\_ Poutres palière :  $L_r = 50 \times 1.2 = 60$  cm

**B- Armatures transversales : [Réf 02 : Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003]**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :  **$A_t = 0.003 \times S_t \times b$**

	Calcul de $S_t$ (cm)			$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t$ adoptée (cm <sup>2</sup> )
	Zone nodale	Min [10 ; 14.4]	$S_t = 10$ (cm)		
<b>Poutre principale (40×30)</b>	$S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$			$0.3\% \times S_t \times b = 0.9$	4HA8=2.01cm <sup>2</sup>
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 20$ cm	$S_t = 20$ (cm)	$0.3\% \times S_t \times b = 1.8$	4HA8=2.01cm <sup>2</sup>
<b>Poutre secondaires (35×30)</b>	$S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$	min [8.75 ; 14.4]	$S_t = 8$ (cm)	$0.3\% \times S_t \times b = 0.72$	4HA8=2.01cm <sup>2</sup>
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 17.5$ cm	$S_t = 15$ (cm)	$0.3\% \times S_t \times b = 1.35$	4HA8=2.01cm <sup>2</sup>
<b>Poutres de chaînage (25×25)</b>	$S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$	min [6.25 ; 14.4]	$S_t = 5$ (cm)	$0.3\% \times S_t \times b = 0.375$	4HA8=2.01cm <sup>2</sup>
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 12.5$ cm	$S_t = 10$ (cm)	$0.3\% \times S_t \times b = 0.75$	4HA8=2.01cm <sup>2</sup>
<b>Poutres palière (30×30)</b>	$S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$	min [7.5 ; 14.4]	$S_t = 7$ (cm)	$0.3\% \times S_t \times b = 0.63$	4HA8=2.01cm <sup>2</sup>
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 15$ cm	$S_t = 15$ (cm)	$0.3\% \times S_t \times b = 1.35$	4HA8=2.01cm <sup>2</sup>

**Tableau V.4 :** récapitulatif des armatures transversales et leurs espacements adoptés.

NOT : Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus, du nu de l'appui ou de l'encastrement.

## II.1.2/ Vérifications à l'ÉLU vis-à-vis des recommandations du BAEL91 mod99 :

### a. Vérification au cisaillement : [Ref 03 : Art A.5.1,21.1/BAEL 91]

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \right] \text{ MPa} \implies \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$\tau_u$  : contrainte de cisaillement,  $\tau_u = \frac{V_{max}}{bd}$  Avec :

$V_{max}$  : effort tranchant maximum aux appuis,  $V_{max}$  sera tiré dans robot.

$b$  : la largeur de la poutre et  $d$  : la hauteur outil.

$$\bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0.2 \times 25}{1.5} = 3.34, 5 \right] \text{ MPa} = 3.34 \text{ MPa.}$$

Le tableau suivant récapitule les résultats des vérifications :

poutres	Efforts tranchant $V_{max}$ (KN) Max (Fx, Fy, Fz) tiré de robot	b (cm)	d (cm)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	OBS
Principales	122.214	30	37	1,101	3.34	condition vérifiée
Secondaires	175,667	30	32	1,83	3.34	condition vérifiée
chainage	21,157	25	23	0,368	3.34	condition vérifiée
palière	84,994	30	27.5	1,03	3.34	condition vérifiée

**Tableau V.5 : vérifications des poutres au cisaillement.**

### b. Vérification des Contraintes d'adhérence et d'entraînement des barres :

#### ➤ Entraînement des barres : (Réf 04 : Art A.6.1, 3\_BAEL 91/mod99)

Les contraintes d'entraînement des armatures en partie courante (la zone médiane) doivent être limitées pour ne pas endommagé le béton, il faut donc vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec :}$$

$\tau_{se}$  : la contrainte d'adhérence d'entraînement.

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d u_i} \frac{A_{s_i}}{A_s}$$

$V_u$  : l'effort tranchant ultime tiré dans robot.

$u_i$  : Le périmètre utile d'une barre =  $\Pi \times \emptyset$

$Z$  : le bras de levier pris =  $0.9 \times d$ .

Pour un paquet de plus de 03 barres, la contrainte d'adhérence devienne :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum u_i} \quad \text{Avec : } \sum U = (n \times \Pi \times \emptyset) \text{ et } d : \text{ la hauteur utile}$$

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement (fonction de la nuance d'acier)

$$\tau_{se.u} = \Psi_s f_{tj}$$

Avec :  $\Psi_s = 1.5$  (Barres de haute adhérence).

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

$\Rightarrow \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

Poutres	Section (mm) <sup>2</sup>	Vu robot (N)	Z=0,9 d (mm)	∑ U (mm)	τse (MPa)	τsu (MPa)	Vérification
PP	120000	122214,00	333	351,68	1,043588	3,15	vérifiée
PS	105000	175667,00	288	439,6	1,387522	3,15	vérifiée
PCH	62500	21157,00	207	226,08	0,452087	3,15	vérifiée
PPAL	90000	84994,00	247,5	226,08	1,518976	3,15	vérifiée

**Tableau V.6 :** vérifications des Contraintes d'adhérence et d'entraînement dans les poutres.

- Ancrage des barres aux appuis (barres verticales) : [Art 6.1, 22.1/BAEL 91]

La longueur de scellement droit : correspond à la longueur maximale d'ancrage rectiligne, tel que :

$$l_s = \frac{\varnothing f_e}{4\tau_{su}} \quad \varnothing : \text{diamètre maximum de la barre.}$$

Avec :  $f_e$  : limite d'élasticité de la barre = 400MPa

$$\tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 f_{tj} \quad \tau_{su} : \text{la contrainte limite ultime d'adhérence des barres ancrées.}$$

**NB :** le RPA99/2003 exige que L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochés de 90°.

Les résultats des vérifications sont récapitulés dans le tableau suivant :

Poutres	τsu (MPa)	∅ (mm)	fe (MPa)	ls (mm)	ls (adopté)
PP	2,835	14	400	493,82716	700
PS	2,835	14	400	493,82716	700
PCH	2,835	12	400	423,28042	600
PPAL	2,835	12	400	423,28042	600

**Tableau V.7 :** longueur du scellement droit pour les poutres.

c) Influence de l'effort tranchant sur le béton aux niveaux des zones nodales :

Afin d'assuré la sécurité vis-à-vis de la bielle d'about au niveau des l'appui, la condition suivante doit être satisfaite :  $\Omega = \frac{2V_{max}}{b_0 \times 0,9d} \leq T = 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Tel que :  $b_0 = b - 2C'$

Poutres	Section (mm) <sup>2</sup>	2Vu robot (N)	Z=0,9 d (mm)	b0 (mm)	Ω (MPa)	T (MPa)	Vérification
PP	120000	244428,00	333	260	2,8231462	13,34	vérifiée
PS	105000	351334,00	288	260	4,6919605	13,34	vérifiée
PCH	62500	42314,00	207	220	0,9291612	13,34	vérifiée
PPAL	90000	169988,00	247,5	260	2,6416162	13,34	vérifiée

**Tableau V.8 :** Vérification du béton des poutres à l'effort tranchant (zones nodales)

d) Influence de l'effort tranchant sur le béton aux niveaux des zones médiane :

[Réf 05 : Art A.5.1, 31.3 / BAEL91 modifié 99]

$$Vu \leq \eta = 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times z \times b \quad \text{Avec : } z = 0,9 d$$

Poutres	Section (mm) <sup>2</sup>	Vu robot (N)	Z=0,9 d (mm)	b (mm)	η (N)	Vérification
PP	120000	122214,00	333	300	666000	vérifiée
PS	105000	175667,00	288	300	576000	vérifiée
PCH	62500	21157,00	207	250	345000	vérifiée
PPAL	90000	84994,00	247,5	300	495000	vérifiée

**Tableau V.9 :** Vérification du béton des poutres à l'effort tranchant (zones médianes)

e) Influence de l'effort tranchant sur les armatures : [Réf 06 : Art A.5.1.312 BAEL 91 modifié 99]

$$A_{st} \geq \frac{1.15}{f_e} \left[ T_u + \frac{M_U}{0.9 \times d} \right]$$

Avec :  $M_U$  : le moment ultime aux niveaux des appuis en valeur algébrique.

$T_U$  : l'effort tranchant ultime aux niveaux des appuis.

SI :  $k = \left[ T_u + \frac{M_U}{0.9 \times d} \right] < 0 \Rightarrow$  la vérification n'est pas nécessaire.

Poutres	$T_u$ robot (KN)	$-M_u$ robot (KN.m)	$M_u$ robot (KN.m)	Z=0,9 d (m)	k (KN)	Vérification
PP	122,214	-132,474	132,474	0,333	-275,6058198	Satisfaisant
PS	175,667	-116,03	116,03	0,288	-227,2149444	Satisfaisant
PCH	21,157	-21,097	21,097	0,207	-80,7608744	Satisfaisant
PPAL	84,994	-54,945	54,945	0,2475	-137,006	Satisfaisant

**Tableau V.10 :** Vérification des armatures des poutres à l'effort tranchant.

**Remarque :** la condition est vérifiée pour toutes les poutres, donc : aucune vérification n'est nécessaire.

### II.1.3/ Vérifications à L'ELS :

a) Condition de non fragilité du béton : (Réf 07 : Art A.4.2. / BAEL91 modifié 99)

$$A_{st_{min}} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d \quad \text{Avec : } f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa, } f_e = 400 \text{ MPa.}$$

*Poutres principales :*

$$A_{st_{min}} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 37 = 1.34 \text{ cm}^2 < 8.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

*Poutres secondaires :*

$$A_{st_{min}} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 32 = 1.16 \text{ cm}^2 < 12.32 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

*Poutres de chaînage :*

$$A_{st_{min}} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 25 \times 23 = 0.70 \text{ cm}^2 < 3.39 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

**b. État limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

**c. État limite de déformation (la flèche) :** (Réf 08 : Art B.6.5. / BAEL91 modifié 99)

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logiciel Robot comme suite :

1- bouton droit  $\Rightarrow$  **Tableau**  $\Rightarrow$  **flèche des barres.**

2- Avec la commande **filtre**, sélectionnez le type de poutre et la combinaison **ELS.**

\* La flèche admissible dont la quelle les poutres ne doivent pas dépasser :  $\bar{f} = \frac{l}{500}$

Poutres	f robot (cm)	f admissible (cm)	Vérification
PP	0,3	0,97	Vérifiée
PS	0,07	0,97	Vérifiée
PCH	0,43	0,97	Vérifiée
PPAL	0,03	0,97	Vérifiée

**Tableau V.11 : Vérification de la flèche dans les poutres.**

d. Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que la contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\text{Avec : } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{d \times b}$$

La contrainte de traction dans l'acier est :  $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$  Avec :

$\sigma_{st}$  : Contrainte de traction dans les aciers.

$A_{st}$  : Section d'armatures adoptées à l'ÉLU.

$K_1$  et  $\beta_1$  : sont tirés des tableaux annexes E.L.S. du BAEL.91 en fonction de  $\rho_1$ .

Ces vérifications sont possible avec le logiciel **EXPERT-BA** à l'aide de la commande « **Expert** », mais tout d'abord, nous devons extraire du logiciel **ROBOT** les valeurs de calcul des moments fléchissant aux appuis et en travée des poutres ( $M_{max}$  et  $M_{min}$ ) à l'ELS, tous comme en a fait pour le calcul des armatures à l'ÉLU. Une fois terminé, en introduisant ces valeur dans l'EXPERT pour pouvoir déduire les nouvelles sections d'armature qui nous permettrons en fin de vérifier les contraintes dans les aciers et dans le béton vis-à-vis des contraintes admissible recommandées par le **BAEL91 mod99**.

Les **Extrêmes globaux** des moments à l'ELS sont les suivants :

Poutres	Section (mm) <sup>2</sup>	$M_{max}$ en travée (KN.m)	$M_{min}$ aux appuis (KN.m)
PP	30×40	+34.223	-61.548
PS	35×30	+25.686	-39.298
PCH	25×25	+6.093	-23.934
PPAL	30×30	+8.031	-12.563

- Les vérifications avec l'EXPERT-BA se font en suivant la procédure ci-dessus :

1/ Sous l'angle « **calcul** », insérez : la valeur du moment en travée dans la case  $M_{max}$  ; les dimensions de la section de la poutre, ainsi que la distance des enrobages. Puis cliquez sur « **CALCULER** ».

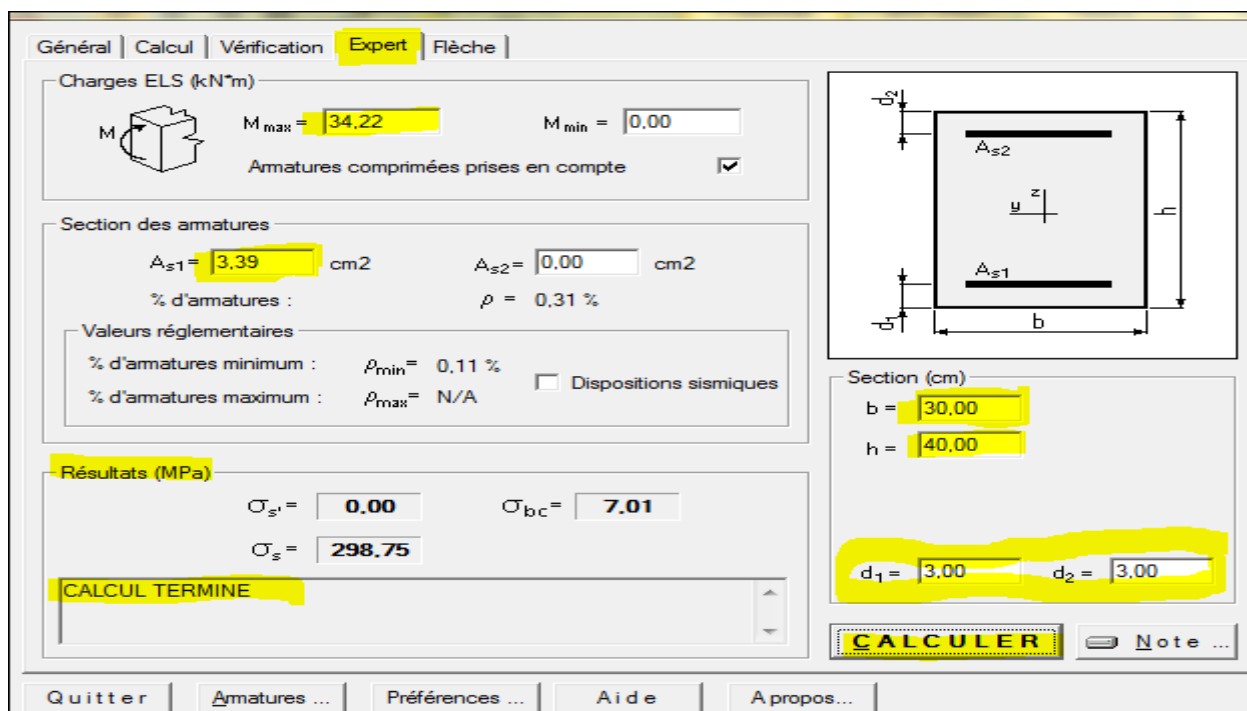
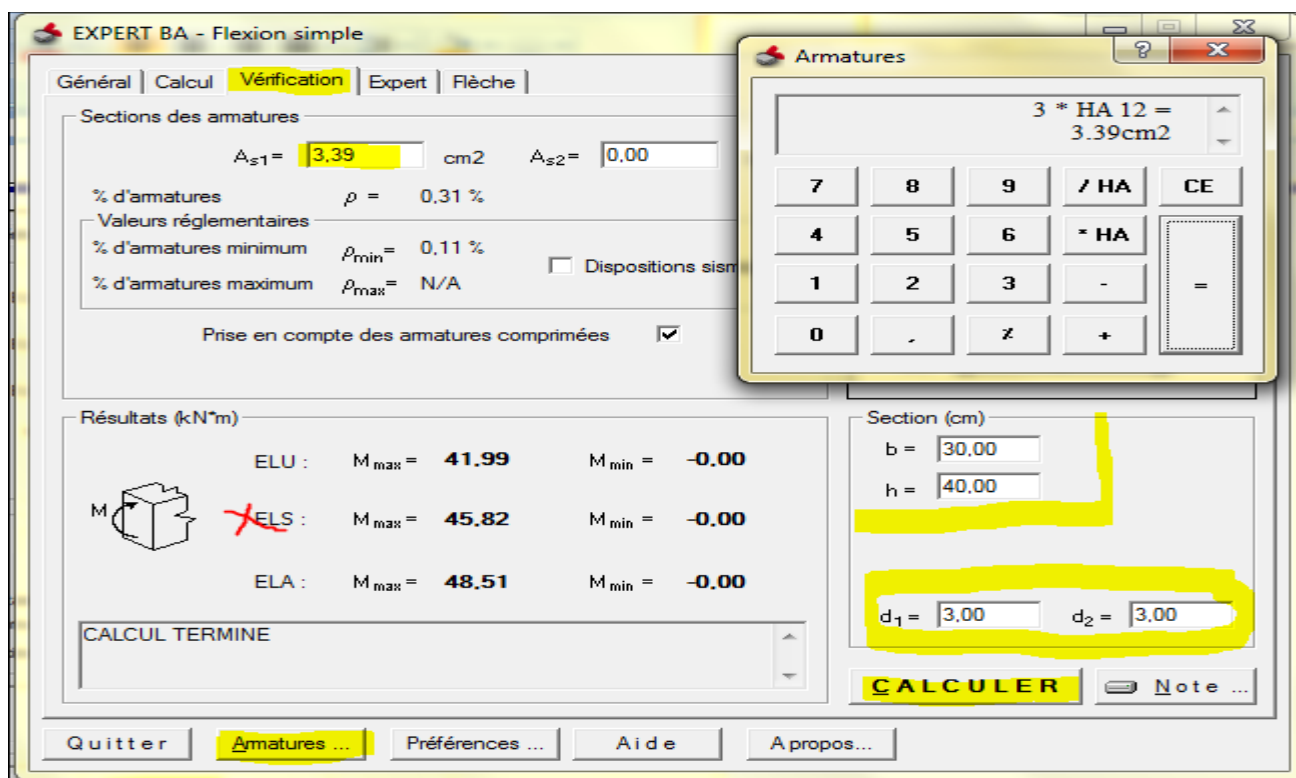
2/ Le logiciel calculera automatiquement la section d'armature nécessaire pour le  $M_{max}$  déjà introduit.

3/ Sous l'angle « **vérification** » : Choisissez la section d'armature à adopté en augmentant la valeur constatée conformément au tableau des armatures du BAEL, ou bien : cliquez sur « armature » la calculatrice des armatures peut fournir de fiable résultats (elle contient exactement les données du tableau).

4/ Sous l'angle « expert » : insérez la valeur de la section d'armature adoptée et le moment max à l'ELS relevé dans ROBOT, puis cliquez sur « CALCULER ». L'EXPERT donnera automatiquement les résultats des contraintes dans le béton  $\sigma_{bc}$  et dans les aciers  $\sigma_{st}$  comme il indique aussi si elles sont vérifiées ou pas.

Dans la zone des résultats, le message « calcul terminé » indique la satisfaction des résultats.

**Attention :** Les vérifications en travée et aux appuis se font chacun tout seul. Ne jamais introduire les valeurs de ( $M_{max}$  et  $M_{min}$ ) simultanément, si non vous risquez d'obtenir de faux résultats.



**Remarque :** Les figures ci-dessus montrent à peu près la procédure avec le logiciel.

**NOT :** Avec les mêmes procédures qu'on travée, en effectuant la vérification pour les moments aux appuis, seulement en introduisant la valeur du moment max aux appuis dans la case  $M_{min}$  dans le logiciel, sous l'angle « calcul » et « expert ».

Les résultats des vérifications à l'ELS obtenus par l'EXPERT, sont récapitulés dans les tableaux suivants :

d.1/Vérification des contraintes en travée :

poutres	section (cm) <sup>2</sup>	Ms (KN.m)	Ast1 (cm) <sup>2</sup>	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st}$ (adm)	$\sigma_{bc}$ (adm)	OBS
PP	30×40	34,223	3,39	298,75	7,01	348	15	vérifiée
PS	30×35	25,686	3,39	260,89	6,66	348	15	vérifiée
PCH	25×25	8,031	1,51	251,69	5,42	348	15	vérifiée
PPAL	30×30	6,093	1,51	15,68	1,31	348	15	vérifiée

d.1/Vérification des contraintes aux appuis :

poutres	section (cm) <sup>2</sup>	Ms (KN.m)	Ast1 (cm) <sup>2</sup>	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st}$ (adm)	$\sigma_{bc}$ (adm)	OBS
PP	30×40	-61,548	6,16	303,97	10,12	348	15	vérifiée
PS	30×35	-39,298	4,62	269,97	9,09	348	15	vérifiée
PCH	25×25	-23,934	4,62	258,36	10,78	348	15	vérifiée
PPAL	30×30	-12,563	2,36	215,44	4,92	348	15	vérifiée

**Tableau V.12 :** Vérification des contraintes dans le béton et l'acier des poutres à l'ELS.

**II.2/ Ferrailage des poteaux :**

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Ils sont soumis à un effort normal (**N**) et à un moment fléchissant (**M**) dans chaque sens (**M<sub>xx</sub>** dans le sens xx) et (**M<sub>yy</sub>** dans le sens yy), ils seront donc calculés en flexion composée dans le sens le plus défavorable.

Les armatures seront calculées à l'état limite ultime (ÉLU) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables, puis vérifiées à l'ELS.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

Effort normal maximal (**N<sub>max</sub>**) et moment correspondant (**M correspondant**).

Effort normal minimal (**N<sub>min</sub>**) et le moment correspondant (**M correspondant**).

Moment fléchissant maximal (**M<sub>max</sub>**) et l'effort normal correspondant (**N correspondant**).

**II.2.1 / Les efforts internes dans les poteaux :**

Les valeurs des efforts dans le sens le plus défavorable sont résumées dans le tableau ci-dessous selon les différentes combinaisons :

Niveau	Section (cm) <sup>2</sup>	Sollicitation	Combinaison	N [KN]	M [KN.m]
SS/1er étage	45×45	N <sub>max</sub> – M <sub>corres</sub>	ELU	1647,67	41,332
		N <sub>min</sub> – M <sub>corres</sub>	G + Q + EX	312,899	-72,906
		N <sub>corres</sub> – M <sub>max</sub>	0.8G + EX	114,794	94,371
2ème/4ème étage	40×40	N <sub>max</sub> – M <sub>corres</sub>	ELU	1153,941	39,39
		N <sub>min</sub> – M <sub>corres</sub>	G + Q + EX	233,153	-59,084
		N <sub>corres</sub> – M <sub>max</sub>	0.8G + E <sub>y</sub>	41,503	89,448
5ème / 7ème étage	35×35	N <sub>max</sub> – M <sub>corres</sub>	ELU	528,777	35,565
		N <sub>min</sub> – M <sub>corres</sub>	G + Q + EX	52,347	-44,076
		N <sub>corres</sub> – M <sub>max</sub>	0.8G + E <sub>y</sub>	86,353	40,476

## II.2.2/ Calcul des armatures longitudinales à l'ÉLU :

### A/ Calcul manuel à l'ÉLU :

Chaque poteau est soumis à un effort normal  $N$  (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant  $M$ , ce qui nous conduit à étudier les deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

Calcul du centre de pression :  $e_u = M_u/N_u$

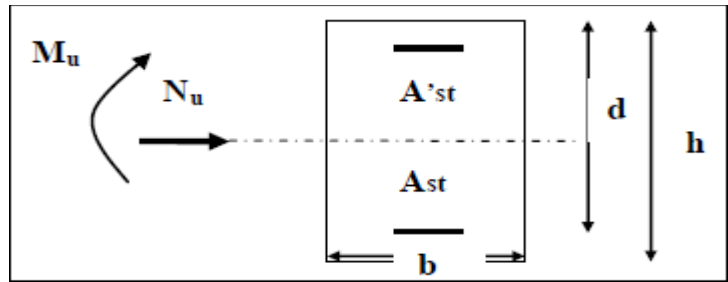


FIGURE 01 : Section soumise à la flexion composée

### 1) Section partiellement comprimée (S.P.C) ou (S.P.T) :

La section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$eu = \frac{M_u}{N_u} \geq \frac{h}{2} - c$$

$$N_u (d - c') - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bc}$$

Avec :  $M_f$  : moment par rapport au centre de gravité des armatures inférieures :  $M_f = M_u + N_u (\frac{h}{2} - c)$

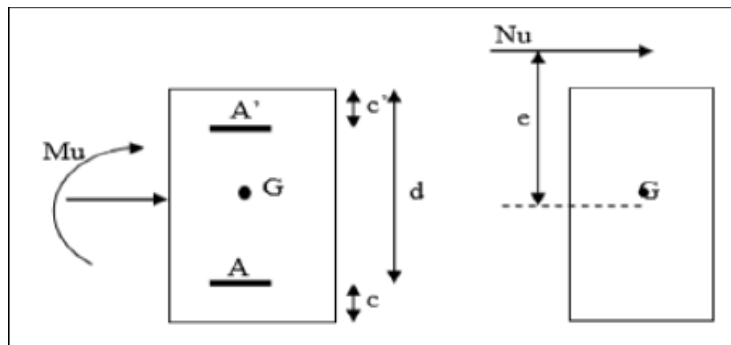


FIGURE 02 : Section partiellement comprimée (S.P.C) ou (S.P.T)

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 \cdot f_{bu}} \quad \text{Avec : } f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$$

- Si :  $\mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  la section est simplement armée (SSA).

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} ; A_{sc} = 0$$

D'où la section réelle est :

$$A_{str} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \quad \text{Avec : } N_u : \text{Effort de compression ; } A_{str} = A_{stf} + \frac{N_u}{\sigma_{st}} \quad \text{Avec : } N_u : \text{Effort de traction.}$$

- Si :  $\mu > \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  la section est doublement armée (SDA).

La section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

On calcul :

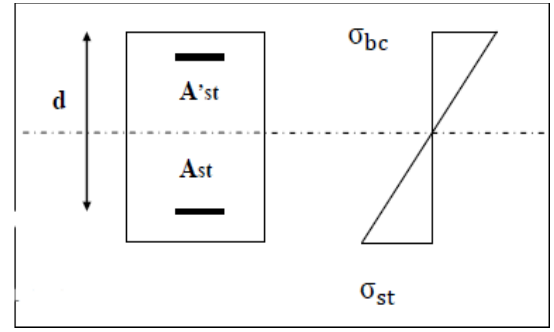
$$M_r = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$M_r$  : Moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_{stf} = A_{st1} + A_{st2} = \frac{M_f}{\beta_d} \times \frac{1}{\sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s} \Rightarrow A'_{st} = \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s}$$

La section réelle d'armature est :  $A_{str} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$



## 2) Section entièrement comprimée (S.E.C) :

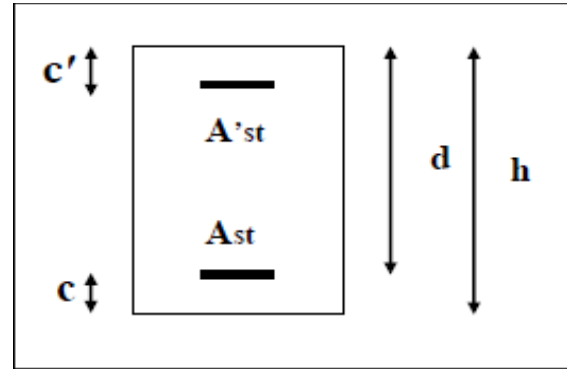
La section est entièrement comprimée si l'une des

Conditions suivantes est vérifiée :

$$eu = \frac{M_u}{N_u} \leq \frac{h}{2} - c$$

$$N_u (d - c') - M_f > (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bc}$$

Il y a deux cas possible de ferrailage, après vérification de la condition ci-dessus :



### 1<sup>er</sup> Cas : S.S.A (Section Simplement Armée) :

$$\text{Si : } N_u (d - c') - M_f < (0.5 - \frac{c'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bc} \Rightarrow \hat{A}_{st} \neq 0 \text{ et } A_{st} = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$\hat{A}_{st} = \frac{N - 100 \times \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{100 \times \sigma_{st}} ; A_{st} = 0$$

$$\Psi = \frac{0.357 + \frac{N(d-c') - 100M_u}{100 \times b \times f_{bc} \times h^2}}{0.857 + \frac{c'}{h}}$$

### 2<sup>ème</sup> cas : S.D.A (Section Doublement Armée) :

$$\text{Si : } N_u (d - c') - M_f \geq (0.5 - \frac{c'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bc} \Rightarrow \hat{A}_{st} \neq 0 \text{ et } A_{st} = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{Mu - (d - \frac{h}{2})b \times h \times f_{bc}}{(d - c')\sigma_{st}} \text{ et } A_{st} = \frac{Nu - b \times h \times f_{bc}}{\sigma_{st}} - A'_{st}$$

## 3) Section entièrement tendue (S.E.T) :

Une section sera dite entièrement tendue, si l'effort appliqué est un effort de traction et s'il est appliqué entre les armatures, donc le béton sera entièrement tendu, il n'intervient pas dans la résistance de la section.

L'ÉLU est atteint lorsque la déformation des aciers de la nappe la plus tendue vaut 10‰.

eu : Le centre de pression ce trouve entre les armatures.

$N_u$  : Effort de traction.

L'équilibre des équations donne :

$$N_u = F_{s1} + F_{s2} = A_1 \cdot \sigma_{s1} + A_2 \cdot \sigma_{s2}$$

$$M_u = N_u \times e_A$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow N_u \times e_A = F_{s2} (d - d')$$

$$A_{s2} = \frac{N_u}{(d - d') \times \sigma_{s2}} \times e_A$$

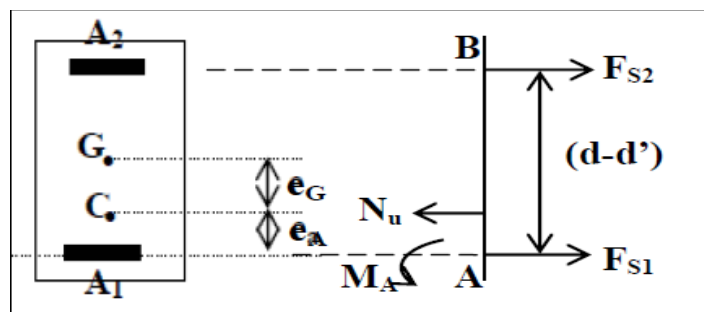


FIGURE 03 : Section entièrement tendue (S.E.T)

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow N_u \times [(d-d') - e_A] = F_{s1} (d - d')$$

$$A_{s1} = \frac{N_u}{\sigma_{s1} \times (d - d')} \times [(d - d') - e_A] = \frac{N_u}{\sigma_{s1}} \left[ 1 - \frac{e_A}{(d - d')} \right]$$

Donc :  $A_{s1} = \frac{N_u}{\sigma_{s1}} \left[ 1 - \frac{e_A}{(d - d')} \right]$  et  $A_{s2} = \frac{N_u}{\sigma_{s2} \times (d - d')} \times e_A$

$$A_{min} = 1.25 \times \frac{f_{t28} \times 0.4h \pm e_s}{f_e \times h + 6e_s} \times bd$$

Pour les aciers moins tendu : - es

Pour les aciers plus tendu : + es

**B/ Avec le logiciel EXPERT-BA :** Nous allons procéder comme suite :

1/- Sur l'angle « **général** » choisissez : « flexion composée » et vérifiez les préférences et les paramètres des matériaux utilisés ( $f_{c28}$ , FE400, type de fissuration...etc.).

2/- Sur l'angle « **calcul** » choisissez : le type de combinaison (ÉLU ; ELS ; ELA) avec les valeurs de N et M qui lui correspond.

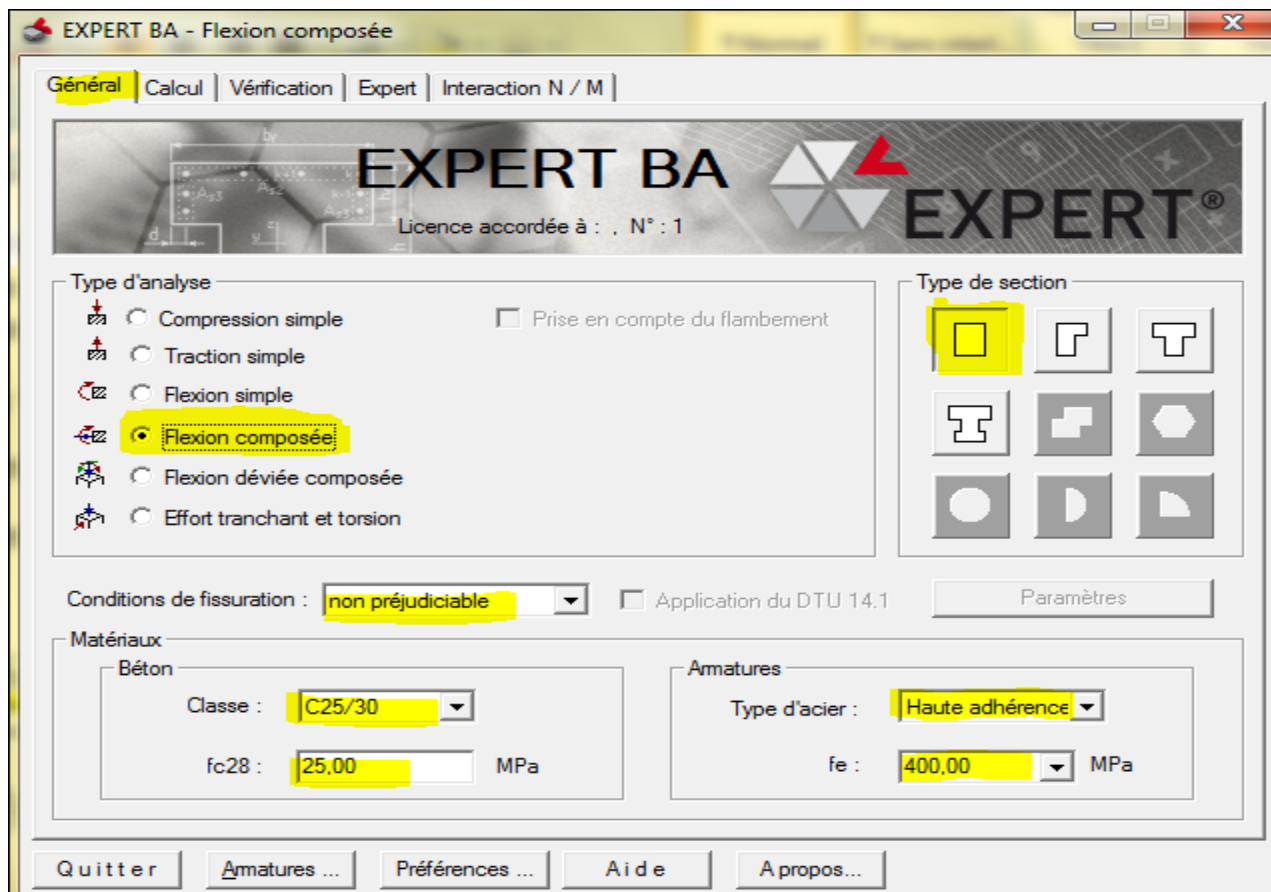
3/- définissez la section et les enrobages du poteau, puis cliquez sur : « CALCULER ».

Les armatures longitudinales des poteaux se positionnent symétriquement sur les 04 côtés du poteau, afin d'assurer sa résistance à la traction due aux sollicitations sismiques réversibles dans différent sens horizontal. Pour cela, la section d'armature à prendre en compte est :

$$A_{SC} = (A_{s1} + A_{s2}) \times 2 \text{ tel que :}$$

$A_{s1}$  : la section d'armature du 1<sup>er</sup> côté relevée dans l'EXPERT.

$A_{s2}$  : la section d'armature du côté en-dessus relevée dans l'EXPERT.



EXPERT BA - Flexion composée

Général **Calcul** Vérification Expert Interaction N / M

Charges (kN, kN\*m)

	Type de sollicitation	N	M
1	ELU	0,00	0,00
2	ELU	0,00	0,00
3			

Calculé en  
 Poutre  Poteau

Résultats

$A_{s1} =$   cm<sup>2</sup>     $A_{s2} =$   cm<sup>2</sup>

% d'armatures  $\rho =$

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum  $\rho_{min} = 0,36 \%$      Dispositions sismiques

% d'armatures maximum  $\rho_{max} = 5,00 \%$

Section (cm)

$b = 45,00$   Bloquée

$h = 45,00$   Bloquée

$d_1 = 2,50$      $d_2 = 2,50$

**CALCULER**    Note ...

Quitter    Armatures ...    Préférences ...    Aide    A propos...

\* Les résultats du ferrailage longitudinal sont récapitulés dans le tableau suivant :

Niveau	Section (cm) <sup>2</sup>	Sollicitation	Comb	N [KN]	M [KN.m]	Ast Expert (cm) <sup>2</sup>	ferrailage
SS/1er étage	45x45	Nmax - Mcorres	ELU	1647,67	41,332	14,4	12HA16
		Nmin - Mcorres	G + Q + EX	312,899	-72,906	14,4	
		Ncorres - Mmax	0.8G + EX	114,794	94,371	17,24	
2ème/4ème étage	40x40	Nmax - Mcorres	ELU	1153,941	39,39	12,8	12HA16
		Nmin - Mcorres	G + Q + EX	233,153	-59,084	12,8	
		Ncorres - Mmax	0.8G + Ey	41,503	89,448	22,88	
5ème / 7ème étage	35x35	Nmax - Mcorres	ELU	528,777	35,565	11,2	12HA14
		Nmin - Mcorres	G + Q + EX	52,347	-44,076	11,4	
		Ncorres - Mmax	0.8G + Ey	86,353	40,476	11,2	

**Tableau V.13 : Ferrailage des poteaux.**

### II.2.3/ Vérification à L'ÉLU :

#### a. Armatures longitudinales : [Réf 09 : Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003]

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets aux extrémités.

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton en zone **III** sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Section des poteaux	h (cm)	b (cm)	Zone III Amin = 0,9% b.h [cm <sup>2</sup> ]	% maximal d'armatures		Ast adopté (cm) <sup>2</sup>	OBS
				Zone courante Amax = 4% b.h [cm <sup>2</sup> ]	Zone de recouvrement Amax = 6% b.h [cm <sup>2</sup> ]		
45×45	45	45	18,225	81	121,5	24,13	OK
40×40	40	40	14,4	64	96	24,13	OK
35×35	35	35	11,025	49	73,5	18,47	OK

**Tableau V.14 :** Vérification des sections d'armatures adoptées par apport au maximum du RPA.

Le diamètre minimum est de **12 mm** ⇒ 14 mm > 12 mm ⇒ OK

La longueur minimale des recouvrements est de : 50∅ en zone III. ⇒ OK

– Poteaux (**45×45**) : **Lr** = 50 × 1.6 = 80 cm.

– Poteaux (**40×40**) : **Lr** = 50 × 1.6 = 80 cm.

– Poteaux (**35×35**) : **Lr** = 50 × 1.4 = 70 cm.

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 20 cm. (zone III).

Délimitation de la zone nodale :

$$h' = \max \left( \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \right)$$

$$L' = 2h$$

Avec :

- **he** : Hauteur de l'étage, elle est de **3.06m** pour tous les étages et de **3.00m** pour le sous-sol.

- (**b1, h1**) : dimensions du poteau.

- **h** : hauteur de la poutre.

– Poteaux (**45×45**) : **h'**= 60cm.

– Poteaux (**40×40**) : **h'**= 60cm.

– Poteaux (**35×35**) : **h'**= 60 cm.

Poutre principale :  $L' = 2 \times 40 = 80$ cm.

Poutre secondaire :  $L' = 2 \times 35 = 70$ cm.

**b\_ Armatures transversales : [Réf 10 : Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003]**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e} \text{ Avec :}$$

**Vu** : l'effort tranchant de calcul.

**h1** : hauteur totale de la section brute.

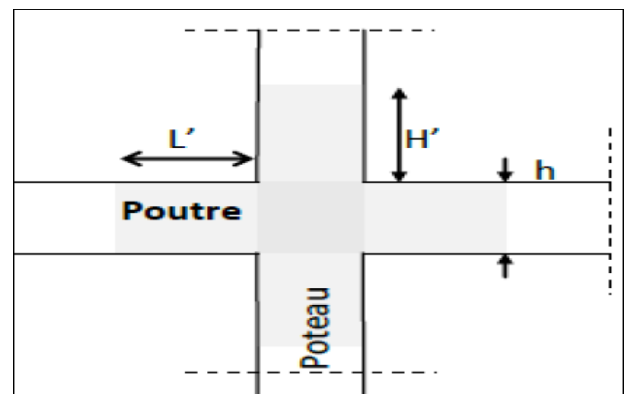
**Fe** : contrainte limite élastique des aciers transversaux.

**ρa** : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant tel que :

$$\rho_a = 2,50 \text{ si } \lambda g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \text{ si } \lambda g \leq 5$$

**St** : l'espacement des armatures transversales, sa valeur maximum est fixée comme suit :



**FIGURE 04 :** Dimensions réglementaires pour les zones nodales.

\* dans la zone nodale :  $t < 10 \text{ cm} \Rightarrow$  en zone III.

\* dans la zone courante :  $t' \leq \min(0.5b, 0.5h, 10 \varnothing_1) \Rightarrow$  en zone III.

Avec  $\varnothing_1$  : le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale :  $\frac{A_t}{S_t \times b_1}$  en % est donnée comme suit :

Si :  $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_t = 0,3\%$

Si :  $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_t = 0,8\%$

Si :  $3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow$  interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda_g$  : l'élanement géométrique du poteau, tel que :  $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right)$  Avec :

**a** et **b** : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

**L<sub>f</sub>** : longueur de flambement du poteau, (**L<sub>f</sub> = 0.7 l<sub>0</sub>**). (Poteaux encasté-encasté).

**L<sub>0</sub>** : hauteur libre du poteau.

NOT : Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 $\varnothing_t$  minimum.

Section des poteaux	Vu (KN) comb RPA	h1 (cm)	l f (cm)	$\lambda_g$	$\rho$	St (cm)		At cal (cm) <sup>2</sup>		At adopté (cm) <sup>2</sup>		ferraillage
						Z.N	Z.C	Z.N	Z.C	Z.N	Z.C	
sous sol	19,909	45	210	4,6667	3,75	10	15	0,0041	0,0062	1,57	1,57	2HA $\varnothing$ 10
45×45	129,089	45	214	4,76	3,75	10	15	0,0269	0,0403	1,57	1,57	2HA $\varnothing$ 10
40×40	113,397	40	214	5,355	2,5	10	15	0,0177	0,0266	1,57	1,57	2HA $\varnothing$ 10
35×35	92,986	35	214	6,12	2,5	10	15	0,0166	0,0249	1,57	1,57	2HA $\varnothing$ 10

**Tableau V.15 : Récapitulatif des armatures transversales adoptées pour les poteaux.**

### C- Diamètre des barres : (Réf 11 : Art A.8.1,3/BAEL91 modifiée 99)

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre maximum des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\varnothing_t = \frac{\varnothing_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.34 \text{ mm} \quad \text{On a opté pour un : } \varnothing_t = 10\text{mm} \Rightarrow \text{OK}$$

Avec :

$\varnothing_1$  : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

Nous adopterons des cadres de forme carré et des étriers de forme hexagonale, de section : **At = 1.57cm<sup>2</sup>** espacés comme suite :

\_ Tous les 10 cm en zone nodale.

\_ Tous les 15 cm en zone courante.

### d. Vérification au cisaillement :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite  $\overline{\tau_{bu}}$

**(Réf 12 : Art A.5.1, 211 /BAEL91modifiée 99) :**

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \right] \text{ MPa} \implies \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$\tau_u$  : contrainte de cisaillement,  $\tau_u = \frac{V_{max}}{bd}$  Avec :

$V_{max}$  : effort tranchant maximum.

$b$  : la largeur du poteau et  $d$  : la hauteur utile.

$$\bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0.2 \times 25}{1.5} = 3.34, 5 \right] \text{ MPa} = 3.34 \text{ MPa.}$$

Le tableau suivant récapitule les résultats des vérifications :

poteaux	$V_{u_{max}}$ (N)	b (mm)	d (mm)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	OBS
sous sol	19909	450	425	0,104099346	3.34	Vérifiée
45×45	129089	450	425	0,674975163	3.34	Vérifiée
40×40	113397	400	375	0,75598	3.34	Vérifiée
35×35	92986	350	325	0,817459341	3.34	Vérifiée

**Tableau V.16 : Vérification des poteaux au cisaillement.**

**[Réf 13 : Art 7.4.3.2 RPA 99/ version 2003] :**

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \text{ Avec : } \rho_d = 0,075 \text{ si : } \lambda_g \geq 5, \text{ et à } 0,04 \text{ si : } \lambda_g \leq 5.$$

Section des poteaux	$\tau_{bu}$ (MPa) comb RPA	$\rho_d$	lf (cm)	$\lambda_g$	Fc28 (MPa)	$\tau_{bu adm}$ (MPa)	OBS
sous sol	0,142	0,04	210	4,666667	25	1	Vérifiée
45×45	0,956	0,04	214,2	4,76	25	1	Vérifiée
40×40	1,063	0,075	214,2	5,355	25	1,875	Vérifiée
35×35	1,139	0,075	214,2	6,12	25	1,875	Vérifiée

**Tableau V.17 : Vérification des contraintes tangentielles dans les poteaux.**

## II.2.4 / Vérifications à L'ELS :

### a. Condition de non fragilité :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{st_{min}} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d \cdot \frac{e_s - 0.455 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d} \leq A_{sc}$$

Avec :  $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \cdot f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$ ,  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;  $e_s = \frac{M_s}{N_s}$

$M_s$  et  $N_s$  : le moment fléchissant et l'effort normal ultime sollicitant le poteau à l'ELS respectivement, relevé dans ROBOT.

Niveau	Section (cm) <sup>2</sup>	Sollicitation	Ns [KN]	Ms [KN.m]	es [m]	Amin (cm) <sup>2</sup>	Al adopté (cm) <sup>2</sup>	OBS
SS/1er étage	45x45	Nmax – Mcorres	1188,093	29,962	0,0252	7,917332	24,13	Vérifiée
		Nmin – Mcorres	495,571	-20,81	-0,042	7,877332	24,13	Vérifiée
		Ncorres – Mmax	39,605	29,962	0,7565	8,401472	24,13	Vérifiée
2ème/4ème étage	40x40	Nmax – Mcorres	832,382	28,07	0,0337	6,215803	24,13	Vérifiée
		Nmin – Mcorres	259,54	-21,639	-0,083	6,154163	24,13	Vérifiée
		Ncorres – Mmax	14,691	28,07	1,9107	7,595787	24,13	Vérifiée
5ème / 7ème étage	35x35	Nmax – Mcorres	382,241	25,788	0,0675	4,731677	18,47	Vérifiée
		Nmin – Mcorres	55,201	-20,928	-0,379	4,534594	18,47	Vérifiée
		Ncorres – Mmax	21,813	25,788	1,1822	5,382654	18,47	Vérifiée

**Tableau V.18 :** Vérification du non fragilité dans le béton des poteaux.

**b. État limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration pour les poteaux étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

**c. Vérification des contraintes :**

Avec le logiciel **EXPERT-BA** à l'aide de la commande « **Expert** », on introduisant les valeurs de **N<sub>s</sub>** et **M<sub>s</sub>**, extraites du logiciel **ROBOT**, pour vérifier les contraintes dans les aciers et dans le béton vis-à-vis des contraintes admissible recommandées par le **BAEL91mod99**.

Les vérifications avec l'EXPERT-BA se font en suivant la procédure ci-dessus :

1/- Sur l'angle « **général** » choisissez : « **flexion composée** » et vérifiez les préférences et les paramètres des matériaux utilisés ( $f_{c28}$ , FE400, type de fissuration...etc.).

2/ Sous l'angle « **calcul** » sélectionnez « **poteau** » et introduisez les dimensions de la section du poteau, ainsi que la distance des enrobages.

3/ Sous l'angle « **expert** » :

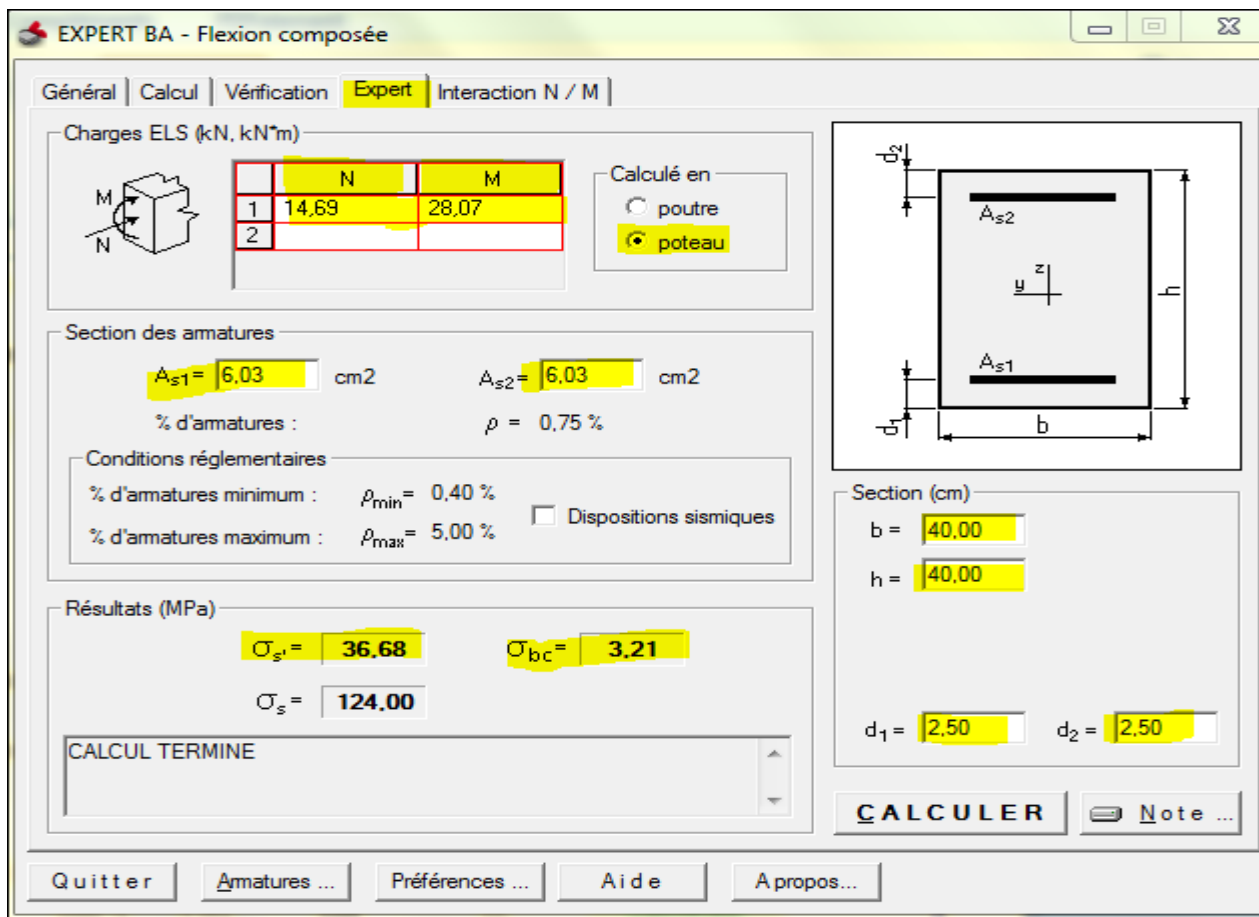
- Insérez dans les 02 cases **As<sub>1</sub>** et **As<sub>2</sub>**, le quart de la valeur de la section d'armature adoptée pour le ferrailage longitudinal des poteaux à l'ÉLU, puis sélectionnez « **calculé en poteau** ».

- Introduisez les valeurs de **N<sub>s</sub>** et **M<sub>s</sub>** extraites du logiciel **ROBOT**, dans le tableau « **charge à l'ELS** ».

- Cliquez sur « **CALCULER** ». L'EXPERT donnera automatiquement les résultats des contraintes dans le béton  $\sigma_{bc}$  et dans les aciers  $\sigma_{st}$  comme il indique aussi si elles sont vérifiées ou pas.

Dans la zone des résultats, le message « **calcul terminé** » indique la satisfaction des résultats.

**Attention :** Les valeurs de (**N<sub>s</sub>** et **M<sub>s</sub>**) doivent être introduite simultanément, si non vous risquez d'obtenir de faux résultats.



**Remarque :** La figures ci-dessus montre à peut près la procédure avec le logiciel.

\*Les résultats des vérifications à l'ELS obtenus par l'EXPERT, sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Niveau	Section (cm) <sup>2</sup>	Ns [KN]	Ms [KN.m]	es [m]	σ <sub>st</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>st</sub> (adm)	σ <sub>bc</sub> (adm)	OBS
SS/1er étage	45×45	1188,09	29,962	0,025	102,5	7,01	348	15	vérifiée
		495,571	-20,81	-0,04	48,78	3,38	348	15	vérifiée
		39,605	29,962	0,757	24,4	1,81	348	15	vérifiée
2ème/4ème étage	40×40	832,382	28,07	0,034	97,53	6,76	348	15	vérifiée
		259,54	-21,639	-0,08	43	3,07	348	15	vérifiée
		14,691	28,07	1,911	36,68	3,21	348	15	vérifiée
5ème/7ème étage	35×35	382,241	25,788	0,067	79,21	5,69	348	15	vérifiée
		55,201	-20,928	-0,38	45,65	3,85	348	15	vérifiée
		21,813	25,788	1,182	50,23	4,55	348	15	vérifiée

**Tableau V.19 :** Vérification des contraintes dans le béton et l'acier des poteaux.

### II.3/ Ferrailage des voiles :

Le calcul du ferrailage des voiles s'effectue en flexion composée, selon la longueur du voile et la hauteur d'étage, vu qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux. Nous allons donc ferriller par zone et ce pour nous faciliter les calculs.

Nous avons deux types de voiles : les voiles plein et les voiles avec ouverture.

Les zones sont définies comme suit :

#### 1/ Les voiles pleins :

- **Voiles transversaux :**

ZONE I : au sous-sol : VT<sub>1</sub> et VT<sub>2</sub>

- **Voiles longitudinaux :**

ZONE I : du sous sol au 1<sup>er</sup> étage.

ZONE II : du 2<sup>ème</sup> au 4<sup>ème</sup> étage.

ZONE III : du 5<sup>ème</sup> au 7<sup>ème</sup> étage.

**2/ Les voiles avec ouvertures :**

ZONE I : au sous-sol.

ZONE II : du RDC au 7<sup>ème</sup> étage.

**II.3.1/ Les voiles pleins :**

La méthode à utiliser pour le ferrailage de ces voiles est la méthode de **RDM**. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (les efforts internes N, T, M), sous les combinaisons suivantes :

ÉLU : 1.35G + 1.5 Q

ELS : G+Q

Sismique : G + Q ± E et 0.8G ± E

Les voiles sont sollicités en général en flexion composée avec effort tranchant. La disposition du contre-ventement en voiles étant dans deux directions orthogonales, le calcul des trumeaux se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques du béton armé, ce qui est le cas de notre structure. **[Réf 14 : Art 7.7.4 RPA.99/ver 2003]**

**Exposé de la méthode :**

**a-Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton. ⇒ B = L × e

I : moment d inertie du voile.

V et V' : distance entre axe neutre et fibre tendue ou comprimée

L : Longueur du voile. / e : épaisseur du voile / V = V' = 0.5 L<sub>voile</sub>

M : moment réduit dans le voile.

N : Effort normal réduit dans le voile.

**b\_ Excentricité :**

$$eu = \frac{Mu}{Nu}$$

NOT : Les valeurs des efforts internes (effort tranchant, moment fléchissant et effort normal) sont tirées à partir du logiciel de calcul **ROBOT**.

**c. Calcul de la hauteur utile (d) :**

Déterminer la hauteur utile nécessaire de la section transversale du trumeau pour que les armatures tendues calculées soient convenablement disposées.

Trois cas se présentent :

**1<sup>er</sup> cas :** consiste à choisir le ferrailage du potelet comme étant les armatures tendues qui seront calculées (leur nombre sera de 4 barres). Déterminer la hauteur utile (d) par rapport à leur centre de gravité et de calculer le ferrailage.

**Remarque :** Si la section est trop importante et que l'on ne peut pas choisir 4 barres, on passe à la deuxième option.

**2<sup>ème</sup> cas :** Le deuxième consiste à disposer les armatures tendues de calcul dans la zone d'extrémité (L/10). Choisir le centre de gravité des armatures à disposer dans cette zone (par rapport à l'espacement des armatures) et de calculer la hauteur utile correspondante.

**Remarque :** Si la section est trop importante et qu'elle ne peut pas être disposée dans cette zone d'extrémité, alors on passe à la troisième option.

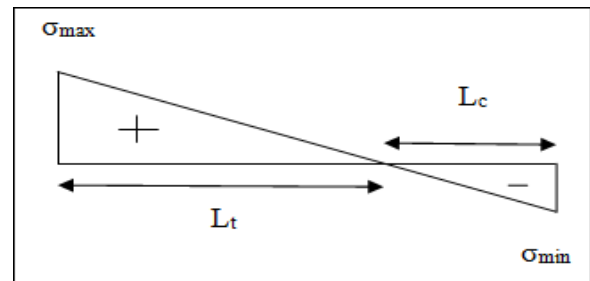
**3<sup>ème</sup> cas :** Le troisième consiste à disposer toutes les armatures tendues de calcul sur toute la longueur  $L_t$  et de déterminer leur centre de gravité et calculer le ferrailage correspondant.

#### d. Calcul de la longueur de la zone tendue ( $L_t$ ) :

Les exemples de calcul d'un des voiles ont donné cette forme de diagramme des contraintes à la base (S.P.C) :

Le théorème des triangles semblables nous donne :

$$L_t = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$



#### e) Calcul du moment par rapport au centre de gravité

$$M_{AT} = M_{RZ} - N_{RX} \left( d - \frac{L_V}{2} \right)$$

#### f. Calcul du ferrailage :

##### 1/Armatures verticales :

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \text{Avec : } f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{tel que : } \theta = 0,85 \text{ (durée } < 1 \text{ h)} \text{ et } \gamma_b = 1,15 \text{ (cas accidentelle)}$$

$$\Rightarrow A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}} \quad \text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{tel que : } f_e = 400 \text{ MPa (HA)} \text{ et } \gamma_s = 1 \text{ (cas accidentelle)}$$

D'où la section réelle est :

$$A_{str} = A_{st} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \quad \text{Avec : } N_u : \text{ Effort de traction.}$$

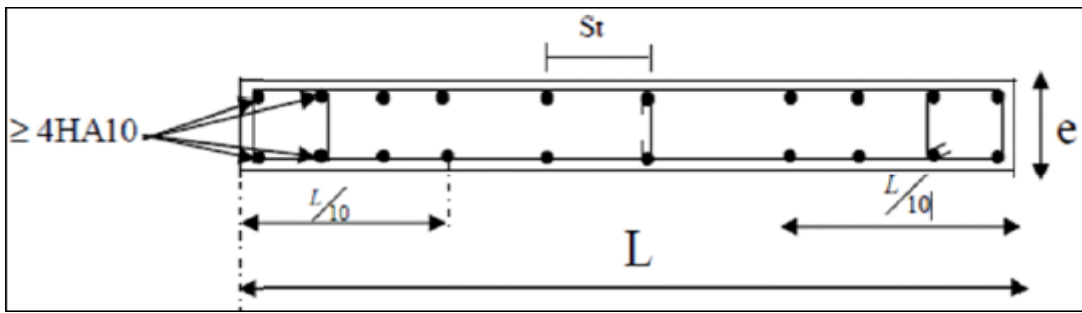
$$A_{str} = A_{st} + \frac{N_u}{\sigma_{st}} \quad \text{Avec : } N_u : \text{ Effort de compression.}$$

#### Exigences du RPA99/2003 et BAEL91 mod99 :

##### [Réf 15 : Art 7.7.4.1 RPA.99/ver 2003]

Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets à la partie supérieure, la jonction des armatures des autres niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochets).

- On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile. L'espacement des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance  $[L/10]$  de chaque extrémité et il doit être  $\leq$  à 15 cm.



**FIGURE 05** : schéma explicatif de la répartition des armatures dans un voile plein (trumeau)

Les barres verticales des zones extrêmes, dont la section est  $\geq 4HA10$ , sont ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement est inférieur à l'épaisseur du voile formant ainsi des potelets.

**Armatures minimales** :  $A_{vmin} \geq 0,2\% B \times Lt$

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%.

La section totale d'armatures verticales de la zone tendue devra rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.

$$A_t \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e} \quad [\text{Réf 16 : Art A.4.2.1/ BAEL91mod99}]$$

**2-Armatures horizontales** : (Réf 17 : Art 7.7.4.2 / RPA99 version 2003)

D'après le BAEL :  $A_H = \frac{A_v}{4}$  [Réf 18 : Art A.8.2.4/ BAEL91mod99]

Avec :  $A_v$  : Section des armatures verticales.

D'après le RPA :

\_Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\phi$ .

\_Les armatures horizontales sont disposées vers l'extérieur dans chaque nappe d'armatures.

\_Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

**Règles communes pour les armatures verticales et horizontales** : [Réf 19 : Art 7.7.4.3RPA99/2003]

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

$A_v$  et  $A_H > 0.10\%B$ .....Globalement dans la section du voile.

$A_v$  et  $A_H > 0.10\%B$ .....en zone courante. (B : la section du béton).

**3/ Armatures transversales** : [Art 7.7.4.3RPA99/2003]

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles (au moins 4 épingles /m<sup>2</sup>), dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

**4- 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 suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad \text{Avec : } T = 1.4 V_u$$

$V_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré (celui tiré de ROBOT, soit :  $V_u = T_{Ry}$ )

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

### **5- Les potelets :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$  ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

### **6- Espacement :** (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003) :

L'espacement des barres horizontales et verticales (hormis celles des bords) doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$St \leq 1.5 e \quad \text{Avec : } e = 20\text{cm : épaisseur du voile.}$$

$$St \leq 30 \text{ cm.}$$

### **7- Longueur de recouvrement :** (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003)

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40\emptyset$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20\emptyset$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

### **8-Diamètre maximale :**

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales à l'exception des armatures des potelets doit être inférieur ou égale au 1/10ème de l'épaisseur du voile  $\Rightarrow \emptyset_{\max} \leq 0.1e = 200 \times 0.1 = 20 \text{ mm.}$

### **9-Pourcentage minimum des armatures :**

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales des voiles, est donné comme suit :

- 0,15% de la section globale du voile.
- 0,10% en zone courante.

### **G /Vérification :**

#### **1. Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A_T} \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} \quad \text{Avec :}$$

$N_s$  : L'effort normal appliqué.

$B$  : section du béton.

$A_T$  : section totale des armatures adoptées.

$\overline{\sigma_b}$  : Contrainte admissible.

#### **2. Vérification de la contrainte limite de cisaillement :**

- D'après [Réf 20 : Art A.5.1.21 BAEL91/ modifiées 99] :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \overline{\tau_u} = \min \left[ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \right] \text{ MPa.}$$

$V_u$  : effort tranchant maximum.

$b_0$  : épaisseur du voile et  $d$  : la hauteur utile,  $d = 0.9 L$

- D'après [Réf 21 : Art 7.7.2 RPA 99/Version2003] :

$$\tau_b \leq \overline{\tau_b} = 0.2 f_{c28} \quad \text{Où : } \tau_b = \frac{\overline{V}}{b_0 \times d} \quad \text{Tel que :}$$

$\bar{V} = 1.4 V_u$  et  $V_u$  : l'effort tranchant ultime.

$b_0$  : épaisseur du voile.

$d$  : hauteur utile =  $0,9L$ .

$L$  : longueur totale de la section brute.

### ✚ Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage du voile  $VL_1$  de la ZONE I :

#### 1- Caractéristiques géométriques :

$$L = 4.85 - 0.45 = 4.40 \text{ m}, e = 0.2 \text{ m}, B = 0.97 \text{ m}^2, I = 1.42 \text{ m}^4$$

$$V = V' = 0.5 L_{\text{voile}} = (4.85 - 0.45) \times 0.5 = 2.20 \text{ m}$$

**NOT :** Les voiles sont parfaitement adhérents aux poteaux, la longueur à prendre en compte dans ce cas est celle entre nu des deux poteaux consécutifs.

#### 2- Sollicitation de calcul :

A partir du logiciel robot, nous retirons les valeurs des efforts réduits sur ce voile sous les combinaisons les plus défavorables (ÉLU ; les 8 combinaisons sismique).

- $N_{RX} \text{ max} = 239.972 \text{ KN} \Rightarrow$  et  $M_{RZ} \text{ (corrspd)} = 3801.388 \text{ KN.m} \Rightarrow T_{Ry} \text{ (corrspd)} = 1379.698 \text{ KN}$
- $N_{RX} \text{ min} = -2150.963 \text{ KN} \Rightarrow$  et  $M_{RZ} \text{ (corrspd)} = -3812 \text{ KN.m} \Rightarrow T_{Ry} \text{ (corrspd)} = 1338.706 \text{ KN}$

#### 3-Calcul des contraintes :

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot \hat{V}}{I}$$

Avec :

$B$  : section du béton.  $\Rightarrow B = L \times e$

$I$  : moment d'inertie du voile/C.D.G

$V$  et  $\hat{V}$  : distance entre axe neutre et fibre tendue ou comprimée

$L$  : Longueur du voile. /  $e$  : épaisseur du voile /  $V = V' = 0.5 L_{\text{voile}}$

$M$  : moment réduit dans le voile.

$N$  : Effort normal réduit dans le voile (traction)

$e_u = \frac{Mu}{Nu} = \frac{3812.002}{2150.963} = 1.78 \text{ m}$  (Le centre de pression se trouve en dehors du segment limité par les armatures, donc Section Partiellement Comprimée S.P.C.)

$$B = e \times L_{\text{voile}} = 0.2 \times 4.40 = 0.88 \text{ m}^2$$

$$V = V' = 0.5 L_{\text{voile}} = 0.5 \times 4.40 = 2.20 \text{ m}$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0.2 \times 4.40^3}{12} = 1.42 \text{ m}^4$$

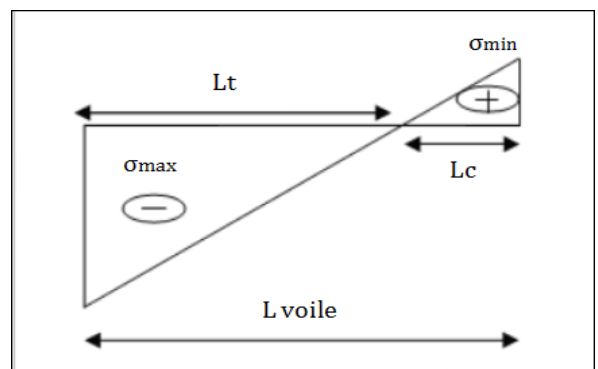
$$\sigma_{\text{max}} = \frac{-2150963}{8.8 \times 10^5} - \frac{3812.002 \times 10^6}{1.42 \times 10^{12}} \times 2200 = -8.35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{-2150963}{8.8 \times 10^5} + \frac{3812.002 \times 10^6}{1.42 \times 10^{12}} \times 2200 = +3.46 \text{ MPa}$$

Triangles semblables :

$$\Rightarrow L_t = \frac{\sigma_{\text{max}}}{\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}} \times L \Rightarrow \frac{8.35}{8.35 + 3.46} \times 4.40 = 3.12 \text{ m.}$$

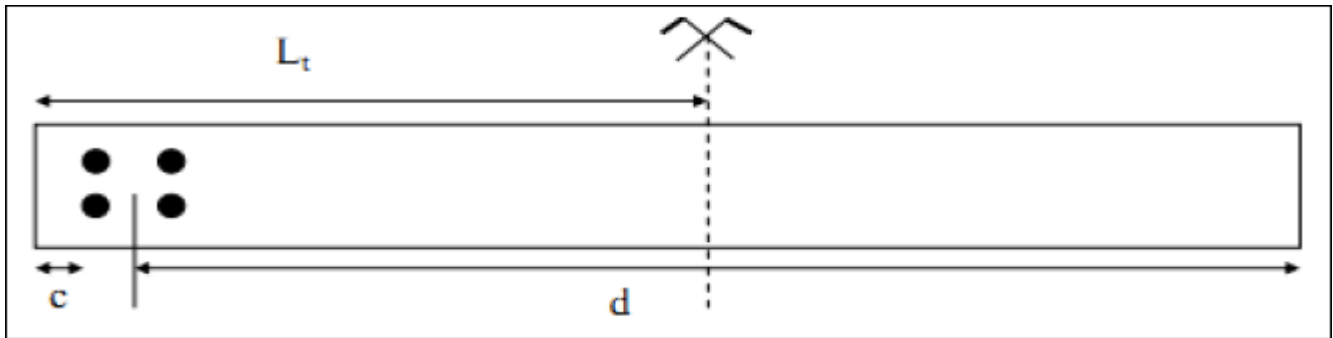
$L_t$  : Longueur de la zone tendue.



$L_c$  : Longueur de la zone comprimée ( $L_c = L_{voile} - L_t = 4.40 - 3.12 = 1.28$  m).

**Calcul de la longueur utile (d) : [Réf 22 : Art 7.7.4.1 RPA.99/ver 2003]**

**1<sup>er</sup> cas :** Il consiste à choisir le ferrailage du potelet comme étant les armatures tendues qui seront calculées (leur nombre sera de 4 barres). Déterminer la hauteur utile par rapport à leur centre de gravité et de calculer le ferrailage (figure 1).



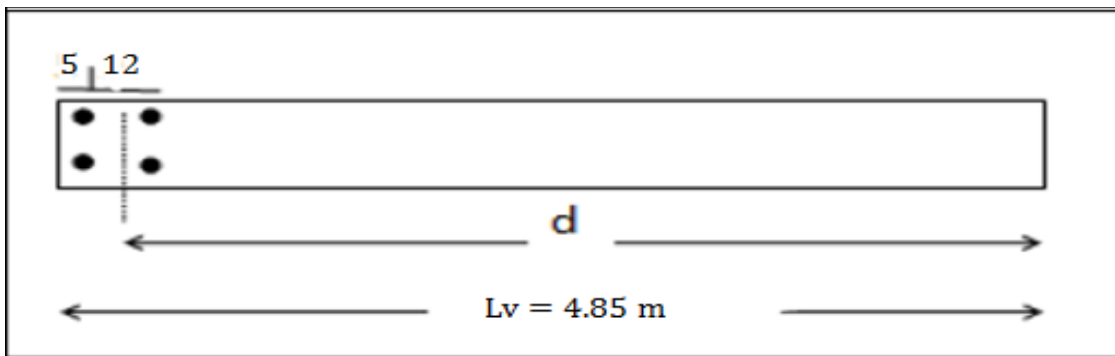
On déduire la longueur utile (d), tel que :  $d = L_v - C - \frac{D}{4}$  Avec :

C : l'enrobage des armatures de l'extrémité pris égal à 5 cm.

D : sa moitié désigne l'espacement des armatures du potelet

$$\Rightarrow 0.5D = 12 \text{ cm} < \min \left[ 30[\text{cm}] ; 1.5 e = 30[\text{cm}] \right]$$

$$\Rightarrow d = 440 - 5 - 6 = 429 \text{ cm.}$$



**c) Calcul du moment par rapport au centre de gravité des armatures tendues :**

$$M_{AT} = M_{RZ} - N_{RX} \left( d - \frac{L_v}{2} \right) = -3812 + 2150.963 \left( 4.29 - \frac{4.40}{2} \right) = 683.512 \text{ KN.m}$$

**4) Ferrailage du voile :**

**Armatures verticales dans la zone d'extrémité :**

$$\mu = \frac{M_{At}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \text{ Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \text{ tel que : } \theta = 0.85 \text{ (durée } < 1 \text{ h) et } \gamma_b = 1.15 \text{ (accidentelle).}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{0.85 \times 1.15} = 21.74 \text{ MPa} \Rightarrow \mu = \frac{683.512}{0.2 \times 4.29^2 \times 21740} = 0.0085 < 0.392 \Rightarrow S.S.A$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $A_{sc} = 0$ .

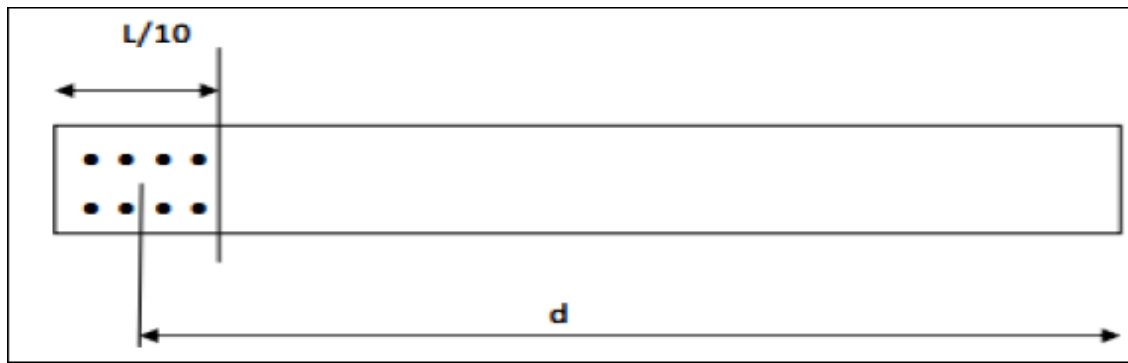
$$\mu = 0.008 \Rightarrow \beta = 0.996 \text{ (tiré du tableau)}$$

$$A_{st} = \frac{M_{at}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \text{ D'où la section réelle est : } A_{str} = A_{st} + \frac{N_U}{\sigma_{st}} \text{ Avec : } N_U : \text{ Effort de traction.}$$

$$\Rightarrow A_{str} = \left[ \frac{683.512}{0.996 \times 4.29 \times 400000} - \left( \frac{2150.963}{400000} \right) \right] \times 10^4 = 49.77 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{soit 4HA 40} \Rightarrow \text{diamètre exagéré.}$$

On descendra alors au 2<sup>ème</sup> cas pour le meilleur diamètre.

**2ème cas :** il consiste à disposer les armatures tendues de calcul dans la zone d'extrémité (L/10).



La longueur de la zone d'extrémité :  $L_{ext} = \frac{L}{10} = \frac{4.40}{10} = 0.44 \text{ m} = 44 \text{ [cm]}$  Cette longueur suffira à contenir 4 barres pour chaque lit espacée de :  $St = 44 - 5/3 \approx 13 \text{ cm} \leq 15 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$

On optera pour un potelet de 8 barres, dont chaque lit contient 4 barres espacées de 13[cm].

**Calcul de la longueur utile (d) :**  $d = L - [(L/10) \times 0.5] = 440 - (44 \times 0.5) = 418 \text{ cm} = 4.18 \text{ m}$

**Calcul du moment par rapport au centre de gravité des armatures tendues :**

$$M_{AT} = M_{RZ} - N_{RX} \left( d - \frac{L_v}{2} \right) = -3812 + 2150.963 \left( 4.18 - \frac{4.40}{2} \right) = 446.9 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{At}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{tel que : } \theta = 0.85 \text{ (durée } < 1 \text{ h)} \text{ et } \gamma_b = 1.15 \text{ (accidentelle).}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{0.85 \times 1.15} = 21.74 \text{ MPa} \Rightarrow \mu = \frac{446.9}{0.2 \times 4.18^2 \times 21740} = 0.0058 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $A_{sc} = 0$ .

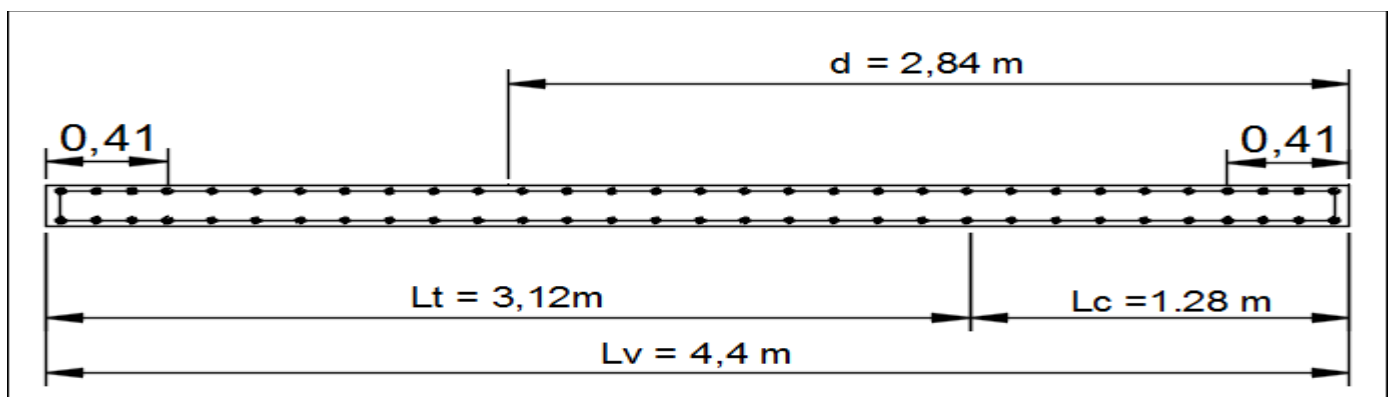
$$\mu = 0.006 \Rightarrow \beta = 0.997 \text{ (tiré du tableau)}$$

$$A_{st} = \frac{M_{at}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{D'où la section réelle est : } A_{str} = A_{st} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \quad \text{Avec : } N_u : \text{ Effort de traction.}$$

$$\Rightarrow A_{str} = \left[ \frac{446.9}{0.997 \times 4.18 \times 400000} - \left( \frac{2150.963}{400000} \right) \right] \times 10^4 = 51.09 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{soit } 8\text{HA } 32 \Rightarrow \text{diamètre exagéré.}$$

On passera donc au 3ème cas,

**3ème cas :** Le troisième consiste à disposer toutes les armatures tendues de calcul sur toute la longueur  $L_t$  et de déterminer leur centre de gravité et calculer le ferrailage correspondant.



**Calcul de la longueur utile (d) :**  $d = L - [(L_t/2)] = 440 - (156) = 284 \text{ cm} = 2.84 \text{ m}$

**Calcul du moment par rapport au centre de gravité des armatures tendues :**

$$M_{AT} = M_{RZ} - N_{RX} \left( d - \frac{L_v}{2} \right) = -3812 + 2150.963 \left( 2.84 - \frac{4.40}{2} \right) = -2435.38 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Mat}{b \times d^2 \times f_{bu}} \text{ Avec : } f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \text{ tel que : } \theta = 0.85 \text{ (durée < 1h) et } \gamma_b = 1.15 \text{ (accidentelle).}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{0.85 \times 1.15} = 21.74 \text{ MPa} \Rightarrow \mu = \frac{2435.38}{0.2 \times 2.84^2 \times 21740} = 0.07 < 0.392 \Rightarrow S.S.A$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires **Asc = 0**.

$$\mu = 0.07 \Rightarrow \beta = 0.964 \text{ (tiré du tableau)}$$

$$A_{st} = \frac{Mat}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \text{ D'où la section réelle est : } A_{str} = A_{st} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \text{ Avec : } N_u : \text{ Effort de traction.}$$

$$\Rightarrow A_{str} = \left[ \frac{-2435.38}{0.964 \times 2.84 \times 400000} - \left( \frac{2150.963}{400000} \right) \right] \times 10^4 = 31.53 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{soit } A_V = 34.93 \text{ cm}^2$$

### Armatures de coutures :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \times \frac{L_t}{L} \text{ Avec : } T = 1.4 \text{ Vu} = 1.4 \times 1397.698 = 1931.57 \text{ KN}$$

Vu : Effort tranchant calculé au niveau considéré (celui tiré de ROBOT, soit : Vu = TRy = 1397.698 KN

$$A_{vj} = 1.1 \frac{1931.57}{40} \times \frac{312}{440} = 37.67 \text{ cm}^2$$

**Remarque :** Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

### Ferraillage de la zone tendue :

Section totale adopté : Av total = 34.93 + 37.67 = 72.6 cm<sup>2</sup> ⇒ soit **16HA16 + 26HA14**.

Aux extrémités (les potelets) : Avp = 32.17 cm<sup>2</sup> soit : **16HA16**, avec un espacement : **Sv = 12 cm < 15 cm**.

La zone tendue : Avt = **30.79 cm<sup>2</sup>** soit **20HA14** espacées de **Sv = 27 cm < 30 cm**.

### Ferraillage de la zone courante :

Section brute de cette zone courante : Bc = Lc - (L/10) × e = (128 - 41) × 20 = 1740 [cm<sup>2</sup>]

Armatures verticales de la zone courante : Ac = 0.10% × Bc = 0.001 × 1740 = 1.74 cm<sup>2</sup>

⇒ soit : **6 HA14 = 9.24 [cm<sup>2</sup>]** espacées de **Sv = 27 cm < 30 cm**.

⇒ **La section d'armature totale : Av total = Avt + Avp + Ac = 30.79 + 32.17 + 9.24 = 72.6 cm<sup>2</sup>**

**Remarque :** Le ferraillage adopté pour toutes les zones, englobe les deux nappes d'armatures, exigées pour le voile parasismique.

**b. Armatures horizontales :** AH ≥ max {0.25 Av total ; 0.15%B} Avec :

$$B = e \times L_{voile} = 20 \times 440 = 8800 \text{ cm}^2 \Rightarrow 0.15\%B = 13.2 \text{ cm}^2$$

$$0.25A_{v \text{ total}} = 0.25 \times 41.72 = 10.43 \text{ cm}^2$$

⇒ AH = max {10.43, 13.2} = 13.2 cm<sup>2</sup> ⇒ Soit : **15HA12 = 16.96 cm<sup>2</sup>** ; avec **Sh = 20 cm**.

### c. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle / m<sup>2</sup>.

$$S_F = L \times h = 4.40 \times 3.00 = 13.2 \text{ m}^2 \Rightarrow S_F \times 4 \approx 53 \text{ épingle}$$

La section total des armatures transversales **AT = 53 HA8 = 26.64 cm<sup>2</sup>**

Avec la règle de trois :

$$13.2 \text{ m}^2 \rightarrow 53 \text{ HA8} \rightarrow 26.64 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow AT = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{m}^2 \text{ c.-à-d. : } \mathbf{4HA8/m^2}$$

$$1 \text{ m}^2 \rightarrow 4 \text{ HA8} \rightarrow 2.01 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant récapitule les sections d'armatures et le ferrailage adopté :

$VL_1$ ZONE I	L (cm)	S (cm <sup>2</sup> )	$A_v$ (cm <sup>2</sup> )	$A_v$ (total) (cm <sup>2</sup> )	$F_v$ $\phi \geq 12\text{mm}$	$A_H$ (cm <sup>2</sup> )	$F_H$ $\phi \geq 12\text{mm}$	$A_T$ (cm <sup>2</sup> )	$F_H$ $\phi \geq 6\text{mm}$
Zone d'extrémité	41	820	32.17	72.6	16HA16	16.96	15HA12	2.01	4HA8
Zone courante	87	1740	9.24	72.6	6HA14	16.96	15HA12	2.01	4HA8
Zone tendue	312	6240	30.79	72.6	20HA14	16.96	15HA12	2.01	4HA8

**Tableau V.20 :** ferrailage adopté pour le voile longitudinal plein ( $VL_1$  de la ZONE I)

**5)- Vérifications de la satisfaction des exigences du RPA99/2003 :**

**a) Le ferrailage minimum :**

Acier RPA	$S_b$ (cm <sup>2</sup> )	Aadopté (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Vérification
$A_v$ tendue	6240	30,97	12,48	Vérifiée
Ac	1740	9,24	1,74	Vérifiée
AH	8800	13,2	13,2	Vérifiée
A potelet	820	32,39	6,28	Vérifiée
$A_v$ total	8800	72,6	8,8	Vérifiée

**Tableau V.21 :** Vérification du ferrailage adopté par apport au minimum du RPA.

**b) Diamètre max et min ( $\phi_{max}$  et  $\phi_{min}$ ) :**

Acier RPA	$\phi_{min}$ adopté	$\phi_{min}$ RPA (mm)	max RPA (mm)	Vérification	Type de barre
$A_v$	14	12	20	OK	Haute adhérence
Ac	14	12	20	OK	
AH	12	12	20	OK	
A potelet	16	10	20	OK	
AT	4HA8/m <sup>2</sup>	6	10	OK	

**Tableau V.22 :** Vérification du ferrailage adopté par apport au maximum du RPA.

**C) Espacement des barres :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$S_t \leq \text{Min} \{1.5 e ; 30\text{cm}\}$  Avec  $e$  : l'épaisseur du voile.

$A_v$  (des potelets) :  $S_p = 12 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$ . .....Condition vérifiée.

$A_v$  (de la zone courante) :  $S_v = 27 \text{ cm} < 1.5 \times e = 20 \times 1.5 = 30 \text{ cm}$ . .....Condition vérifiée.

$A_H$  (Armatures horizontales) :  $S_H = 20 \text{ cm} < 1.5 \times e = 20 \times 1.5 = 30 \text{ cm} \dots$  Condition vérifiée.

#### d) Longueur de recouvrement :

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

$L_r = 40 \Phi$  pour les barres des potelets,  $\Rightarrow L_r = 40 \times 1.6 \approx 65 \text{ cm}$ .

$L_r = 20 \Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimé,  $\Rightarrow L_r = 20 \times 1.4 \approx 30 \text{ cm}$ .

#### e) Vérification de la contrainte limite de cisaillement :

- D'après le BAEL91/ modifiées 99 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \right] \text{ MPa.}$$

$V_u$  : effort tranchant maximum = 1379698 N.

$b_0$  : épaisseur du voile = 200 mm et  $d$  : la hauteur utile,  $d = 0.9 L = 0.9 \times 4400 = 3960 \text{ mm}$

$$\tau_u = \frac{1379698}{200 \times 0.9 \times 4400} = 1.75 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0.15 \times 25}{1.5} = 2.5 ; 4 \right] \text{ MPa.}$$

$\Rightarrow 1.75 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots \dots$  Condition vérifiée.

- D'après le RPA 99/Version2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} \text{ Où : } \tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} \text{ Tel que :}$$

$\bar{V} = 1.4 V_u$  et  $V_u$  : l'effort tranchant ultime. = 1379698 N.

$b_0$  : épaisseur du voile = 200 mm et  $d$  : hauteur utile = 0,9L = 3960 mm.

$L$  : longueur totale de la section brute = 4.40 m = 4400 mm.

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 1379698}{200 \times 3960} = 2.43 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa} \dots \dots$$
 Condition vérifiée.

#### f) Vérification à l'ELS :

##### 1/ Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A_{vt}} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \text{ Avec :}$$

$N_s$  : l'effort normal réduit sur le voile sous les combinaisons (ELS+ 8comb/RPA) tiré de ROBOT.

$N_s = N_{Rx} = -2087,712 \text{ KN}$ .

$B$  : section transversal du voile complet.

$A_{vt}$  : section totale des armatures dans le voile.

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{2087712}{880000 + 15 \times 7260} = 2.12 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### II.3.2/ Les voiles avec ouverture :

Les voiles avec ouvertures jouent le même rôle que les voiles pleins, cependant leurs calculs aux états limites de résistance, se diffère par rapport aux voiles pleins à cause du nombre et de la taille des ouvertures qu'ils comportent. Pour ce la, le calcul du ferrailage pour ce genre de voiles se divise en deux parties : ferrailage des linteaux et ferrailage des trumeaux.

Le calcul du ferrailage des trumeaux est assimilé à celui d'un voile plein, tout comme celui qu'on a calculé dans les pages précédentes, par contre le calcul des linteaux est différent.

## A/ Étude d'un voile avec ouverture :

Nous avons des voiles avec une seule file d'ouverture, allant du RDC, jusqu'au dernier étage.

### 1/ Distribution des charges verticales :

La charge verticale est distribuée sur toute la longueur du voile pour les refends pleins (sans ouvertures).

Pour les refends avec files d'ouvertures, la charge est répartie sur les trumeaux suivant leurs longueurs (voir figure V.2).

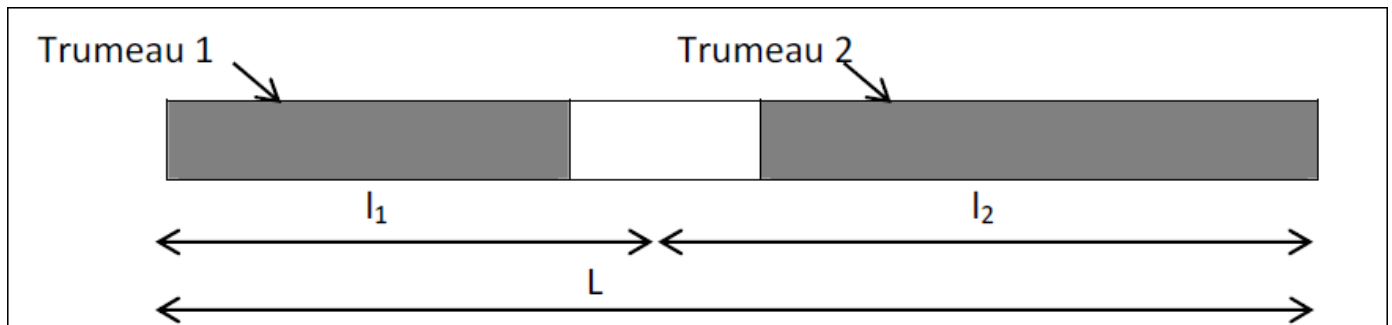
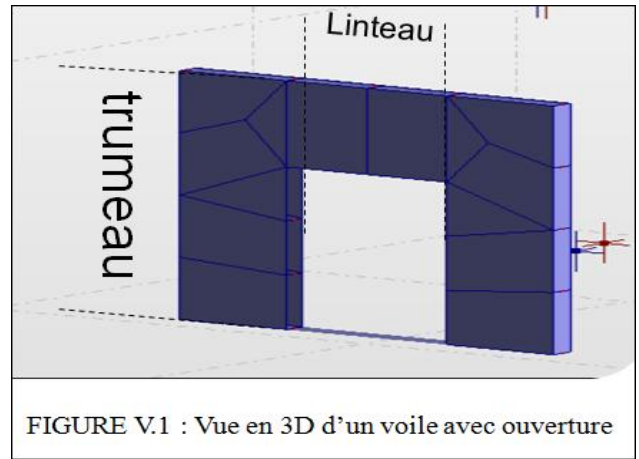


Figure V.2 : Coupe transversale d'un voile à une seule file d'ouvertures

$l_1$  : Longueur du trumeau 1 + demi-longueur du linteau

$l_2$  : Longueur du trumeau 2 + demi-longueur du linteau

Soit  $F$ , la résultante d'une charge uniformément répartie sur le voile de longueur  $L$ . Alors, les charges revenant aux trumeaux sont :

- Trumeau 1 :  $F_1 = F \cdot \frac{l_1}{L}$
- Trumeau 2 :  $F_2 = F \cdot \frac{l_2}{L}$

### 2/ Distribution des charges horizontales : [Réf 23 : Art 4.2.5 et 4.2.6 RPA.99/ver 2003]

Les résultantes sismique suivant les deux directions (EX et EY) à base est égale à :  $V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \times W$ , les paramètres et les valeurs de  $V_{stat}(EX)$  et  $V_{stat}(EY)$  de cette formule ont été bien déterminés au chapitre VI.

Soit :  $V = Ft + \Sigma Fi$

$Ft$  : Force concentrée au sommet de la structure, permettant de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration.

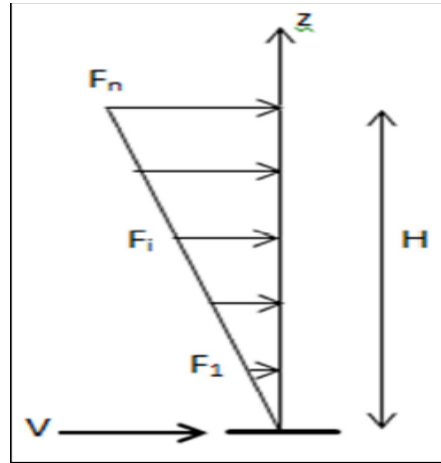
$Ft = 0,07 TV$  et  $Ft \leq 0,25 V$ , avec  $T$  : période fondamentale de la structure en [seconde]

$Ft$  est prise égale à zéro si  $T \leq 0,7$  [s]

La partie restante de l'effort horizontal total  $V$ , soit  $(V-Ft)$ , doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule ci-dessous.

$$F_i = \frac{(V-F_t).W_i.h_i}{\sum_{j=1}^n W_j.h_j} \quad \text{Avec :}$$

$F_i$  : Force sismique appliquée au niveau (i),  
 $W_i$  : poids du plancher (i) considéré,  
 $W_j$  : poids d'un plancher (j) quelconque,  
 $h_i$  = niveau du plancher (i) considéré,  
 $h_j$  = niveau d'un plancher (j) quelconque.



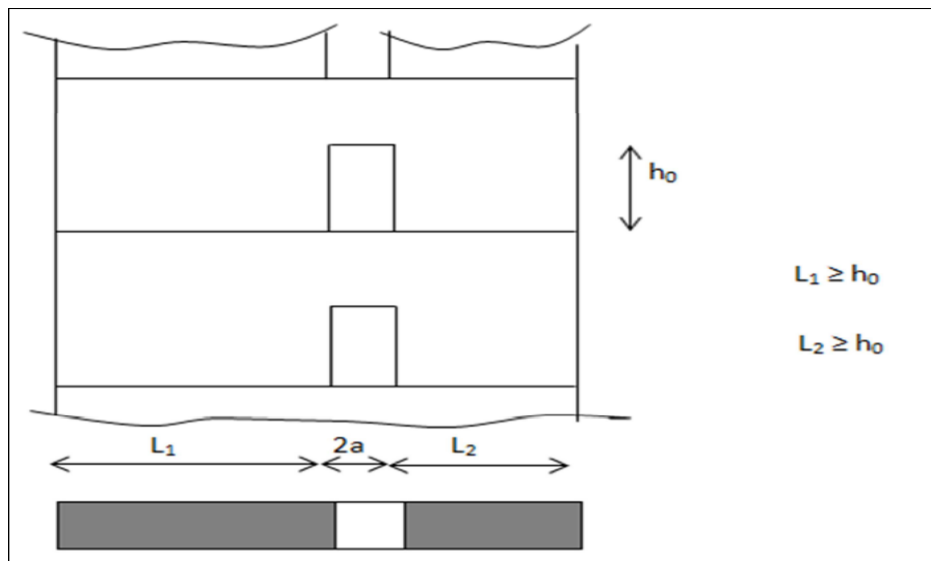
**Figure V.3** : distribution des charges sismique sur les voiles.

### 3/ Hypothèses de calcul :

La méthode développée par l'ingénieur français **MM. Albiges et Goulet**, fixe les hypothèses suivantes :

1) Les efforts localisés transmis par les linteaux peuvent être considérés comme répartis le long de la fibre moyenne de chaque élément.

On supposera que cette hypothèse est validée quand la largeur de l'élément est au moins égale à la distance entre nus de deux linteaux successifs (Figure V.4).



**Figure V.4** : Vue de face d'un voile avec une seule file d'ouverture.

b) Les éléments de refend subissent le même déplacement horizontal au niveau de chaque étage.

De plus, on admettra que :

- Le bâtiment est élevé (nombre d'étage  $\geq 7$ )
- La hauteur d'étage est constante ( $\mathfrak{Z} = 3.06$  m).
- Les linteaux liant les deux éléments de refend présentent tous les mêmes caractéristiques géométriques
- L'inertie transversale  $i$  des linteaux est faible vis-à-vis de celle de chacun des éléments de refend
- Les refends sont supposés encastres à leur base
- Les efforts horizontaux sont supposés être uniformément répartis (cas du vent) ou suivant une forme triangulaire (cas du séisme), sur toute la hauteur du bâtiment.

#### 4/ Étapes de calcul : Principales notations utilisées :

$\xi = \frac{z}{Z}$  Tel que :  $z$  : niveau considéré ;  $Z$  : hauteur du bâtiment.

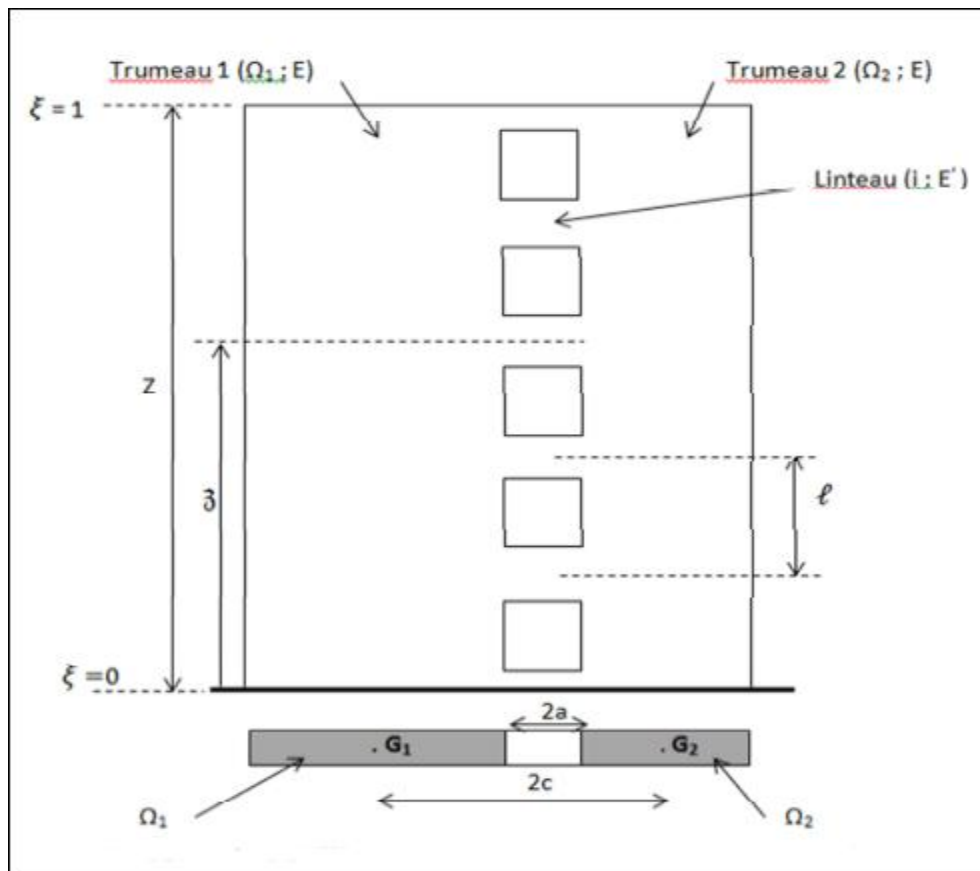
$G$  : Centre de gravite par rapport à  $G1$  :  $G = \frac{2\Omega_2 \times C}{\Omega_1 + \Omega_2}$  Avec :  $\Omega_1$  et  $\Omega_2$  : Aires des éléments de refend

$m$  : Moment statique du trumeau 1 ou du trumeau 2 par rapport au centre de gravite  $G$ .

$m = \frac{2C}{\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2}}$  Avec :  $2C$  : Distance entre les deux centres de gravite des éléments de refend.

$I$  : Moment d'inertie total du refend par rapport au centre de gravite  $G$ .

$I = I_1 + I_2 + 2mC$  Avec :  $I_1$  et  $I_2$  : Inerties propres des éléments de refend.



**Figure V.5** : Coupe en élévation et caractéristiques géométrique d'un voile à une seule file d'ouverture.

#### 4.1/Évaluation de $\alpha$ (degré de monolithisme) :

Le degré de monolithisme est une caractéristique géométrique du refend, qui s'évalue en fonction de la valeur de  $\alpha$ , celle-ci détermine le degré de la taille des ouvertures, tous dépend de l'intervalle dont elle se rapproche :

Si :  $\alpha < 1$  :  $\alpha \rightarrow 0 \Rightarrow$  Le voile à de grandes ouvertures, sont calcul sera assimilé à celui d'un portique.

Si :  $\alpha > 10$  :  $\alpha \rightarrow +\infty \Rightarrow$  Cas de petites ouvertures, le voile sera traité comme étant un voile plein.

Si :  $1 < \alpha < 10 \Rightarrow$  Le voile comporte de moyennes ouvertures, c'est le Cas courant.

Nous présentant ici la méthode de calcul d'un voile de moyennes ouvertures.

Nous avons  $\alpha = w \times Z$  Avec  $W$  : une grandeur sans dimension qui se calcul avec la formule suivante :

$$w^2 = \frac{3E' \times i}{E(I_1 + I_2)} \times \frac{I}{m} \times \frac{C}{l \times a^3} \text{ Avec :}$$

$E'$  : Module d'élasticité du matériau constitutif du linteau et  $i$  : inertie du linteau.

$E$  : Module d'élasticité du matériau constitutif du trumeau et  $l$  : Hauteur d'étage.

#### 4.2/ Chercher la valeur de $\Phi(\alpha, \xi)$ : (Réf 24 : figure B.23a pour le séisme).

On détermine la valeur de  $\Phi$  en fonction de  $\alpha$  et  $\xi$  en utilisant l'abaque B.23a pour le calcul des linteaux.

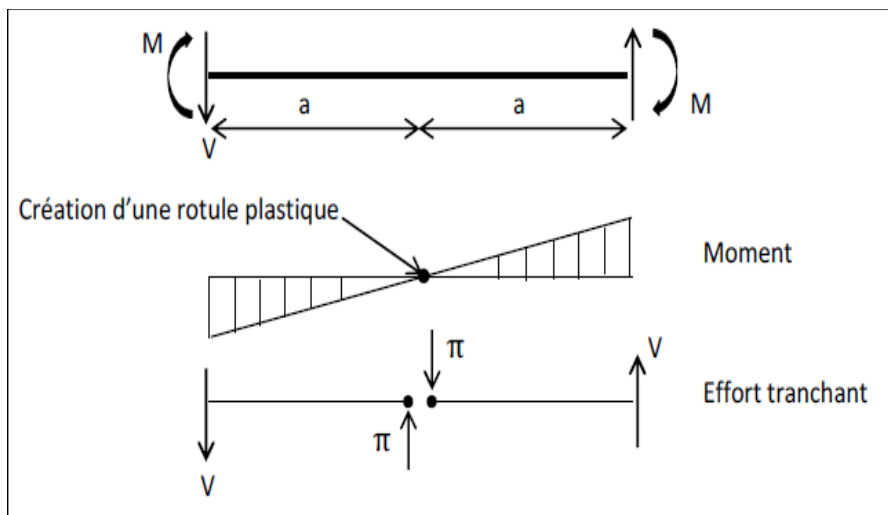
#### 4.3/ Calcule de l'effort tranchant dans la section d'encastrement du linteau (niveau 3) :

$$\Pi = \frac{H_0 \cdot m \cdot l}{I} \Phi(\alpha, \xi) \text{ Avec : } H_0 : \text{représente l'effort tranchant à la base du refend.}$$

$$H_0 = V = \frac{A.D.Q}{R} \times W \text{ et } W : \text{le poids total de la structure.}$$

#### 4.4) Dimensionnement du linteau :

En le considérant comme encasté aux deux extrémités.



Le moment d'encastrement est :

$$M = \Pi \times a$$

$a$  : étant la demi-longueur du linteau.

$V$  : est L'effort tranchant

$$V = \Pi = \frac{H_0 \cdot m \cdot l}{I} \Phi(\alpha, \xi)$$

#### 4.5/ Évaluation des moments dans les trumeaux situés de part et d'autre du linteau :

##### 4.5.1/ Chercher la valeur de $\psi(\alpha, \xi)$ : (Réf 25 : figure B.23b pour le séisme).

On détermine la valeur de  $\psi$  en fonction de  $\alpha$  et  $\xi$  en utilisant l'abaque B.23b pour le calcul des trumeaux.

##### 4.5.2/ Calculer les moments dans les éléments de refend (niveau 3) :

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} H_0 Z \left[ \frac{(2 - 3\xi + \xi^3)}{3} - \frac{2mc}{I} \psi(\alpha, \xi) \right]$$

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} H_0 Z \left[ \frac{(2 - 3\xi + \xi^3)}{3} - \frac{2mc}{I} \psi(\alpha, \xi) \right]$$

#### 4.6/ Calcul des efforts normaux dans les éléments de refend :

La force axiale  $N$  au niveau 3 dans chaque élément de refend est la somme des efforts tranchants (cumules) des étages supérieurs à ce niveau.  $N = \Sigma \Pi$

#### 4.7/ Vérification de l'équilibre extérieur à la base ( $\xi = 0$ ) :

Il est conseillé d'effectuer à la base du refend, une vérification de l'équilibre extérieur, défini par la relation suivante :  $M_{int} = M_1 + M_2 + 2Nc$

$M_{ext}$  : étant le moment d'ensemble distribue au refend considéré,  $M(\xi) = H_0 \times \frac{2}{3}Z$

Tel que :  $Z$  : la hauteur totale du bâtiment.

$H_0$  : la résultante de la force sismique à la base.

L'équilibre extérieur de l'ensemble à la base du refend, doit satisfaire la relation suivante :

$$\% \text{ erreur} = \frac{M_{int} - M_{\xi=0}}{M_{\xi=0}} \times 100 < 10\% \text{ Si ce n'est pas le cas :}$$

-Soit une erreur fatale à été faite dans les calculs précédents (vérifier les calculs numérique).

-Soit les dimensions du voile étant insuffisante (redimensionner).

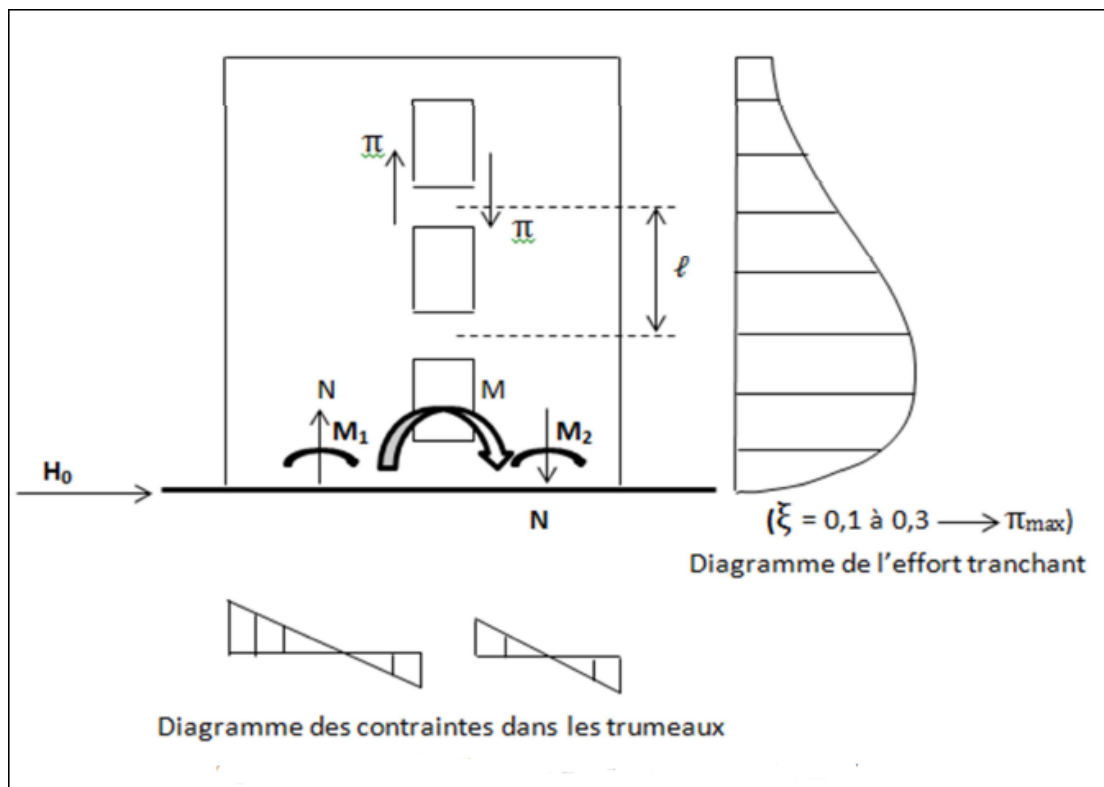


Figure V.6 : Localisation des efforts et diagrammes des contraintes à la base du voile.

#### 5/ Ferrailage des linteaux : (Réf 26 : Art 7.7.3 (1) et (2) RPA.99/ver 2003]

##### 5.1/ Vérification de la contrainte limite de cisaillement : [Réf 27 : Art 7.7.2 RPA 99/Version2003]

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} \text{ Où : } \tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} \text{ Tel que :}$$

$\bar{V} = 1,4 V_u$  et  $V_u = \Pi$  : l'effort tranchant ultime.

$b_0$  : épaisseur du linteau. Et  $d$  : hauteur utile =  $0,9h$ .

$h$  : hauteur totale de la section brute du linteau.

Premier cas :  $\tau_b \leq 0,06 f_{c28}$

Les linteaux seront calculés en flexion simple, (avec les efforts  $M$ ,  $V$ ). On devra disposer :

- des aciers longitudinaux de flexion ( $A_L$ )

- des aciers transversaux ( $A_T$ )
- des aciers en partie courante (aciers de peau) ( $A_c$ )

**a) Aciers longitudinaux :**

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{Z \times f_{fe}} \quad \text{Avec : } z = h - 2d' \text{ où } h \text{ est la hauteur totale du linteau.}$$

$d'$  : est la distance d'enrobage.

$M$  : moment dû à l'effort tranchant  $\bar{V} = 1.4 V = 1.4 \Pi_{\text{calculé}}$

**b) Aciers transversaux :**

Premier sous-cas : Si  $\lambda_g = \frac{l}{h} > 1 \Rightarrow$  linteaux longs.

$$s \leq \frac{A_t \times f_{fe} \times Z}{\bar{V}} \quad \text{Avec : } S : \text{espacement des d'armatures transversales.}$$

$A_T$  : section d'un cours d'armatures transversales.

$$Z = h - 2d'$$

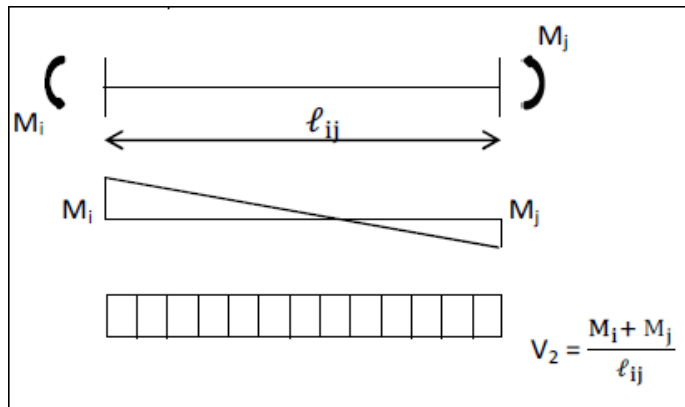
$\bar{V}$  : Effort tranchant dans la section considérée.  $\bar{V} = 1.4 V = 1.4 \Pi_{\text{calculé}}$

$l$  = portée du linteau

Deuxième sous cas : Si  $\lambda_g = \frac{l}{h} \leq 1 \Rightarrow$  linteaux courts.

$$\text{On doit avoir : } s \leq \frac{A_t \times f_{fe} \times l}{V + A_t \times f_{fe}} \quad \text{Avec : } V = \min(V_1, V_2) \text{ tel que : } V_1 = 2V_u \text{ calculé et } V_2 = \frac{M_i + M_j}{l_{ij}} \text{ Avec :}$$

$M_i$  et  $M_j$  : Les moments résistants ultimes des extrémités de gauche et de droite, respectivement, du linteau considéré.  $M = A_L \times f_{fe} \times z$  et  $z = h - 2d'$

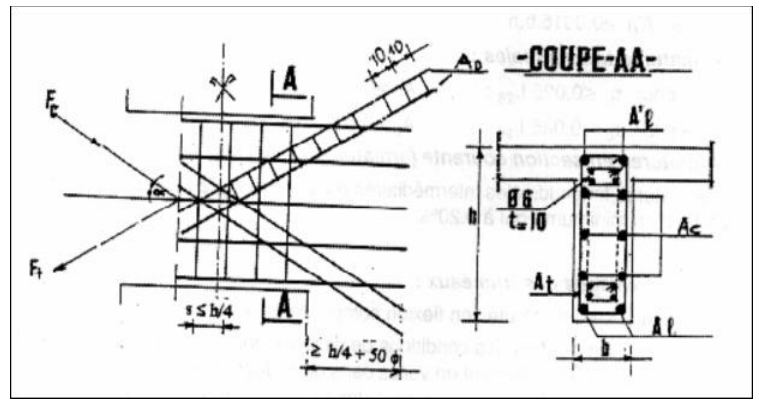
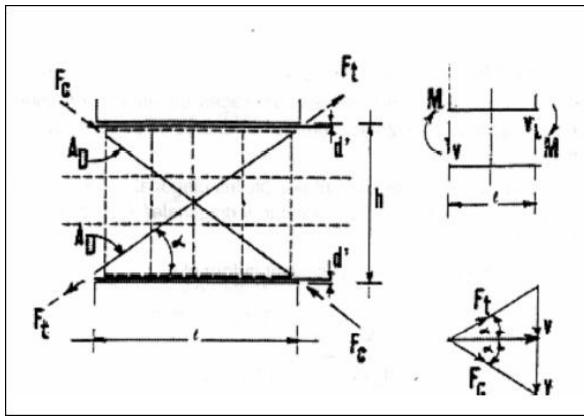


**Figure V.7 :** diagramme de l'effort tranchant et moment fléchissant dans le linteau.

Deuxième cas :  $\tau_b > 0,06 f_{c28}$

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), et transversaux en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts ( $M$  et  $V$ ) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales  $AD$  à disposer obligatoirement (voir figure V.8)



**Figure V.8** : Efforts dans les bielles du linteau. **Figure V.9** : disposition des armatures dans les linteaux

Le calcul de ces armatures se fait par la formule suivante :

$$A_D = \frac{V}{2f_e \times \sin \alpha} ; \tan \alpha = \frac{h-2d'}{l} \text{ (Voir figure V.8) et } V = V_{u \text{ calcul}} \text{ (sans majoration).}$$

### 5.2/ Ferrailage minimal : [Réf 28 : Art 7.7.3 (3) RPA 99/Version2003]

NOT : En plus du ferrailage diagonal AD, il y a lieu de disposer des armatures longitudinales (supérieures et inférieures), des armatures transversales et des armatures de peau, suivant les minimums réglementaires.

#### Ferrailage minimal : (voir figure V.9)

a) *Armatures longitudinales* :  $(A_L, A_L') \geq 0.0015 b \times h$  ou  $(0,15\%) b \times h$

b) *Armatures transversales* :

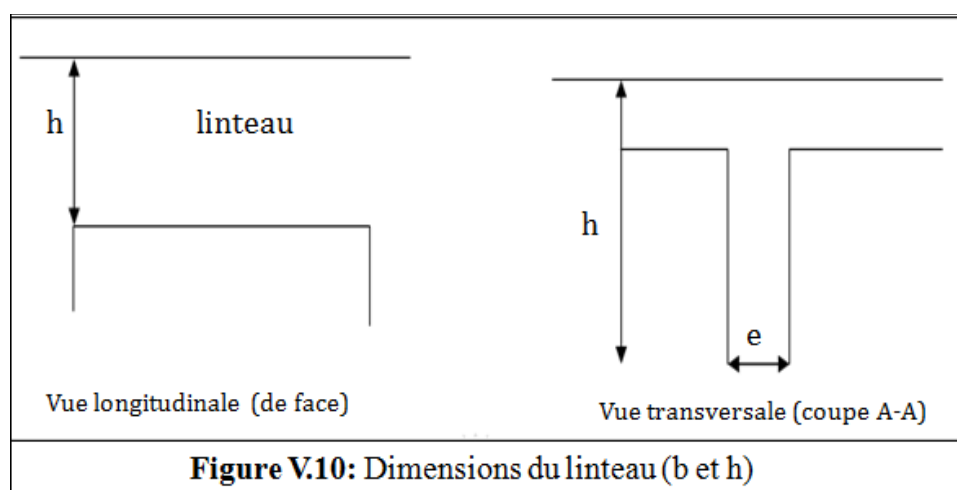
- pour  $\tau_b \leq 0,025 f_{c28}$  :  $A_T = 0,0015 b \times S$  (0,15%)

- pour  $\tau_b > 0,025 f_{c28}$  :  $A_T = 0,0025 b \times S$  (0,25%)

c) *Armatures en section courante (armatures de peau)* :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau  $A_c$  (2 nappes) doivent être disposées en deux nappes et égales au total d'un minimum de : 0.20% c-à-d :  $A_c \geq 0.0020 b \times h$

**NB** : b et h sont respectivement l'épaisseur et la hauteur transversale du linteau (voir figure V.10)



**Figure V.10**: Dimensions du linteau (b et h)

✚ **Exemple de calcul** : soit à calculer la file de voile  $VT_2$  :

ZONE II : du RDC au 7<sup>ème</sup> étage :  $VT_2 \Rightarrow L = 3.5 \text{ m}$  (Ouverture de 1.5m).

▪ **Calcul des linteaux** :

1/Paramètres de calcul :

$$L = 350 \text{ cm}, 2a = 150 \text{ cm}, l_1 = l_2 = 100 \text{ cm}$$

$$\Omega_1 = \Omega_2 = l_1 \times e = 100 \times 20 = 2000 \text{ cm}^2$$

$$2C = 50 + 50 + 150 = 250 \text{ cm} \Rightarrow C = 125 \text{ cm}.$$

$$G = \frac{2\Omega_2 \times C}{\Omega_1 + \Omega_2} = \frac{4000 \times 125}{4000} = 125 \text{ cm} \text{ Avec : } \Omega_1 \text{ et } \Omega_2 : \text{ Aires des éléments de refend}$$

$m$  : Moment statique du trumeau 1 ou du trumeau 2 par rapport au centre de gravité  $G$ .

$$m = \frac{2C}{\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2}} = m = \frac{250}{\frac{1}{2000}} = 0.5 \times 10^6 \text{ cm}^3 \text{ Avec : } 2C : \text{ Distance entre les deux c.d.g des trumeaux.}$$

$I$  : Moment d'inertie total du refend par rapport au centre de gravité  $G$ .

$$I = I_1 + I_2 + 2mC \text{ Avec : } I_1 \text{ et } I_2 : \text{ Inerties propres des trumeaux.}$$

$$I_1 = I_2 = \frac{e \times l^3}{12} = \frac{20 \times 100^3}{12} = 1.67 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow I = 2(1.67 \times 10^6) + 250 \times (5 \times 10^5) = 128.34 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

## 2/ Évaluation de $\alpha$ (degré de monolithisme) :

Nous avons  $\alpha = w \times Z$  tel que  $Z$  : la hauteur totale de la file des voiles,  $Z = 3.06 \times 8 = 24.48 \text{ m}$ .

$$w^2 = \frac{3E' \times i}{E(I_1 + I_2)} \times \frac{I}{m} \times \frac{C}{l \times a^3} \text{ Avec : } E' = E = 10818,860 \text{ MPa} = 1081.886 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$$

$$i : \text{ inertie du linteau. } i = \frac{e \times h^3}{12} = \frac{20 \times 106^3}{12} = 1.99 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

Avec :  $h$  : hauteur de la section droite du linteau,  $e$  : l'épaisseur = 20 cm,  $a = 75 \text{ cm}$ ,  $l = 306 \text{ cm}$ .

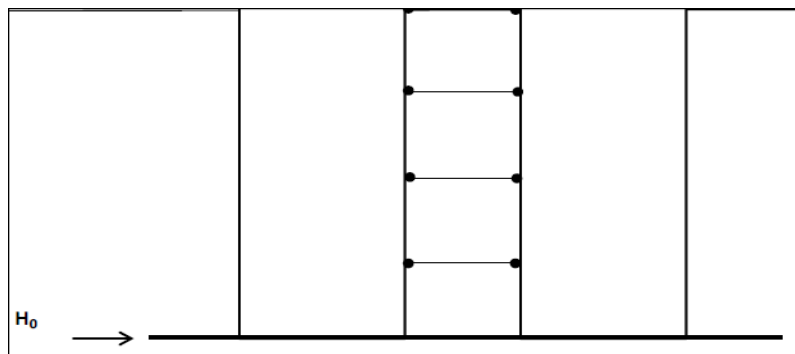
$$\Rightarrow w^2 = \frac{3 \times 1.99 \times 10^6}{(2 \times 1.67 \times 10^6)} \times \frac{128.34 \times 10^6}{0.5 \times 10^6} \times \frac{125}{306 \times 75^3} = 4.44 \times 10^{-4} \Rightarrow w = \sqrt{4.44 \times 10^{-4}} = 0.021$$

$$\Rightarrow \alpha = w \times Z = 0.021 \times 24.48 \text{ m} = 0.516 \text{ (sans dimension)}$$

Nous avons  $\alpha < 1$  :  $\alpha \rightarrow 0 \Rightarrow$  Cas de grandes ouvertures.

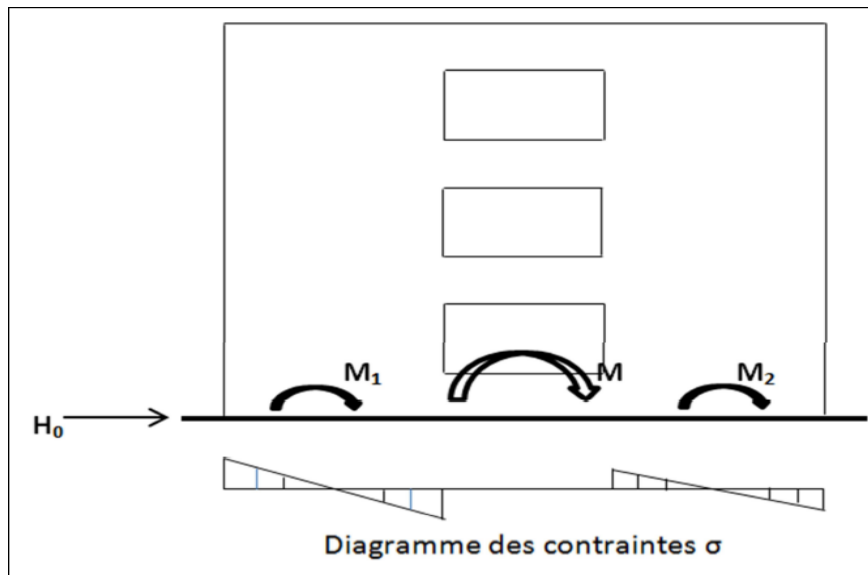
**3/ Cas de grandes ouvertures :** Nous avons :  $\alpha \rightarrow 0 \Rightarrow \Phi(\alpha, \xi) \rightarrow 0 \Rightarrow \Pi(\xi) = 0$

\* La rigidité des linteaux est très faible ( $i$  petit ou  $2a$  grand). On considère que les deux éléments de refend sont simplement entretoisés, donc assujettis aux mêmes déformations horizontales (Figure V.11). Les moments d'encastrement sont négligés.



**Figure V.11** : Schématisation des liaisons entre les trumeaux (cas de grandes ouvertures).

\* La répartition du moment fléchissant  $M$  (moment d'ensemble) est proportionnelle aux inerties des éléments de refend (Figure V.12).



**Figure V.12 :** Schématisation des efforts dans le cas de grandes ouvertures

**4/ Calculer les moments dans les éléments de refend (niveau 3) :**

$$\text{Quand } \alpha \longrightarrow 0 \longrightarrow \psi(\alpha, \xi) \longrightarrow 0$$

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} H_0 Z \left[ \frac{(2 - 3\xi + \xi^3)}{3} \right] = \frac{I_1}{I_1 + I_2} M(\xi)$$

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} H_0 Z \left[ \frac{(2 - 3\xi + \xi^3)}{3} \right] = \frac{I_2}{I_1 + I_2} M(\xi)$$

Avec :  $M(\xi)$  : le moment globale due au charges extérieur, qui sera tiré du logiciel ROBOT sous les combinaisons les plus défavorable (ÉLU + 8 combi/RPA) à chaque niveau.

Nous avons :  $I_1 = I_2 \Rightarrow$  pour chaque niveau :  $M_1 = M_2$

$H_i$  : la résultante de la force sismique à la base du niveau  $i$  considéré.

$\Rightarrow$  De la relation ( $M_1$  et  $M_2$ ) on tire :  $H_i = \frac{3M_\xi}{(2 - 3\xi + \xi^3) \times Z}$  ou bien :  $H_i = F_i = \frac{(V-Ft).W_i.h_i}{\sum_{j=1}^n W_j.h_j}$  (formule du RPA)

**5/ Vérification de l'équilibre extérieur à la base ( $\xi=0$ ) :** l'équilibre extérieur de l'ensemble à la base du refend, doit satisfaire la relation suivante :

$$\% \text{ erreur} = \frac{M_{int} - M_{\xi=0}}{M_{\xi=0}} \times 100 < 10\% \quad \text{Avec :}$$

$$M_{int} = M_1 + M_2 + 2C.N \text{ et } N = \sum \Pi = 0 \Rightarrow M_{int} = M_1 + M_2$$

(À la base  $\xi=0$ )  $\Rightarrow M(\xi) = H_0 \times \frac{2}{3}Z = 1765.529 \text{ KN.m} \Rightarrow H_0 = 108.18 \text{ KN}$  tel que :  $Z$  : la hauteur totale du voile,  $Z = 24.48 \text{ m}$ .

$H_0$  : la résultante de la force sismique à la base (au niveau 0.00 m).

Les résultats de calcul sur les différents niveaux sont récapitulés dans le tableau suivant :

Niveau (m)	$\xi = 3/Z$	$M(\xi)$ (KN.m)	$M_1$ (KN.m)	$M_2$ (KN.m)	$I_1$ (m) <sup>4</sup>	$I_2$ (m) <sup>4</sup>	H(n) (KN)	Vérification à la base
24,48	1	0	0	0	0,0167	0,0167		% d'erreur nul, résultat fiable
21,42	0,875	215,693	107,8465	107,8465	0,0167	0,0167	588,420801	
18,36	0,75	511,694	255,847	255,847	0,0167	0,0167	364,844207	
15,3	0,625	741,723	370,8615	370,8615	0,0167	0,0167	246,240647	
12,24	0,5	943,379	471,6895	471,6895	0,0167	0,0167	184,976275	
9,18	0,375	1177,69	588,845	588,845	0,0167	0,0167	155,566894	
6,12	0,25	1381,023	690,5115	690,5115	0,0167	0,0167	133,722876	
3,06	0,125	1576,106	788,053	788,053	0,0167	0,0167	118,718998	
0	0	1765,529	882,7645	882,7645	0,0167	0,0167	108,181924	0

**Tableau V.23 :** Évaluation des efforts internes dans les éléments du refond à la base de chaque niveau.

## 6/ Ferrailage des linteaux :

### 5.1/ Vérification de la contrainte limite de cisaillement :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} = \tau_b = \frac{1.4 \times \Pi}{b_0 \times d} \text{ Tel que : Tel que :}$$

$\bar{V} = 1.4 \Pi$  et  $\Pi$  : l'effort tranchant ultime de calcul.

$b_0 = 0.2$  m (épaisseur du linteau). Et  $d$  : hauteur utile =  $0.9h = 0.954$  m

$h = 1.06$  m (la hauteur totale de la section brute du linteau).

**Remarque :** On a vu que pour le cas de grandes ouvertures, les moments au niveau des encastremets des linteaux sont négligés, donc l'effort tranchant dans ce cas est nul ( $\Pi = 0$ )  $\Rightarrow \tau_b = 0$  MPa

$\Rightarrow$  On dit que les linteaux ne sont pas soumis au cisaillement et leur ferrailage sera déterminé suivant le minimum réglementaire :

### 5.2/ Ferrailage minimal :

*a) Armatures longitudinales :*  $(A_L, A_L') \geq 0.0015 b \times h$  ou  $(0,15\%) b \times h$

$$(A_L, A_L') \geq 0.0015 \times 20 \times 106 = 3.18 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{soit } \mathbf{2HA16} = 4.02 \text{ cm}^2$$

*b) Armatures transversales :*

$$\text{- pour } \tau_b = 0 < 0,025 f_{c28} : A_T = 0,0015 b \times S \quad (0,15\%)$$

$$S_T : \text{espacement, tel que : } S_T \leq h/4 = 106/4 = 26.5 [\text{cm}] \Rightarrow \text{Soit } S_T = \mathbf{25} \text{ cm.} \Rightarrow A_T = 0,0015 \times 20 \times 25 = 0.75 \text{ cm}^2$$

**Remarque :** On garde  $A_T = 1 \text{ cm}^2$  Soient **2HA8** avec un premier espacement égal à **15cm** et le 1er cadre disposé à **5[cm]** du nu.

*c) Armatures en section courante (armatures de peau) :*

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau  $A_c$  doivent être disposées en deux nappes et égales au total d'un minimum de :  $0.20\%$  c-à-d :  $A_c \geq 0.0020 b \times h \Rightarrow A_c \geq 0.002 \times 20 \times 106 = 4.24 \text{ cm}^2$

$\Rightarrow$  soit **6HA10** =  $4.71 \text{ cm}^2$  disposées en deux nappes.

### 5.3/ Espacements :

a) **Armatures Longitudinales  $A_L$  ;  $A_L'$**  :  $S_L = e - 2C = 20 - 4 = 16$  cm, soit la distance entre les deux nappes, avec  $C$  : l'enrobage = 2cm.

b) **Armatures transversales  $A_T$** :

Nous avons 8 cadres de  $\Phi$  8 répartie sur toute la longueur du linteau comme suite :

- Le 1<sup>er</sup> cadre sera disposé à 5 cm du nu de part et d'autre.
- Le 2<sup>ème</sup> suivant sera disposé à 15 cm du 1<sup>er</sup> cadre de part et d'autre.
- Les quatre restants seront espacés de 22 cm.

c) **Armatures de peau  $A_c$**  : Soit  $S_c = 0.25 (h - 2c) = 0.25 (106 - 8) = 24.5$  cm avec  $c$  : l'enrobage = 4 cm.

### 5.4/ Longueur d'ancrage :

1) Ancrage des armatures Longitudinales ( $A_L$  et  $A_L'$ ) dans les trumeaux :

Les armatures seront ancrées sur une longueur égale à :  $l_a \geq h/4 + 50\phi = 26.5 + 50 \times 1.6 = 106.5$  cm,

Soit  $l_a = 110$  [cm]

**Remarque** : la longueur  $l_a$  dépasse la longueur du trumeau avec 10 cm, un crochet de 90° et obligatoire, tel que la longueur hors crochet  $L_r = 0.4l_a = 0.4 \times 110 = 44$  cm. On prend  $L_r = 45$  cm.

### 5.5/ Vérification à l'ELS :

1/ **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A_{st}} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \text{ Avec :}$$

$N_s$  : l'effort normal réduit sur la voile sous les combinaisons (ELS+ 8comb/RPA) tiré de ROBOT.

$$N_s = N_{R_x} = 1807,506 \text{ KN.}$$

$$B : \text{section transversal du linteau. } B = h \times e = 106 \times 20 = 2120 \text{ cm}^2$$

$A_{st}$  : section totale des armatures dans le linteau.

$$A_{st} = A_L + A_L' + A_c + A_T = 2(4.02) + 1 + 4.71 = 13.75 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{1807506}{212000 + 15 \times 1375} = 7.78 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Calcul des trumeaux :**

Nous avons 2 trumeaux identiques séparés par une ouverture, donc le ferrailage adopté pour l'un, sera le même pour l'autre.

**1- Caractéristiques géométriques :**

$$L = 1.00 - (0.45 \times 0.5) = 0.775 \text{ m, } e = 0.2 \text{ m, } B = 0.155 \text{ m}^2, I = 7.76 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$V = V' = 0.5 L_{voile} = 0.775 \times 0.5 = 0.3875 \text{ m}$$

**NOT** : Les voiles sont parfaitement adhérents aux poteaux, la longueur à prendre en compte dans ce cas est celle entre nu des deux poteaux consécutifs.

**2- Sollicitation de calcul :**

A partir du **Tableau V.23**, nous retirons la valeur maximale du moment dans le trumeau ( $M_1$ ) à la base, tel que :  $M_1 = 882.765 \text{ KN.m}$  due à l'effort sismique  $H_0$  au même niveau.  $H_0 = 108.182 \text{ KN}$ .

### 3-Calcul des contraintes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V}{I}$$

L : Longueur du voile. / e : épaisseur du voile /  $V = V' = 0.5 L_{\text{voile}}$

M : moment dans le trumeau.

N : Effort normal réduit dans le voile (tiré de ROBOT),  $N_u = -776.34 \text{ KN}$  (traction)

$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{882.76}{776.34} = 1.13 \text{ m}$  (Le centre de pression se trouve en dehors du segment limité par les armatures, donc Section Partiellement Comprimée S.P.C.)

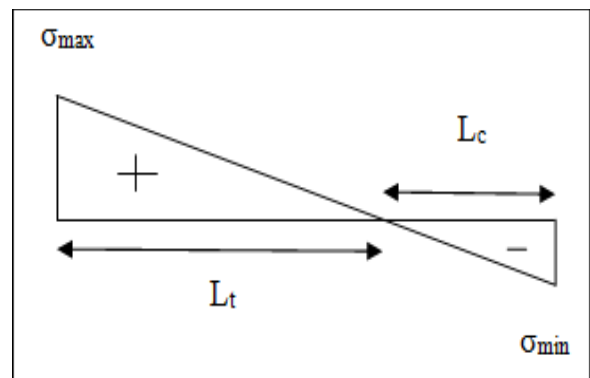
$$B = e \times L = 0.2 \times 0.775 = 0.155 \text{ m}^2$$

$$V = V' = 0.5 L = 0.5 \times 0.775 = 0.3775 \text{ m}$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0.2 \times 0.775^3}{12} = 7.75 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{\min} = \frac{776340}{1.55 \times 10^5} + \frac{882.76 \times 10^6}{7.76 \times 10^9} \times 377.5 = 47.95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{776340}{1.55 \times 10^5} - \frac{882.76 \times 10^6}{7.76 \times 10^9} \times 377.5 = -37.93 \text{ MPa}$$



Triangles semblables :

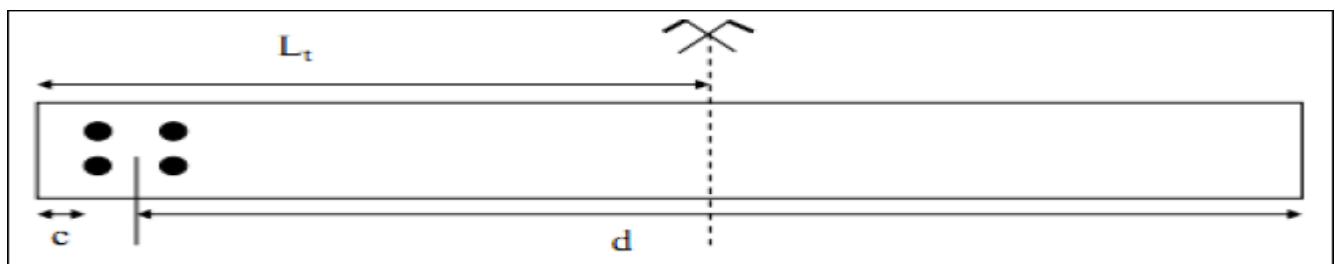
$$\Rightarrow L_t = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L \Rightarrow \frac{47.95}{47.95 + 37.93} \times 77.5 = 43.27 \text{ cm.}$$

$L_t$  : Longueur de la zone tendue.

$L_c$  : Longueur de la zone comprimée ( $L_c = L - L_t = 77.5 - 43.27 = 34.22 \text{ cm}$ ).

#### Calcul de la longueur utile (d) : [Réf 22 : Art 7.7.4.1 RPA.99/ver 2003]

**1<sup>er</sup> cas :** Il consiste à choisir le ferrailage du potelet comme étant les armatures tendues qui seront calculées (leur nombre sera de 4 barres). Déterminer la hauteur utile par rapport à leur centre de gravité et de calculer le ferrailage (voire figure).



La longueur de la zone d'extrémité :  $L/10 = 77.5/10 = 7.75 \text{ [cm]}$  Cette longueur est relativement faible, on va essayer de concentrer les armatures tendues (de calcul) tout à fait à l'extrémité (c'est-à-dire les 4 barres d'extrémité).

On prend un potelet avec un espacement de 10[cm] pour les armatures verticales.

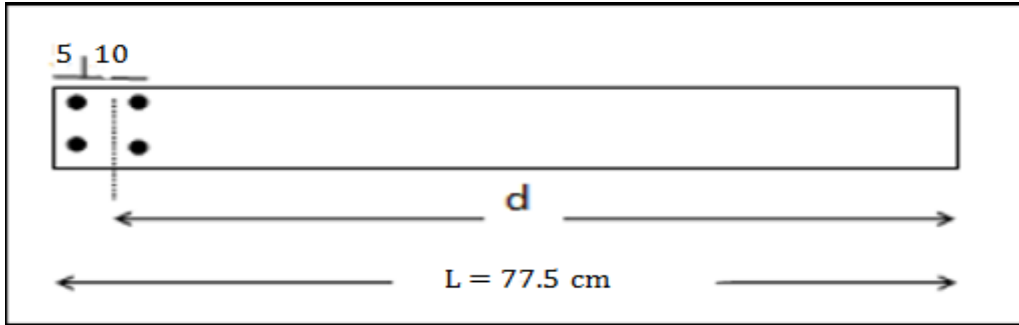
On déduit la longueur utile (d), tel que :  $d = L - C - \frac{D}{4}$  Avec :

C : l'enrobage des armatures de l'extrémité pris égal à 5 cm.

D : sa moitié désigne l'espacement des armatures du potelet.

$$\Rightarrow D = 20 \text{ cm} < \min [30 \text{ cm} ; 1.5 e = 30 \text{ cm}]$$

$$\Rightarrow d = 77.5 - 5 - 5 = 67.5 \text{ cm.}$$



c) Calcul du moment par rapport au centre de gravité des armatures tendues :

$$M_{AT} = M_{RZ} - N_{RX} \left( d - \frac{L_v}{2} \right) = 882.76 + 776.340 \left( 0.675 - \frac{0.775}{2} \right) = 1105.96 \text{ KN.m}$$

4) Ferrailage du trumeau :

a/ Armatures verticales  $A_v$  :

$$\mu = \frac{M_{At}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \text{ Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \text{ tel que : } \theta = 0.85 \text{ (durée } < 1 \text{ h) et } \gamma_b = 1.15 \text{ (accidentelle).}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{0.85 \times 1.15} = 21.74 \text{ MPa} \Rightarrow \mu = \frac{1105.96}{0.2 \times 0.675^2 \times 21740} = 0.558 > 0.379 \Rightarrow S.D.A$$

Les armatures comprimées sont obligatoire  $A_{sc} \neq 0$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M_f}{(d - c') \sigma_s} \text{ Avec : } \Delta M = M_f - M_l$$

$\Delta M$  : moment résiduel et  $M_f$  : moment sollicitant.

$M_l$  : moment résistant,  $M_l = \mu l \times b \times d^2 \times f_{bu}$

$$\Rightarrow M_l = 0.379 \times 0.2 \times (0.675)^2 \times 21740 = 750.82 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \Delta M_f = 1105.96 - 750.82 = 355.14 \text{ KN.m}$$

$$A_{stf} = A_{st1} + A_{sc} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left( \frac{M_l}{z} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \right) \text{ Avec :}$$

$$z = d (1 - 0.4 \alpha l) = 67.5 (1 - 0.4 (0.636)) = 50.32 \text{ cm}$$

$$\alpha l = \frac{\epsilon_{bc}}{\epsilon_{bc} + \epsilon_{sc}} \text{ et } \epsilon_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = 2\text{‰} \text{ Nous avons :}$$

$$\alpha l = \frac{3.5\text{‰}}{3.5\text{‰} + 2\text{‰}} = 0.636$$

Vérification :  $\Delta M_f < 40\% M_f \Rightarrow 355.14 \text{ KN.m} < 0.4 \times 1105.96 = 442 \text{ KN.m} \Rightarrow C.V$

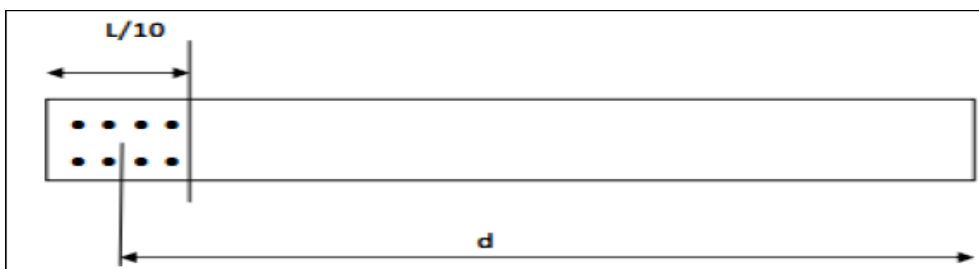
$$A_{sc} = \frac{355.14 \times 10^6}{(675 - 50) \times 400} \times 10^{-2} = 14.20 \text{ cm}^2 \text{ et } A_{st1} = \frac{1}{400} \left( \frac{750.82 \times 10^6}{503.2} \right) 10^{-2} = 37.3 \text{ cm}^2$$

Nous avons :  $\frac{c'}{d} = \frac{5}{67.5} = 0.074 < 2\alpha l - 1 = 2(0.636) - 1 = 0.272 \text{ (OK) d'où :}$

$$A_{stf} = A_{st1} + A_{sc} = 14.20 + 37.3 = 51.5 \text{ cm}^2 \text{ (Armatures fictives)}$$

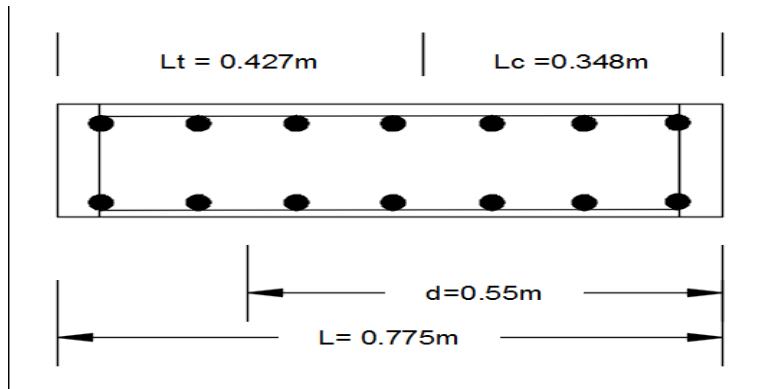
$$\Rightarrow \text{Armatures réelle : } A_{str} = A_{stf} + \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 51.5 + \frac{776.34}{400000} = 70.8 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{section trop importante.}$$

2ème cas : il consiste à disposer les armatures tendues de calcul dans la zone d'extrémité ( $L/10$ ).



La longueur de la zone d'extrémité :  $L_{ext} = \frac{L}{10} = \frac{77.5}{10} = 7.75 \text{ cm}$  Cette longueur ne suffira pas à contenir 4 barres pour chaque lit d'armature. Donc on passera directement au 3ème cas,

**3<sup>ème</sup> cas :** Le troisième consiste à disposer toutes les armatures tendues de calcul sur toute la longueur  $L_t$  et de déterminer leur centre de gravité et calculer le ferrailage correspondant.



**Calcul de la longueur utile (d) :**  $d = L - [(L_t/2)] = 77.5 - (21.63) = 55.86 \text{ cm}$

**Calcul du moment par rapport au centre de gravité des armatures tendues :**

$$M_{AT} = M_{RZ} - N_{RX} \left( d - \frac{L_v}{2} \right) = 882.76 + 776.34 \left( 0.558 - \frac{0.775}{2} \right) = 1015.126 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{AT}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{tel que : } \theta = 0.85 \text{ (durée } < 1\text{h)} \text{ et } \gamma_b = 1.15 \text{ (accidentelle).}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{0.85 \times 1.15} = 21.74 \text{ MPa} \Rightarrow \mu = \frac{1015.126}{0.2 \times 0.558^2 \times 21740} = 0.75 > \mu_l = 0.379 \Rightarrow S.D.A$$

Les armatures comprimées sont obligatoire  $A_{sc} \neq 0$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M_f}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{Avec : } \Delta M = M_f - M_l$$

$\Delta M$  : moment résiduel et  $M_f$  : moment sollicitant.

$$M_l : \text{moment résistant, } M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Rightarrow M_l = 0.379 \times 0.2 \times (0.558)^2 \times 21740 = 513.09 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \Delta M_f = 1015.126 - 513.09 = 502.03 \text{ KN.m}$$

$$A_{stf} = A_{stl} + A_{sc} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left( \frac{M_l}{z} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \right) \quad \text{Avec :}$$

$$z = d (1 - 0.4 \alpha_l) = 55.86 (1 - 0.4(0.636)) = 41.65 \text{ cm}$$

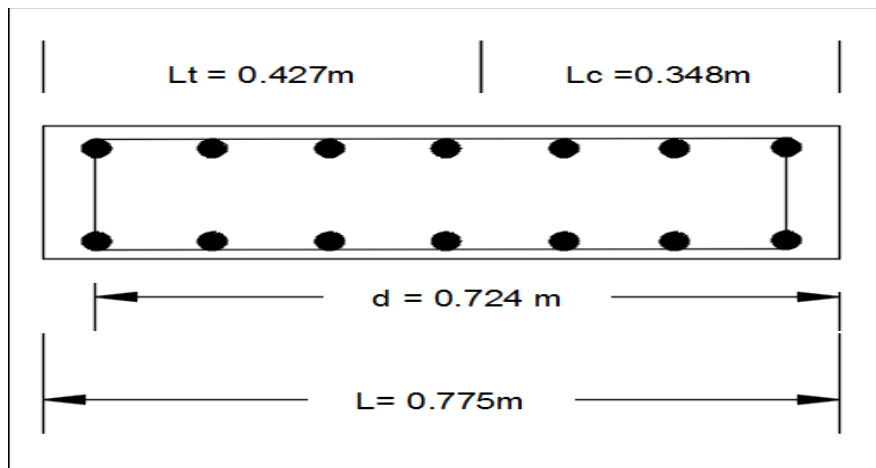
$$\alpha_l = \frac{\epsilon_{bc}}{\epsilon_{bc} + \epsilon_{sc}} \quad \text{et } \epsilon_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = 2\text{‰} \quad \text{Nous avons :}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5\text{‰}}{3.5\text{‰} + 2\text{‰}} = 0.636$$

Vérification :  $\Delta M_f > 40\% M_f \Rightarrow 513.06 \text{ KN.m} > 0.4 \times 1015.126 = 417.08 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{C.N.V}$

**Remarque :** la section tendue est petite, dans ce cas, le ferrailage se déroulera sur la section globale du trumeau.

**Calcul de la longueur utile (d) :**  $d = L - c = 77.5 - 5 = 72.5 \text{ cm}$



**Calcul du moment par rapport au centre de gravité des armatures tendues :**

$$M_{AT} = M_{RZ} - N_{RX} \left( d - \frac{L_v}{2} \right) = 882.76 + 776.34 \left( 0.725 - \frac{0.775}{2} \right) = 1144.77 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{At}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \text{ Avec : } f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \text{ tel que : } \theta = 0.85 \text{ (durée } < 1\text{h) et } \gamma_b = 1.15 \text{ (accidentelle).}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{0.85 \times 1.15} = 21.74 \text{ MPa} \Rightarrow \mu = \frac{1144.77}{0.2 \times 0.725^2 \times 21740} = 0.5 > \mu_l = 0.379 \Rightarrow S.D.A$$

Les armatures comprimées sont obligatoire  $A_{sc} \neq 0$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M_f}{(d-c')\sigma_s} \text{ Avec : } \Delta M = M_f - M_l$$

$\Delta M$  : moment résiduel et  $M_f$  : moment sollicitant.

$M_l$  : moment résistant,  $M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$

$$\Rightarrow M_l = 0.379 \times 0.2 \times (0.725)^2 \times 21740 = 866.174 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \Delta M_f = 1144.77 - 866.174 = 278.59 \text{ KN.m}$$

Vérification :  $\Delta M_f < 40\% M_f \Rightarrow 278.59 \text{ KN.m} < 0.4 \times 1144.77 = 457.9 \text{ KN.m} \Rightarrow C.V$

$$A_{sc} = \frac{278.59 \times 10^6}{(725-50) \times 400} \times 10^{-2} = 10.31 \text{ cm}^2 \text{ et } A_{st1} = \frac{1}{400} \left( \frac{1144.77 \times 10^6}{540.56} \right) 10^{-2} = 25.94 \text{ cm}^2$$

Nous avons :  $\frac{c'}{d} = \frac{5}{72.5} = 0.07 < 2\alpha l - 1 = 2(0.636) - 1 = 0.272 \text{ (OK) d'où :}$

$$A_{stf} = A_{st1} + A_{sc} = 10.31 + 25.94 = 36.25 \text{ cm}^2 \text{ (Armatures fictives)}$$

$$\Rightarrow \text{Armatures réelle : } A_{sr} = A_{stf} + \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 36.25 + \frac{-776.34}{400000} = 16.84 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{soit } \mathbf{14HA14} = 21.55 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow$  On opte pour :  $\mathbf{14HA14} = 21.55 \text{ cm}^2$  pour les deux nappes.

**b. Armatures horizontales :**  $A_H \geq \max \{0.25 A_v ; 0.15\%B\}$  Avec :

$$B = e \times L_{voile} = 20 \times 77.5 = 1550 \text{ cm}^2 \Rightarrow 0.15\%B = 2.32 \text{ cm}^2$$

$$0.25A_v \text{ total} = 0.25 \times 21.55 = 5.83 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow A_H = \max \{5.83, 2.32\} = 5.83 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Soit :  $\mathbf{12HA12} = 13.57 \text{ cm}^2$  ; avec  $\mathbf{Sh} = 25 \text{ cm}$ .

**c. Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingles / m<sup>2</sup>.

$$S_F = L \times h = 0.775 \times 3.00 = 2.325 \text{ m}^2 \Rightarrow S_F \times 4 \approx 10 \text{ épingles.}$$

La section total des armatures transversales  $A_T = \mathbf{10 HA8} = 5.03 \text{ cm}^2$

Avec la règle de trois :

$$2.325 \text{ m}^2 \rightarrow 10HA8 = 5.03 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_T = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{m}^2 \text{ c.-à-d. : } \mathbf{4HA8/m}^2$$

$$1 \text{ m}^2 \rightarrow 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant récapitule les sections d'armatures et le ferrailage adopté :

$VT_2$ <b>ZONE II</b>	<b>L</b> (cm)	<b>S Transversale</b> (cm <sup>2</sup> )	<b>A<sub>v</sub></b> (cm <sup>2</sup> )	<b>F<sub>v</sub></b> $\phi \geq 12\text{mm}$	<b>A<sub>H</sub></b> (cm <sup>2</sup> )	<b>F<sub>H</sub></b> $\phi \geq 12\text{mm}$	<b>A<sub>T</sub></b> (cm <sup>2</sup> )	<b>F<sub>H</sub></b> $\phi \geq 6\text{mm}$
<b>Trumeau1</b>	77.5	1550	21.55	14HA14	13.57	12HA12	2.01	4HA8
<b>Trumeau2</b>	77.5	1550	21.55	14HA14	13.57	12HA12	2.01	4HA8

**Tableau V.24 :** ferrailage adopté pour les trumeaux du voile transversal ( $VT_2$  de la ZONE II)

**5)- Vérifications de la satisfaction des exigences du RPA99/2003 :**

**a) Le ferrailage minimum :**

Trumeau 1 et 2	Acier RPA	Sb (cm <sup>2</sup> )	Aadopté (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Vérification
	Av	1550	21,55	3,1	Vérifiée
	AH	1550	13,57	2,325	Vérifiée

**Tableau V.25 :** Vérification du ferrailage adopté par apport au minimum du RPA.

**b) Diamètre max et min ( $\phi_{\max}$  et  $\phi_{\min}$ ) :**

Trumeau 1 et 2	Acier RPA	$\phi_{\min}$ adopté	$\phi_{\min}$ RPA (mm)	max RPA (mm)	Vérification	Type de barre
	Av	14	12	20	OK	Haute adhérence
	AH	12	12	20	OK	
	AT	4HA8/m <sup>2</sup>	6	10	OK	

**Tableau V.26 :** Vérification du ferrailage adopté par apport au maximum du RPA.

**C) Espacement des barres :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$S_t \leq \text{Min} \{1.5 e ; 30\text{cm}\}$  Avec e : l'épaisseur du voile.

Av (des potelets) :  $S_p = 10 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$ ...Condition vérifiée.

Av (de la zone courante) :  $S_v = 10 \text{ cm} < 1.5 \times e = 20 \times 1.5 = 30 \text{ cm}$ .....Condition vérifiée.

A<sub>H</sub> (Armatures horizontales) :  $S_H = 25 \text{ cm} < 1.5 \times e = 20 \times 1.5 = 30 \text{ cm}$ .... Condition vérifiée.

**d) Longueur de recouvrement :**

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

$L_r = 40 \Phi$  pour les barres des potelets,  $\Rightarrow L_r = 40 \times 2 \approx 80 \text{ cm}$ .

$L_r = 20 \Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimé,  $\Rightarrow L_r = 20 \times 2 \approx 40 \text{ cm}$ .

**e) Vérification de la contrainte limite de cisaillement :**

- D'après le BAEL91/ modifiées 99 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \right] \text{ MPa.}$$

$V_u$  : effort tranchant maximum =  $\Pi_{\max} = 118.2 \text{ KN}$ . (Tiré du tableau V.23) (Au 1<sup>er</sup> étage).

$b_0$  : épaisseur du voile = 200 mm et d : la hauteur utile,  $d = 0.9 L = 0.9 \times 775 = 697.5 \text{ mm}$

$$\tau_u = \frac{118718}{200 \times 0.9 \times 775} = 0.85 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0.15 \times 25}{1.5} = 2.5 ; 4 \right] \text{ MPa.}$$

$\Rightarrow 0.85 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa}$  .....Condition vérifiée.

- D'après le RPA 99/Version2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} \text{ Où : } \tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} \text{ Tel que :}$$

$\bar{V} = 1.4 V_u$  et  $V_u = \Pi_1$  : l'effort tranchant ultime due au séisme, au niveau  $\mathfrak{Z} = 3.06 \text{ m} = 118.718 \text{ KN}$

$b_0$  : épaisseur du voile = 200mm et d : hauteur utile.

L : longueur totale de la section brute = 775 mm.

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 118718}{200 \times 0.9 \times 775} = 1.2 \text{ MPa} < \overline{\tau_b} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**f) Vérification à l'ELS :**

**1/ Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A_v} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} \text{ Avec :}$$

$N_s$  : l'effort normal réduit sur le voile sous les combinaisons (ELS+ 8comb/RPA) tiré de ROBOT.

$$N_s = N_{R_x} = -2583,847 \text{ KN.}$$

$$B : \text{section transversal du trumeau, } B = 775 \times 200 = 1.55 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

$$A_v : \text{section totale des armatures verticale dans le trumeau, } A_v = 21.55 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{2583847}{155000 + 15 \times 21.55} = 13.8 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Les résultats cumulés des autres zones de voiles se résument dans les tableaux suivants :

Voiles plein	L (m)	e (m)	V;V' (m)	B (m <sup>2</sup> )	ZONE	Nu (KN)	Mu (KN.m)	eu	$\sigma_{max}$ (MPa)	$\sigma_{min}$ (MPa)	Lt (m)	Lc (m)	OBS	d (m)	MA (KN.m)	Ast calculé (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage adopté
VT1 (sous-sol)	3,05	0,2	1,525	0,61	I	-2483,2	-644,89	0,2597	-6,1505	-1,991	3,05	0	SPT	3	3017,8	88,3	16HA16 + 38HA14
VL1 (L=4,85 m)	4,4	0,2	2,2	0,88	I	-2234,7	-4273,5	1,91234	-9,1616	4,0827	3,044	1,36	SPT	2,88	-2758	79,86	16HA16 + 34HA14
	4,45	0,2	2,225	0,89	II	-1882,9	-2405,7	1,27766	-5,7601	1,5289	3,517	0,94	SPT	2,69	-1526,9	61,27	16HA16 + 28HA12
	4,5	0,2	2,25	0,9	III	-1046	-604,39	0,57782	-2,0576	-0,267	4,5	0	SPT	4,45	1696,8	35,68	16HA12+ 28HA12
VL2 (L=3,2 m)	2,75	0,2	1,375	0,55	I	-3780,8	-1500,2	0,3968	-12,825	-0,923	2,75	0	SPT	2,7	3509,3	126,67	16HA20+ 38HA16
	2,8	0,2	1,4	0,56	II	-2354,9	-692,31	0,29399	-6,8542	-1,556	2,8	0	SPT	2,75	2486,8	81,55	16HA16+ 40HA14
	2,85	0,2	1,425	0,57	III	-947,26	-310,13	0,3274	-2,8073	-0,516	2,85	0	SPT	2,8	992,35	32,55	16HA12+ 16HA12

**Tableau V.27 :** Sections d'armatures verticales adoptées dans les voiles pleins.

Voiles plein	L (m)	e (m)	B (m <sup>2</sup> )	ZONE	d (m)	Av (cm <sup>2</sup> )	Ac (cm <sup>2</sup> )	Av totale (cm <sup>2</sup> )	Av min (cm <sup>2</sup> )	AH (cm <sup>2</sup> )	AT (cm <sup>2</sup> )	Ty (KN)	$\tau_b < 5$ (MPa)	$\tau_u < 4$ (MPa)	Ns (KN)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	OBS
VT1 (sous-sol)	3,05	0,2	0,61	I	3	90,67	11,4	102,07	12,2	25,518	2,01/m <sup>2</sup>	1184,5	3,071	2,1935	2483	3,254	C.V
VL1 (L=4,85 m)	4,4	0,2	0,88	I	2,87	84,51	13,28	97,7896	17,6	24,447	2,01/m <sup>2</sup>	1379,7	3,739	2,6707	2088	2,033	C.V
	4,45	0,2	0,89	II	2,7	63,84	7,408	71,2478	17,8	17,812	2,01/m <sup>2</sup>	769,65	2,217	1,5836	1446	1,451	C.V
	4,5	0,2	0,9	III	4,45	49,76	4,646	54,4059	18	13,601	2,01/m <sup>2</sup>	482,69	0,844	0,6026	798,2	0,813	C.V
VL2 (L=3,2 m)	2,75	0,2	0,55	I	2,7	126,67	9,058	135,728	11	33,932	2,01/m <sup>2</sup>	941,06	2,711	1,9363	3781	5,017	C.V
	2,8	0,2	0,56	II	2,75	93,75	8,272	102,022	11,2	25,505	2,01/m <sup>2</sup>	859,38	2,431	1,7361	2355	3,303	C.V
	2,85	0,2	0,57	III	2,8	40,46	5,349	45,8095	11,4	11,452	2,01/m <sup>2</sup>	555,79	1,544	1,1028	947,3	1,483	C.V

**Tableau V.28 :** Vérification des sections d'armatures adoptées par apport aux minimums du RPA99/2003 et du BAEL91/99

Voiles avec ouvertures		b (m)	e (m)	B (m <sup>2</sup> )	ZONE	d (m)	Av (cm <sup>2</sup> )	Ac (cm <sup>2</sup> )	Av totale (cm <sup>2</sup> )	Av min (cm <sup>2</sup> )	AH (cm <sup>2</sup> )	AT (cm <sup>2</sup> )	Ty (KN)	$\tau_b < 5$ (MPa)	Ns (KN)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	OBS
VT1 (2a=2,50m)	linteau	1	0,2	0,2	I	0	12,57	12,06	24,63	3		1,57	0	0	1306,645	5,5145	C.V
	trumeau	0,275	0,2	0,055	I	0,225	18,85	4,1657	23,016	1,1	5,754	2,01/ m <sup>2</sup>	108,2	3,74	1306,645	14,596	C.V
VT2 (2a=1,50 m)	linteau	1,06	0,2	0,212	I	0	8,04	6,79	14,83	4,24		1,01	0	0	2583,847	11,031	C.V
		1,06	0,2	0,212	II	0	8,04	6,79	14,83	4,24		1,01	0	0	2583,847	11,031	C.V
		1,06	0,2	0,212	III	0	8,04	6,79	14,83	4,24		1,01	0	0	2583,847	11,031	C.V
	trumeau	0,775	0,2	0,155	I	0,725	28,15	4,57064	32,721	3,1	8,18	2,01/ m <sup>2</sup>	118,72	1,274	2583,847	12,661	C.V
		0,8	0,2	0,16	II	0,75	21,55	5,98945	27,539	3,2	6,885	2,01/ m <sup>2</sup>	155,57	1,613	2583,847	12,835	C.V
		0,825	0,2	0,165	III	0,775	21,55	9,48024	31,03	3,3	7,758	2,01/ m <sup>2</sup>	246,24	2,471	2583,847	12,214	C.V

**Tableau V.29** : Récapitulatif des résultats des sections d'armatures calculées dans les linteaux et les trumeaux.

Voiles avec ouvertures		b (m)	e (m)	B (m <sup>2</sup> )	ZONE	d (m)	Av (cm <sup>2</sup> )	Ac (cm <sup>2</sup> )	Av totale (cm <sup>2</sup> )	AH (cm <sup>2</sup> )	AT (cm <sup>2</sup> )
VT1 (2a=2,50m)	Linteau	1	0,2	0,2	I	0	4HA20 12,57	6HA16 12,06	24,63		2HA10 1,57
	Trumeau	0,275	0,2	0,055	I	0,225	12HA16 24,13		24,13	12HA14 18,47	4HA8 2,01/m <sup>2</sup>
VT2 (2a=1,50 m)	Linteau	1,06	0,2	0,212	I	0	4HA16 8,04	6HA12 6,79	14,83		2HA8 1,01
		1,06	0,2	0,212	II	0	4HA16 8,04	6HA12 6,79	14,83		2HA8 1,01
		1,06	0,2	0,212	III	0	4HA16 8,04	6HA12 6,79	14,83		2HA8 1,01
	Trumeau	0,775	0,2	0,155	I	0,725	14HA16 28,15	4HA14 6,16	34,31	12HA14 18,47	4HA8 2,01/m <sup>2</sup>
		0,8	0,2	0,16	II	0,75	14HA14 21,55	4HA14 6,16	27,71	12HA12 13,57	4HA8 2,01/m <sup>2</sup>
		0,825	0,2	0,165	III	0,775	14HA14 21,55	4HA14 6,16	27,71	12HA12 13,57	4HA8 2,01/m <sup>2</sup>

**Tableau V.30 :** Récapitulatif des sections d'armatures et ferrillage adopté dans les linteaux et les trumeaux.

# *CHAPITRE -VI-*

## *Etude de l'infrastructure*

## VI.1) Introduction :

La présente étude constitue le choix et le dimensionnement du type de fondation nécessaire pour le bâtiment. L'infrastructure doit donc constituer un ensemble rigide capable de remplir les triples fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.
- Transmettre au sol des fondations les efforts apportés par la superstructure.
- Limiter les tassements différentiels à une valeur acceptable.

## VI.2) Différents types de fondations :

Les fondations peuvent être classées par rapport aux terrains suivant 03 types :

### 1/ Fondations superficielles :

Sont des fondations dont la profondeur n'excède pas en général 2 à 3 mètres ( $D/A < 5$ ) avec :

$D$  : est l'ancrage de la fondation - fouille - ;  $A$  est sa largeur) on distingue :

- Les fondations fonctionnelles, constituées par des semelles isolées sous poteaux.
- Les fondations linéaires, constituées par des semelles continues sous poteaux ou murs.
- Les fondations surfaciques, constituées par des radiers ou des cuvelages sous poteaux ou murs.

### 2/ Fondation profonde : La fondation est dite « profonde » lorsque le rapport $D/B > 5$ .

Ses dimensions sont définies par :

- $D$  : Longueur de fondation enterrée dans le sol.
- $B$  : largeur de la fondation ou diamètre.

En distingue :

- Les fondations en Pieux, en puits, les barrettes et les parois moulées.

## VI.3) Reconnaissance du sol de fondation :

C'est l'étape cruciale et primordiale avant l'acte de bâtir, donc une étude du sol détaillée est nécessaire qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **2 bars** comme contrainte admissible du sol.

2bare  $\Rightarrow$  200Kpa = 200 KN/m<sup>2</sup> ainsi que : 1 Kpa = 10<sup>-3</sup> MPa.

**NB :** La détermination des ouvrages de fondations, en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractéristiques physiques et mécaniques des sols, relève de disciplines et de techniques qui font notamment l'objet des articles : *Compressibilité, Consolidation et Tassement* [C 214], *Résistance au cisaillement* [C 216], *Fondations profondes* [C 248] de ce traité. (**Réf 01 : Art B.9.0 BAEL91 modif99**)

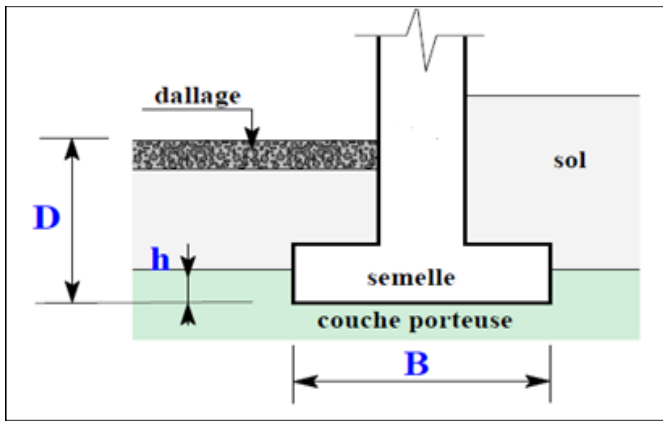
Les règles décrites par le BAEL91/99, traitent les éléments de fondation en tant qu'éléments de béton armé.

**VI.4) Choix du type de fondation :** Les critères influant le choix d'une fondation sont :

- La qualité du sol.
- Les charges amenées par la construction.
- Le coût d'exécution.

### VI.4.1) Semelles isolées :

Les semelles isolées sont les fondations des poteaux. Leurs dimensions de surface sont homothétiques à celles du poteau que la fondation supporte, elle est définie par les caractéristiques géométriques suivantes :



Avec :

- A : longueur de la semelle (le plus grand côté).
- B : largeur de la semelle (le plus petit côté).
- D : hauteur d'encastrement de la semelle.
- h : ancrage de la semelle. Il correspond à la hauteur de pénétration de la semelle dans la couche Porteuse.

Figure VI.1 : Coupe verticale d'une semelle isolée.

#### ▪ Dimensionnement :

La surface de la semelle doit être suffisante pour répartir sur le sol, les charges apportées par les porteurs verticaux. Répartir une force sur une surface, c'est exercer une pression, ce qui recommande de satisfaire l'inégalité suivante :

$$\sigma_{appliquée} = \frac{N_s}{A \times B} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$N_s$  : l'effort normal qui est obtenu à la base du poteau le plus sollicité au niveau du sous-sol.

Les résultats de  $N_{max}$  pour ce dernier, sont tirés du logiciel ROBOT, sous la combinaison (ELS).

(Réf 02 : Art B.9.6/BAEL91 et Art 10.141/ RPA99) tel que :

Le poteau le plus sollicité en effort normale ( $N_x$  ou  $F_z$ ) est le poteau situé sur les coordonnées suivantes de l'axe global de la structure :  $POT_{max} \in [2_{(x)}; C_y]$  avec un effort normal :  $N_s (max) = 1188.0.93 \text{ KN}$

#### L'homothétie :

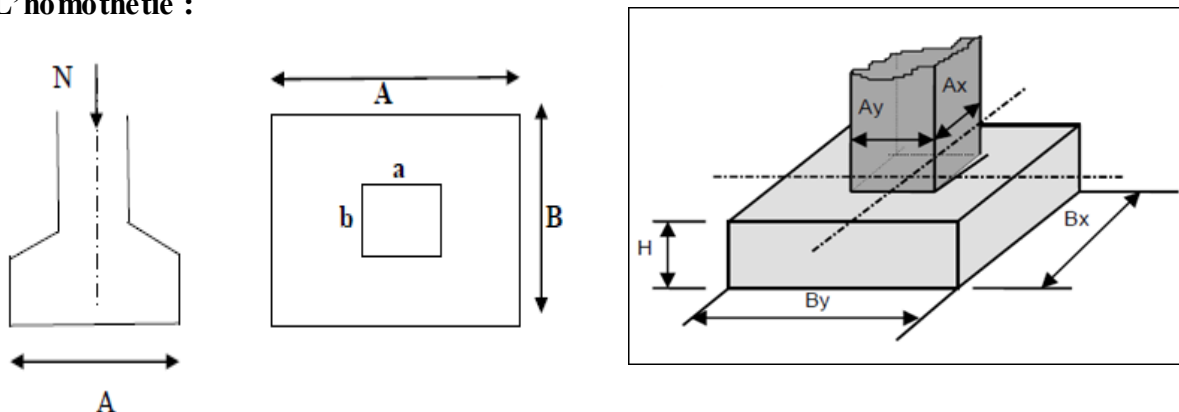


Figure VI.2 : Principe du dimensionnement des semelles isolées (l'homothétie).

$$\frac{Ax}{Ay} = \frac{Bx}{By} \text{ Or, nous avons : } Ax = Ay = 0.45 \text{ m (poteau carré)} \Rightarrow Bx = By \text{ (semelle carrée)}$$

$$\Rightarrow \frac{N_s}{A \times B} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow \frac{N_s}{B^2} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\overline{\sigma_{sol}}}} \text{ soit } B = 2.50 \text{ m}$$

**Observation :**  $B = 2.43 \text{ m}$ , la largeur des semelles est importante, d'où, la distance entre deux semelles consécutives est de :  $d' = L - B = 320 - 250 = 70 \text{ cm} \Rightarrow$  distance séparative insuffisante.

Il y aura risque de chevauchements, si nous constatons une insuffisance dans les dimensions de la semelle vers la suite des calculs. On passe alors au second type de semelles superficielles, on opte pour des semelles filantes.

#### VI.4.2. Semelles filantes :

Ce sont des semelles élancées dont le rapport  $L/B > 10$ , et souvent atteignent la longueur totale du bâtiment. Elle se réalise dans le but de reprendre une succession de poteaux très sollicités ou sous des voiles, dont l'adaptation des semelles isolées est impossible. On distingue :

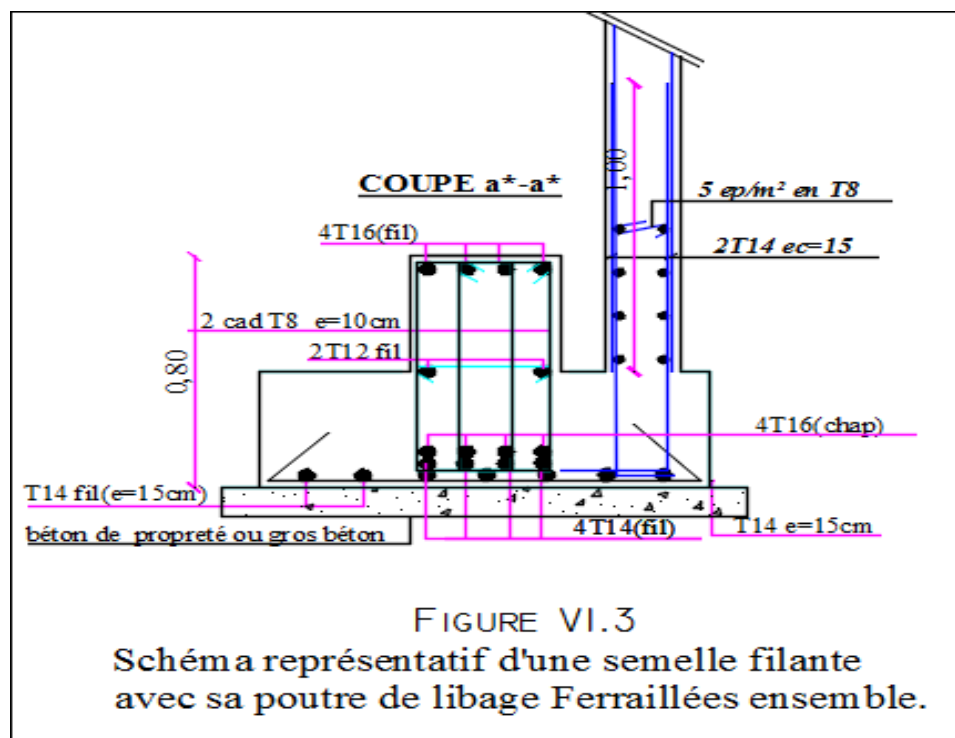
##### 1/ Semelle filante sous poteaux :

Ce sont des semelles infiniment rigide, composée de la poutre de libage (de rigidité) et de la semelle elle-même.

La semelle travaille dans le sens transversal, résiste aux efforts de compression on les transmettent directement au sol de fondation.

La poutre de libage travail dans le sens longitudinale, tel que :

- \_ Répartit les efforts concentrés transmis par les poteaux (Elle engendre une répartition linéaire de contrainte sur le Sol).
  - \_ Reprendre les moments dues à l'excentricité.
  - \_ Résiste aux réactions du sol élastique.
  - \_ Assure une stabilité favorable vis-à-vis du renversement de la structure face aux sollicitations sismiques.
- \* C'est une sorte de poutre du plancher mais dans le sens inverse.



##### 1.1/ Hypothèses :

\_ On considère que la semelle repose sur un sol uniforme (la force portante en tout point de la semelle est substantiellement la même)  $\Rightarrow$  cas des semelles rigides.

\_ Les réactions du sol, sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que : leur résultante par rapport au centre de gravité, coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes Sur l'ensemble (semelle-poutre de libage),  $\Rightarrow$  réaction uniforme.

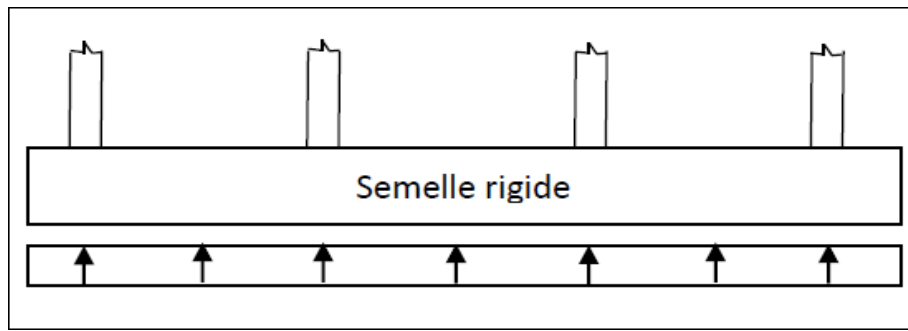


Figure IV.4 : Réactions d'appuis d'une semelle rigide (sol uniforme).

1.2 Dimensionnement : La condition de portance suivante doit être satisfaite :  $\sigma_m \leq \overline{\sigma_{sol}}$

Étapes de calculs :

- Détermination de la résultante des charges :  $R = \sum N_i$
- Détermination de l'excentricité globale de la résultante des forces :  $e = \frac{\sum M_i + \sum N_i e_i}{R}$
- Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations à la base de la semelle :

1/ SI :  $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$  la distribution est triangulaire  $\Rightarrow \sigma_m = \frac{R}{L(B-2e)}$

2/ SI :  $e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$  la distribution est trapézoïdale  $\Rightarrow \sigma_m = \frac{R}{L \times B} (1 + \frac{3e}{B})$

Or,  $\sigma_m$  : la contrainte moyenne issue de la contrainte max et min correspondant au point situé au quart de la largeur de la semelle ( $B/4$ ), distance mesurée à partir du point d'application de  $\sigma_{max}$ .

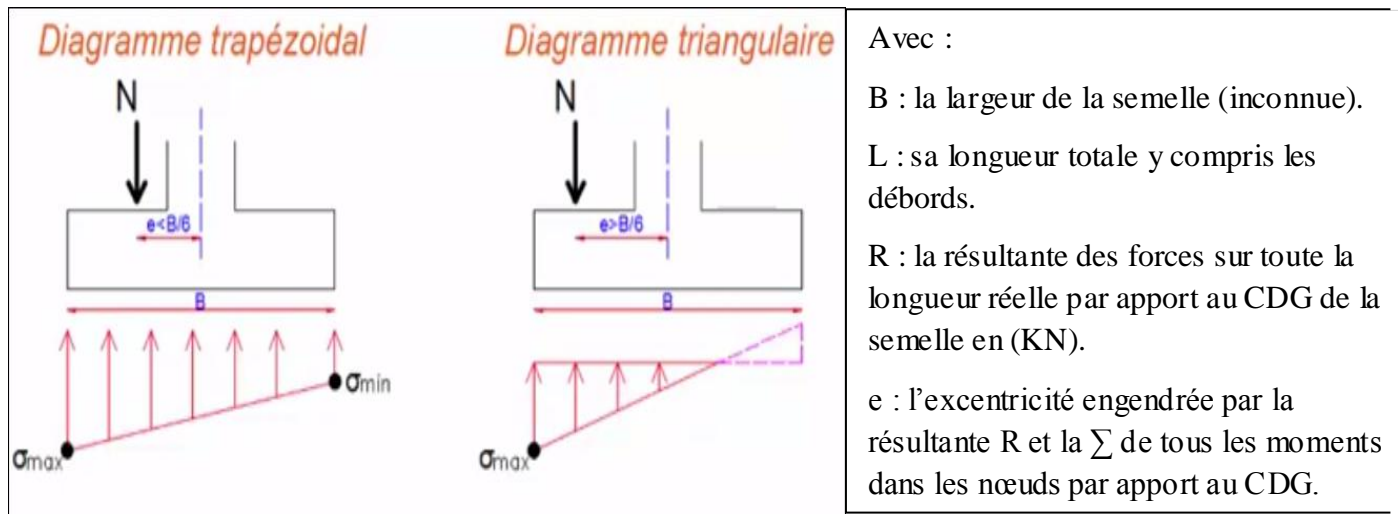


Figure VI.5 : répartition de diagrammes des contraintes normales à la base des semelles.

❖ Le calcul se fera pour la file de nœud la plus sollicité à l'ELS (la file (2-2)) :

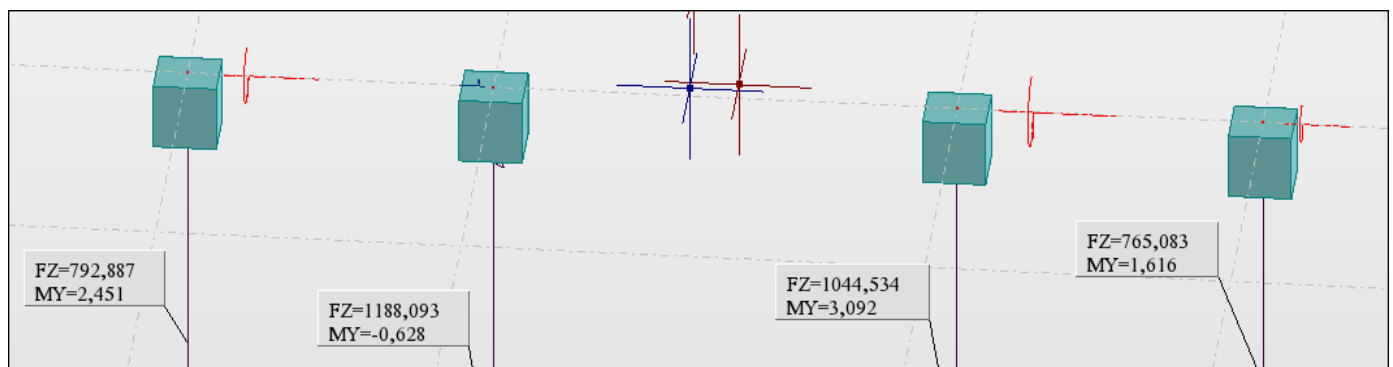


Figure VI.6 : Forces de réaction(KN) ; Moments de réaction (KN\*m) ; Cas : 8 (ELS)

1/ En choisissant des débords  $d$  de 15 cm, la longueur de la semelle  $L_s$  vaut :

$$L_s = l_1 + l_2 + l_3 + a + 2d = 3.2 + 4.85 + 3.2 + 0.45 + 0.3 = 12 \text{ m} \Rightarrow \frac{L_s}{6} = 2 \text{ m}$$

Avec :  $a = 0.45 \text{ m}$  (côté du poteau).

$e_i$  : position de  $N_i$  par rapport au CDG de la file considérée.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

Poteau	$L_s/6$	$N_{si}$ (KN)	$M_{si}$ (KN.m)	$e_i$	$N_{si} * e_i$	$e$ (glob)	type de diagramme	largeur B
2-B		792,887	2,451	5,63	-4463,954			1,52745147
2-C		1188,093	-0,628	2,43	-2887,066			
2-D		1044,534	3,092	2,43	2538,2176			
2-E		765,083	1,616	5,63	4307,4173			
$\Sigma$	2	3790,597	6,531		-505,3849	-0,131603	Trapèzoidale	B= 1,60 m

**Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux.**

**Remarque :**

$e_s < L_s/6$ , la répartition des contraintes est trapézoïdale et la condition de portance s'écrit :

$$\sigma_m = \frac{R}{L \times B} \left( 1 + \frac{3e}{B} \right) \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{R(1 + \frac{3e}{L})}{L \times \overline{\sigma}_{sol}} \text{ Soit } \mathbf{B = 1.60 \text{ m}}$$

Calcul de la surface totale occupée par les semelles sous poteaux ( $S_p$ ) :

$$S_p = (1.6 \times 7.75 \times 2) + (12 \times 1.6) = 44 \text{ m}^2$$

**2/ Semelle filante sous voiles :** le calcul de ces semelles s'effectue généralement sur des longueurs unitaire de 1 m linéaire de mur et de la semelle, donc reste à déterminer la largeur B nécessaire pour satisfaire la condition de portance. Ici nous considérons toute la longueur de la semelle.

- effort centré :  $\sigma_{sol} = \frac{N_s}{B} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N_s}{L \times \overline{\sigma}_{sol}}$  (le même cas que la semelle rectangulaire sous poteau).

- Effort excentré : la présence de celle-ci affecte la répartition des contraintes à la base, tel que :

$$1/ \text{SI} : e > \frac{B}{6} \Rightarrow \text{la distribution est triangulaire} \Rightarrow \sigma_m = \frac{R}{L(B-2e)}$$

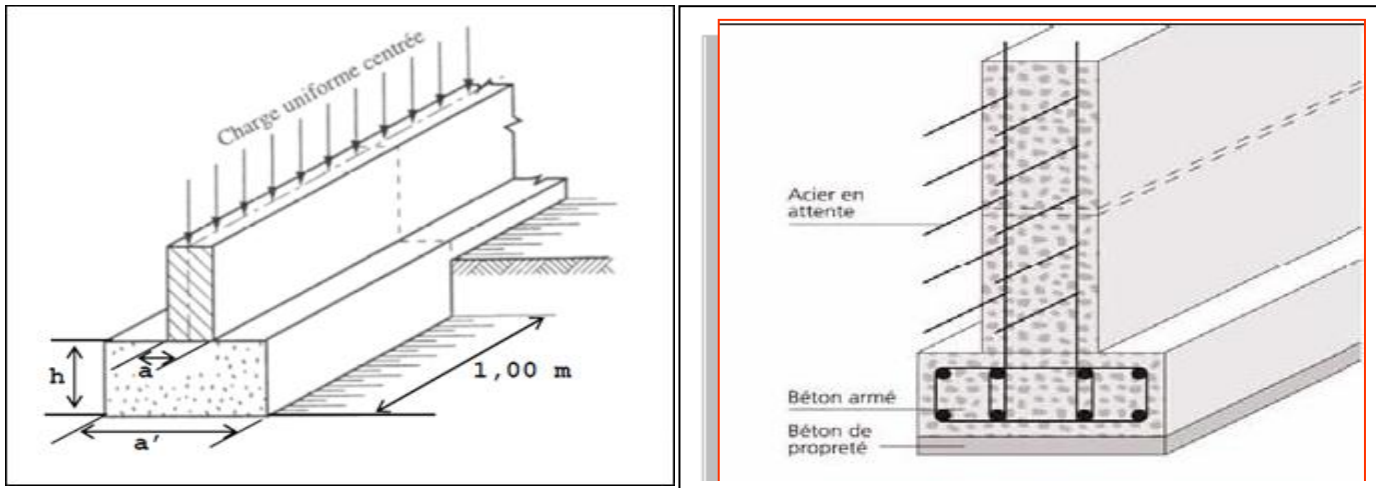
$$2/ \text{SI} : e \leq \frac{B}{6} \Rightarrow \text{la distribution est trapézoïdale} \Rightarrow \sigma_m = \frac{R}{L \times B} \left( 1 + \frac{3e}{L} \right)$$

Avec :  $e$  :  $M_s/N_s$  excentricité de l'effort à l'ELS.

$M_s$  et  $N_s$  : sont respectivement l'effort normal dû à la descente de charge à l'ELS et le moment de service à la base dû à l'excentrement de cet effort.

B : Largeur de la semelle et L : Longueur de la semelle sous le(s) voile(s) avec les débords.

Admettant que les charge G et Q sur les voiles sont uniformément répartie et centrées.



**Figure VI.7 :** Schéma d'une semelle filante sous un voile porteur (charge centrée).

**2.1) Sous les voiles transversaux (sens x-x) :**

voile	Ns (KN)	L (m)	B (m)	S (m <sup>2</sup> )
VT1 [D;(3-4)]	1887,02	4,25	2,22	9,435
VT2 [C;(3-4)]	2039	4,25	2,3988	10,2
VT3 [A;(1-5)]	2681,544	14,75	0,909	13,41
VT4 [F;(1-5)]	2891,102	14,75	0,98	14,46
Σ				47,49

**2.2) Sous les voiles longitudinaux (sens y-y)**

voile	Ns (KN)	L (m)	B (m)	S (m <sup>2</sup> )
VL1 [4;(C-D)]	2089,525	5,6	1,8656	10,45
VL2 [1;(A-B)]	1477,384	3,95	1,8701	7,387
VL3 [5;(E-F)]	1138,239	3,95	1,4408	5,691
VL4 [5;(A-C)]	2247,66	7,15	1,5718	11,24
VL5 [1;(D-F)]	2221,628	7,15	1,5536	11,11
Σ				45,87

**Tableau VI.2 :** Dimensionnement des semelles filantes sous voiles (L et T).

- La surface totale des semelles sous voiles :  $S_v = 47.5 + 45.872 = 93.37 \text{ m}^2$
- La surface totale des semelles sous poteaux :  $S_p = (1.6 \times 7.75 \times 2) + (12 \times 1.6) = 44 \text{ m}^2$
- La surface totale occupée par les fondations (sous poteaux + voiles) :  $S_F = 44 + 93.37 = 137.37 \text{ m}^2$
- La surface totale du terrain bâti (sol de construction) :  $S_T = 18.4 \times 14.75 = 271.4 \text{ m}^2$

✚ Pour que le choix des semelles filantes (sous poteaux et voiles) comme fondations de ce bâtiment, soit validé il faut que la condition suivante soit satisfaite :

$$\frac{S_F}{S_T} \times 100 \leq 50\% \Rightarrow \frac{137.365}{271.4} \times 100 = 50.62\% \leq 50\% \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

**Conclusion :**

Le rapport surface semelles filantes / surface totale bâtiment est de **50.62%** ce qui présente un risque inévitable de chevauchement des semelles, donc l'adaptation des semelles filantes n'est pas autorisée.

Dans ce cas nous passerons au choix d'un autre type de fondation superficielle. Nous optons pour un radier général.

**VI.4.3) Étude du radier général :**

**1/ Définition :**

Un radier général est une fondation superficielle constituée par une dalle éventuellement nervurée, s'étendant en plan sur la totalité de la surface occupée par la construction.

L'utilisation de radier général sous une construction coûte généralement plus cher que l'utilisation de fondations par semelles filantes ou isolées. Les radiers sont donc utilisés dans des cas très précis où les fondations sur semelles deviennent impossibles à réaliser.

## 2/ Choix du types de radier :

Tous les types de radiers existent, se mettent en place sur un béton de propreté ou un lit de sable.

On distingue :

### a/ Radier plan épais :

Convient aux charges assez faibles et aux bâtiments de petite emprise.

Aventages :

- Facilité et rapidité d'exécution.
- Les murs ou les poteaux viennent s'appuyer directement sur la dalle avec possibilité de renforcer les sections de béton au droit des appuis.

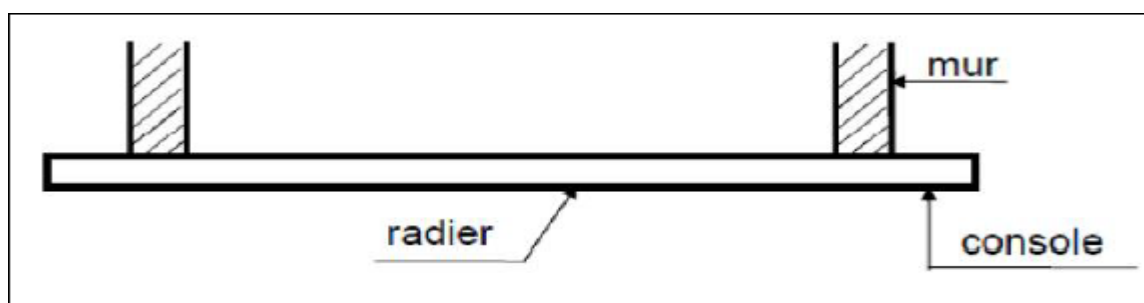


Figure VI.8 : Schéma d'un radier plat.

### b/ Radier plan nervuré :

Ce radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminué de son poids propre. Comporte une dalle plane (tablier) qui se coïncide avec une succession de nervures dans les deux plans orthogonaux. Ce type de radier est :

- Rigide dans son plan horizontal. / - Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol.
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.
- Facilité de coffrage et de ferrailage. / - Rapidité d'exécution.

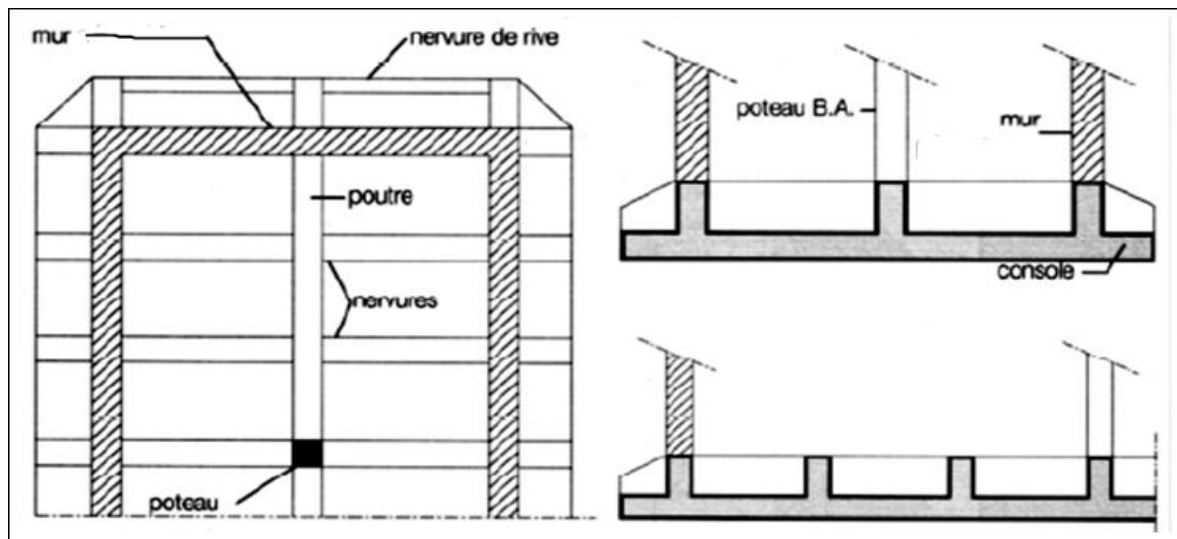


Figure VI.9 : Schéma d'un radier plan nervuré.

### C/ Radier champignon :

Dans le cas d'une construction d'ossature, on peut traiter le radier selon le principe des planchers champignons ; il ne comporte pas de nervure, ce qui permet d'avoir une surface plate et dégagée pour de grandes portées. Le chapiteau peut être incorporé dans la dalle (béton fortement armé pour le chapiteau) ce qui permet d'avoir une surface totalement plane.

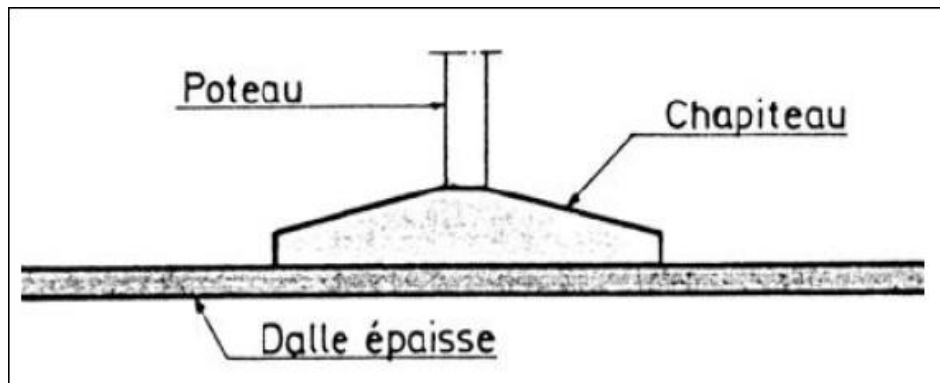


Figure VI.10 : Schéma d'un radier champignon.

### d/ Radier voûté :

Les radiers voûtés sont minces (12 à 20 cm) car ils travaillent essentiellement en compression ; ils sont donc économiques en béton et en acier.

Les voûtes permettent d'augmenter les portées (distance entre les éléments porteurs) sans augmenter sensiblement l'épaisseur du radier.

Il est nécessaire de faire une répartition symétrique des charges ; les poussées des voûtes sont reprises par des culées (aux extrémités) ou par des tirants (tous les 4 m environ). Les tirants peuvent être constitués par des barres en acier ou par des poutres en BA placées perpendiculairement à l'axe des voûtes.

#### Inconvénients :

La mise en œuvre est assez complexe. / Remplissage des creux pour rendre la surface utilisable.

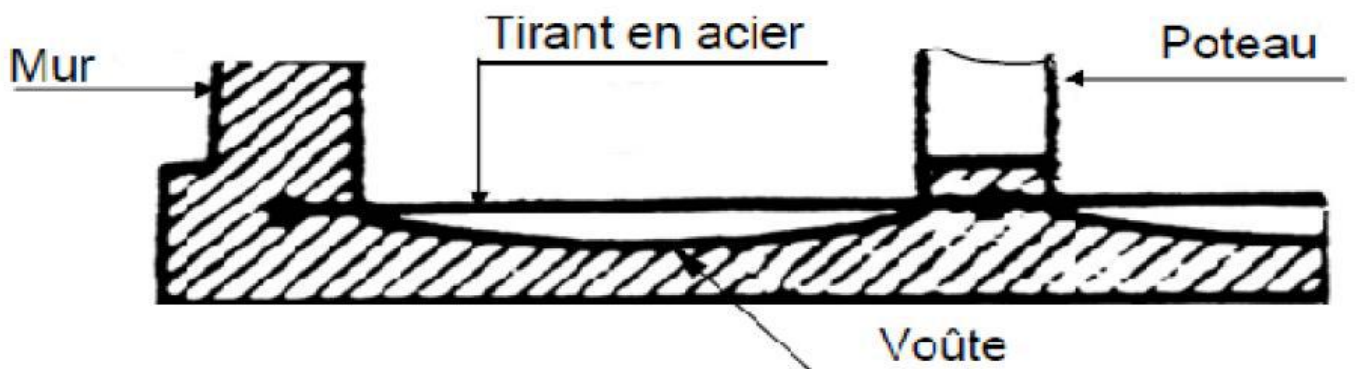


Figure VI.11 : Schéma d'un radier voûté.

*Nota : les radiers champignons et les radiers voûtés sont très rarement utilisés en raison des contraintes liées à leur mise en œuvre.*

#### Conclusion :

On vue de multiples choix que nous avons pour le radier fondateur de notre bâtiment, nous optons pour un **radier plan nervuré** qui convient mieux aux exigences de notre structure.

### 3/ Pré dimensionnement du radier :

#### a. Condition de la hauteur minimale :

La hauteur totale du radier doit avoir au moins 25 cm tel-que : ( $h_{\min} > 25 \text{ cm}$ ).

- **Condition forfaitaire :**

$$\frac{l_{\max}}{8} \leq h_T \leq \frac{l_{\max}}{5} \Rightarrow \frac{485}{8} \leq h_T \leq \frac{485}{5} \Rightarrow 60.6 \text{ cm} \leq h_T \leq 97 \text{ cm} \text{ Soit } h_T = 90 \text{ cm.}$$

- **Condition de la rigidité :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.h_T}} \geq \frac{2.l_{\max}}{\pi} \dots(1) \text{ sachant que : } I : \text{ inertie de la section du radier (bande de } 1 \text{ m).}$$

$$I = \frac{b \times h_T^3}{12} \quad (b = 1 \text{ m}) \Rightarrow I = \frac{h_T^4}{12}$$

Le calcul s'effectuera en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, donc le radier est considéré comme rigide si la condition suivante est vérifiée :

$$l_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot l_e \dots (2) \Rightarrow (2) \text{ dans } (1) \Rightarrow h_T \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \times \left(\frac{2.l_{\max}}{\pi}\right)^4} \text{ Avec :}$$

$l_e$  : Longueur élastique.

$K$  : Coefficient d'élasticité du sol,  $K=40 \text{ MN/m}^3$  pour un sol de densité moyenne.

**(Réf 03 : Livre de HENRY THONIER- conception et calcul des structures de bâtiment).**

$E$  : Module de déformation longitudinale déferée  $E = 3700^3 \sqrt{f c_{28}} = 10818,865 \text{ MPa}$ .

$L_{\max}$  : Distance maximale entre nus des nervures.

$$\Rightarrow h_T \geq \sqrt[3]{\frac{12 \times 10^4}{10818865} \times \left(\frac{2 \times 4.85}{3.14}\right)^4} = 1.00 \text{ m} \Rightarrow \text{ finalement : } h_T = 1.00 \text{ m.}$$

#### b. Hauteur de la nervure :

La hauteur ( $h_n$ ) des nervures doit satisfaire les conditions suivantes :

- **Formule empirique :**

La nervure du radier doit avoir une hauteur ( $h_n$ ) tel-que :

$$h_n \geq \frac{l_{\max}}{10} = \frac{485}{10} = 48.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{ soit } h_n = 60 \text{ cm.}$$

Avec :  $L_{\max}$  : Distance maximale entre deux nervures successives ( $L_{\max} = 4.85 \text{ m}$ ).

#### c. Épaisseur de la dalle du radier (tablier) :

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h_d \geq [L_{\max}/20]. \Rightarrow h_d \geq [24.25 \text{ cm}] \text{ Soit : } h_d = 30 \text{ cm.}$$

#### d. Épaisseur de la dalle flottante :

$$\frac{l_{\max}}{50} \leq h_f \leq \frac{l_{\max}}{40} \text{ (Dalle sur 4 appuis)} \Rightarrow \frac{485}{50} \leq h_f \leq \frac{485}{40} \Rightarrow h_f = 10 \text{ cm.}$$

#### e. Largeur de la nervure :

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \Rightarrow 0.4 \times 100 \leq b_n \leq 0.7 \times 100 \Rightarrow b_n = 60 \text{ cm.}$$

- ❖ **Conclusion :**

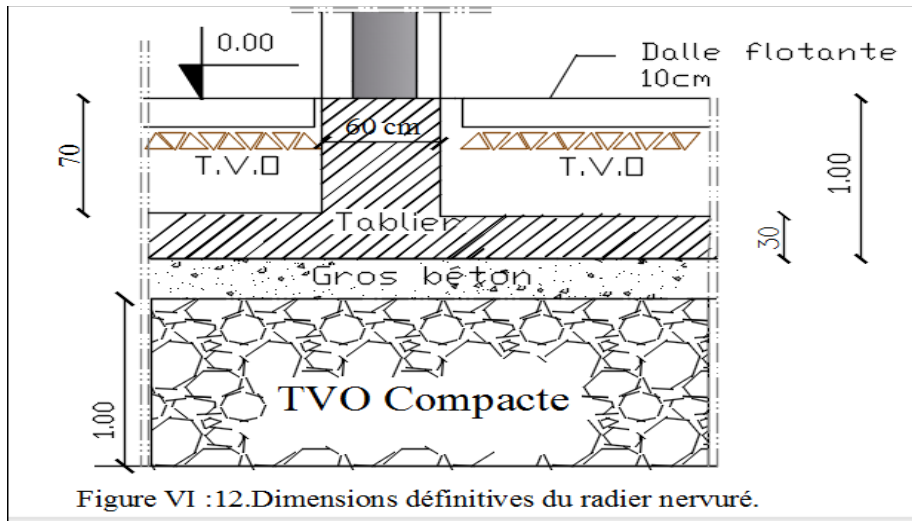
D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = h_T = 100 \text{ cm}$  .....Hauteur de la nervure équivaux à la hauteur total du radier.

$h_d = 30 \text{ cm}$  .....Hauteur du tablier.

$b_n = 60 \text{ cm}$  ..... Largeur de la nervure.

$h_f = 10 \text{ cm}$ .....Épaisseur de dalle flottante.



#### 4/Détermination de la surface nécessaire du radier en fonction de $\overline{\sigma_{sol}}$ :

**4.1/ sollicitation :** le radier et sollicité par les charges verticale dus à G et Q (le poids propre des éléments pris en compte automatiquement par le logiciel). La surface satisfaisant la contrainte admissible du sol sera évaluée à l'ELU et à l'ELS.

- Les charges permanentes :  $G_{TOT} = 18217.291 \text{ KN}$  (y compris le poids propre).
- Les charges d'exploitation :  $Q_{TOT} = 6397.177 \text{ KN}$ .

#### 4.2 : Combinaisons d'actions :

ELU :  $N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 34189.109 \text{ KN}$ .

ELS :  $N_s = G + Q = 24614.69 \text{ KN}$ .

⇒ D'où on déduire la surface  $S_{ELU}$  et  $S_{ELS}$  nécessaire :

$$\sigma = \frac{N_u}{S} \leq 1.33 \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow S_{ELU} \geq \frac{N_u}{1.33 \cdot \overline{\sigma_{sol}}} \Rightarrow S_{ELU} \geq 128.53 \text{ m}^2$$

$$\sigma = \frac{N_s}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow S_{ELS} \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma_{sol}}} \Rightarrow S_{ELS} \geq 123.073 \text{ m}^2$$

⇒ La surface nécessaire pour notre radier doit être :  $S_{radier} \geq 128.53 \text{ m}^2$

Or, La surface totale du bâtiment :  $S_{bat} = 17.65 \times 14.00 = 247.1 \text{ m}^2$ .

#### Observation :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on adoptera une surface optimale pour le radier égale à celle du bâtiment augmentée de la surface des débords en console que nous allons prévoir selon les règles que le **BEAL91/99** nous impose, il sera dimensionné comme suit :  $L_{déb} \geq \max\left(\frac{h_n}{2}; 30 \text{ cm}\right) \Rightarrow L_{déb} = \frac{h_n}{2} = 50 \text{ cm}$ .

Donc on aura une surface totale du radier :  $S_{radier} = S_{bat} + S_{déb}$

Avec :  $S_{déb} = [L_{déb} (L_x + L_y)] \times 2 + 4(L_{déb})^2 = [0.5 (14+17.65)] \times 2 + 4(0.5)^2 = 32.65 \text{ m}^2$

⇒  $S_{radier} = 32.65 + 247.1 = 279.75 \text{ m}^2$

## 5/ Évaluation des charges agissant sur le sol de fondation :

Après avoir déterminé les dimensions du radier et sa surface, la charge Nu et Ns augmentera automatiquement sous l'effet du poids propre du radier. Ceci peut entraîner une rupture dans le sol de fondation si la condition de portance suivante ne serait pas vérifiée :

Il faut toujours avoir :  $\sigma_{ELS;ELU} = \frac{N_{ELS;ELU}}{S_{radier}} \leq \overline{\sigma}_{sol}$  Alors on calcul ce qui suit :

- **Poids total du radier ( $P_{radier}$ ) :**

$P_{radier}$  = poids du tablier + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante.

1- Poids du tablier :  $\Rightarrow P_{TAB} = S_{radier} \times h_d \times \rho_{béton}$

2- Poids des nervures :  $\Rightarrow P_{nerv} = [(hT - hd) \times bn) \times (n_x.Lx + n_y.Ly)] \rho_{béton}$

Avec :  $n_x$  et  $n_y$  : le nombre de travées suivant la longueur totale du bâtiment dans le sens Lx et Ly respectivement.

3- Poids du TVO :  $\Rightarrow P_{TVO} = [(S_{radier} - \sum S_{nerv}) \times h_{TVO}] \cdot \rho_{TVO}$

L'intermédiaire du tablier et la dalle flottante, remplissent par des sols pulvérulent de grande granulométrie, qu'on note « T.V.O » de poids volumique :  $\rho_{TVO} = 17 \text{ KN/m}^3$

4- Poids de la dalle flottante :  $\Rightarrow P_{DALLE} = (S_{radier} - \sum S_{nerv}) \times h_f \times \rho_{béton}$

Une fois le poids propre du radier est déterminé, en déduisant les charges G et Q cumulées agissant sur le sol, en tenant compte du poids de ce dernier.

- **Charges G et Q du radier** : Nous avons :

$$G_{radier} = P_{radier} \text{ et } Q_{radier} = 3.5 \text{ KN/m}^2 \text{ (parking)} = 3.5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \times 279.75 \text{m}^2 = 979.125 \text{ KN.}$$

- **Charges G et Q (cumulées)** :

$$G_{cumulée} = G_{bâtiment} + G_{radier}$$

$$Q_{cumulée} = Q_{bâtiment} + Q_{radier}$$

- ❖ **Combinaison d'action** :

$$N_{ELU} = 1.35 G_{cumulée} + 1.5 Q_{cumulée}$$

$$N_{ELS} = G_{cumulée} + Q_{cumulée}$$

**Vérification** :  $\sigma_{ELS;ELU} = \frac{N_{ELS;ELU}}{S_{radier}} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

L'ensemble des calculs et leurs résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

G(Radier) (KN)		Q (radier) (KN)	S (radier) (m <sup>2</sup> )	G (bat) (KN)	Q (bat) (KN)	N (ELU) (KN)	N (ELS) (KN)	σ (ELU) (bare)	σ (ELS) (bare)	σ (adm) (bare)	OBS
Tablier	2098,13	979,125	279,75	18217,291	6397,117	43970,47755	31751,135	1,5718	1,135	2	OK
Nervures	1583,1										
Dalle f	699,375										
TVO	1776,94										
Σ	6157,54										

**Tableau VI.2** : Évaluation des charges ultime et de service agissant sur le sol de fondation.

## 6/ Vérification au cisaillement pour le panneau le plus sollicité :

On considère une bande de largeur  $b = 1 \text{ m}$  et de longueur  $L_{max} = 4.85 \text{ m}$ . On doit avoir :

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  Tel que :  $\tau_u = \frac{\tau_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \right]$  MPa. Avec :

$d = 100$  cm et  $d = 0.9 h_d$  ( $h_d$  : largeur de la nervure = 30cm).

$$T_u^{\max} = \frac{qu \times L_{\max}}{2} \text{ et } qu = \frac{b \times N_{ELU}}{S_{radier}} \Rightarrow qu = \frac{1 \times 4397 \times 0.47 \times 1}{279.75} = 157.17 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow T_u^{\max} = \frac{157.17 \times 4.85}{2} = 381.156 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{381.156}{1000 \times 0.9 \times 300} = 1.41 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0.15 \times 25}{1.5} = 2.5, 4 \right]$  MPa.  $\Rightarrow \tau_u = 1.41 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

## 7/ Vérification de la stabilité du radier :

### 7.1/ Calcul des caractéristiques géométriques du radier :

7.1.1/ Calcul du centre de gravité du radier : le radier est de section rectangulaire, donc :

$$XG = \frac{Lx}{2} = \frac{15}{2} = 7.5 \text{ m} \text{ et } YG = \frac{Ly}{2} = \frac{18.65}{2} = 9.325 \text{ m}$$

7.1.2/ Le moment d'inertie ( $I_{xx}$  et  $I_{yy}$ ) :

$$I_{x.x} = \frac{L_y^3 \times L_x}{12} = \frac{15 \times 18.65^3}{12} = 8108.12 \text{ m}^4 \text{ Et } I_{y.y} = \frac{L_x^3 \times L_y}{12} = \frac{18.65 \times 15^3}{12} = 5245.312 \text{ m}^4$$

$\Rightarrow$  La stabilité du radier consiste à vérifier les contraintes dans le sol sous radier, qui est sollicité en flexion composée par les efforts suivants :

- Effort normal (N) du aux charges verticales ( $N_{ELU}$  ;  $N_{ELS}$ ).
  - Moment de renversement (M) du au séisme dans les deux plans orthogonaux. Avec :  $M = M_0 + T_0 \times Z$
- Tel que :  $M_0$  et  $T_0$  : le moment sismique et l'effort tranchant à la base du radier tirés du logiciel ROBOT.  
 $Z$  : la profondeur du radier,  $Z = 1$  m.

Sollicitation		$M_0$ (KN.m)	$T_0$ (KN)	Z (m)	M (KN.m)
Sens	X-X	980,476	5364,663	1	6345,139
	Y-Y	1335,406	5637,907	1	6973,313

Tableau VI.3 : Calcul du moment de renversement.

### 7.1.3/ Calcul des contraintes normales extrêmes à la base du radier :

Dans les deux sens (x-x) et (y-y), nous déterminons la nature du diagramme de répartition de ces contraintes à la base à l'ELU et à l'ELS avec :

$$\sigma_{\max} = \frac{Nu}{S} + \frac{M_r}{I} \times v \text{ Et } \sigma_{\min} = \frac{Nu}{S} - \frac{M_r}{I} \times v \Rightarrow$$
 Nous constatons que la répartition est trapézoïdale :

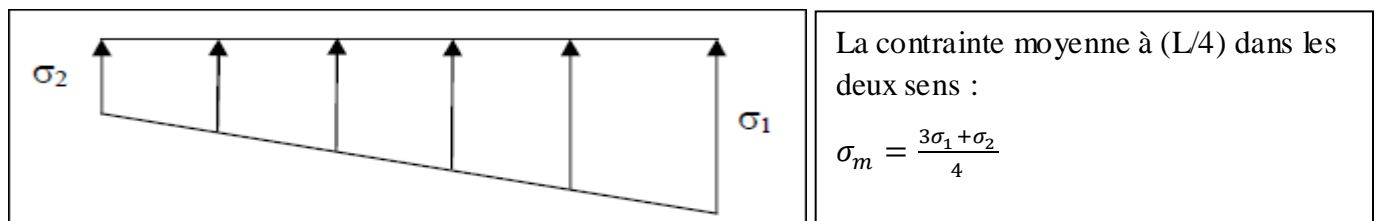


Figure VI.13 : Diagramme de répartition des contraintes à la base.

$\Rightarrow$  On doit vérifier :

À l'ELU :  $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \bar{\sigma}_{sol}$

$$\text{À l'ELS : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \overline{\sigma}_{sol}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Etat limite		ELU				ELS			
Contraintes		$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_m$ (KN/m <sup>2</sup> )	$1,33 \sigma_{sol}$	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_m$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{sol}$
Sens	X-X	166,2503	148,1051	161,714024	266	122,5708	104,4257	118,03454	200
	Y-Y	165,1959	149,1596	161,18681	266	121,5164	105,4801	117,50733	200

**Tableau VI.4 : Vérification des contraintes du sol sous le radier.**

## 7.2/ Vérification au poinçonnement : [Réf 04 : Art. A.5.2.42/BAEL91 modif 99]

Dans le cas d'une charge localisée éloignée des bords de la dalle, on admet qu'aucune armature d'effort tranchant n'est requise, si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times h_d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ Avec :}$$

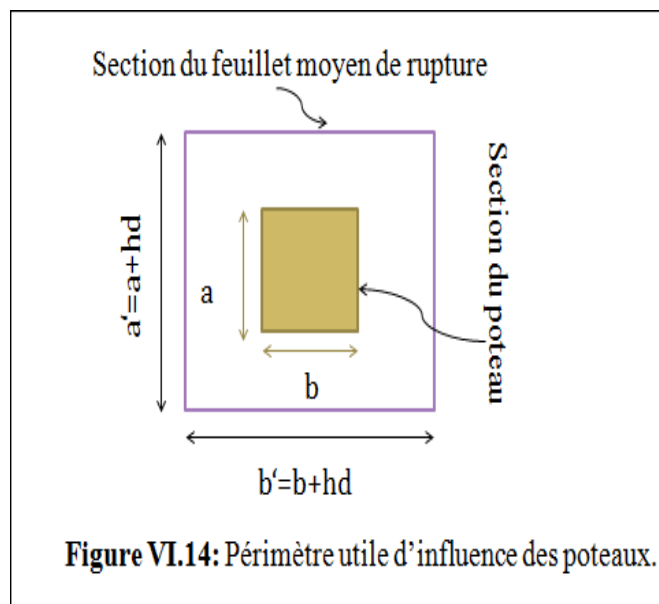
$N_u$  : la charge de calcul à l'ELU. /  $h_d$  : épaisseur de la dalle. /  $\gamma_b = 1.5$  (cas courant).

$U_c$  : le périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier (**Réf 05 : Art A.3.25/BAEL91**)

Nous prendrons en considération le panneau le plus sollicité sous poteau et/ou voile de dimensions suivante :  $L = 485$  cm et  $b = 350$ cm

1/sous poteaux :

$N_u = 3253.484$  KN (tiré de robot) en faisant répartir la charge sur le panneau et connaissant la section d'un poteau ( $S_p = (0.45^2)$  m<sup>2</sup>)  $\Rightarrow$  on peut déduire la charge ultime reprise par la surface  $S_p$ .



$$-U_c = 4(0.45 + 0.3) = 3 \text{ m.}$$

$$-N_u (\text{POT}) = 38.81 \text{ KN.}$$

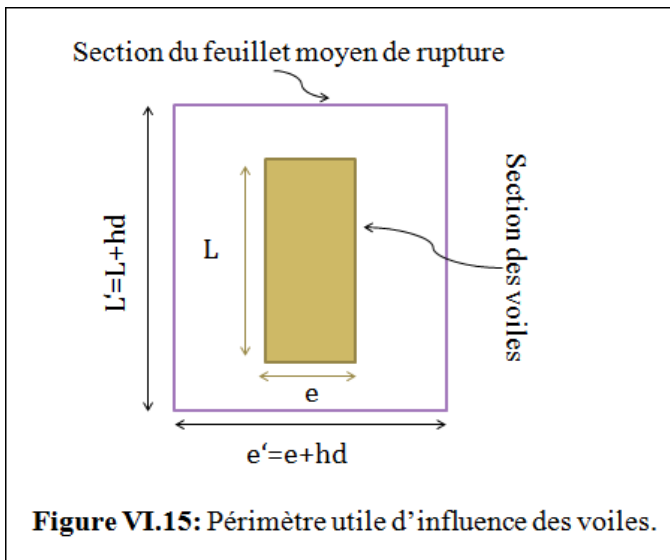
$$-h_d = 30 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow N_u \leq 0.045 \times 3 \times 0.3 \times \frac{25000}{1.5} = 675 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow 38.81 \text{ KN} < 675 \text{ KN}$$

$\Rightarrow$  le tablier ne présente aucun risque de poinçonnement sous les poteaux.

2/sous voiles : Avec la même méthode, nous obtiendrons le périmètre d'influence et l'effort ultime sollicitant, on ramenant les charges au C.D.G du panneau.



$$-U_c = 2(3.95+0.3) + 2(0.6+0.3) = 10.3\text{m.}$$

$$-N_u (\text{VOILE}) = 979.54 \text{ KN.}$$

$$-h_d = 30 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow N_u \leq 0.045 \times 3.09 \times \frac{25000}{1.5} = 2317.5 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow 979.54 \text{ KN} < 2317.5 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \text{Le tablier ne présente aucun risque de poinçonnement sous les voiles.}$$

### 7.3/ Vérification de l'effort de sous pression :

À défaut que, Lorsque le niveau du radier se situe sous le niveau des plus hautes des eaux (PHE) connues de la nappe phréatique, elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la **pression hydrostatique**. On doit vérifier ce qui suit :  $P > P'$  Avec :

**P** : poids total permanent du bâtiment à la base du radier.

**P'** : la résultante de la pression hydrostatique à la base du radier, susceptible de soulever le bâtiment.

$$P = G_{\text{bat}} + G_{\text{radier}} = 6157 + 18217.3 = 24374.3 \text{ KN}$$

$$P' = \alpha \times \gamma_w \times S_{\text{radier}} \times Z = 1.5 \times 10 \times 279.75 \times 1 = 4196.25 \text{ KN.}$$

$\Rightarrow P > P'$  .....C.V

Avec :

**$\alpha$**  : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ( **$\alpha = 1.5$** )

**$\gamma_w$**  : poids volumique de l'eau pure. ( **$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$** ) et **Z = 1m** : la profondeur de la fondation.

*NOTE : Si le dernier niveau peut être provisoirement neutralisé (parkings), on peut prévoir de l'inonder par la mise en place d'ouverture disposée à une hauteur satisfaisante, afin d'éviter que le radier soit soumis aux sous pressions exercées par la nappe.*

### VI.4.4) Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, son ferrailage sera calculé en utilisant les méthodes exposées dans le [BAEL 91 mod 99].

Le calcul d'un radier sur un terrain sec se fait comme pour une dalle pleine. On considère que toutes les charges apportées par les voiles et/ou les poteaux sont réparties uniformément sur le sol par l'intermédiaire du radier. C'est donc le sol qui sollicite le radier de bas en haut. Les voiles et/ou les poteaux jouent ainsi le rôle d'appui et la réaction du sol joue le rôle de la charge.

Le calcul du radier comprend :

- Le calcul des nervures suivant les deux directions principales (X-X, Y-Y),
- Le calcul de la dalle, considérée comme un panneau semi-encasté.

#### VI.4.4-1) Ferrailage du tablier (dalle semi-encastéré) :

La dalle du radier sera étudiée comme un panneau rectangulaire uniformément chargé reposant sur quatre cotés. Les annexes E1, E2 et E3 du BAEL91/99 font l'objet du sujet.

##### Remarque :

Le calcul s'effectuera pour le panneau le plus sollicité, puis on adopte la même section d'armatures pour le reste des panneaux afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique.

On distingue :

Panneau rectangulaire isolé portant dans les deux sens :  $\leftrightarrow (0,4 \leq \rho_x = l_x/l_y \leq 1)$

Panneau rectangulaire continu portant dans les deux sens :  $\leftrightarrow (0,4 \leq \rho_x = l_x/l_y \leq 1)$

Panneau rectangulaire isolé portant dans un sens :  $\leftrightarrow (\rho_x = l_x/l_y < 0,4)$

Panneau rectangulaire continu portant dans un sens :  $\leftrightarrow (\rho_x = l_x/l_y < 0,4)$

Tel que :

$L_x$  : étant la petite portée de la dalle, pour notre cas :  $\left\{ \begin{array}{l} L_y = 4.85 \text{ m} \\ L_x = 3.50 \text{ m} \end{array} \right.$

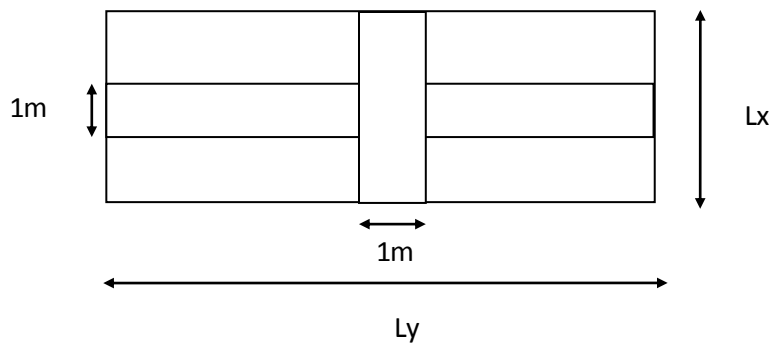
$L_y$  : étant la grande portée de la dalle

Nous avons :

$\rho_x = l_x/l_y \Rightarrow \rho_x = 350/485 = 0.72 \leftrightarrow 0.4 \leq 0.72 \leq 1$ , donc : nos panneaux de dalle sont des panneaux rectangulaire isolés, travaillent dans les deux sens.

**A)- Calcul des sollicitations :** Cas où :  $0,4 \leq \rho_x = \frac{L_x}{L_y} \leq 1$

Dans ce cas on utilise la méthode de l'annexe E3 du BAEL91, on considère une bande de 1 m de largeur au milieu de chaque portée.



**Figure VI.16 :** Schéma statique d'un panneau de dalle rectangulaire portant sur les 02 sens.

Dans ce cas de figure, on détermine les moments suivant les deux directions  $L_x$  et  $L_y$  et on calcule les armatures parallèles à ces deux directions en fonction des moments trouvés. En pratique, deux méthodes peuvent être utilisées pour la détermination de  $M_{0x}$  et de  $M_{0y}$  :

- Celle résultant des dispositions indiquées à l'annexe E3 des règles du BAEL ;
- Celle résultant de l'utilisation des abaques de Pigeaud.

L'annexe E3 des règles B.A.E.L. indique que pour une dalle de dimensions  $L_x$  et  $L_y$  (avec  $L_x \leq L_y$ ), reposant librement sur son pourtour et soumise à une charge uniformément répartie  $q_u$  couvrant tout le panneau, les moments au centre de la dalle, pour une bande de largeur = 1 m, ont pour valeur :

- Dans le sens de la petite portée :  $M_{0x} = \mu_x \times q_{u,s} \times l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée :  $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Les valeurs des coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont données, en fonction du rapport  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$  et du coefficient de Poisson  $\nu$  dans le tableau en annexe (**Tableau de Pigeaud**). Ce tableau tient compte du fait que le rapport  $M_{0y}/M_{0x}$  ne doit jamais être inférieur à 0,25 (**Réf 06 : Art. A.8.2, 32/ BAEL91**).

Le coefficient de Poisson  $\nu$  est égal à :

$\nu = 0,20$  pour un béton non fissuré, (à l'ELS).

$\nu = 0$  pour un béton fissuré, (à l'ÉLU).

### B) Détermination des charges $q$ (KN/ml) à l'ELU et à l'ELS :

Les charges  $q_u$  et  $q_s$  seront déduites de la différence de contrainte totale agissant sur le sol et celle due au poids propre du radier, C-à-d :

$$q \left( \frac{KN}{ml} \right) = (\sigma_m - \sigma_{radier}) \times 1m$$

### C) Les moments hyperstatiques :

Afin de tenir compte des encastremets de la dalle ; les moments calculés seront munis en leurs effectuant un coefficient de -0,75 en travée et de (0,5) aux appuis. (Voir Art. A.8.2, 32).

- **En travée :**

$$M_{tx} = -0.75 M_{0x}$$

$$M_{ty} = -0.75 M_{0y}$$

- **Aux appuis :**

$$M_x^{appui} = M_y^{appui} = \max[0.5 (M_{0x} ; M_{0y})]$$

D'une manière générale, pour une dalle continue et semi-encastées, on doit toujours vérifier, pour

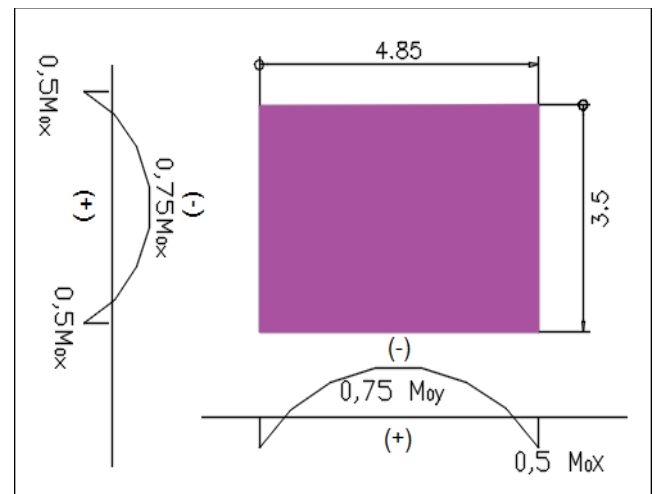
La portée principale  $L_x$  ( $L_x < L_y$ ) :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1.25 M_{0x} \quad \text{Avec :}$$

$M_t$  : moment max considéré en travée.

$M_w$  ( $M_e$ ) : valeur absolue considérée pour les moments max de l'appui de gauche (de droite).

$M_{0x}$  : moment maximal calculé pour la portée principale  $L_x$ , dans l'hypothèse où la dalle est simplement appuyée.



**Figure VI.16 :**

Diagramme des moments fléchissant en travée et aux appuis, pour un panneau de dalle chargé uniformément.

➤ Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

EL	$\sigma_m$ (max)	$\sigma_m$ (radier)	$\sigma_m$ (pann)	q (KN/m)	$\nu$	$\mu_x$	$\mu_y$	M <sub>0x</sub>	M <sub>0y</sub>	M <sub>tx</sub>		M <sub>ty</sub>	
										Travée	appui	Travée	appui
ELU	161,71	34,96	126,75	126,75	0	0,0658	0,464	85,4	39,627	64,0524	42,7016	29,7203	42,702
ELS	118,03	25,51	92,524	92,524	0,2	0,0719	0,608	68,12	41,418	51,091	34,0607	31,0633	34,061
Vérification													
états limite		K=M <sub>tx</sub> (travée)+M(appui)				1,25 max(M <sub>0x</sub> ; M <sub>0y</sub> )				Vérification			
ELU		106,75392				106,75392				Condition vérifiée			
ELS		85,15168768				85,15168768				Condition vérifiée			

**Tableau VI.5 :** Récapitulatif des moments aux appuis et en travées à l'ELU et l'ELS.

#### D) Calcul de l'effort tranchant :

Dans les dalles portant sur quatre côtés, l'effort tranchant par unité de longueur est donné par les formules suivantes : (La colonne grise ne concerne pas le cas de notre dalle étudiée)

Charge totale P uniformément répartie sur la surface de la plaque : (P = q × L <sub>x</sub> × L <sub>y</sub> )		Charge totale P uniformément répartie sur un rectangle de dimensions u × v, concentrique à la plaque :		
ELU	P = 126.75 × 3.5 × 4.85 = 2151.58 KN	u = dimension du rectangle parallèle à L <sub>x</sub> . v = dimension du rectangle parallèle à L <sub>y</sub> .		
ELS	P = 92.524 × 3.5 × 4.85 = 1570.6 KN			
ELU	<b>Au milieu de L<sub>y</sub> :</b> $T_y = \frac{P}{2l_y + l_x} = \frac{2151.58}{2 \times 4.85 + 3.5} = 163 \text{ KN/ml}$		u > v	u < v
	<b>Au milieu de L<sub>x</sub> :</b> $T_x = \frac{P}{3l_y} = \frac{2151.58}{3 \times 4.85} = 147.87 \text{ KN/ml}$	Au milieu de u	$T = \frac{P}{2u + v}$	$T = \frac{P}{3v}$
		Au milieu de v	$T = \frac{P}{3u}$	$T = \frac{P}{2v + u}$
ELS	<b>Au milieu de L<sub>y</sub> :</b> $T_y = \frac{P}{2l_y + l_x} = \frac{1570.6}{2 \times 4.85 + 3.5} = 118.98 \text{ KN/ml}$	ELU	⇒ V <sub>max</sub> = max (T <sub>y</sub> ; T <sub>x</sub> ) = 163 KN	
	<b>Au milieu de L<sub>x</sub> :</b> $T_x = \frac{P}{3l_y} = \frac{1570.6}{3 \times 4.85} = 107.95 \text{ KN/ml}$	ELS	⇒ V <sub>max</sub> = max (T <sub>y</sub> ; T <sub>x</sub> ) = 118.98 KN	

**Tableau VI.6 :** Récapitulatif des efforts tranchant à l'ELU et à l'ELS.

**E) Calcul des armatures :** Les panneaux sont sollicités en flexion simple, les armatures seront déterminées dans les deux sens (L<sub>x</sub> et L<sub>y</sub>) aux appuis et en travées en s'appuyant sur les règles classiques du béton armé :

En considère une bande de 1 m de largeur et de 30 cm de hauteur (épaisseur).

$$\mu = \frac{Ma}{bd^2.f_{bu}} ; f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} \times 10^3 \approx 14200 \frac{KN}{m^2} ; A_{st} = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_{st}} ;$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \approx 348 \text{MPa} \text{ et } \beta : \text{ dans le tableau de calcul à l'ELU.}$$

❖ Le tableau suivant récapitule les résultats du ferrailage :

		Moments [KN.m]	d (m)	Valeurs de ( $\mu$ )	Type de section	$\beta$	Ast (cm) <sup>2</sup>	Ferrailage longitudinale adopté pour 1ml
Sens x-x	aux appuis	42,7	0,27	0,042	SSA	0,979	4,65	3HA16 (St =10 cm)
	En travée	64,052	0,27	0,062	SSA	0,968	7,043	4HA16 (St = 15 cm)
Sens y-y	aux appuis	42,7	0,254	0,046	SSA	0,976	4,95	3HA16 (St =10 cm)
	En travée	29,72	0,254	0,032	SSA	0,984	3,42	4HA16 (St = 15 cm)

**Tableau VI.7 : Récapitulatif des armatures longitudinales à l'ELU.**

## F)- Vérifications à l'ÉLU :

### a. Condition de non fragilité :

Dans une dalle rectangulaire appuyée sur ses quatre côtés, les armatures normales à toute la section transversale soumise à la flexion simple, et susceptible d'être tendues, doivent présenter une section minimale correspondant aux taux d'armatures suivants :

- Armatures parallèles Lx :  $w_x = \frac{A_x}{b \times h} \geq w_o \times \frac{(3-\rho_x)}{2}$

- Armatures parallèles Ly :  $w_y = \frac{A_y}{b \times h} \geq w_o$  Avec :

**Wx (wy) :** respectivement les taux minimaux d'acier en travée dans le sens « x » et dans le sens « y ».

Le taux ou pourcentage d'acier est égal au rapport de la section des armatures dans une direction donnée à la section totale du béton.

-  $w_o$  : taux ou pourcentage d'acier minimal égal à :

1,2 ‰ : pour les ronds lisses (feE215 ou 235)

0,8 ‰ : pour les barres ou fils à haute adhérence feE400 ou treillis soudés à fils lisses de  $\varnothing > 6 \text{mm}$

0,6 ‰ : pour les barres ou fils à haute adhérence feE500 ou treillis soudés à fil lisse de  $\varnothing \leq 6 \text{mm}$ .

#### 1/ Sens x-x :

$$A_t^x = 4,65 \text{ cm}^2 > A_{min}^x = w_o \times b \times h \times \frac{(3-\rho_x)}{2} = 0,8\% \times 100 \times 30 \times \frac{(3-0,72)}{2} = 2,736 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

#### 2/ Sens y-y :

$$A_t^y = 3,42 \text{ cm}^2 > A_{min}^y = w_o \times b \times h = 0,8\% \times 100 \times 30 = 2,4 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

### b. Espacement des armatures :

L'espacement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous.

- sens // à  $L_x$  :

Aux appuis :  $S_{app} = 10 \text{ cm}$

En travée :  $S_t = 15 \text{ cm}$

$\Rightarrow S_t < \text{Min}(3h_0 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$

- sens // à  $L_y$  :

Aux appuis :  $S_t = 10 \text{ cm}$

En travée :  $S_t = 20 \text{ cm}$

$\Rightarrow S_t < \text{Min}(4h_0 ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$

### c. Rapport minimal des sections d'armature en travée :

- Dalle non soumise à des charges concentrées :  $A_y \geq \frac{A_x}{4} \Rightarrow 3.42 > \frac{7.865}{4} = 1.967 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$

### d. Diamètre maximal des armatures :

$\emptyset \leq ht/10 \Rightarrow 16 \text{ mm} < 300/10 = 30 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

$\emptyset$  : Diamètre maximum des armatures longitudinales.

### e. Vérification de la contrainte tangentielle [Réf 07 : Art A.5.2,2/BAEL 91] :

Aucune armature de l'effort tranchant n'est requise si les conditions suivantes sont remplies :

- les dispositions constructives générales concernant les dalles sont respectées  $\Rightarrow \text{OK}$

- la pièce est réalisée sans reprise de bétonnage sur toute son épaisseur  $\Rightarrow \text{OK}$

- la contrainte tangentielle est au plus égale :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} \text{ MPa}$$

$\tau_u$  : contrainte de cisaillement,  $\tau_u = \frac{V_{\max}}{bd}$  Avec :

$V_{\max}$  : effort tranchant maximum en travée :  $V_{\max} = 163 \text{ KN}$

$b$  : la longueur de la bande étudiée,  $b = 1 \text{ m} = 1000 \text{ mm}$ ,

$d_x$  : la hauteur utile du lit d'armatures inférieur,  $d_x = 27 \text{ cm}$

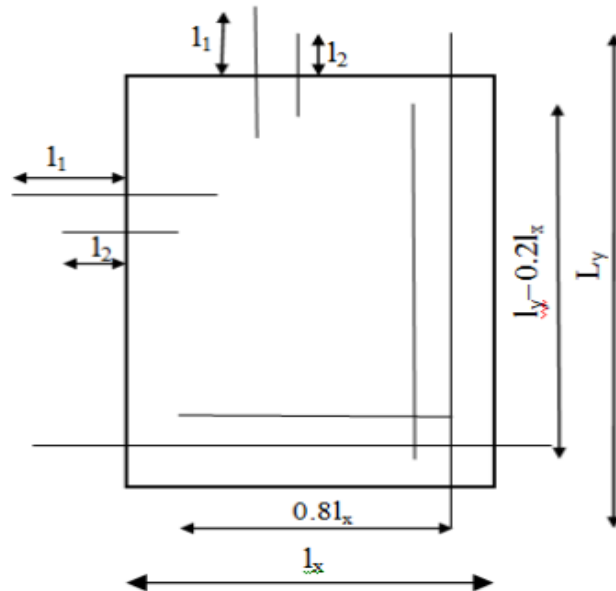
$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{163000}{270 \times 1000} = 0.603 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa} \Rightarrow 0.603 < 1.167 \text{ MPa.}$$

$\Rightarrow$  La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement et aucune armature de l'effort tranchant n'est nécessaire (ferraillage avec une seule nappe).

### f. Arrêt des armatures :

Les armatures dans chaque sens peuvent être arrêtées par moitié :



- **Longueur de scellement droit [Réf 08 : Art 6.1, 22.1/BAEL 91] :**

La longueur de scellement droit : correspond à la longueur maximale d'ancrage rectiligne, tel que :

$$l_s = \frac{\varnothing f_e}{4\tau_{su}}$$

$\varnothing$  : diamètre maximum de la barre = 16mm.

$f_e$  : limite d'élasticité de la barre = 400MPa

Avec :  $\tau_{su}$  : la contrainte limite ultime d'adhérence des barres ancrées.

$$\tau_{su} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 f_{tj}$$

$$\Rightarrow l_s = \frac{16 \times 400}{4 \times 2.835} = 564.37 \text{ mm} = 56.4 \text{ cm.}$$

D'après le **BAEL 91 [Art 6.1.22.1]**, la longueur de scellement pour les HA 400 est de :

$$L_s = 35\varnothing = 35 \times 16 \text{ mm} = 560 \text{ mm} = 56 \text{ cm} \Rightarrow \text{Donc on opte pour : } L_s = \mathbf{60 \text{ cm.}}$$

Armatures en travées :

- *Sens principal* : La longueur du lit arrêtée en travée est de  $0.8L_x = 0.8 \times 350 = 280 \text{ cm}$ .

- *Sens secondaire* : La longueur du lit arrêtée en travée est de  $(L_y - 0.2L_x) = (485 - 0.2 \times 350) = 415 \text{ cm}$ .

Armatures en appuis :

Les aciers de chapeaux ont pour longueur à partir du nu des appuis :

$$* L_1 = \max(l_s ; \lambda \times L_x) \text{ Avec : } \lambda = 0.05 + 0.3 \frac{M_x^a}{M_x} = 0.05 + 0.3 \times \frac{42.70}{64.052} = 0.25$$

$$* L_2 = \max(l_s \text{ et } L_1/2) \text{ Avec : } l_s : \text{ longueur de scellement droit} = 60 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow L_1 = \max(60 \text{ cm} ; 0.25 \times 350 \text{ cm}) ; L_1 = \max(60 \text{ cm} ; 87.5 \text{ cm}) \Rightarrow L_1 = 90 \text{ cm.}$$

$$L_2 = \max(60 \text{ cm} ; \frac{90}{2} = 45 \text{ cm}) ; L_2 = l_s = 60 \text{ cm.}$$

**g. Vérification au cisaillement : [Réf 09 : Art A.5.1, 21.1/BAEL 91 modif99]**

Aucune armature de l'effort tranchant n'est nécessaire si :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} \Longrightarrow \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$\tau_u$  : contrainte de cisaillement,  $\tau_u = \frac{V_{max}}{bd}$  Avec :

$V_{max}$  : effort tranchant maximum en travée :  $V_{max} = 163 \text{ KN}$

$b$  : la longueur de la bande étudiée,  $b=1\text{m}=1000\text{mm}$

$d_x$  : la hauteur utile du lit d'armatures inférieur,  $d_x=27\text{cm}$

Donc :  $\tau_u = \frac{163000}{270 \times 1000} = 0.603 \text{ Mpa}$

$$\bar{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5} = 2.5, 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow 0.603 < 2.5 \text{ MPa}$$

⇒ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de fissuration dans le béton.

#### H) - Vérifications à l'ELS :

**1/ Évaluation des moments en travées et aux appuis :** Les valeurs de calcul des moments fléchissant en travée et aux appuis à l'ELS, sont récapitulés dans le **Tableau VI.5**

#### 2/ Vérification des contraintes limites dans le béton et l'acier :

Les contraintes limites dans le béton et les aciers doivent vérifier les conditions suivantes :

La contrainte dans les aciers :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ .

La contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$

Les paramètres de calcul utilisés sont :

$$Ast = \frac{Ms}{\beta.d.\sigma_{st}} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta.d.Ast}; \rho_1 = \frac{100Ast}{b \times d} \Rightarrow \beta_1 \text{ et } K_1 \text{ et } \mu_1 \text{ seront tirés dans le tableau.}$$

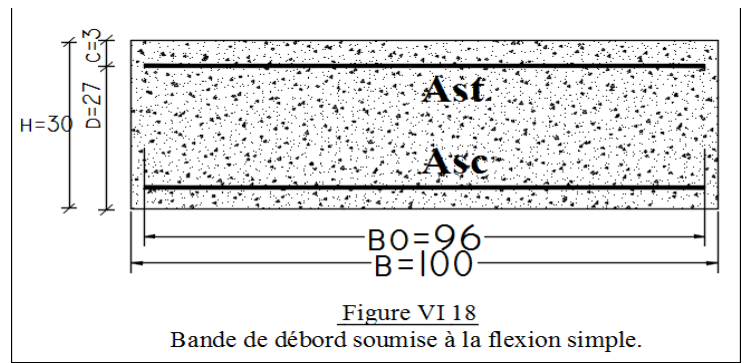
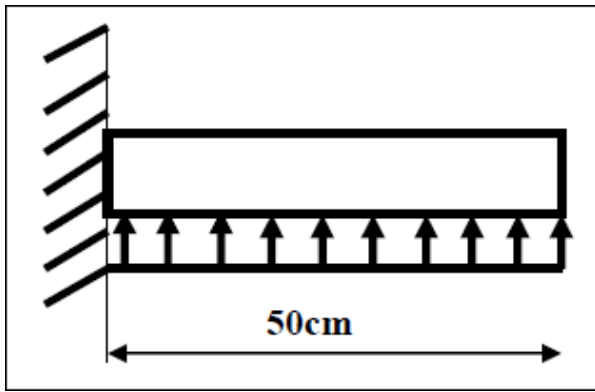
$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Sens	Zone	Ms [KN.m]	$\rho_1$	$\mu_1$	$K_1$	$\beta_1$	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
x-x	appuis	34.061	0,225	0.00207	50,79	0,925	248,322	348	4,894	15
	travée	51.091	0,2978	0.00268	43,48	0,9145	282,415	348	6,495	15
y-y	appuis	34.061	0,2374	0.0022	49,1	0,922	264,68	348	5,390	15
	travée	31.064	0,3165	0.00288	41,82	0,912	162,86	348	3,894	15

**Tableau VI.8 : Récapitulatif de Calcul et vérification des contraintes à l'ELS.**

#### VI.4.4-2) Ferrailage des débords :

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie comme illustrée dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur.



**Figure VI.17 :** Schéma statique du débord dans le plan longitudinal et transversal.

• **Sollicitation de calcul :**

1/ ELU :  $q_u = 126.75 \text{ KN/ml}$     2/ ELS :  $q_s = 93.524 \text{ KN/ml}$

$$M_u = -\frac{q \times l^2}{2} = -\frac{126.75 \times (0.5)^2}{2} = -15.843 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{Ma}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{15.843}{1 \times 0.27^2 \cdot 14200} = 0.0153 \text{ (SSA)} \Rightarrow \beta = 0.992 ;$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} \times 10^3 \approx 14200 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} ;$$

$$A_{st} = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \left( \frac{15.843}{0.992 \times 0.27 \times 348} \right) \times 10 = 1.7 \text{ cm}^2$$

**Remarque :**

Les sections d'armatures adoptées à l'ELU pour le tablier du radier, sont largement supérieures à celles obtenus dans ce débord, sous une charge de même intensité  $\Rightarrow$  la longueur du débord en console est très courte.

Donc pour faciliter la mise en œuvre et d'homogénéiser le ferrailage entre la dalle et le débord, on adoptera le même ferrailage que celui de la dalle on prolongera les armatures au niveau des appuis de la dalle, jusqu'aux extrémités du débord, puisque nous avons la même épaisseur.

**VI.4.4.3) Études des nervures :**

- Les nervures sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Elles sont soumises à la réaction du sol.
- Les efforts sous les poteaux et les voiles sont considérés comme des réactions d'appuis.
- Les nervures sont disposées à la base de la structure, dans les deux plans globaux, et sur chaque file de portique (ligne de construction principale).
- Donc le ferrailage de celles-ci sera déterminé pour chaque file de travée, dans chaque sens (X-X et Y-Y).

**A)- Sollicitations de calcul :**

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des panneaux de dalles déjà déterminées, ainsi que les charges dues aux poids propre :

Des panneaux de la dalle flottante, du TVO, et celui des panneaux du tablier.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties (en KN/ml).

Cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (**largeur  $L_m$** ), et le même effort tranchant (**largeur  $L_t$** ) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas, le calcul devient classique.

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrées à leurs extrémités, avec :

$$h_n = 100 \text{ cm} ; b = 60 \text{ cm} ; c = 5 \text{ cm}$$

- **Cas de chargement trapézoïdal :**

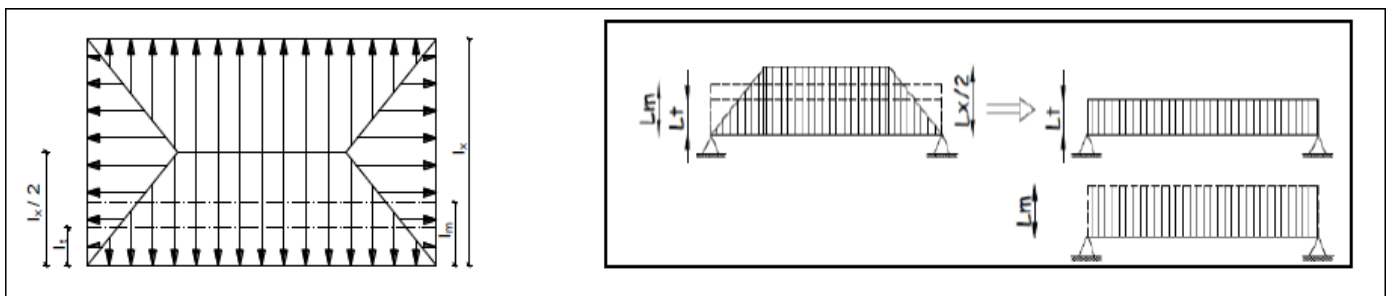
- ✓ Moment fléchissant :  $l_m = l_x \left( 0.5 - \frac{\rho_x^2}{4} \right)$

- ✓ Effort tranchant :  $l_t = l_x \left( 0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right)$

- **Cas de chargement triangulaire :**

- ✓ Moment fléchissant :  $l_m = 0.333 l_x$

- ✓ Effort tranchant :  $l_t = 0.25 l_x$



**Figure VI.19 :** Présentation des chargements simplifiés sur le panneau le plus sollicité.

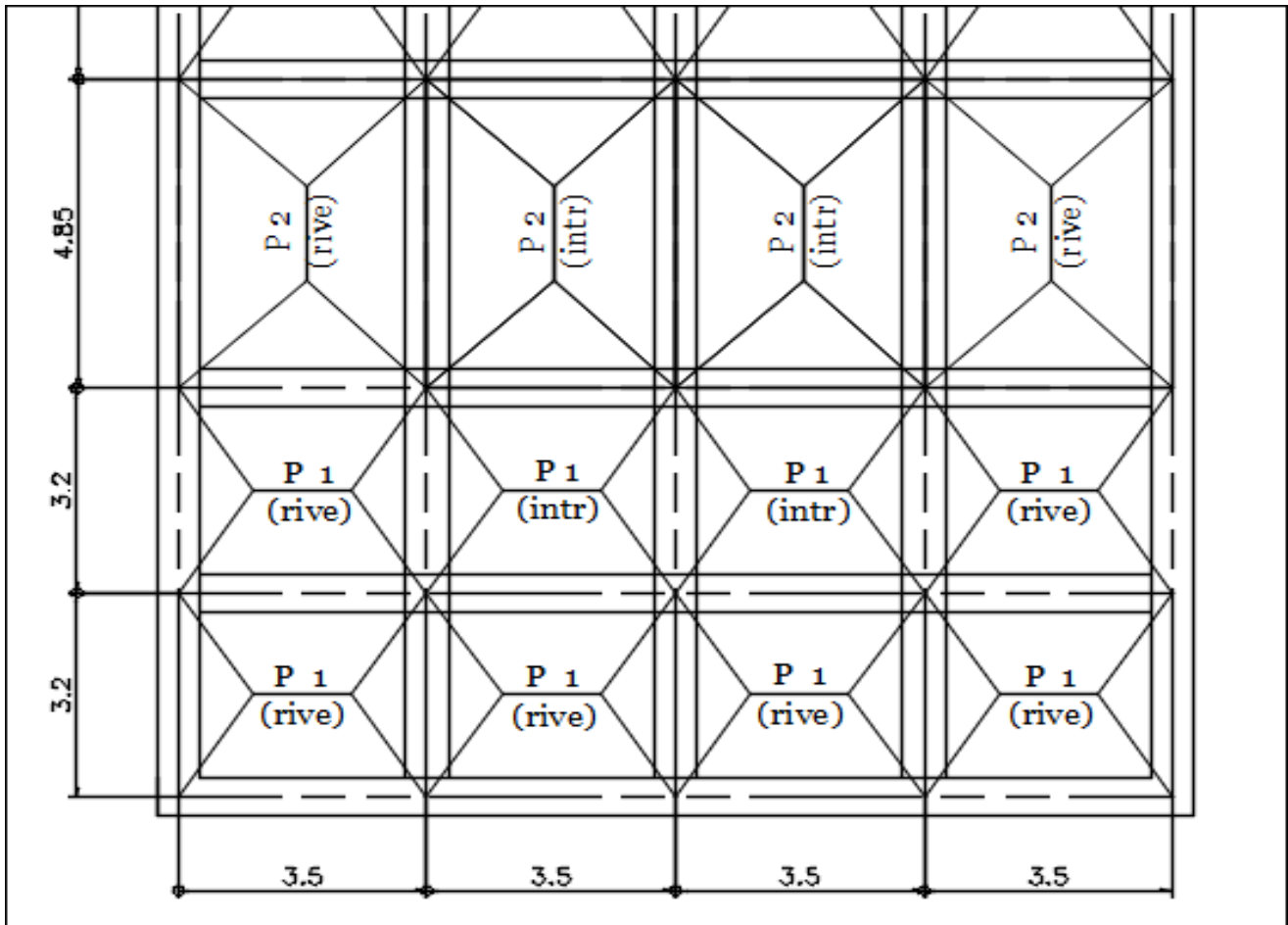
- **Évaluation des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS :**

Nous avons une symétrie dans les panneaux et les nervures (voir figure), donc en détermine les charges agissant sur les travées, en fonction du diagramme de la répartition de la charge linéaire, en prend en compte que les panneaux et les travées de dimensions différentes :

- Panneau 01 :  $L_x = 3.2 \text{ m} ; L_y = 3.5 \text{ m}$ .

- Panneau 02 :  $L_x = 3.5 \text{ m} ; L_y = 4.85 \text{ m}$

- ✓ Chacun des deux panneaux sollicite 04 travées.
- ✓ Les travées intermédiaires sont sollicitées par deux panneaux consécutifs, dans les deux sens.
- ✓ Les travées de rive n'ont subi que les charges des panneaux de rive, dans les deux sens.



**Figure VI.20** : Présentation en plan de la répartition des charges sur les nervures.

Le tableau suivant récapitule les résultats de calcul des charges uniformément répartie pour les deux panneaux, selon la méthode des charges simplifiées admises déjà cité :

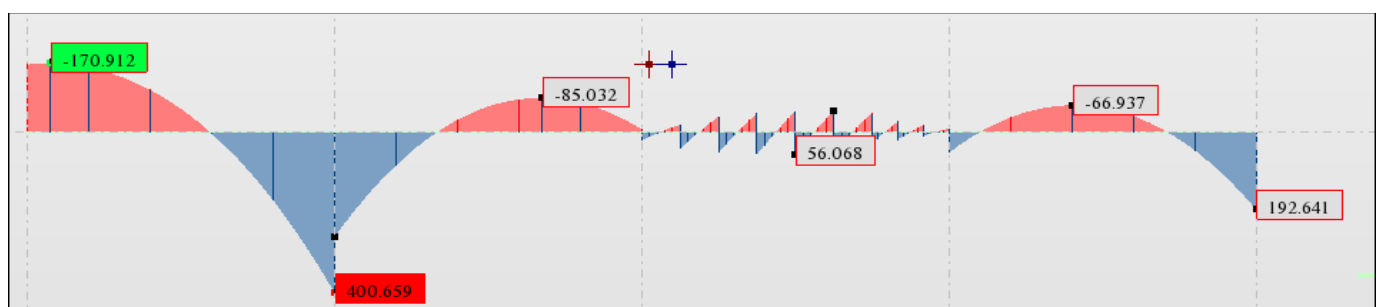
Panneau	Etat	Sens	Travée	Lx (m)	Ly (m)	$\rho_X$	q (KN/m <sup>2</sup> )	Répartition	Lt (m)	Lm (m)	q (lt) (KN/ml)	q(lm) (KN/ml)	
panneau 01	P01 de rive	ELU	X-X	A-B	3,2	3,5	0,914	161,72	triangulaire	0,8	1,0656	258,752	344,658
				2-B	3,2	3,5	0,914						
			Y-Y	B-2	3,2	3,5	0,914	161,18	trapèzoidale	0,8686	0,9313	279,9927	300,203
		A-2		3,2	3,5	0,914							
		EIS	X-X	A-B	3,2	3,5	0,914	118,03	triangulaire	0,8	1,0656	188,8544	251,554
				2-B	3,2	3,5	0,914						
	Y-Y		B-2	3,2	3,5	0,914	117,5	trapèzoidale	0,8686	0,9313	204,1143	218,847	
		A-2	3,2	3,5	0,914								
	P01 inter	ELU	X-X	2-B	3,2	3,5	0,914	161,72	triangulaire	0,8	1,0656	258,752	344,658
				3-B	3,2	3,5	0,914						
			Y-Y	2-3	3,2	3,5	0,914	161,18	trapèzoidale	0,8686	0,9313	279,9927	300,203
		B-3		3,2	3,5	0,914							
EIS		X-X	2-B	3,2	3,5	0,914	118,03	triangulaire	0,8	1,0656	188,8544	251,554	
			3-B	3,2	3,5	0,914							
	Y-Y	2-3	3,2	3,5	0,914	117,5	trapèzoidale	0,8686	0,9313	204,1143	218,847		
B-3		3,2	3,5	0,914									
panneau 02	P02 de rive	ELU	X-X	1-2	3,5	4,85	0,722	161,72	triangulaire	0,875	1,1655	283,01	376,969
				D-2	3,5	4,85	0,722						
			Y-Y	C-D	3,5	4,85	0,722	161,18	trapèzoidale	1,1186	1,2943	360,5779	417,237
		2-D		3,5	4,85	0,722							
		EIS	X-X	1-2	3,5	4,85	0,722	118,03	triangulaire	0,875	1,1655	206,5595	275,137
				D-2	3,5	4,85	0,722						
	Y-Y		C-D	3,5	4,85	0,722	117,5	trapèzoidale	1,1186	1,2943	262,8608	304,165	
		2-D	3,5	4,85	0,722								
	P02 inter	ELU	X-X	2-3	3,5	4,85	0,722	161,72	triangulaire	0,875	1,1655	283,01	376,969
				D-3	3,5	4,85	0,722						
			Y-Y	2-D	3,5	4,85	0,722	161,18	trapèzoidale	1,1186	1,2943	360,5779	417,237
		3-D		3,5	4,85	0,722							
EIS		X-X	2-3	3,5	4,85	0,722	118,03	triangulaire	0,875	1,1655	206,5595	275,137	
			D-3	3,5	4,85	0,722							
	Y-Y	2-D	3,5	4,85	0,722	117,5	trapèzoidale	1,1186	1,2943	262,8608	304,165		
3-D		3,5	4,85	0,722									

**Tableau VI.9 :** Récapitulatif des résultats de calcul des charges sollicitant les travées du raidissage.

**Diagramme des sollicitations :**

Les diagrammes des efforts tranchant et moments fléchissant seront déduit par le logiciel « Robot » :

**- Sens transversal « X-X » :**



**Figure VI.21 :** Diagramme des moments fléchissant à l'ELU sens X-X. (file D-D)

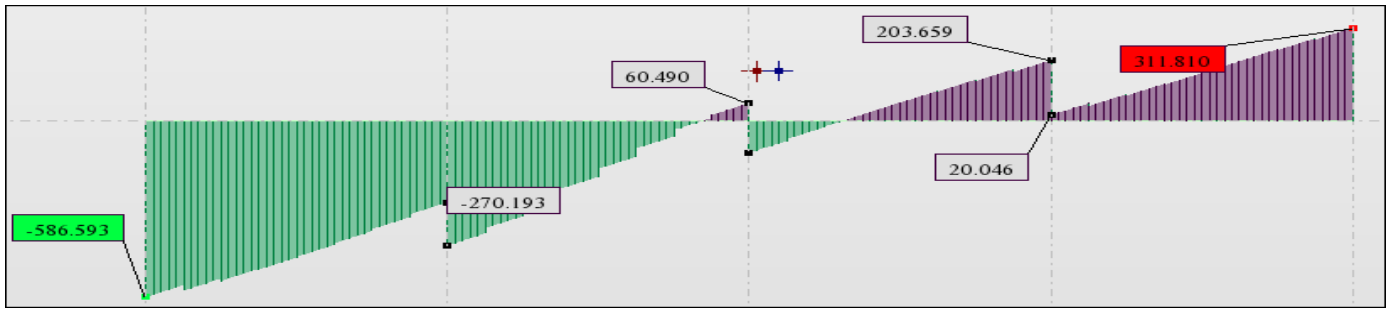


Figure VI.22 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU sens X-X. (file F-F)

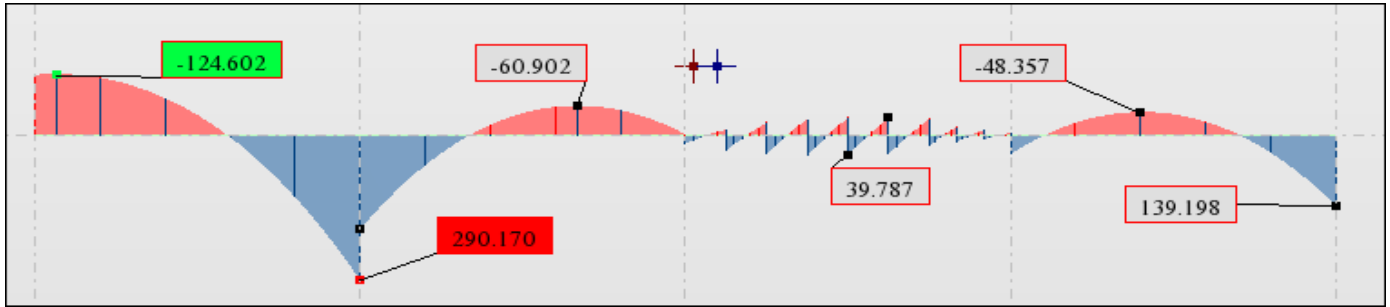


Figure VI.23 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS sens X-X. (file D-D)

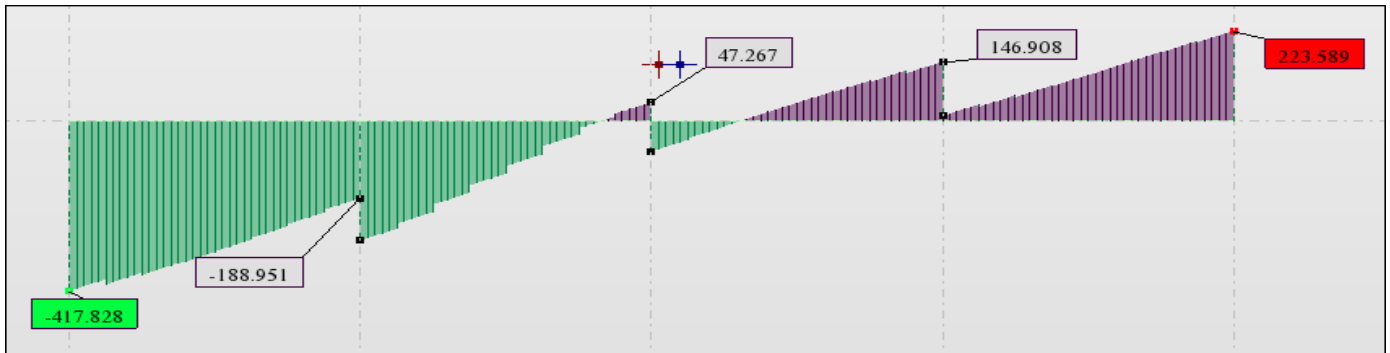


Figure VI.24 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS sens X-X. (file F-F)

- Sens longitudinale « Y-Y » :

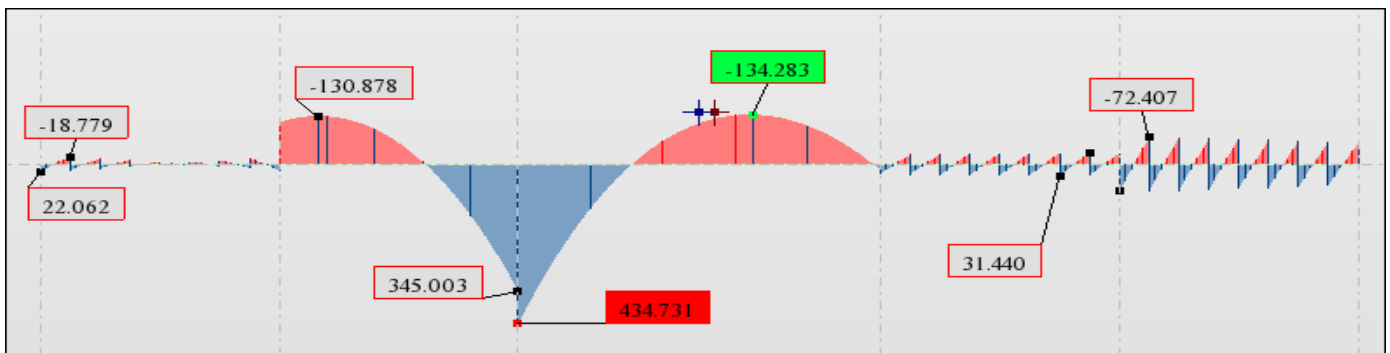
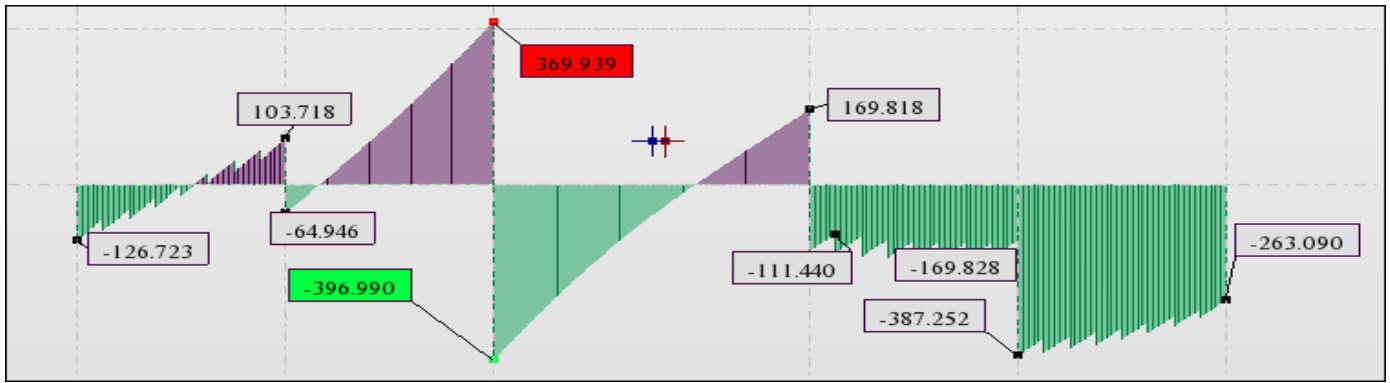
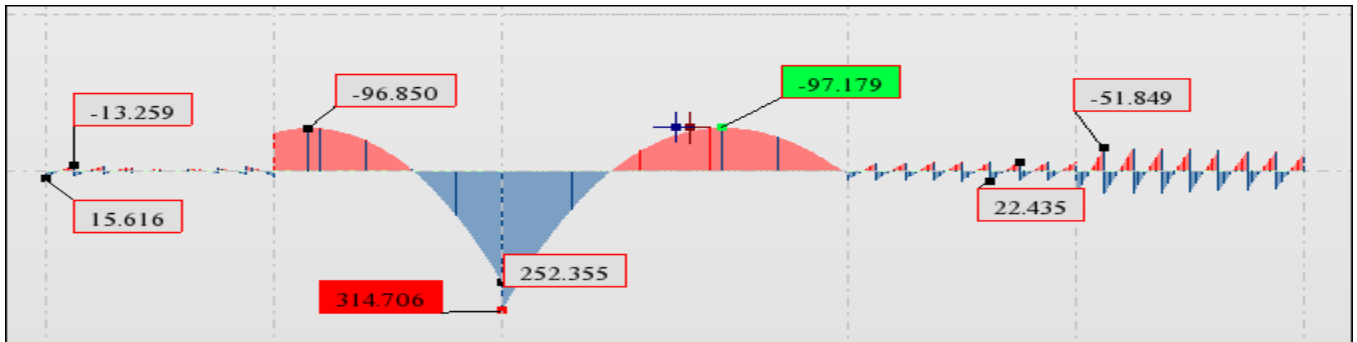


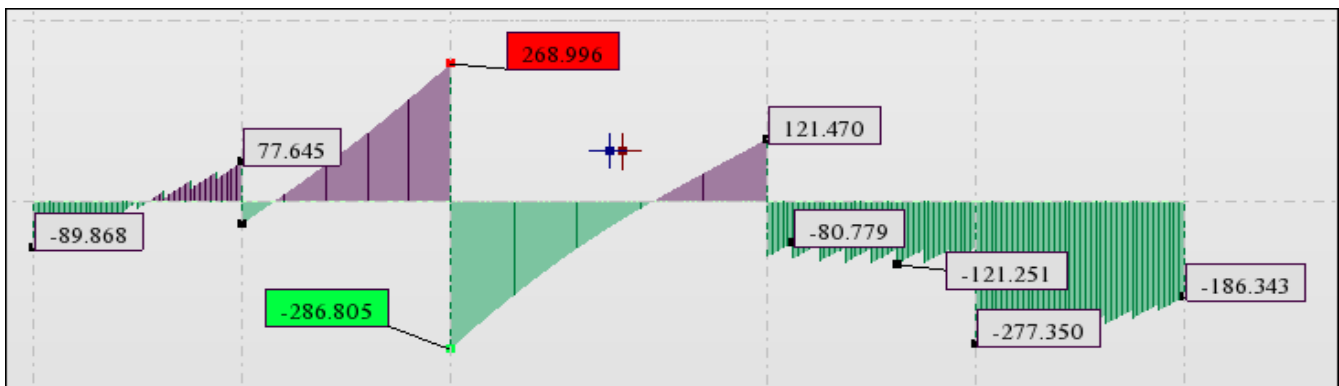
Figure VI.25 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU sens Y-Y. (file 1-1)



**Figure VI.26 :** Diagramme des efforts tranchants à l'ELU sens Y-Y. (file 1-1)



**Figure VI.27 :** Diagramme des moments fléchissant à l'ELS sens Y-Y. (file 1-1)



**Figure VI.28 :** Diagramme des efforts tranchants à l'ELS sens Y-Y. (file 1-1)

Le tableau suivant récapitule l'ensemble des efforts interne maximum ( $M_{\max}$  et  $T_{\max}$ ) en travées et aux appuis des nervures, dans les deux directions globale de la structure, à l'ELU et à l'ELS :

Sens	Etat limite	ZONE	M(max) (KN.m)	T(max) (KN)
X-X	ELU	Aux appuis	400,66	-586,6
		En travées	-170,73	
	ELS	Aux appuis	290,17	-414,82
		En travées	-124,55	
Y-Y	ELU	Aux appuis	434,73	-397
		En travées	-185,89	
	ELS	Aux appuis	314,7	-286,8
		En travées	-137,2	

**Tableau VI.10 :** Récapitulatif des efforts internes maximum dans les nervures.

**B)- Calcul des armatures :** Le ferrailage se fera avec les moments Max aux appuis et en travées dans le sens longitudinal et transversal.

- **Armatures longitudinales :**

		My (max) [KN.m]	d (m)	(μ)	β	Ast1 (cm) <sup>2</sup>	Ast2 (cm) <sup>2</sup>	Ferrailage longitudinale
Sens x-x	Aux appuis	400,66	0,95	0,052	0,998	12,46		Lit Inf : 4HA16 filante (St = 15 cm) 4HA14 chapeaux (St = 15 cm)
	En travée	-170,73	0,95	0,022	0,989		6,14	Lit sup : 4HA16 filante (St =15 cm)
Sens Y-Y	Aux appuis	434,73	0,95	0,056	0,971	13,55		Lit Inf : 4HA16 filante (St = 15 cm) 4HA14 chapeaux (St = 15 cm)
	En travée	-185,89	0,95	0,024	0,988		6,14	Lit sup : 4HA16 filante (St =15 cm)

**Tableau VI.11 :** Ferrailage longitudinal des nervures.

-**Armatures transversales :** [Réf 10 : Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003]

Le diamètre minimal des armatures transversales est estimé comme suit :

$$\phi_{min} \geq \frac{\phi_{max}}{3} \approx 8mm \Rightarrow \text{Nous optons pour des cadres et des étriers de } \phi t = 10mm$$

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : **At = 0.003 × St × b**

	Calcul de St (cm)			At (cm <sup>2</sup> )	At adoptée (cm <sup>2</sup> )
	<b>Nervures (100×60) sens (X-X) et sens Y-Y</b>	Zone nodale : St ≤ min ( $\frac{h}{4}$ ; 12φ )	St ≤ 20 cm	St = 15 (cm)	2.7 cm <sup>2</sup>
Zone courante : St ≤ $\frac{h}{2}$		St ≤ 50 cm	St = 25 (cm)	4.5 cm <sup>2</sup>	4.71 cm <sup>2</sup> Soit 6HA10

**Tableau VI.12 :** Ferrailage Transversal des nervures

- **Armatures de peau :** [Réf 11 : Art A.8.3/BAEL 91modif99]

Des armatures dénommées « armature de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm<sup>2</sup> par mètre de longueur de paroi, mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 100 cm, la quantité d'armatures minimale de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2 \text{ Soient : } A_p = 2\text{HA}14 = 3.08 \text{ cm}^2 \text{ (pour les deux parois)}$$

- **Vérifications à l'ÉLU vis-à-vis des recommandations du BAEL91modif99 :**

a. Vérification au cisaillement : [Réf 12 : Art A.5.1,21.1/BAEL 91]

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \right] \text{ MPa} \implies \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$\tau_u$  : contrainte de cisaillement,  $\tau_u = \frac{V_{max}}{bd}$  Avec :

$V_{max}$  : effort tranchant maximum aux appuis,  $V_{max}$  sera tiré dans robot.

$b$  : la largeur de la poutre et  $d$  : la hauteur utile.

$$\bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0.15 \times 25}{1.5} = 2.5, 4 \right] \text{ MPa} = 2.5 \text{ MPa}.$$

Le tableau suivant récapitule les résultats des vérifications :

poutres	Sens	Efforts tranchant $V_{max}$ (KN)	b (cm)	d (cm)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	OBS
Nervure	X-X	586,6	60	95	1,1435	2,5	OK
	Y-Y	397	60	95	0,7739	2,5	OK

**Tableau VI.13 : vérification au cisaillement.**

**b. Vérification des Contraintes d'adhérence et d'entraînement des barres :**

➤ Entraînement des barres : (Réf 13 : Art A.6.1, 3\_BAEL 91/mod99)

Les contraintes d'entraînement des armatures en partie courante (la zone médiane) doivent être limitées pour ne pas endommager le béton, il faut donc vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec :}$$

$\tau_{se}$  : la contrainte d'adhérence d'entraînement.

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d u_i} \frac{A_{si}}{A_s}$$

$V_u$  : l'effort tranchant ultime tiré dans robot.

$u_i$  : Le périmètre utile d'une barre =  $\Pi \times \emptyset$

$Z$  : le bras de levier pris =  $0.9 \times d$ .

Pour un paquet de plus de 03 barres, la contrainte d'adhérence devienne :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} \quad \text{Avec : } \sum U = (n \times \Pi \times \emptyset) \text{ et } d : \text{ la hauteur utile}$$

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement (fonction de la nuance d'acier)

$$\tau_{se.u} = \Psi_s f_{tj}$$

Avec :  $\Psi_s = 1.5$  (Barres de haute adhérence).

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

Sens	$V_u$ robot (N)	$Z=0,9 d$ (mm)	$\sum U$ (mm)	$\tau_{se}$ (MPa)	$\tau_{su}$ (MPa)	Vérification
X-X	586600,00	855	401,92	1,707011	3,15	vérifiée
Y-Y	397000,00	855	401,92	1,155273	3,15	vérifiée

**Tableau V.14 : vérifications des Contraintes d'adhérence et d'entraînement.**

▪ **Ancrage des barres aux appuis : [Réf 14 : Art 6.1, 22.1/BAEL 91]**

La longueur de scellement droit : correspond à la longueur maximale d'ancrage rectiligne, tel que :

$$l_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau_{su}}$$

$\emptyset$  : diamètre maximum de la barre.

Avec :

$f_e$  : limite d'élasticité de la barre = 400MPa

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{tj}$$

$\tau_{su}$  : la contrainte limite ultime d'adhérence des barres ancrées.

Les résultats des vérifications sont récapitulés dans le tableau suivant :

Sens	Zone	$\tau_{su}$ (MPa)	$\phi$ (mm)	$f_e$ (MPa)	$l_s$ (mm)	$l_s$ (adopté)
X-X	Appui	2,835	16	400	564,3739	800
	Travée	2,835	16	400	564,3739	800
Y-Y	Appui	2,835	16	400	564,3739	800
	Travée	2,835	16	400	564,3739	800

**Tableau V.15 : longueur du scellement droit**

c) Influence de l'effort tranchant sur le béton :

Afin d'assurer la sécurité vis-à-vis de la bielle d'about au niveau des l'appui, la condition suivante doit être

$$\text{satisfaite : } \Omega = \frac{2V_{\max}}{b_o \times 0.9d} \leq T = 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Tel que :  $b_o = b - 2C'$  [Réf 15 : Art A.5.1, 31.3 / BAEL91 modifié 99]

Sens	Zone	$2V_u$ robot (N)	$Z=0,9 d$ (mm)	$b_o$ (mm)	$\Omega$ (MPa)	$\eta$ (KN)	T (MPa)	Vérification
X-X	nodale	1173200	855	520	2,6387764		13,3333	vérifiée
	médiane	586600	855	520		2964000		vérifiée
Y-Y	nodale	794000	855	520	1,7858749		13,34	vérifiée
	médiane	397000	855	520		2964000		vérifiée

**Tableau V.16 : Vérification du béton des poutres à l'effort tranchant (zones nodales et médianes)**

d) Influence de l'effort tranchant sur les armatures : [Réf 16 : Art A.5.1.312 BAEL 91 modifié 99]

$$A_{st} \geq \frac{1.15}{f_e} \left[ T_u + \frac{M_U}{0.9 \times d} \right]$$

Avec :  $M_U$  : le moment ultime aux niveaux des appuis en valeur algébrique.

$T_U$  : l'effort tranchant ultime aux niveaux des appuis.

SI :  $k = \left[ T_u + \frac{M_U}{0.9 \times d} \right] < 0 \Rightarrow$  la vérification n'est pas nécessaire.

Sens	ZONE	$T_u$ robot (KN)	$M_u$ robot (KN.m)	d (m)	k (KN)	Vérification	$A_{st}$ (cm) <sup>2</sup>	$\Theta$ (cm) <sup>2</sup>	OBS
X-X	Appui	-586,6	400,66	0,855	-117,992	Satisfaisant	14,2	-3,392265	OK
	Travée	-293,3	-170,73	0,855	-492,984	Satisfaisant	8,04	-14,1733	OK
Y-Y	Appui	-397	434,73	0,855	111,456	Insatisfaisant	14,2	3,204364	OK
	Travée	-198,5	-185,98	0,855	-416,02	Satisfaisant	8,04	-11,96059	OK

**Tableau V.17 : Vérification des armatures des appuis et des travées à l'effort tranchant.**

e) Condition de non fragilité du béton : (Réf 17 : Art A.4.2. / BAEL91 modifié 99)

$$A_{st_{\min}} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d \quad \text{Avec : } f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa, } f_e = 400 \text{ MPa.}$$

$$A_{st_{\min}} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 60 \times 95 = 6.88 \text{ cm}^2 < 8.04 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

## II.1.3/ Vérifications à L'ELS :

### a. Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que la contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\text{Avec : } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{d \times b}$$

$$\text{La contrainte de traction dans l'acier est : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \quad \text{Avec :}$$

$\sigma_{st}$  : Contrainte de traction dans les aciers.

$A_{st}$  : Section d'armatures adoptées à l'ÉLU.

$K_1$  et  $\beta_1$  : sont tirés des tableaux annexes E.L.S. du BAEL.91 en fonction de  $\rho_1$ .

Les résultats des vérifications à l'ELS obtenus par l'EXPERT, sont récapitulés dans le tableau suivant :

Sens	Zone	Ms [KN.m]	Ast (cm) <sup>2</sup>	$\rho_1$	$K_1$	$\beta_1$	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\sigma_{st}$ adm (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ adm (MPa)
x-x	appuis	290,17	16,55	0,29035	49,93	0,923	199,954	201,63	4,6	15
	travée	-124,55	6,9	0,12105	71,21	0,942	15,86	201,63	1,18	15
y-y	appuis	314,7	18,02	0,31614	41,82	0,912	201,569	201,63	4,82	15
	travée	-137,2	7,62	0,13368	67,65	0,94	17,37	201,63	1,29	15

**Tableau VI.18 : Récapitulatif de Calcul et vérification des contraintes à l'ELS.**

**Remarque :** Les sections d'armatures longitudinales obtenues à l'ELS, sont supérieures à celle obtenues à l'ELU. Nous adoptons un ferrailage définitif, tel que :

- (Lit inférieure) :  $A_{st1} = 20.61 \text{ cm}^2$ , Soit  $\Rightarrow$  4HA20 (filantes) + 4HA16 (chapeaux) (aux appuis).
- (Lit supérieure) :  $A_{st2} = 8.04 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Soit  $\Rightarrow$  4HA16 (filantes) + 4HA12 (chapeaux) (en travée).

### VI.4.5) L'ouvrage de soutènement :

#### ❖ Étude du voile périphérique :

##### 1/Introduction :

Le mur de soutènement est un ouvrage vertical ou sub-vertical qui permet de confiner des terres (ou tout autre matériau pulvérulent) sur une surface réduite.

Le revêtement des terres par un mur de soutènement répond à des besoins multiples :

- Préserver les routes et chemins des éboulements et glissement de terrain,
- Structurer une berge naturelle en un quai (ports maritimes et voies navigables),
- Créer des obstacles verticaux de grande hauteur,
- Soutenir des fouilles et tranchées pour travailler à l'abri de l'eau (batardeau),
- Établir des fondations ou créer des parkings souterrains, etc.

## 2/ Principe du soutènement :

La principale considération dans le dimensionnement des soutènements, quel que soit leur type, est la correcte estimation de la *poussée des terres* retenues par cette paroi.

Les murs de soutènement, quel que soit leur type, doivent en principe être drainés, car la pression de l'eau interstitielle retenue en arrière du mur augmente d'autant la poussée sur l'ouvrage.

## 3/ Quelques types de mur de soutènement :

- ❖ **Mur poids** : Les soutènements de type *ouvrage-poids* sont connus depuis l'Antiquité. Ils sont constitués en pierre de taille ou en brique. L'importance de leur poids, fait l'opposition à la poussée des terres qui tendent à les renverser.
- ❖ **Mur en béton armé** : Se sont généralement des voiles élancées qui se situent à la périphérie d'un ouvrage, pour le protéger contre le glissement des massifs de sol retenus. Ils résistent principalement à la poussée des terres par grâce aux armatures du ferrailage en double lits.

## 4/ Hypothèses et donnée :

Pour notre sujet, nous avons opté pour un mur (voile) en béton armé, qui va retenir le sol du RDC, afin de réaliser un parking dans le sous-sol. Pour cela, on admet que :

- Le mur retient un sol de caractéristiques mécaniques suivantes :

Q (KN/m <sup>2</sup> )	$\gamma_{\text{sol}}$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\varphi$ (°)	$\beta$ (°)	$\Theta$ (°)	$\lambda$ (°)	$\delta$ (°)	$\sigma$ (bar)	C (Kpa)
10	18	32	0	0	90	0	2	0

**Tableau VI.19** : Caractéristiques du sol

Avec :

Q : charge d'exploitation éventuelle au niveau de la chaussée, reprise par le sol retenu.

$\gamma_{\text{sol}}$  : Poids volumique du sol retenu.

$\varphi$  (°) : Angle de frottement interne du sol.

$\beta$  (°) : Angle d'inclinaison de la surface libre du sol retenu.

$\lambda$  (°) : Angle d'inclinaison de la face amont du mur par rapport à la base.

$\Theta$  (°) : Angle d'inclinaison du plan de rupture par rapport à l'horizontale.

$\delta$  (°) : Angle d'inclinaison de la force latérale de la poussée.

$\sigma$  (bar) : Capacité portante du sol de fondation.

C (Kpa) : Force de cohésion du sol retenu et celui de fondation.

- Le voile repose essentiellement sur le radier conçu pour l'ouvrage.
- Le voile supporte uniquement les forces de poussée (les charges verticales de la superstructure s'additionnent avec son poids propre, ce qui augmente sa rigidité latérale).
- L'action sismique n'est pas prise en considération.
- Le voile est coulé sur place avec une vibration intense du béton et un enrobage suffisant des armatures, ce qui permet d'avoir des parois lisses après le décoffrage.

## 5/ Méthode de calcul :

Le calcul des murs de soutènement s'appuie sur plusieurs théories, on distingue :

**a/ La Théorie de Rankine :** S'applique dans le cas des murs verticale de parois en amont lisses, qui retiennent des sols horizontales.

**b/ La Théorie de Caquot-kerisel :** S'applique dans le cas où les paramètres cités précédemment (les angles d'inclinaison du mur et du sol retenu) sont différent de zéro.

## 6/ Pré-dimensionnement : [Réf 17 : Art 10.1.2 RPA99 modifié 2003]

L'épaisseur minimale imposée par le RPA pour le voile périphérique doit être supérieure ou égale à 15 cm. On opte pour une épaisseur de 20 cm.

-Les armatures sont constituées de deux nappes.

-Les deux nappes doivent être reliées par quatre épingles par m<sup>2</sup> de surface.

-Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%×B dans les deux sens (horizontal et vertical).

$$A_{min} = 0,10\% \cdot b \cdot h = 6 \text{ cm}^2$$

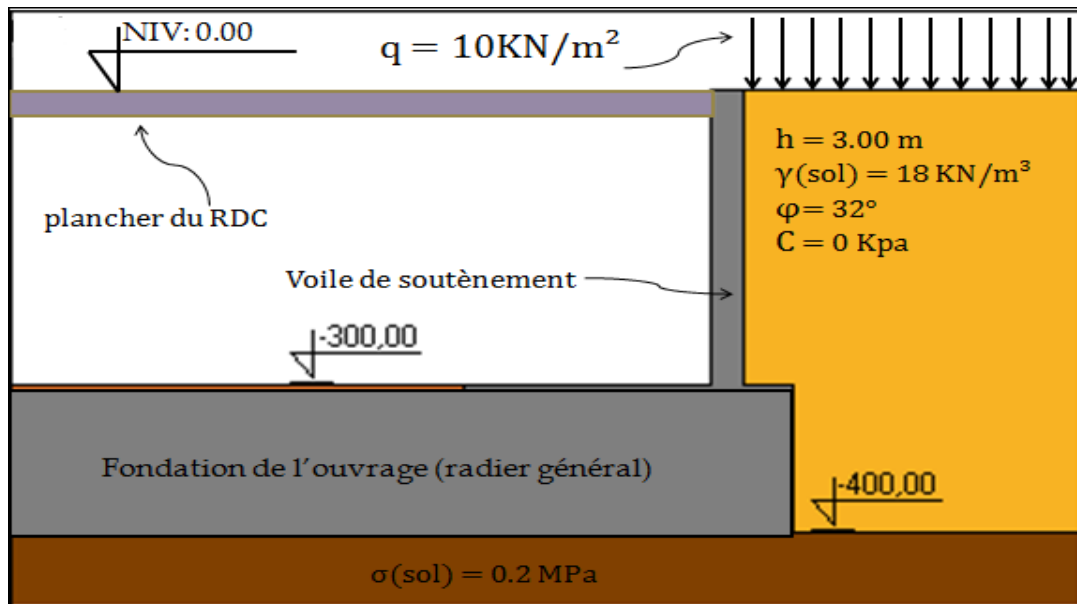


Figure VI.29 : Schéma représentatif du voile de soutènement.

## 7/ Détermination des sollicitations :

D'après les paramètres de calcul et les caractéristiques du sol retenu, la théorie de Rankine est applicable pour la détermination des contraintes qui s'exercent sur la face amont du voile qui sont :

$\sigma_h$ : La contrainte horizontale  $\sigma_h = K_0 \times \sigma_v$  et  $\sigma_v = (\gamma \times h) + q$

$\sigma_v$ : La contrainte verticale  $K_0 = 1 - \sin \varphi$  (Formule de Jacky applicable pour des sols pulvérulents)

⇒ Notre sol est pulvérulent → la relation de Jacky est applicable.

$K_0$  : Coefficient de poussée des terres au repos,  $K_0 = 1 - \sin 32 = 0.47$

### ✓ Calcul à l'ELU :

$$\sigma_h = K_0(1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q) \text{ Avec : } 0 \leq h \leq 3.00 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \sigma_h = 0.47(1.35 \times 18 \times h + 1.5 \times 10) \text{ Avec : } 0 \leq h \leq 3.00 \text{ m}$$

$$\text{À } h = 0.00 \text{ m : } \sigma_h = 7.05 \text{ KN/m}^2 \text{ et à } h = 3.00 \text{ m : } \sigma_h = 41.313 \text{ KN/m}^2$$

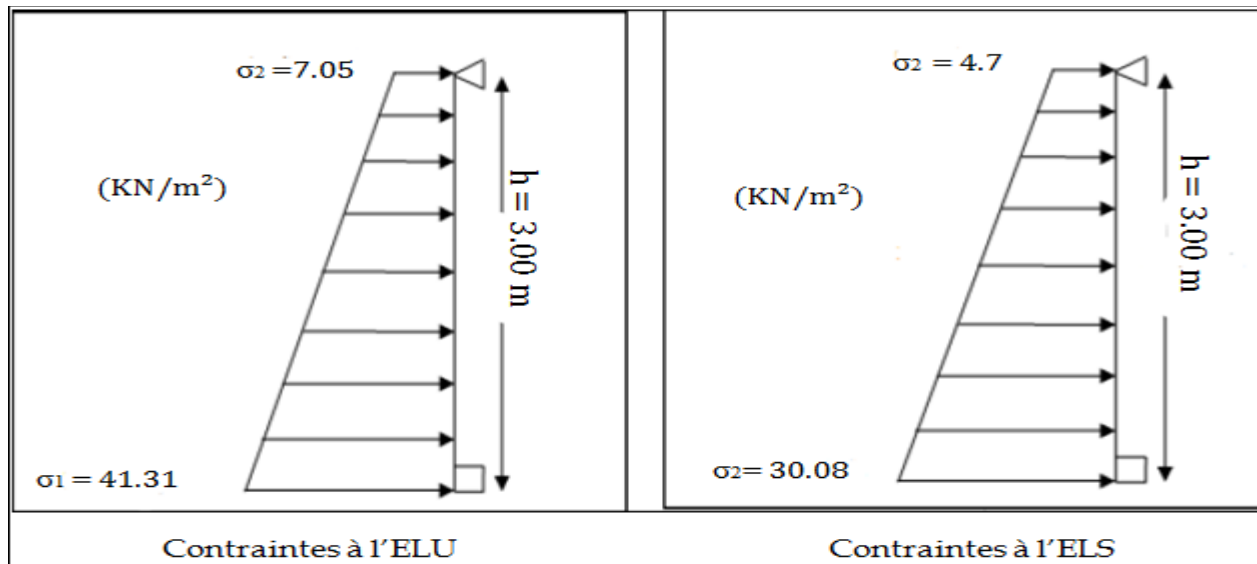
✓ **Calcul à l'ELS :**

$$\sigma_h = K_0(\gamma \times h + q) \text{ Avec : } 0 \leq h \leq 3.00 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \sigma_h = 0.47(18 \times h + 10) \text{ Avec : } 0 \leq h \leq 3.00 \text{ m}$$

$$\text{À } h = 0.00\text{m : } \sigma_h = 4.7 \text{ KN/m}^2 \text{ et à } h = 3.00 \text{ m : } \sigma_h = 30.08 \text{ KN/m}^2$$

• **Diagrammes des contraintes :**



**Figure VI.30 :** Diagramme des contraintes à l'ELU et à l'ELS

• **Charges moyennes :**

La charge moyenne à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m :

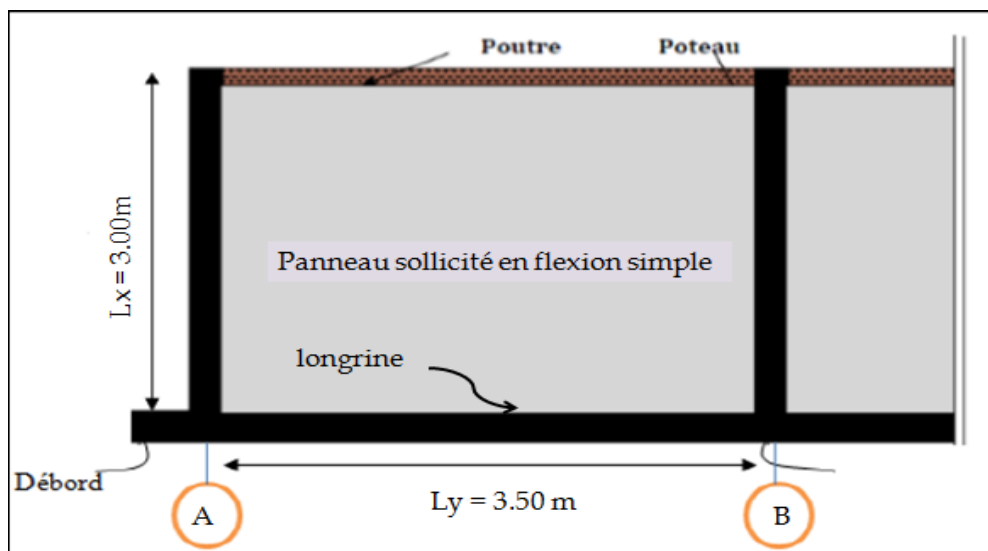
$$\text{À l'ELU : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 41.31 + 7.05}{4} \times 1\text{m} = 32.745 \text{ KN/ml}$$

$$\text{À l'ELS : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 30.08 + 4.7}{4} \times 1\text{m} = 23.735 \text{ KN/ml}$$

➤ **Ferraillage du voile périphérique :**

• **Méthode de calcul :**

Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles encastées sur 4 cotés au niveau des poutres, des poteaux, ainsi qu'au niveau des longrines.



**Figure VI.31 :** schéma représentatif d'un voile périphérique assimilé à un panneau de dalle.

- **Détermination des moments de flexion : (Réf 18 : Annexes E1, E2 et E3 du BAEL91/99)**

$L_x$  : étant la petite portée du panneau.....  $L_x = 3.00\text{m}$

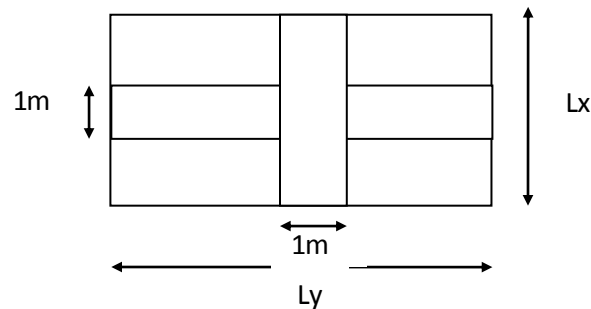
$L_y$  : étant la grande portée du panneau.....  $L_y = 3.50\text{ m}$

Nous avons :

$\rho_x = l_x/l_y \Rightarrow \rho_x = 300/350 = 0.857 \leftrightarrow 0.4 \leq 0.857 \leq 1$ , donc : nos panneaux de dalle sont des panneaux rectangulaires continus, travaillent dans les deux sens.

A)- Calcul des sollicitations : Cas où :  $0,4 \leq \rho_x = \frac{L_x}{L_y} \leq 1$

Dans ce cas on utilise la méthode de l'annexe E3 du BAEL91, on considère une bande de 1 m de largeur au milieu de chaque portée.



**Figure VI.32 :** Schéma statique d'un panneau de dalle rectangulaire portant sur les 02 sens.

- Dans le sens de la petite portée :  $M_{0x} = \mu_x \times q_{u,s} \times l_x^2$

- Dans le sens de la grande portée :  $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

- **Les moments hyperstatiques :**

Notre mur se décompose en 04 panneaux (02 de rive et 02 intermédiaires).

Afin de tenir compte des encastremets de ces dalles ; les moments calculés seront munis en leurs effectuant des coefficients suivant :

- **Panneaux de rive :**

**Aux appuis :**

$$M_x^{\text{appui}} = [-0.3 (M_{0x} )]$$

$$M_y^{\text{appui}} = [-0.5 (M_{0y})]$$

**En travée :**

$$M_{tx} = 0.85 M_{0x} ; M_{ty} = 0.75 M_{0y}$$

**Remarque :**

Afin d'homogénéiser le ferrailage sur toute la longueur du mur, nous allons focaliser nos calculs sur le panneau de rive et puis, on adoptera le même ferrailage pour le reste des panneaux.

- **Panneaux intermédiaires :**

**Aux appuis :**

$$M_x^{\text{appui}} = M_y^{\text{appui}} = \max[-0.5 (M_{0x} ; M_{0y})]$$

- **En travée :**

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y}$$

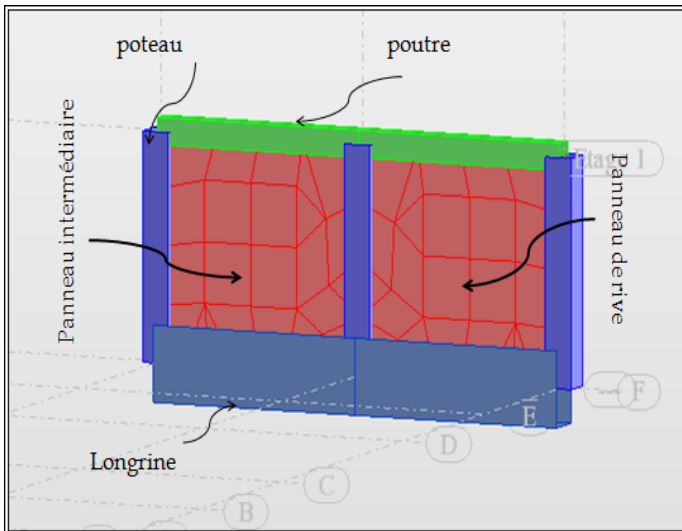


Figure VI.33: Identification des panneaux (rive et intermédiaires)

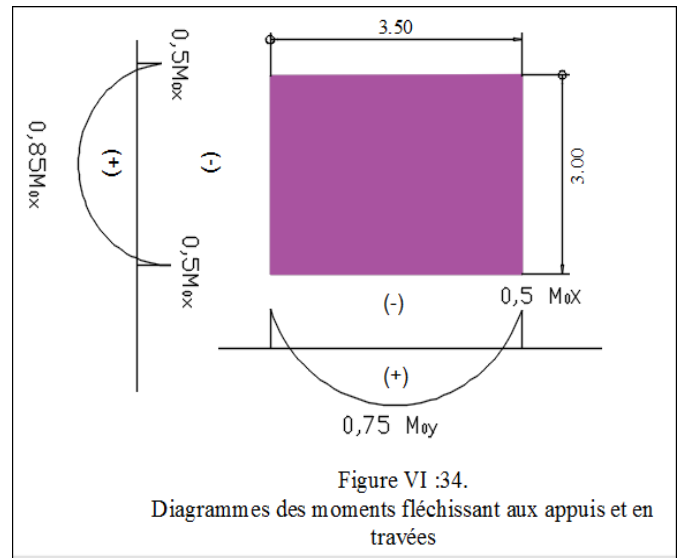


Figure VI.34. Diagrammes des moments fléchissant aux appuis et en travées

➤ Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

EL	$\sigma$ (max) (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma$ (min) (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_m$ (pann)	q (KN/m)	v	$\mu_x$	$\mu_y$	M <sub>ox</sub>	M <sub>oy</sub>	M <sub>tx</sub>		M <sub>ty</sub>	
										Travée	appui	Travée	appui
ELU	41,31	7,05	32,745	32,745	0	0,0509	0,685	15	10,275	12,7504	4,50015	7,7065	5,1377
ELS	30,08	4,7	23,735	23,735	0,2	0,0579	0,778	12,368	9,6225	10,5131	3,71049	7,21691	4,8113
<b>Vérification</b>													
états limite	K=M <sub>tx</sub> (travée)+M(appui)			1,25 max(M <sub>0x</sub> ; M <sub>0y</sub> )		Vérification							
ELU	17,56931747			18,75060563		Condition vérifiée							
ELS	14,7739445			15,46038563		Condition vérifiée							

Tableau VI.20 : Récapitulatif des moments aux appuis et en travées à l'ELU et l'ELS.

• **Calcul des armatures longitudinales :**

Les panneaux sont sollicités en flexion simple, les armatures seront déterminées dans les deux sens (Lx et Ly) aux appuis et en travées en s'appuyant sur les règles classiques du béton armé :

$$\mu = \frac{Ma}{bd^2 \cdot f_{bu}} ; f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} \times 10^3 \approx 14200 \frac{KN}{m^2} ; A_{st} = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_{st}} ;$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \approx 348 \text{MPa} \text{ et } \beta : \text{ dans le tableau de calcul à l'ELU.}$$

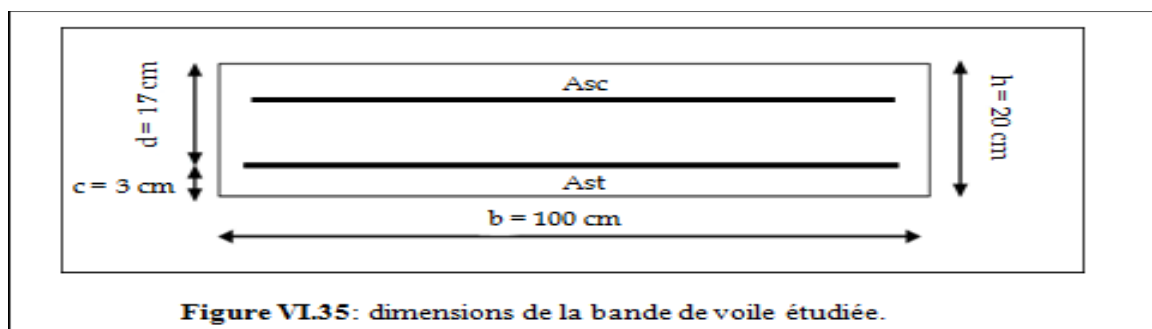


Figure VI.35: dimensions de la bande de voile étudiée.

❖ Le tableau suivant récapitule les résultats du ferrailage :

		Mt [KN.m]	d (m)	Valeurs de ( $\mu$ )	Type de section	$\beta$	Ast (cm) <sup>2</sup>	Ast adopté (cm) <sup>2</sup>	Ferrailage longitudinale adopté pour 1ml ( pour un seul lits)
Sens x-x	aux appuis	4,5	0,17	0,01	SSA	0,995	0,764	3,39	3HA12 (St =10 cm)
	En travée	12,75	0,17	0,031	SSA	0,985	2,18	4,52	4HA12 (St = 15 cm)
Sens y-y	aux appuis	5,14	0,17	0,012	SSA	0,994	0,87	3,39	3HA12 (St =10 cm)
	En travée	7,706	0,17	0,017	SSA	0,991	1,32	4,52	4HA12 (St = 15 cm)

**Tableau VI.21 : Récapitulatif des armatures longitudinales à l'ELU.**

• **Armatures transversales :**

$A_H = \frac{A_L}{4} \Rightarrow 0.25 \times (4.52) = 1.13 \text{ cm}^2$  Soit : 4HA10/ml = 3.14 cm<sup>2</sup> en travée et aux appuis, espacées de St = 20cm.

**a)- Vérifications des conditions recommandées par l'article (10.1.2) du RPA 99/2003 :**

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

\_Les armatures sont constituées de deux nappes.

\_Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10 % B dans les deux sens (horizontal et vertical).

$A \geq 0,001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$ .

Les deux nappes sont reliées par 4 épingles par m<sup>2</sup> de HA8 (4HA8=2.01cm<sup>2</sup>)

**b)- Vérifications à l'ÉLU :**

a. Condition de non fragilité :

Dans une dalle rectangulaire appuyée sur ses quatre côtés, les armatures normales à toute la section transversale soumise à la flexion simple, et susceptible d'être tendues, doivent présenter une section minimale correspondant aux taux d'armatures suivants :

- Armatures parallèles Lx :  $w_x = \frac{A_x}{b \times h} \geq w_o \times \frac{(3-\rho_x)}{2}$

- Armatures parallèles Ly :  $w_y = \frac{A_y}{b \times h} \geq w_o$  Avec :

Wx (Wy) : respectivement les taux minimaux d'acier en travée dans le sens « x » et dans le sens « y ».

Le taux ou pourcentage d'acier est égal au rapport de la section des armatures dans une direction donnée à la section totale du béton.

-  $w_o$  : taux ou pourcentage d'acier minimal égal à :

1,2 ‰ : pour les ronds lisses (feE215 ou 235)

0,8 ‰ : pour les barres ou fils à haute adhérence feE400 ou treillis soudés à fils lisses de  $\emptyset > 6 \text{ mm}$

0,6 ‰ : pour les barres ou fils à haute adhérence feE500 ou treillis soudés à fil lisse de  $\emptyset \leq 6 \text{ mm}$ .

### 1/ Sens x-x :

$$A_t^x = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min}^x = w_o \times b \times h \times \frac{(3-\rho_x)}{2} = 0.8\% \times 100 \times 20 \times \frac{(3-0.857)}{2} = 1.71 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

### 2/ Sens y-y :

$$A_t^y = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min}^y = w_o \times b \times h = 0.8\% \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

### b. Espacement des armatures :

L'espacement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous.

- Sens // à Lx :

$$\text{Aux appuis : } S_{app} = 10 \text{ cm}$$

$$\text{En travée : } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t < \text{Min}(3h_o ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$$

- Sens // à Ly :

$$\text{Aux appuis : } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{En travée : } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t < \text{Min}(4h_o ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$$

### c. Rapport minimal des sections d'armature en travée :

$$\text{- Dalle non soumise à des charges concentrées : } A_y \geq \frac{A_x}{4} \Rightarrow 3.39 > \frac{3.39}{4} = 0.85 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

### d. Diamètre maximal des armatures :

$$\emptyset \leq ht/10 \Rightarrow 12 \text{ mm} < 200/10 = 20 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$\emptyset$  : Diamètre maximum des armatures longitudinales.

### e. Longueur de scellement droit : [Réf 19 : Art 6.1, 22.1/BAEL 91]

La longueur de scellement droit : correspond à la longueur maximale d'ancrage rectiligne, tel que :

$$l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}}$$

$\emptyset$  : diamètre maximum de la barre = 16 mm.

$f_e$  : limite d'élasticité de la barre = 400 MPa

**Avec :**  $\tau_{su}$  : la contrainte limite ultime d'adhérence des barres ancrées.

$$\tau_{su} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 f_{tj}$$

$$\Rightarrow l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 423.2 \text{ mm} = 42.3 \text{ cm.}$$

D'après le BAEL 91 [Art 6.1.22.1], la longueur de scellement pour les HA 400 est de :

$$L_s = 35\emptyset = 35 \times 12 \text{ mm} = 560 \text{ mm} = 42 \text{ cm} \Rightarrow \text{Donc on opte pour : } L_s = 45 \text{ cm.}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « 0.4 Ls » pour les barres à haute adhérence selon le **BAEL 91 modifié 99 (Art A.6.1, 21)** => pour  $\emptyset 12$  : La = 18 cm.

### Armatures en travées :

- Sens principal : La longueur du lit arrêtée en travée est de  $0.8L_x = 0.8 \times 300 = 240 \text{ cm}$ .

- Sens secondaire : La longueur du lit arrêtée en travée est de  $(L_y - 0.2L_x) = (350 - 0.2 \times 300) = 290 \text{ cm}$ .

### Armatures en appuis :

Les aciers de chapeaux ont pour longueur à partir du nu des appuis :

$$* L_1 = \max(l_s ; \lambda \times L_x) \text{ Avec : } \lambda = 0.05 + 0.3 \frac{M_x^a}{M_x} = 0.05 + 0.3 \times \frac{4.5}{12.75} = 0.353$$

\*  $L_2 = \max(l_s \text{ et } L_1/2)$  Avec :  $l_s$  : longueur de scellement droit = 45 cm.

$\Rightarrow L_1 = \max(45\text{cm} ; 0.353 \times 300\text{cm}) ; L_1 = \max(45\text{cm} ; 105.8\text{cm}) \Rightarrow L_1 = 110 \text{ cm.}$

$L_2 = \max(45\text{cm} ; \frac{110}{2} = 55 \text{ cm}) ; L_2 = 60\text{cm.}$

### H) - Vérifications à l'ELS :

1/ Évaluation des moments en travées et aux appuis : Les valeurs de calcul des moments fléchissant en travée et aux appuis à l'ELS, sont récapitulés dans le **Tableau VI.20**

### 2/ Vérification des contraintes limites dans le béton et l'acier :

#### 2.1/-État limite d'ouverture des fissures : (Réf 20 : Art. A.5.3.2/BAEL91)

Le voile périphérique étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left[ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f t_{28}} \right] = 201.63 \text{ MPa (fissuration préjudiciable)}$$

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

Les contraintes limites dans le béton et les aciers doivent vérifier les conditions suivantes :

La contrainte dans les aciers :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ .

La contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$

Les paramètres de calcul utilisés sont :

$$Ast = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot Ast} ; \rho_1 = \frac{100 Ast}{b \times d} \Rightarrow \beta_1 \text{ et } K_1 \text{ et } \mu_1 \text{ seront tirés dans le tableau.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Sens	Zone	M <sub>s</sub> [KN.m]	β <sub>1</sub>	ρ <sub>1</sub>	μ <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	σ <sub>st</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
x-x	appuis	3.71	0,928	0,199	0.00184	54,44	69,370	201,63	1,274	15
	travée	10.51	0,918	0,265	0.00246	45,98	148,99	201,63	3,240	15
y-y	appuis	4.81	0,928	0,199	0.00184	54,44	89,939	201,63	1,652	15
	travée	7.21	0,918	0,265	0.00246	45,98	102,21	201,63	2,223	15

**Tableau VI.22 : Récapitulatif des Calculs et vérification des contraintes à l'ELS.**

#### ❖ Finalement :

Le ferrailage définitif du voile périphérique en double nappe, est comme suit :

#### Sens x-x :

-En travée : 8HA12/ml avec un espacement de 15 cm.

-Aux appuis : 6HA12/ml avec un espacement de 10cm.

#### Sens y-y :

-En travée : 8HA12/ml avec un espacement de 15 cm.

-Aux appuis : 6HA12/ml avec un espacement de 10 cm.

## Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a donné l'opportunité de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris dans la conception des structures des bâtiments et surtout de faire le lien entre les compétences théoriques acquises et les exigences de la pratique.

Les récents développements de l'analyse numérique, dus aux possibilités offertes par l'ordinateur, ont influencés profondément sur les méthodes de calcul. En effet on peut dire que l'emploi de logiciels de calcul est en train de bouleverser les méthodes forfaitaires qui n'étaient qu'approximatives.

Au cours de notre étude, les logiciels de calculs (ROBOT 2010, EXPERT-BA) nous ont permis de faciliter l'analyse des éléments structuraux et secondaires grâce à la possibilité du dessin technique (la modélisation) offerte par le logiciel, qui assimile les modèles au plus proche possible de la réalité et qui permet aussi de comprendre le comportement de la structure vis-à-vis de l'action sismique.

Les logiciels de calcul employés au cours de cette étude, nous ont permis aussi de gagner du temps grâce aux nombreux algorithmes puissants dont ils sont équipés, qui résolvent des systèmes d'équations complexes et à plusieurs degrés de liberté.

L'exactitude des résultats fournies par les outils informatiques, s'approuve dans leur forte utilisation dans les bureaux d'étude, ainsi que l'exigence de les maîtriser pour un ingénieur concepteur calculeur, paraît cruciale pour lui.

L'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur les dimensions des éléments structuraux et le système de contreventement lors de cette étape. Rappelons que dans notre cas, nous avons souhaité avoir un contreventement mixte, dont la répartition des charges sismiques est équitable entre les voiles et les portiques, mais après différents essais de dispositions des voiles, les résultats nous ont donné un contreventement par des voiles porteurs, ce qui signifie que les portiques ont un rôle de contreventement négligeable devant les voiles.

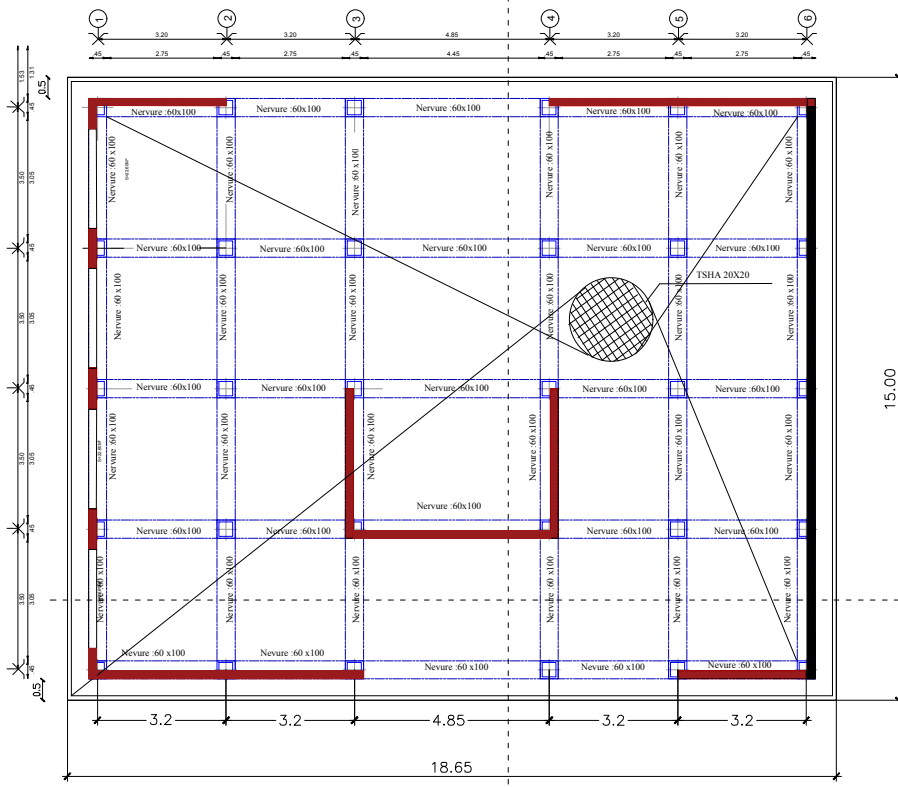
En outre il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet, pour minimiser toutes les contraintes et arriver à une sécurité parasismique optimale qui ne causera pas des surcoûts importants (aspect économique).

L'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires et économiques.

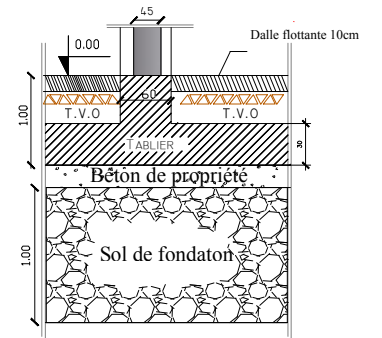
Tout ça m'a incité à me documenter d'avantage pour paraître à toutes difficultés rencontrées au cours de cette étude et d'améliorer ma vision sur le comportement statique et dynamique des bâtisses en général.

Enfin j'espère que mon travail soit utile, et bénéfique pour moi et pour les promotions à venir, aussi bien qu'il soit utile pour toutes personnes qui s'intéressent au domaine du Génie civil.

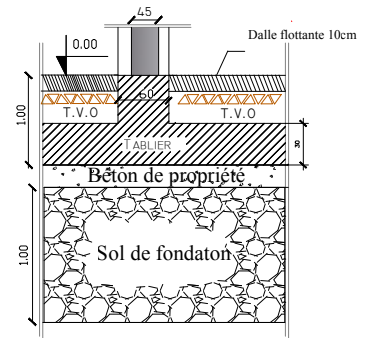
# PLANS DE COFFRAGE



Coupe A-A



Coupe A-A



Coupe B-B

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**M<sub>2</sub>CCI** UNIVERSITÉ MOULOU D MAMMARI DE TIZI OUZOU .

FACULTÉ : GENIE DE LA CONSTRUCTION.  
 DÉPARTEMENT : GENIE CIVIL

FILIERE GENIE-CIVIL

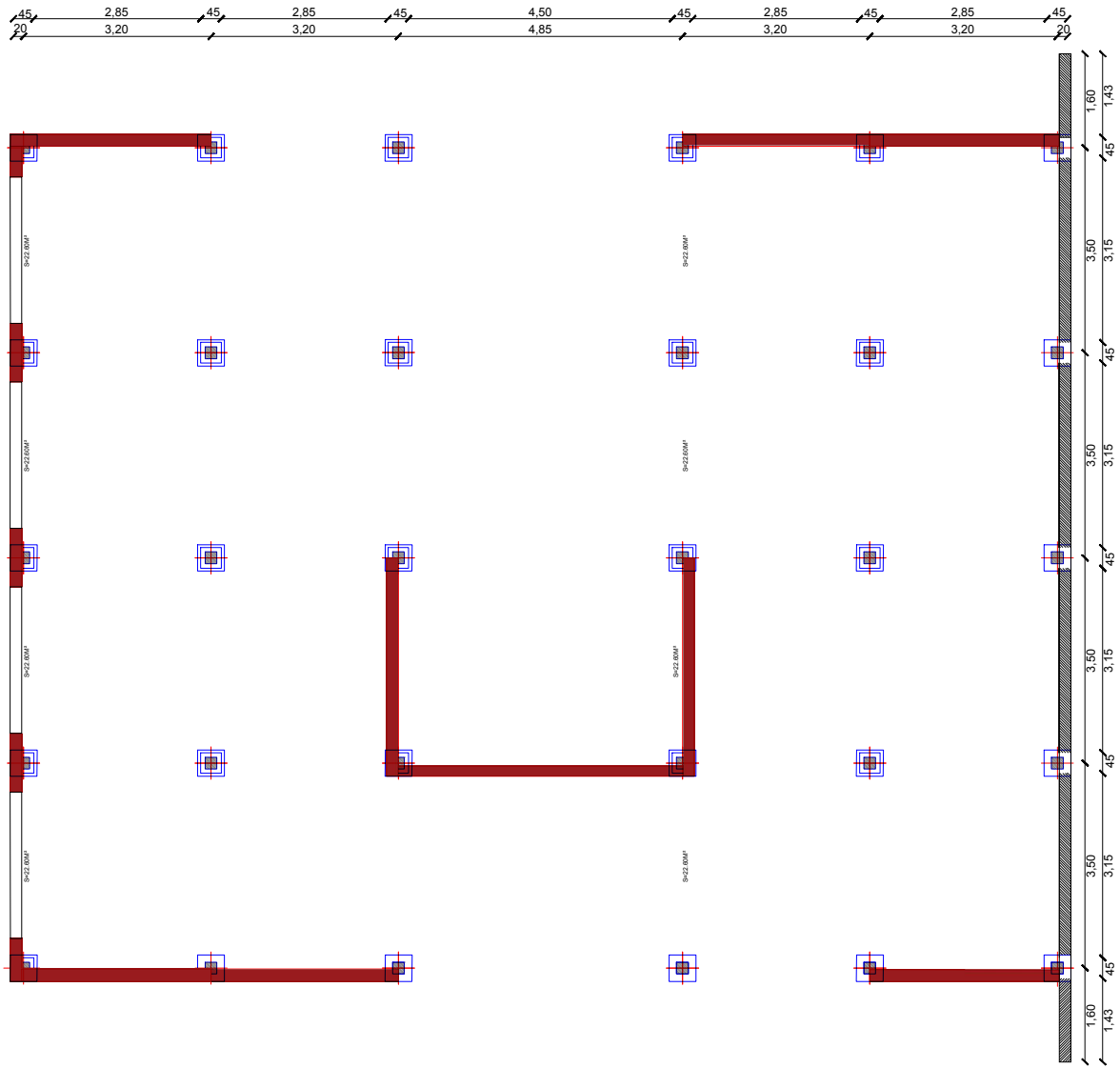
PROJET : CONSTRUCTION EN R+7+SOUS-SOL À USAGE D'HABITATION

PLANS : COFFRAGE DU RADIER

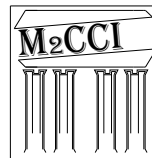
NIVEAU : -3.00 M

ECHELLE : 1/50

ÉTUDIÉ PAR : MOHANDI KAMEL.  
 PROMOTEUR : DERRADJ MOHAMED .  
 PROMOTION : 2019-2020



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE



UNIVERSITÉ MOULoud  
MAMMERI DE TIZI OUZOU .

FACULTÉ :  
GÉNIE DE LA CONSTRUCTION.  
DÉPARTEMENT:  
GÉNIE CIVIL

FILIÈRE  
GENIE-CIVIL

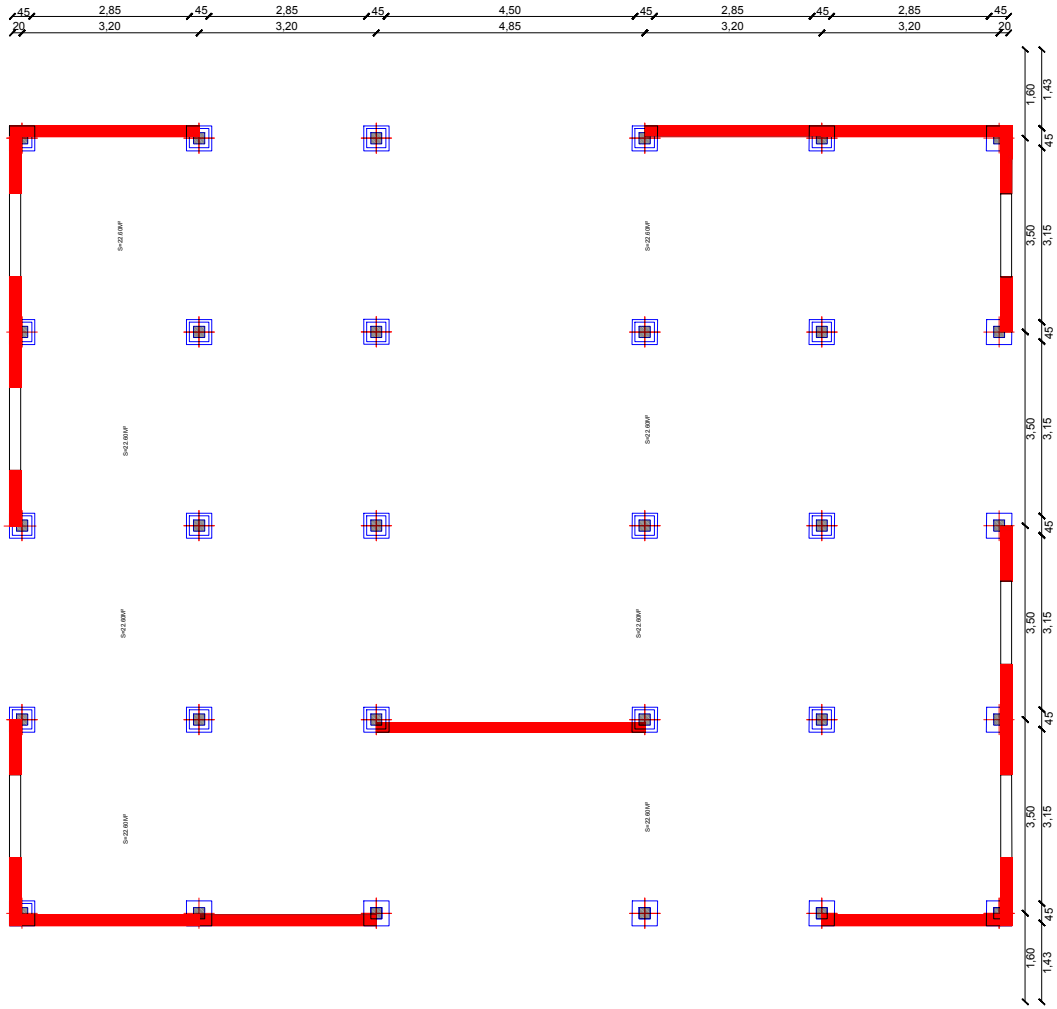
PROJET:  
CONSTRUCTION EN  
R+7+SOUS-SOL  
À USAGE D'HABITATION

PLANS:  
DISPOSITION DES VOILES

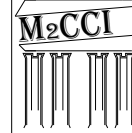
NIVEAU:  
-3.00 À 0.00 M

ECHELLE:  
1/50

ÉTUDIÉ PAR: MOHANDI KAMEL.  
PROMOTEUR: DERRADJ MOHAMED .  
PROMOTION :2019-2020



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE



UNIVERSITÉ MOULOU  
MAMMARI DE TIZI OUZOU .

FACULTÉ :  
GÉNIE DE LA CONSTRUCTION.  
DÉPARTEMENT:  
GÉNIE CIVIL.

FILIÈRE  
GÉNIE-CIVIL

PROJET:  
CONSTRUCTION EN  
R+7+SOUS-SOL  
À USAGE D'HABITATION

PLANS:  
DISPOSITION DES VOILES

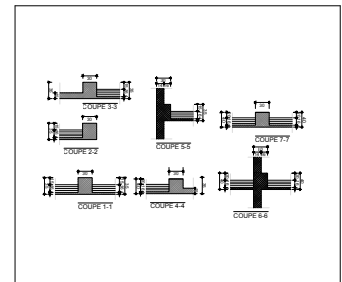
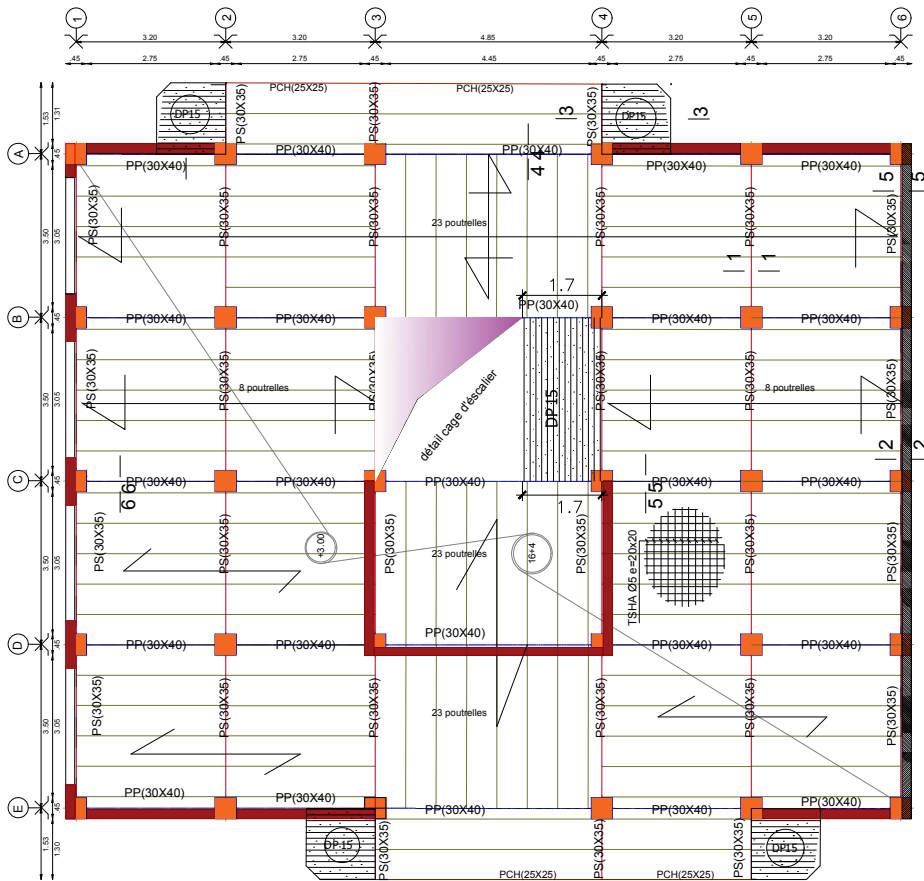
NIVEAU :  
3.06 À 24.48 M

ECHELLE:  
1/50


ÉTUDIÉ PAR: MOHANDI KAMEL.

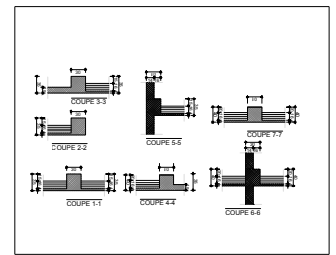
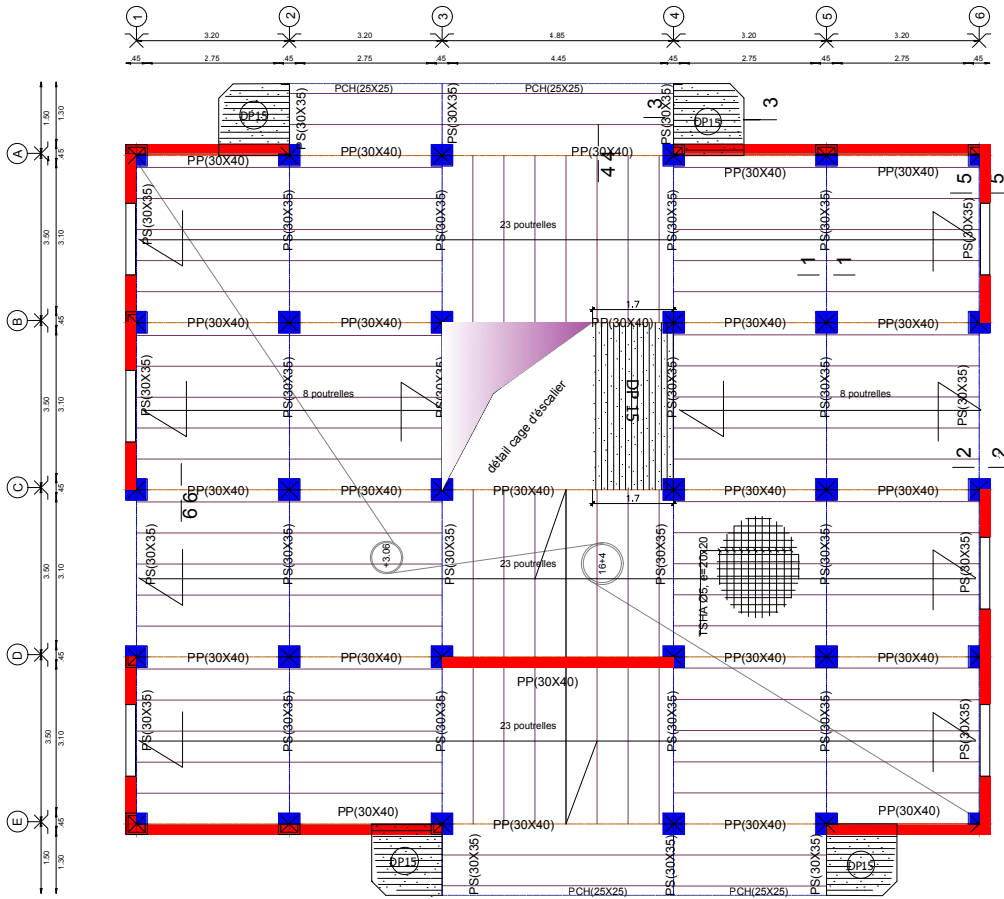
PROMOTEUR: DERRADJ MOHAMED .

PROMOTION :2019-2020




Détails de coupes

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
 <b>UNIVERSITÉ MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU .</b>	
FACULTÉ : GÉNIE DE LA CONSTRUCTION. DÉPARTEMENT: GÉNIE CIVIL	<b>FILIÈRE GÉNIE-CIVIL</b>
<b>PROJET :</b> CONSTRUCTION EN R+7+SOUS-SOL À USAGE D'HABITATION	<b>PLANS:</b> COFFRAGE DU PLANCHER
<b>NIVEAU :</b> RDC(0.00m)	<b>ECHELLE:</b> 1/50
<b>ÉTUDIÉ PAR:</b> MOHANDI KAMEL.	
<b>PROMOTEUR:</b> DERRADJ MOHAMED .	
<b>PROMOTION :</b> 2019-2020	



Détails de coupes

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE



**M<sub>2</sub>CCI**

**UNIVERSITÉ MOULoud  
MAMMERI DE TIZI OUZOU .**

---

FACULTÉ :  
GÉNIE DE LA CONSTRUCTION.  
DÉPARTEMENT:  
GÉNIE CIVIL

**FILIÈRE  
GENIE-CIVIL**

---

**PROJET:**  
CONSTRUCTION EN  
R+7+SOUS-SOL  
À USAGE D'HABITATION

**PLANS:**  
COFFRAGE DES  
PLANCHERS

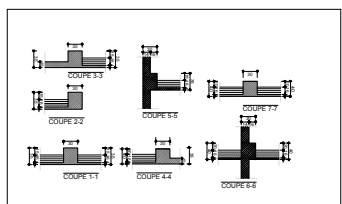
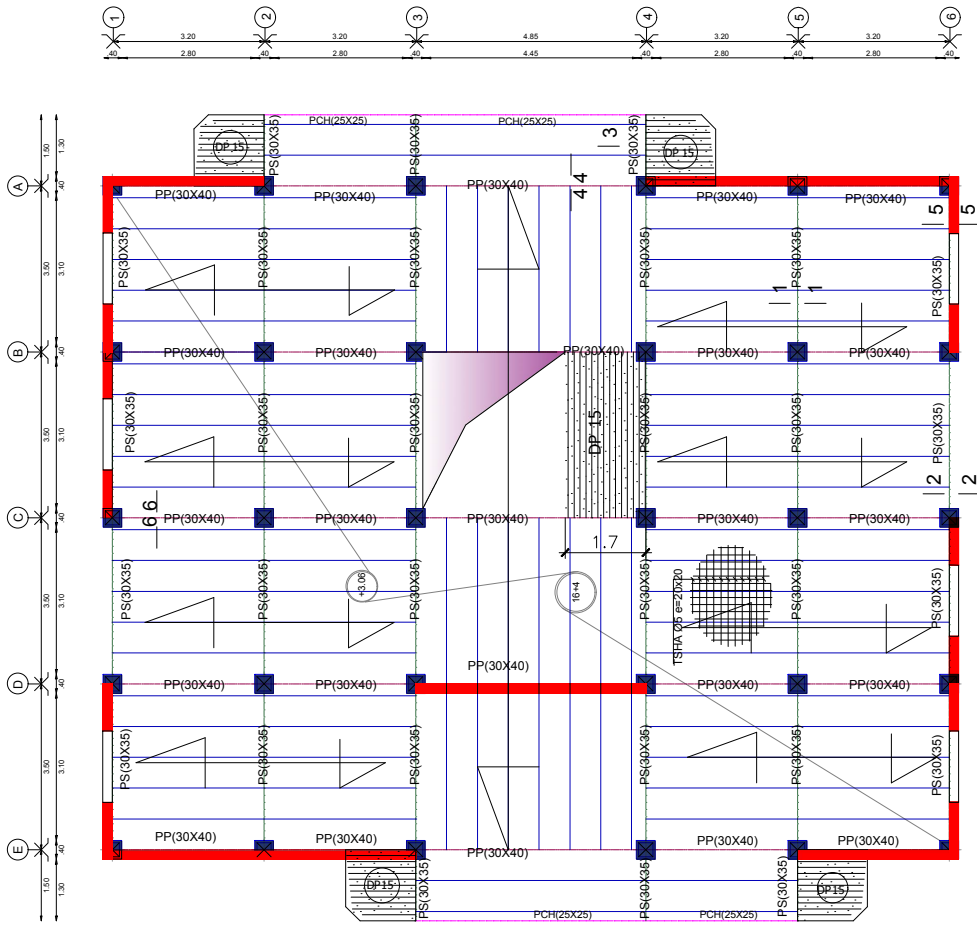
---

**NIVEAU :**  
3.06 ET 6.12 M

**ECHELLE:**  
1/50


---

**ÉTUDIÉ PAR:** MOHANDI KAMEL  
**PROMOTEUR:** DERRADJ MOHAMED .  
**PROMOTION :** 2019-2020



Détails de coupes

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE



**M<sub>2</sub>CCI**

**UNIVERSITÉ MOULOU  
MAMMARI DE TIZI OUZOU .**

FACULTÉ :  
GÉNIE DE LA CONSTRUCTION.  
DÉPARTEMENT:  
GÉNIE CIVIL

**FILIÈRE  
GENIE-CIVIL**

**PROJET:**  
CONSTRUCTION EN  
R+7+SOUS-SOL  
À USAGE D'HABITATION

**PLANS:**  
COFFRAGE DES  
PLANCHERS

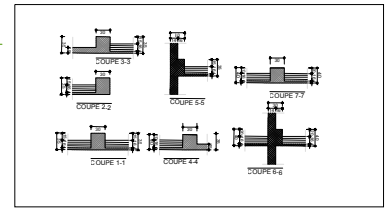
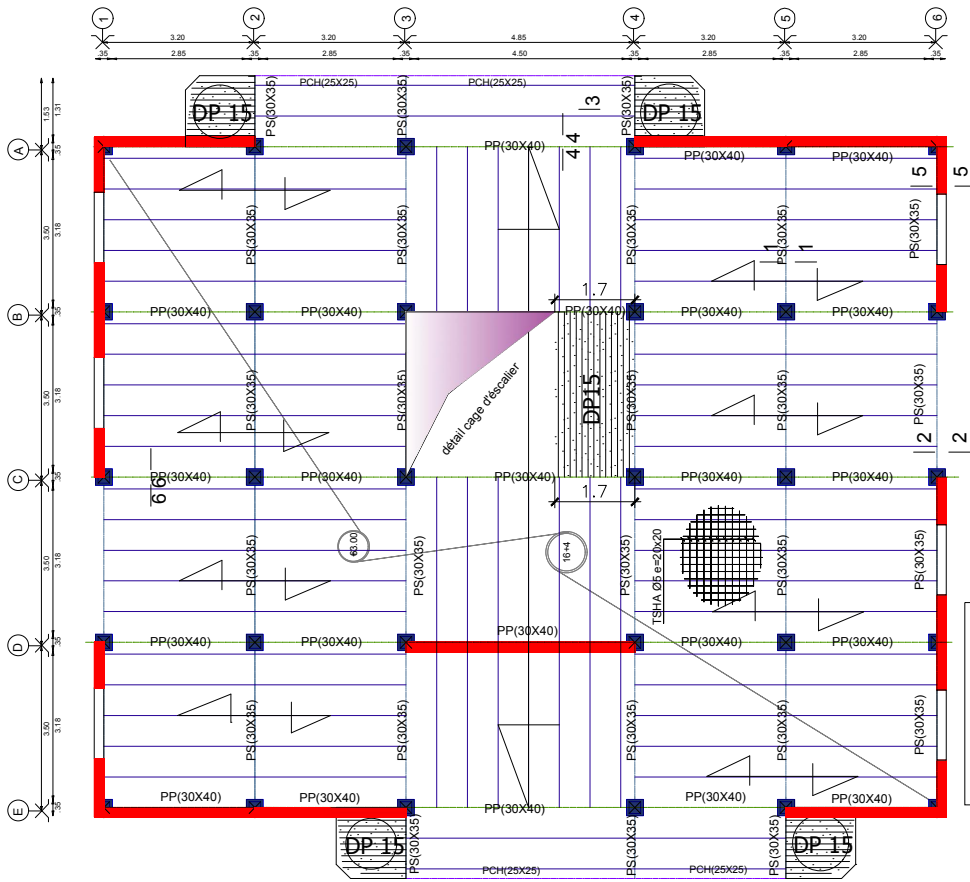
**NIVEAU :**  
9.18 À 15.30 M

**ECHELLE:**  
1/50

**ÉTUDIÉ PAR:** MOHANDI KAMEL.

**PROMOTEUR:** DERRADJ MOHAMED .

**PROMOTION :** 2019-2020



Détails de coupes

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**M<sub>2</sub>CCI** UNIVERSITÉ MOULoud MAMMERI DE TIZI OUZOU .

FACULTÉ : GÉNIE DE LA CONSTRUCTION.  
DÉPARTEMENT : GÉNIE CIVIL

**FILIÈRE**  
GENIE-CIVIL

**PROJET:**  
CONSTRUCTION EN R+7+SOUS-SOL À USAGE D'HABITATION

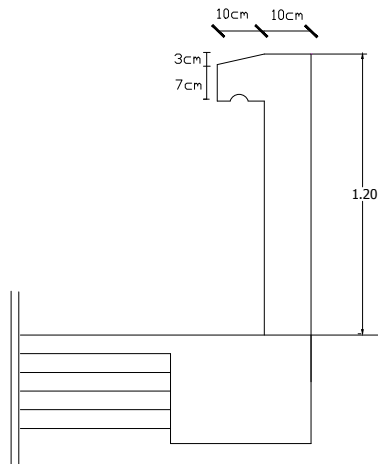
**PLANS:**  
COFFRAGE DES PLANCHERS

**NIVEAU :**  
18.36 à 24.48 M

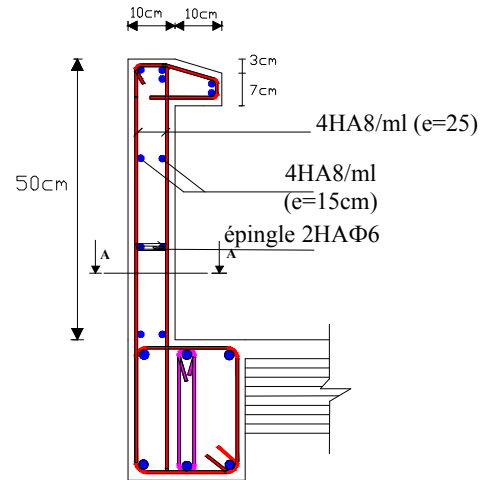
**ECHELLE:**  
1/50

ÉTUDIÉ PAR: MOHANDI KAMEL.  
PROMOTEUR: DERRADJ MOHAMED .  
PROMOTION :2019-2020

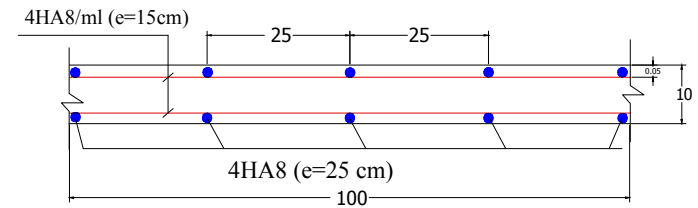
# PLANS DE FERRAILLAGE



Coffrage Acrotère



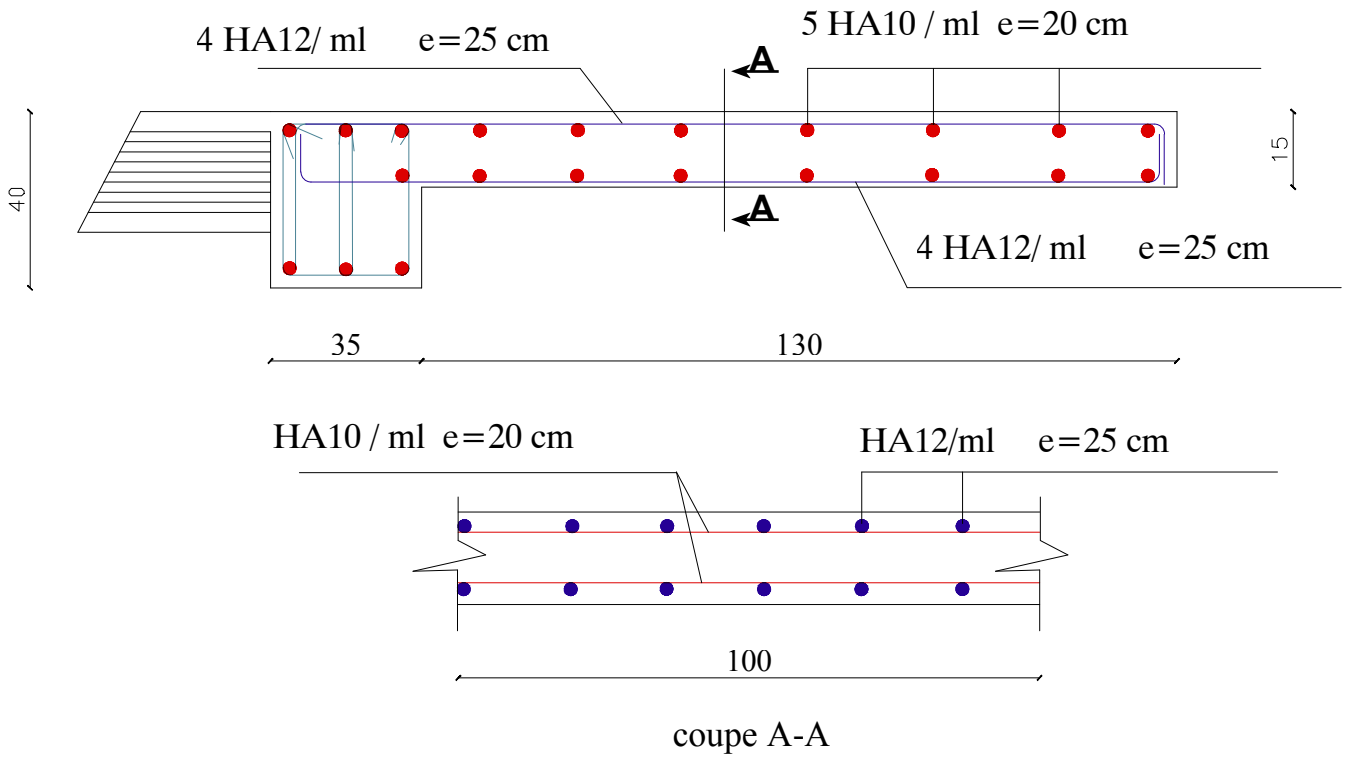
Coupe A-A



Coupe B-B

NOMENCLATURE DES ACIERS			
REF	Φ( mm)	COUPES COUDEES	LONG (m)
01	T8	20 cm $\left[ \begin{array}{c} 85 \text{ cm} \\ 16 \text{ cm} \end{array} \right] 19 \text{ cm}$	1.40
02	T8	8 cm $\left[ \begin{array}{c} 85 \text{ cm} \\ 7 \text{ cm} \end{array} \right]$	1.00
03	T8	12 m	12.00

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
<b>M<sub>2</sub>CCI</b>	UNIVERSITÉ MOULOU D MAMMERRI DE TIZI OUZOU .
FACULTÉ : GÉNIE DE LA CONSTRUCTION. DÉPARTEMENT: GÉNIE CIVIL	FILIÈRE GÉNIE-CIVIL
PROJET: CONSTRUCTION EN R+7+SOUS-SOL À USAGE D'HABITATION	PLANS: FERRAILLAGE DE L'ACROTÈRE
ÉLÉMENT SECONDAIRE	ECHELLE: 1/50
ÉTUDIÉ PAR: MOHANDI KAMEL.	
PROMOTEUR: DERRADJ MOHAMED .	
PROMOTION :2019-2020	



NOMENCLATURE DES ACIERS.			
REF.	DAIM	Façonnage	LONG.
01	T12	25 <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">125</span> 10	1.60
02	T10	10 <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">120</span> 10	1.40
03	T12	10 <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">125</span> 10	1.45

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**M<sub>2</sub>CCI** UNIVERSITÉ MOULOD MAMMARI DE TIZI OUZOU .

FACULTÉ : GÉNIE DE LA CONSTRUCTION.  
DÉPARTEMENT : GÉNIE CIVIL.

**FILIÈRE GENIE-CIVIL**

**PROJET:** CONSTRUCTION EN R+7+SOUS-SOL À USAGE D'HABITATION

**PLANS:** FERRAILLAGE DES BALCONS

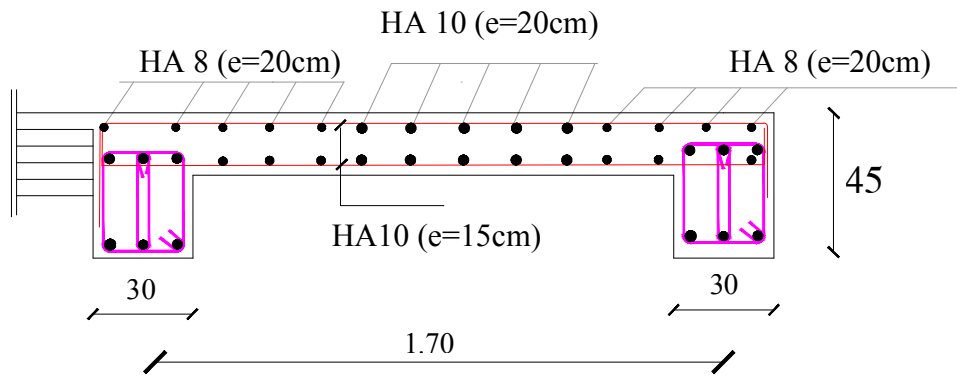
**ÉLÉMENT SECONDAIRE**

**ECHELLE:** 1/50

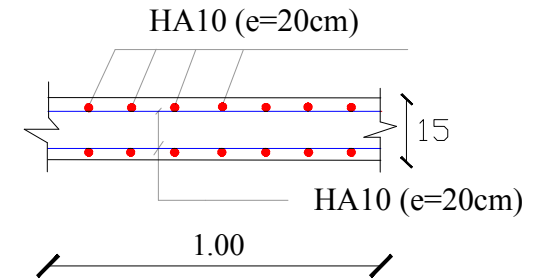
ÉTUDIÉ PAR: MOHANDI KAMEL.

PROMOTEUR: DERRADJ MOHAMED .

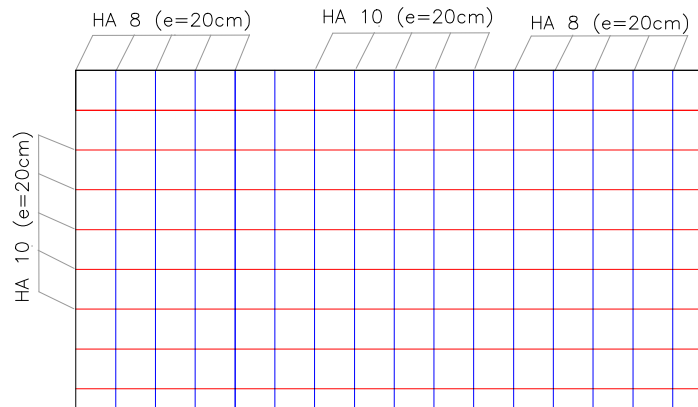
PROMOTION :2019-2020



Coupe A-A



Coupe B-B



NOMENCLATURE DES ACIERS			
REF.	DIAM	FACONNAGE	LONG
01	T12	25 125 110	1.40
02	T10	10 125 10	1.45
03	T8	10 315 10	335

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**M<sub>2</sub>CCI** UNIVERSITÉ MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU .

FACULTÉ :  
GÉNIE DE LA CONSTRUCTION.  
DÉPARTEMENT:  
GÉNIE CIVIL.

**FILIÈRE**  
GENIE-CIVIL

**PROJET:**  
CONSTRUCTION EN  
R+7+SOUS-SOL  
À USAGE D'HABITATION

**PLANS:**  
FERRAILLAGE DE LA  
DALLE PLEINE DPI5

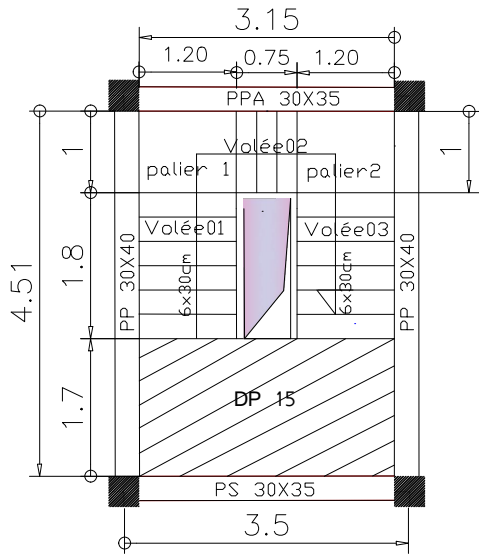
**ÉLÉMENT**  
SECONDAIRE

**ECHELLE:**  
1/50

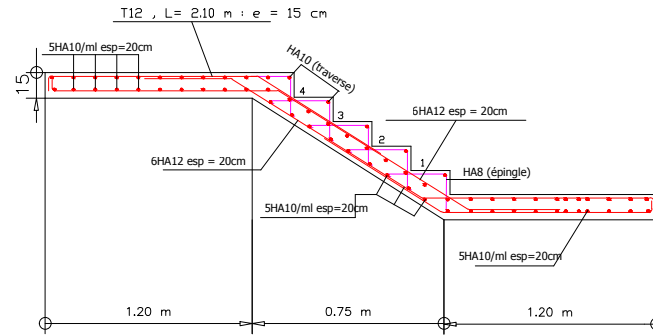
ÉTUDIÉ PAR : MOHANDI KAMEL

PROMOTEUR : DERRADJ MOHAMED

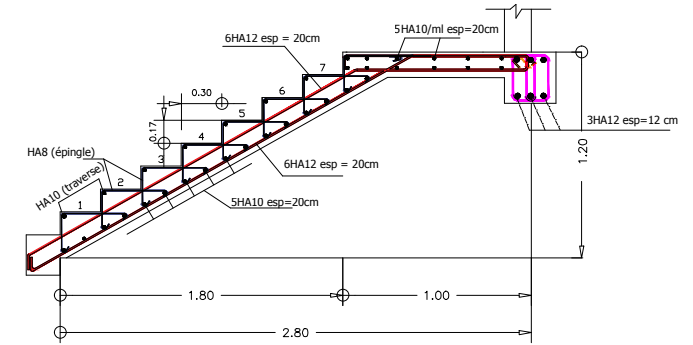
PROMOTION : 2019-2020



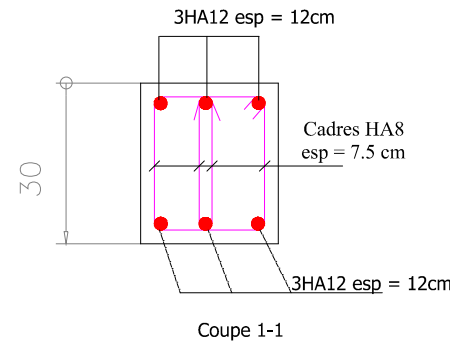
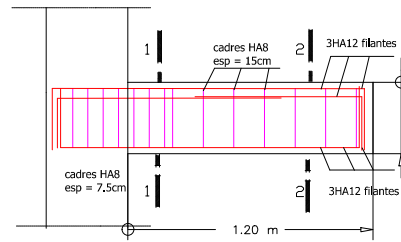
Vue en plan de la cage d'escalier



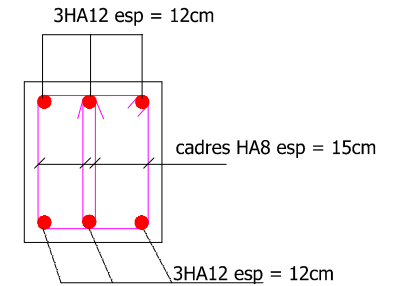
Ferrailage de la volée 02



Ferrailage de la volée 1 et 3



Coupe 1-1



Coupe 2-2

Ferrailage de la poutre palière

NOMENCLATURE DES ACIERS			
REF.	DIAM	FACONNAGE	LONG
01	T12		3.40
02	T12		3.55
03	T12		1.85
04	T10		1.40
05	T8		1.40
06	T8		0.90
07	T8		0.90
08	T10		1.20
09	T12		1.40
10	T12		1.40
11	T12		1.10
12	T12		1.10

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

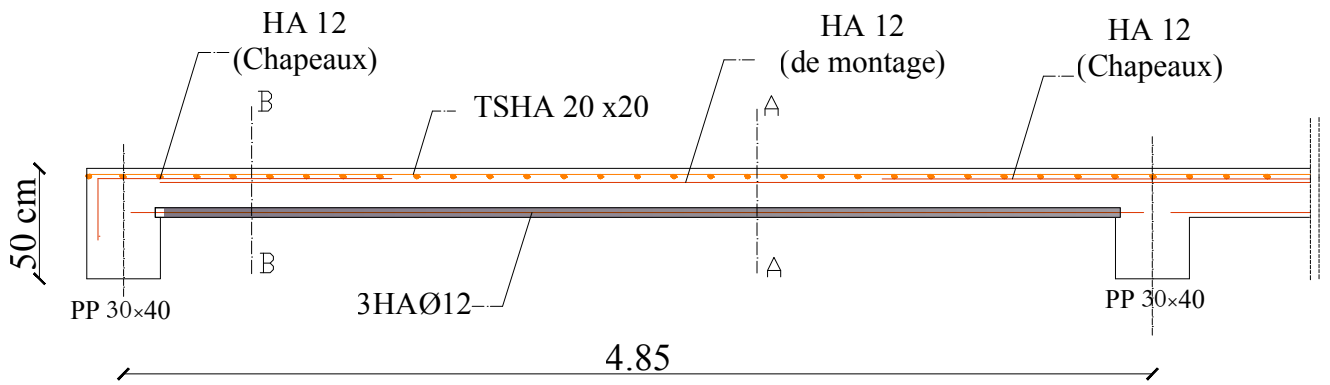
M<sub>2</sub>CCI UNIVERSITÉ MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU .

FACULTÉ : GENIE DE LA CONSTRUCTION. DEPARTEMENT : GENIE CIVIL. FILIÈRE : GENIE-CIVIL.

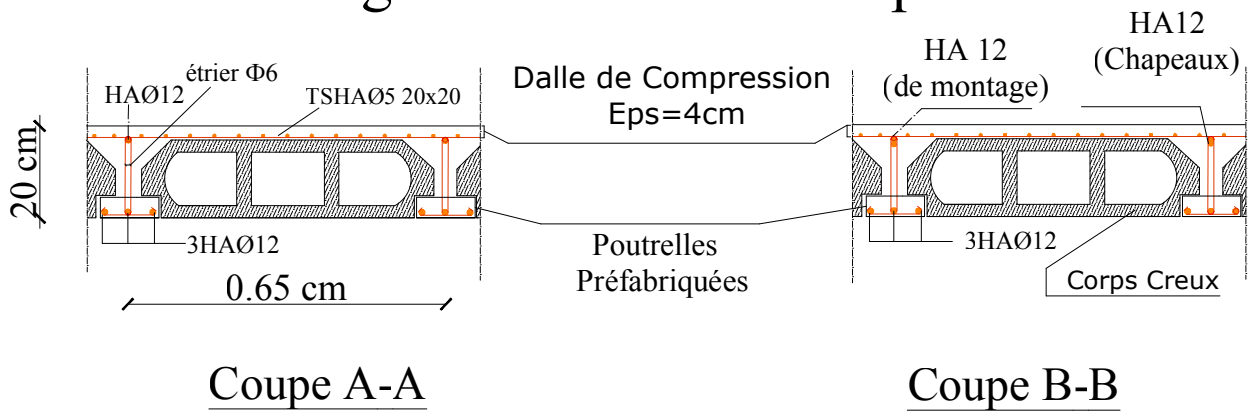
PROJET : CONSTRUCTION EN R+7+SOUS-SOL À USAGE D'HABITATION. PLANS : FERRAILAGE DES ESCALIERS ET LA POUTRES PALIÈRE.

ÉLÉMENT SECONDAIRE. ECHELLE : 1/50.

ÉTUDIÉ PAR : MOHANDI KAMEL. PROMOTEUR : DERRADJ MOHAMED . PROMOTION : 2019-2020



## Ferrailage de la dalle de compression



## Ferrailage des poutrelles

NOMENCLATURE DES ACIERS			
REF.	DIAM	FACONNAGE	LONG
01	T12		1.35
02	T12		4.50
03	T12		2.00
04	T6		12
05	TSHA		20x20

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**M<sub>2</sub>CCI** UNIVERSITÉ MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU .

FACULTÉ : GÉNIE DE LA CONSTRUCTION.  
DÉPARTEMENT: GÉNIE CIVIL

**FILIÈRE GENIE-CIVIL**

**PROJET:** CONSTRUCTION EN R+7+SOUS-SOL À USAGE D'HABITATION

**PLANS:** FERRAILAGE DES PLANCHERS

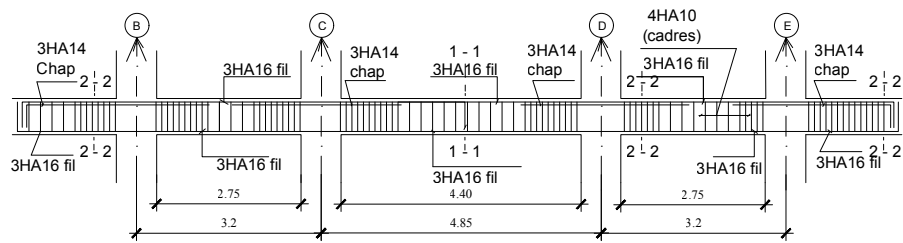
**ÉLÉMENT SECONDAIRE**

**ECHELLE:** 1/50

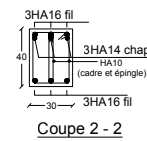
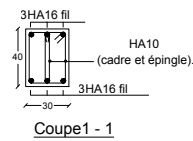
ÉTUDIÉ PAR: MOHANDI KAMEL.

PROMOTEUR: DERRADJ MOHAMED .

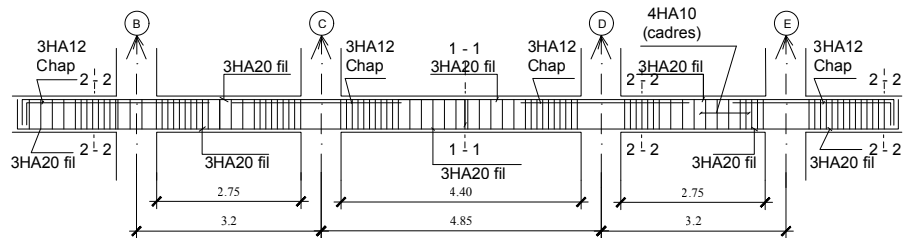
PROMOTION :2019-2020



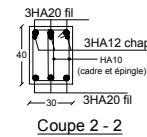
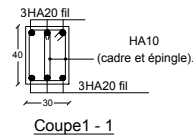
ZONE I(POT 45x45): Sous-sol ; RDC ; 1er étage



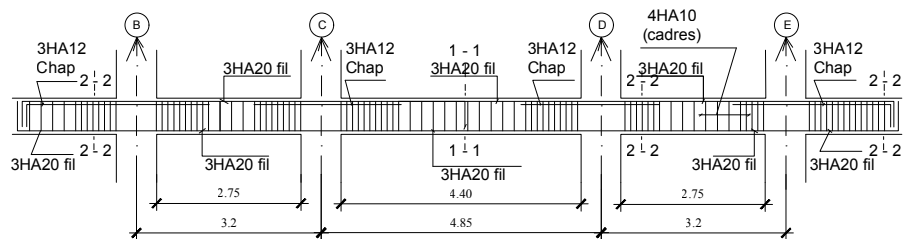
NOMENCLATURE DES ACIERS (acier HA)					
Diamètre (mm)	Longueur (m)	Espacement (Cm)	Nombre de barres	schéma des aciers	
16	12 (filante)	15	3		30
16	12 (filante)	15	3		30
14	1.5 (chapeau)	15	5		30
14	0.8 (chapeau)	15	12		30
10	1.46 et 0.86	10 cm en zone nodale 20 cm en zone courante	8/ml		30



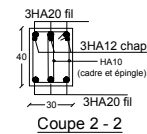
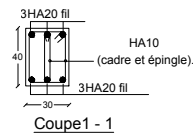
ZONE II(POT 40x40): 2ème;3ème;4ème étage



NOMENCLATURE DES ACIERS (acier HA)					
Diamètre (mm)	Longueur (m)	Espacement (Cm)	Nombre de barres	schéma des aciers	
20	12 (filante)	15	3		30
20	12 (filante)	15	3		30
12	1.5 (chapeau)	15	6		30
12	0.8 (chapeau)	15	12		30
10	1.46 et 0.86	10 cm en zone nodale 20 cm en zone courante	8/ml		30



ZONE III(POT 35x35): 5ème;6ème;7ème étage



NOMENCLATURE DES ACIERS (acier HA)					
Diamètre (mm)	Longueur (m)	Espacement (Cm)	Nombre de barres	schéma des aciers	
20	12 (filante)	15	3		30
20	12 (filante)	15	3		30
12	1.5 (chapeau)	15	6		30
12	0.8 (chapeau)	15	12		30
10	1.46 et 0.86	10 cm en zone nodale 20 cm en zone courante	8/ml		30

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

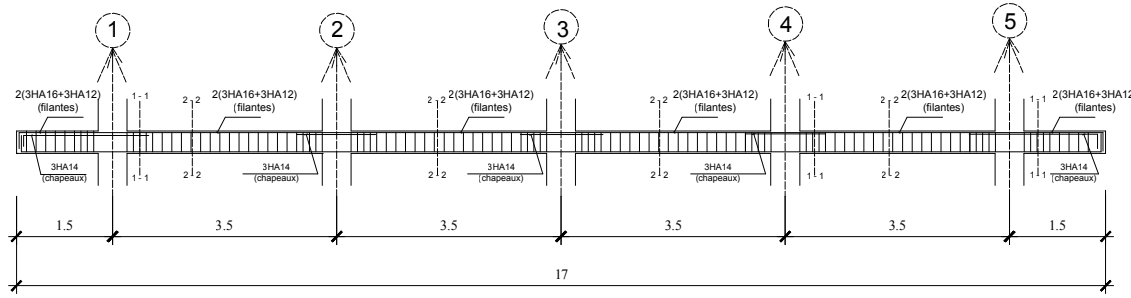
MCC1 UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU

FACULTE: GENE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT: GENE CIVIL FILIÈRE GENE CIVIL

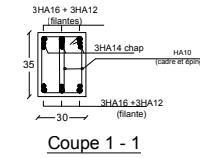
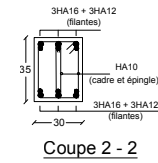
PROJET: CONSTRUCTION EN R+7+SOUS-SOL À USAGE D'HABITATION PLANS: FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES

ÉLÉMENT PORTEUR ECHELLE: 1/100

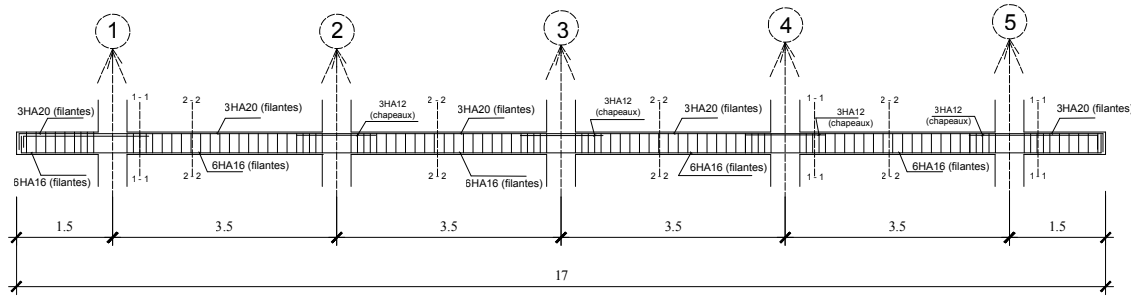
ÉTUDIÉ PAR: MOHANDI KAMEL PROMOTEUR: DERRADJ MOHAMED PROMOTION: 2019-2020



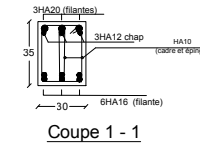
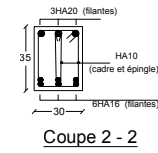
ZONE I(POT 45x45): Sous-sol ; RDC ; 1er étage



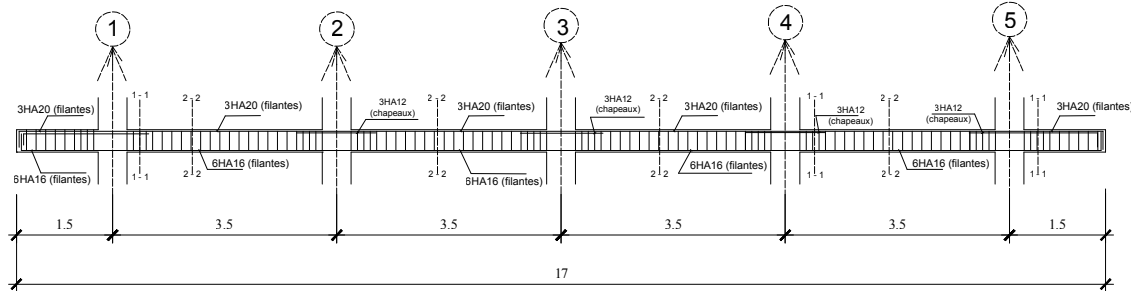
NOMENCLATURE DES ACIERS (acier HA)				
Diamètre (mm)	Longueur (m)	Espacement (Cm)	Nombre de barres	schéma des aciers
12 et 16	12 (filantes)	15	1	
12 et 16	12 (filantes)	15	1	
14	1.5 (chapeau)	15	5	
14	0.70 (chapeau)	15	12	
10	1.34 et 0.80	10 cm en zone nodale 15 cm en zone courante	8/ml	



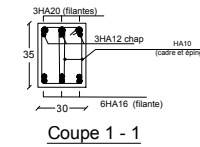
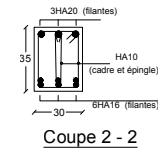
ZONE II(POT 40x40): 2ème; 3ème; 4ème étage



NOMENCLATURE DES ACIERS (acier HA)				
Diamètre (mm)	Longueur (m)	Espacement (Cm)	Nombre de barres	schéma des aciers
16 et 20	12 (filantes)	15	3	
16 et 20	12 (filantes)	15	3	
12	1.5 (chapeau)	15	6	
12	0.70 (chapeau)	15	12	
10	1.34 et 0.80	10 cm en zone nodale 15 cm en zone courante	8/ml	



ZONE III(POT 35x35): 5ème; 6ème; 7ème étage



NOMENCLATURE DES ACIERS (acier HA)				
Diamètre (mm)	Longueur (m)	Espacement (Cm)	Nombre de barres	schéma des aciers
16 et 20	12 (filantes)	15	1	
16 et 20	12 (filantes)	15	1	
12	1.5 (chapeau)	15	5	
12	0.70 (chapeau)	15	12	
10	1.34 et 0.80	10 cm en zone nodale 15 cm en zone courante	8/ml	

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**MeCCI** UNIVERSITÉ MOULoud MAMMERI DE TIZI OUZOU .

FACULTÉ : GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DÉPARTEMENT : GENIE CIVIL

FILIÈRE GENIE CIVIL

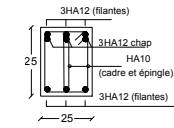
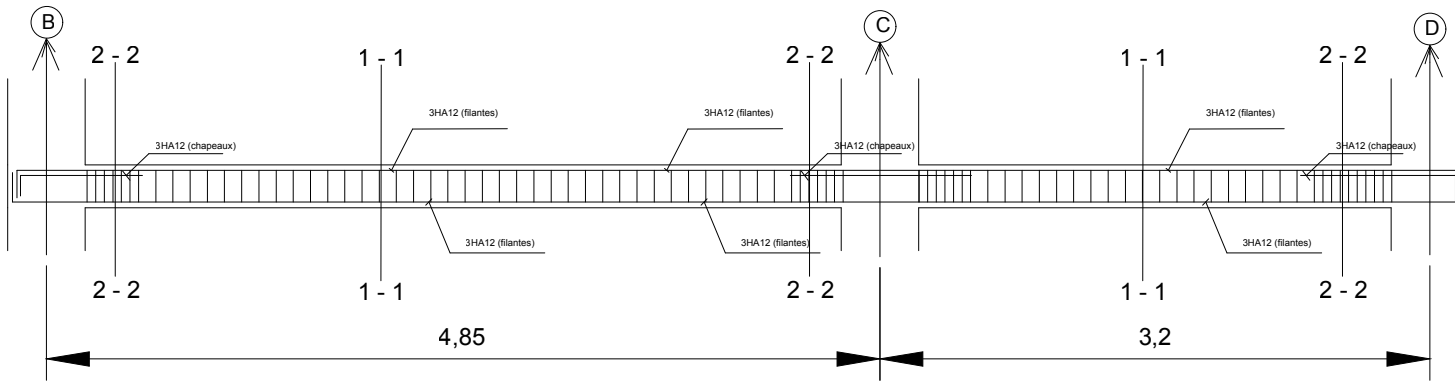
PROJET : CONSTRUCTION EN R+7+SOUS-SOL À USAGE D'HABITATION

PLANS : FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES

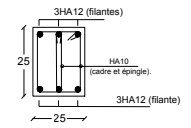
ÉLÉMENT PORTEUR

ECHELLE : 1/100

ÉTUDIÉ PAR: MOHANDI KAMEL.  
PROMOTEUR: DERRADJ MOHAMED .  
PROMOTION : 2019-2020



Coupe 2 - 2



Coupe 1 - 1

### Ferrailage des Poutres de chaînage pour tous les niveaux

NOMENCLATURE DES ACIERS (acier HA)				
Diamètre (mm)	Longueur (m)	Espacement (Cm)	Nomdre de barres	schéma des aciers
12, 16, 20	12 (filante)	15	3	
12, 16, 20	12 (filante)	15	3	
12 et 14	1.5 (chapeau)	15	6	
12 et 14	0.70 (chapeau)	15	12	
10	1.34 et 0.80	10 cm en zone nodale, 15 cm en zone courante	8/ml	

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**M<sub>2</sub>CCI**

**UNIVERSITÉ MOULOD  
MAMMERI DE TIZI OUZOU .**

FACULTÉ :  
GÉNIE DE LA CONSTRUCTION.  
DÉPARTEMENT:  
GÉNIE CIVIL

**FILIÈRE  
GENIE-CIVIL**

**PROJET:**  
CONSTRUCTION EN  
R+7+SOUS-SOL  
À USAGE D'HABITATION

**PLANS :**  
FERRAILAGE DES  
POUTRES DE CHAINAGE

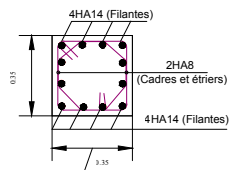
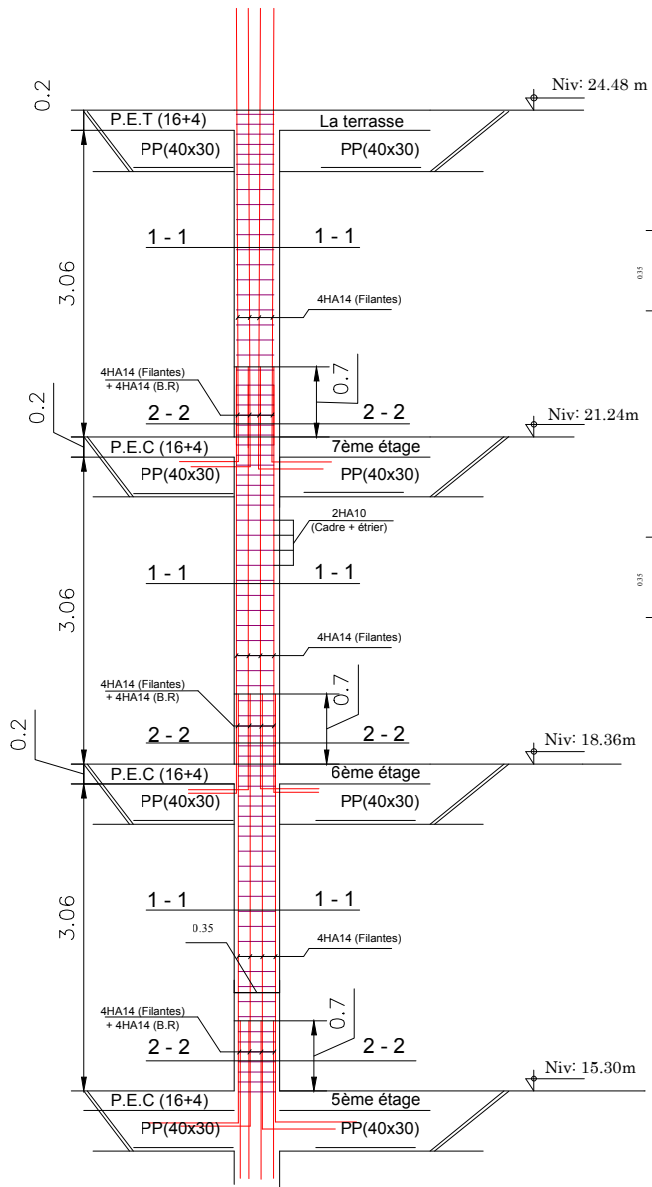
**ÉLÉMENT  
PORTEUR**

**ÉCHELLE:**  
1/100

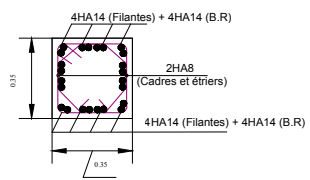
**ÉTUDIÉ PAR:** MOHANDI KAMEL.

**PROMOTEUR:** DERRADJ MOHAMED .

**PROMOTION :** 2019-2020



Coupe 1 - 1



Coupe 2 - 2

NOMENCLATURE DES ACIERS (acier HA)				
Diamètre (mm)	Longueur (m)	Espacement (Cm)	Nomdre de barres	schéma des aciers
14	3.70 (filante)	12	6	
14	3.70 (filante)	12	6	
14	0.70 (Barre de recouvrement)	12	2	
14	0.70 (Barre de recouvrement)	12	2	
8	1.35 et 1.35	10 cm en zone nodale 15 cm en zone courante	8/ml	

ZONE III (POT 35x35): 5ème; 6ème; 7ème étage.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**M<sub>2</sub>CCI**

**UNIVERSITÉ MOULOUD  
MAMMARI DE TIZI OUZOU .**

FACULTÉ :  
GÉNIE DE LA CONSTRUCTION.  
DÉPARTEMENT:  
GÉNIE CIVIL.

**FILIÈRE  
GENIE-CIVIL**

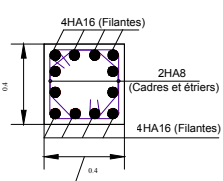
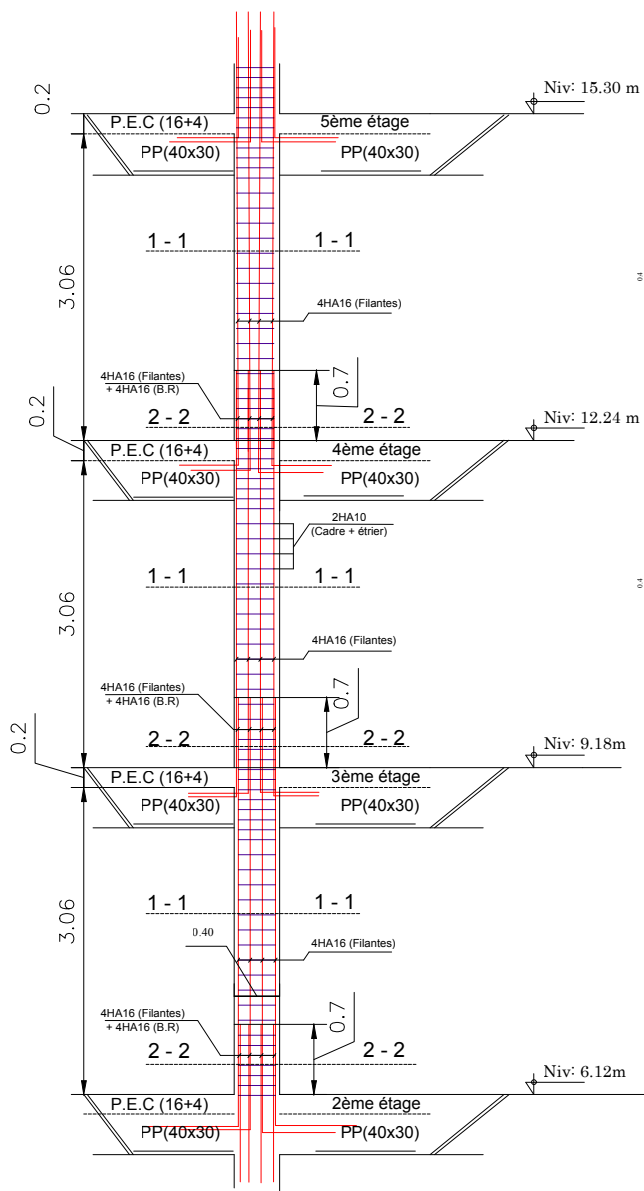
**PROJET:**  
CONSTRUCTION EN  
R+7+SOUS-SOL  
À USAGE D'HABITATION

**PLANS :**  
FERRAILLAGE DES  
POTEAUX (35x35)

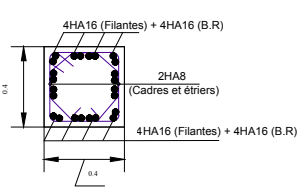
**ÉLÉMENT  
PORTEUR**

**ECHELLE:**  
1/100

ÉTUDIÉ PAR: MOHANDI KAMEL.  
PROMOTEUR: DERRADJ MOHAMED .  
PROMOTION :2019-2020



Coupe 1 - 1



Coupe 2 - 2

NOMENCLATURE DES ACIERS (acier HA)				
Diamètre (mm)	Longueur (m)	Espacement (Cm)	Nomdre de barres	schéma des aciers
16	3.70 (filante)	13	6	
16	3.70 (filante)	13	6	
16	0.70 (Barre de recouvrement)	13	2	
16	0.70 (Barre de recouvrement)	13	2	
8	1.52 et 1.45	10 cm en zone nodale 15 cm en zone courante	8/ml	

ZONE II (POT 40x40): 2ème; 3ème; 4ème étage.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU .**

FACULTÉ :  
GÉNIE DE LA CONSTRUCTION.  
DÉPARTEMENT:  
GÉNIE CIVIL

**FILIÈRE  
GENIE-CIVIL**

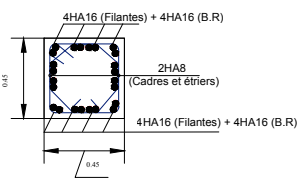
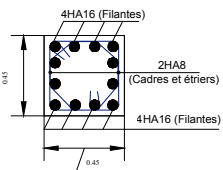
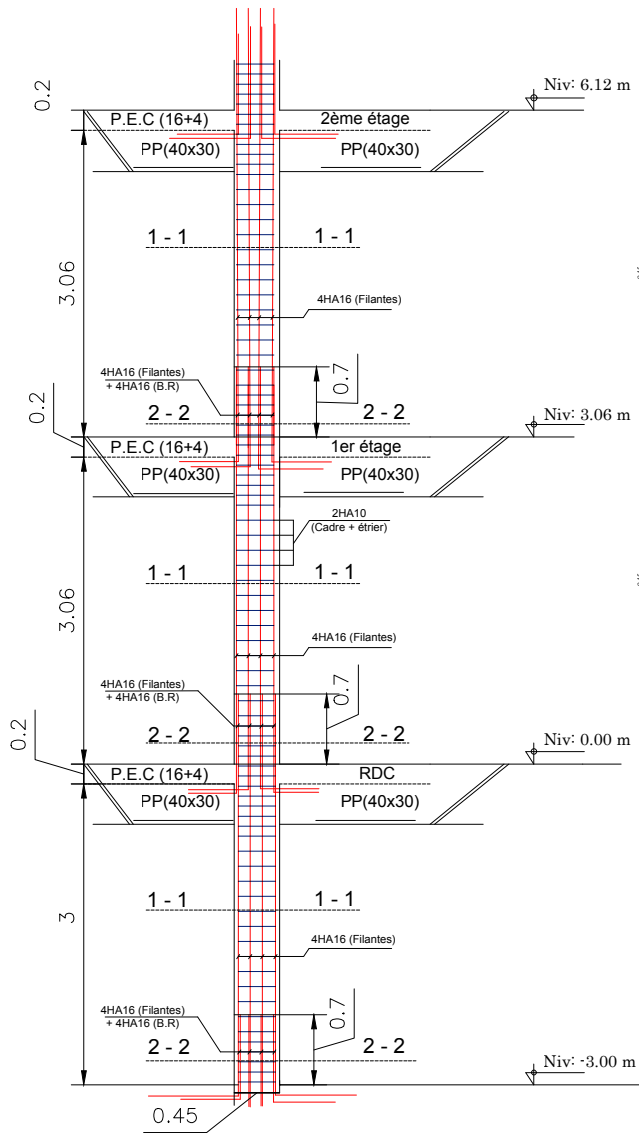
**PROJET:**  
CONSTRUCTION EN  
R+7+SOUS-SOL  
À USAGE D'HABITATION

**PLANS :**  
FERRAILLAGE DES  
POTEAUX (40x40)

**ÉLÉMENT  
PORTEUR**

**ECHELLE:**  
1/100

ÉTUDIÉ PAR: MOHANDI KAMEL.  
PROMOTEUR: DERRADJ MOHAMED .  
PROMOTION :2019-2020



NOMENCLATURE DES ACIERS (acier HA)				
Diamètre (mm)	Longueur (m)	Espacement (Cm)	Nomdre de barres	schéma des aciers
16	3.70 (filante)	15	6	
16	3.70 (filante)	15	6	
16	0.70 (Barre de recouvrement)	15	2	
16	0.70 (Barre de recouvrement)	15	2	
8	1.64 et 1.72	10 cm en zone nodale 15 cm en zone courante	8/ml	

ZONE I (POT 45x45): Sous-sol ; RDC ; 1er étage

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**M2CCI** UNIVERSITÉ MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU .

FACULTÉ :  
GÉNIE DE LA CONSTRUCTION.  
DÉPARTEMENT:  
GÉNIE CIVIL

FILIÈRE  
GENIE-CIVIL

PROJET:  
CONSTRUCTION EN  
R+7+SOUS-SOL  
À USAGE D'HABITATION

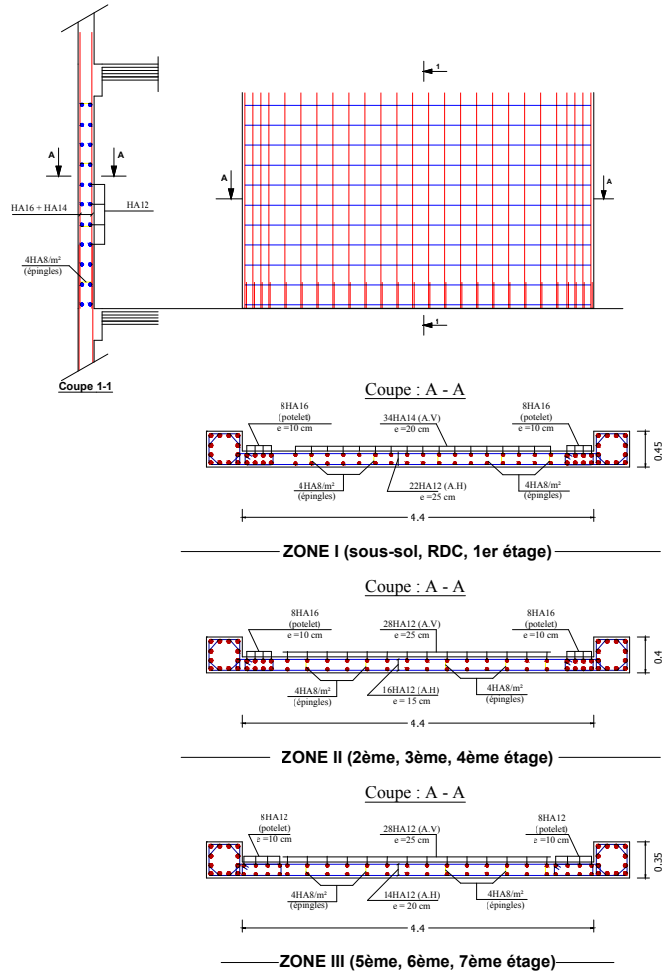
PLANS :  
FERRAILLAGE DES  
POTEAUX (45x45)

ÉLÉMENT  
PORTEUR

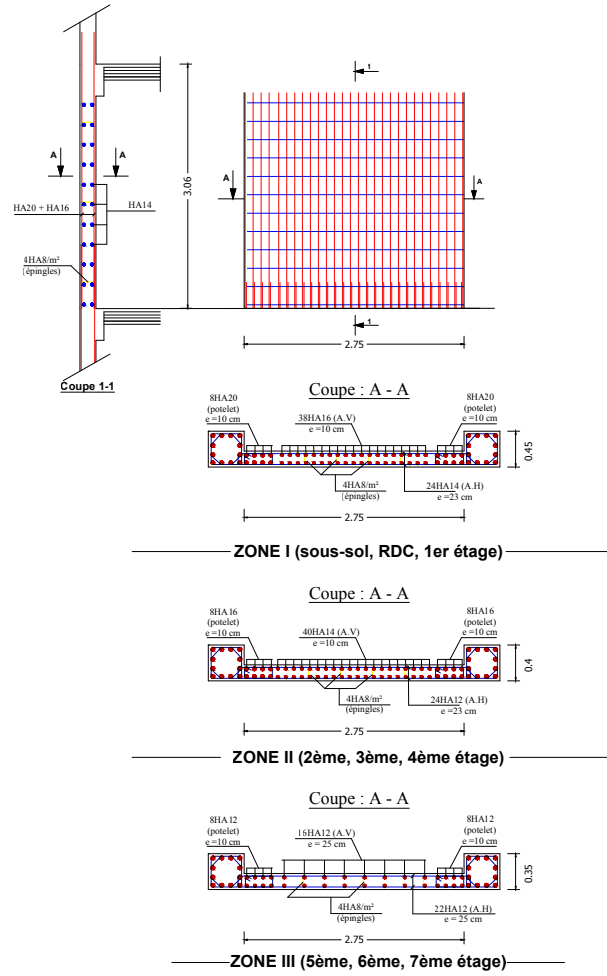
ECHELLE:  
1/100

ÉTUDIÉ PAR: MOHANDI KAMEL.  
PROMOTEUR: DERRADJ MOHAMED .  
PROMOTION :2019-2020

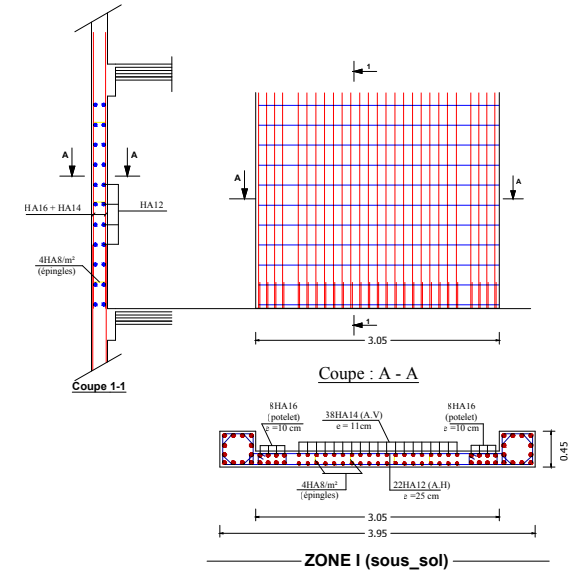
# VL1 (L = 4.85 m)



# VL2 (L = 3.20 m)



# VT1 (L = 3.50 m)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**MeCCI** UNIVERSITÉ MOULOU D MAMMERRI DE TIZI OUZOU .

FACULTE : GÈNE DE LA CONSTRUCTION. DEPARTEMENT : GÈNE CIVIL

**FILIERE GENIE-CIVIL**

**PROJET :** CONSTRUCTION EN R+7+SOUS-SOL À USAGE D'HABITATION

**PLANS :** FERRAILLAGE DES VOILES PLEINS

**ÉLÉMENT PORTEUR**

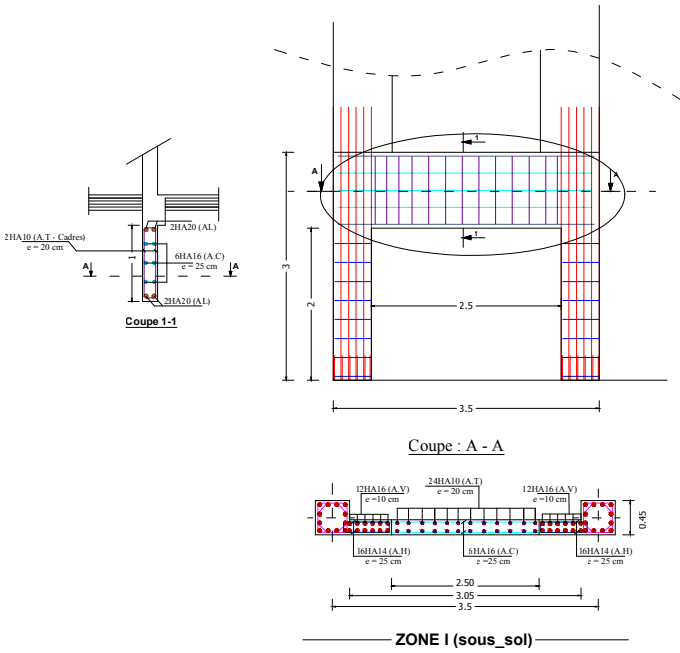
**ECHELLE:** 1/100

ÉTUDIÉ PAR: MOHANDI KAMEL.

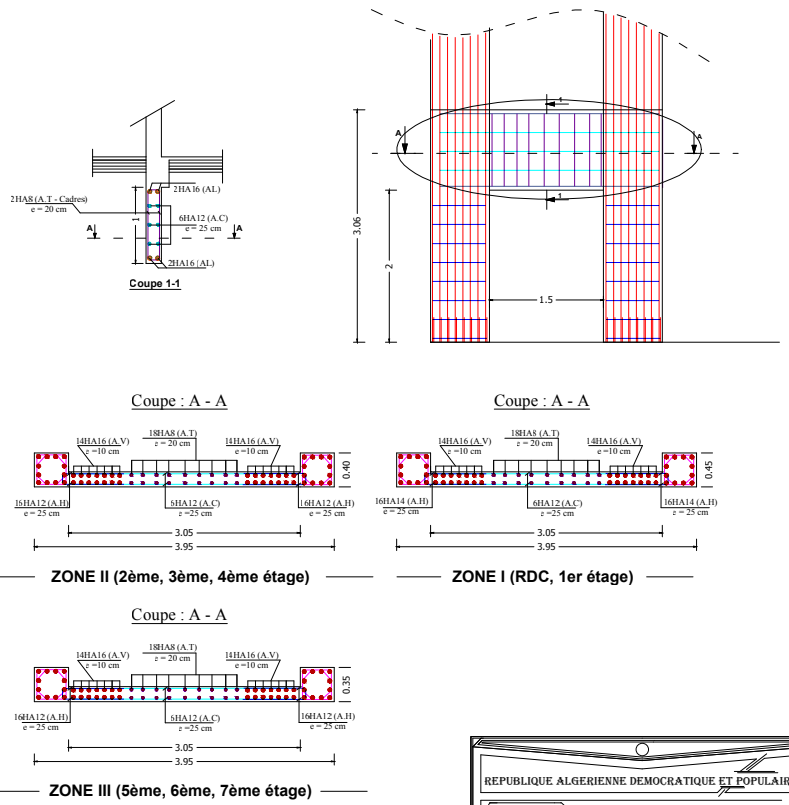
PROMOTEUR: DERRADJ MOHAMED .

PROMOTION : 2019-2020

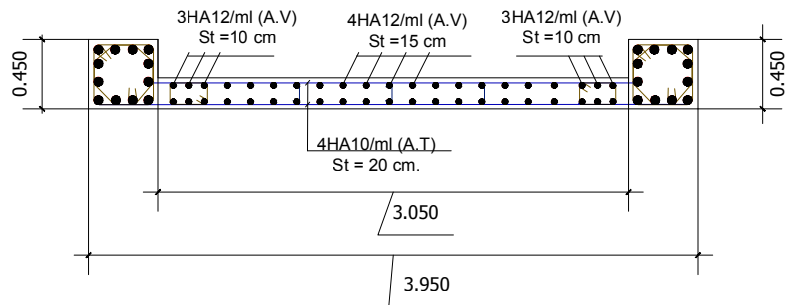
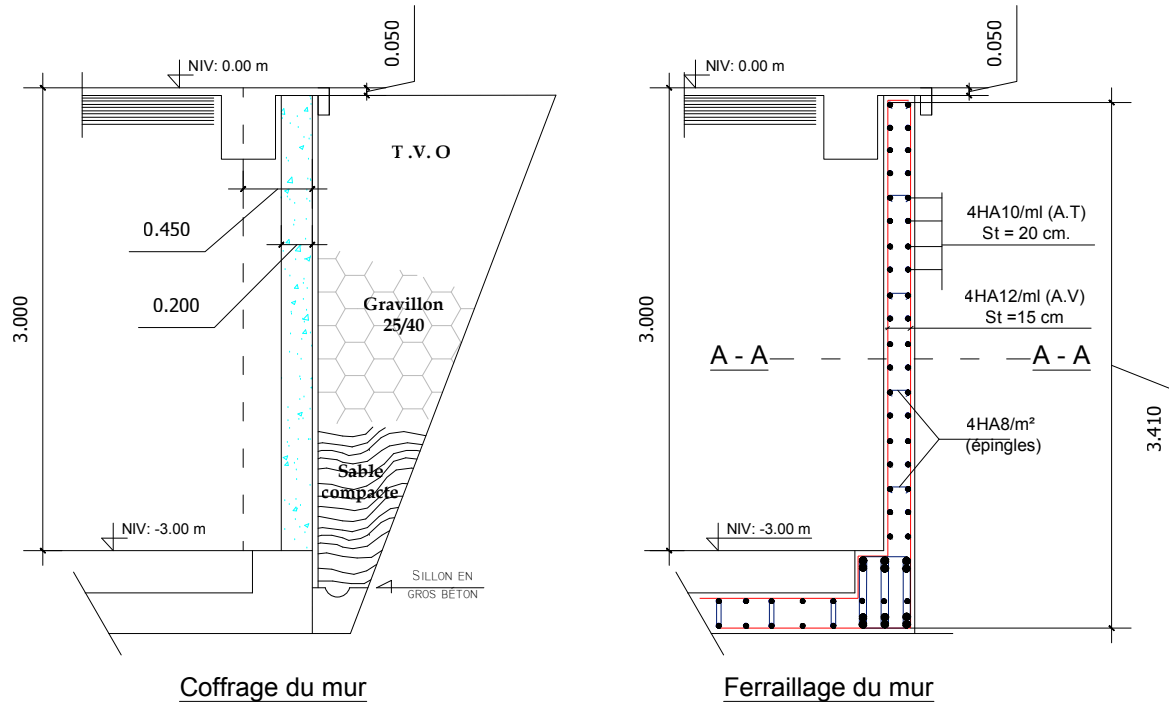
VT1 (L = 3.50 m)  
Niv sup : 0.00 m  
Ouverture 2.5 m

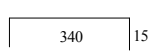

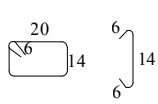


VT2 (L = 3.50 m)  
Niv sup : 3.06 à 24.48 m  
Ouverture 1.5 m



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
<b>UNIVERSITÉ MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU .</b>	
FACULTE : GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT : GENIE CIVIL	<b>FILIERE GENIE-CIVIL</b>
<b>PROJET :</b> CONSTRUCTION EN R+7+SOUS-SOL À USAGE D'HABITATION	<b>PLANS :</b> FERRAILLAGE DES VOILES AVEC OUVERTURES
<b>ÉLÉMENT PORTEUR</b>	<b>ECHELLE :</b> 1/100
ÉTUDIÉ PAR : MOHANDI KAMEL PROMOTEUR : DERRADJ MOHAMED . PROMOTION : 2019-2020	



NOMENCLATURE DES ACIERS (acier HA)				
Diamètre (mm)	Longueur (m)	Espacement (Cm)	Nombre de barres	schéma des aciers
12	3.40 (filante verticale)	10 cm aux extrémités 15 cm en zone courante	42	
10	3.95 (filante horizontale)	20	30	
8	0.74 et 0.26	4/m²	42	

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**MeCCI** UNIVERSITÉ MOULOU D MAMMARI DE TIZI OUZOU .

FACULTÉ :  
GÉNIE DE LA CONSTRUCTION.  
DÉPARTEMENT :  
GÉNIE CIVIL

**FILIÈRE**  
GENIE-CIVIL

**PROJET :**  
CONSTRUCTION EN  
R+7+SOUS-SOL  
À USAGE D'HABITATION

**PLANS :**  
COFFRAGE ET  
FERRAILLAGE DU VOILE  
PÉRIPHÉRIQUE

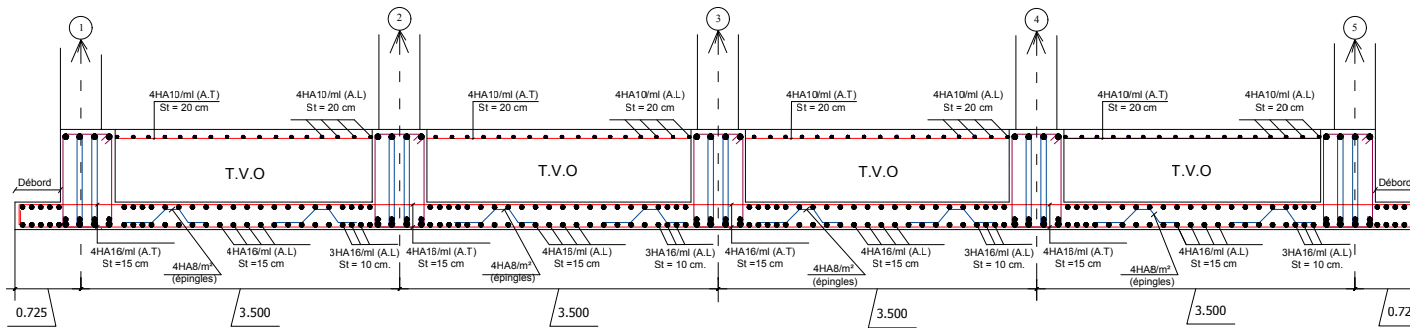
**ÉLÉMENT DE**  
SOUTÈNEMENT

**ECHELLE:**  
1/100

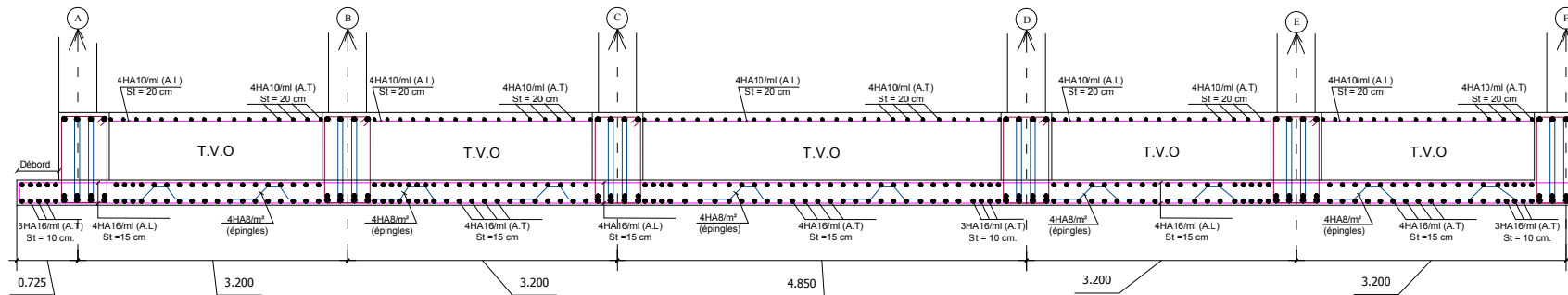
**ÉTUDIÉ PAR:** MOHANDI KAMEL.

**PROMOTEUR:** DERRADJ MOHAMED .

**PROMOTION :** 2019-2020

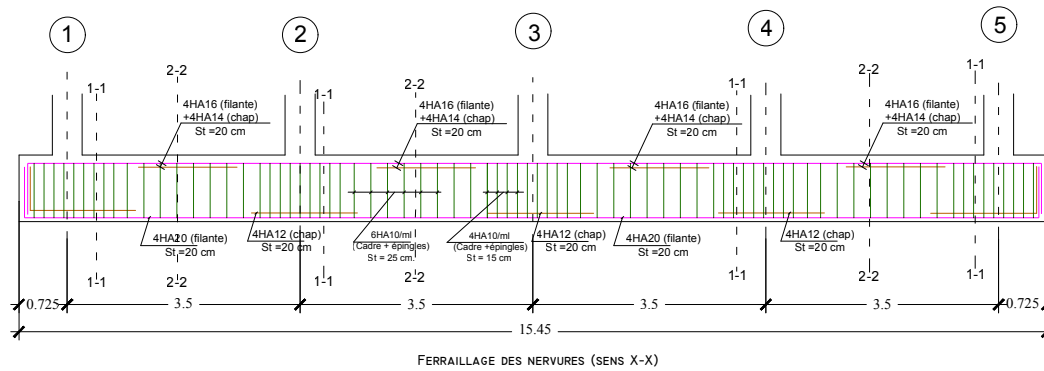


FERRAILLAGE DE LA DALLE (SENS X-X)

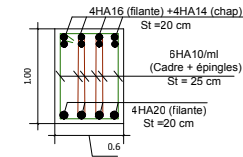


FERRAILLAGE DE LA DALLE (SENS Y-Y)

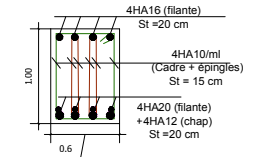
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
M <sub>2</sub> CCI	UNIVERSITÉ MOULOU MAMMERI DE TIZI OUZOU.
FACULTÉ : GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT : GENIE CIVIL	FILIERE GENIE CIVIL
PROJET : CONSTRUCTION EN R+7+SOUS-SOL À USAGE D'HABITATION	PLANS : FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER
ÉLÉMENT DE FONDATION	ECHELLE : 1/100
ÉTUDIÉ PAR : MOHANDI KAMEL	
PROMOTEUR : DERRADJ MOHAMED	
PROMOTION : 2019-2020	



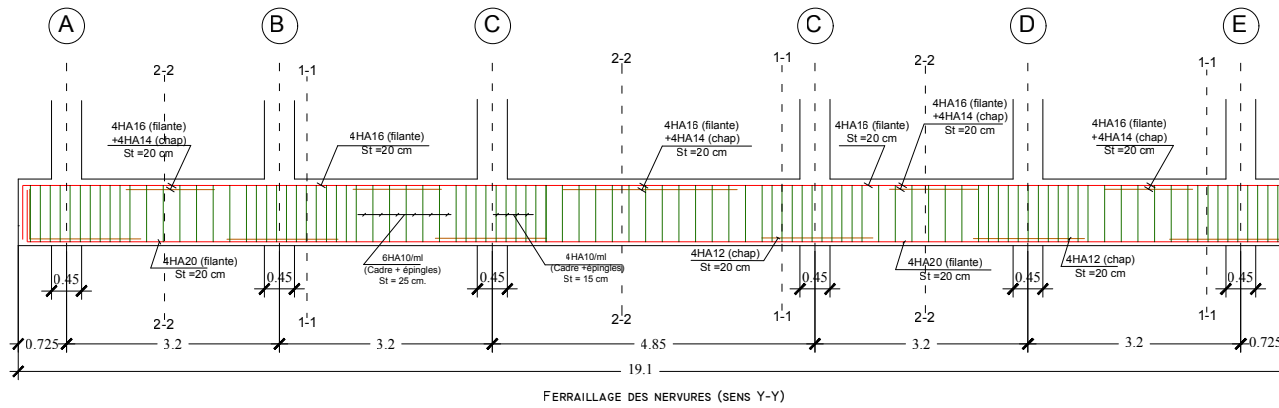
FERRAILLAGE DES NERVURES (SENS X-X)



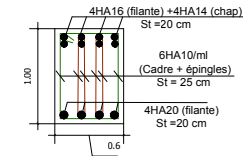
COUPE : 2 - 2



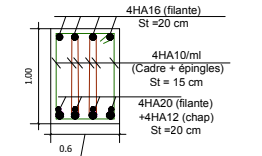
COUPE : 1 - 1




FERRAILLAGE DES NERVURES (SENS Y-Y)



COUPE : 2 - 2



COUPE : 1 - 1

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
 <b>UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU</b>	
FACULTÉ: GÉNIE DE LA CONSTRUCTION DÉPARTEMENT: GÉNIE CIVIL	<b>FILIERE GENIE-CIVIL</b>
<b>PROJET:</b> CONSTRUCTION EN R+7+SOUS-SOL À USAGE D'HABITATION	<b>PLANS:</b> FERRAILLAGE DES NERVURES DU RADIER
ÉLÉMENT DE FONDATION	<b>ECHELLE:</b> 1/100
ÉTUDIÉ PAR: MOHANDI KAMEL.	
PROMOTEUR: DERRADJ MOHAMED .	
PROMOTION : 2019-2020	

# Références dans les D.T.R

## CHAPITRE I : présentation de l'ouvrage.

---

- **Réf 01 (BAEL91, RPA99 modifié en 2003) :** principes et définitions.
- **Réf 02 (l'Art. 3.2 du RPA99/ve rsion 2003 :** Classification des ouvrages selon leur importance.
- **Réf 03 (Art 3-4-A p 27 du RPA99) :** Classification des systèmes de contreventement.
- **Réf 04 (Art 3.1 du RPA 99/2003) :** Classification des zones sismiques (voir modificatifs et compléments aux RPA 99).
- **Réf 05 (Art 3.5 du RPA 99/2003) :** Classification des ouvrages selon leur configuration.
- **Réf 06 (Cours des escaliers) :** livre en PDF de source inconnue/ types d'escaliers existants.
- **Réf 07 (Art : A. 1 du BAEL 91/99) :** principes et définitions.
- **Réf 08 (Cours de TMC) :** Cours des techniques des matériaux de construction/ composition des bétons, la courbe granulométrique logarithmique.
- **Réf 09 (Cours bpe) :** livre en PDF sur les bétons pré-emplois.
- **Réf 10 (Art. A.2.1,11/BAEL 91 modifié 99) :** Caractères des matériaux, la résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours.
- **Réf 11 (Art.7.2.1 RPA99) :** La résistance caractéristique minimale requise pour le béton armé des éléments principaux de l'ouvrage.
- **Réf 12 (Art A.2.1,12/BAEL91 modifié99) :** Caractères des matériaux, la résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours.
- **Réf 13 (Art. A.2.1.2/BAEL91 modifié99) :** déformations longitudinales du béton.
- **Réf 14 (Cours de CM, L3.GC) :** Cours de construction métallique L3.GC, classification des nuances et types d'aciers de constructions.
- **Réf 15 (Art A2.2.1 BAEL 91) :** Module d'élasticité des aciers.
- **Réf 16 (Cours du BA Suivant les Règles BAEL 91 - 99) :** Livre de **PASCAL LEGRAND** et **J.M.TCHOUANI NANA** de INSTITUT INTERNATIONAL D'INGÉNIEURIE DE L'EAU ET DE L'ENVIRONNEMENT (2IE), en PDF.
- **Réf 17 (Art : A4.3.3 / (BAEL 91 modifié99.p83) :** état limite ultime de résistance (règle des pivots).

- **Réf 18 (Art : A.4.3, 41 du BAEL 91) :** Le diagramme déformation - contraintes du béton.
- **Réf 19 (Art : A5.1, 21 BAEL) :** justifications des poutres sous sollicitations d'effort tranchant.
- **Réf 20 (Art A.2.2.2/BAEL 91) :** Le diagramme déformation - contraintes des aciers.
- **Réf 21 (Art A.4.5,32/BAEL91 modifier 99) :** État limite d'ouverture des fissures dans le béton.
- **Réf 22 : (Art A.7.1 BAEL91) :** Protection des armatures.
- **Réf 23 : (Art A.6, 21/BAEL91 modifier 99) :** Notion d'adhérence.
- **Réf 24 : (Art A.6.1, 221/BAEL91 modifier 99) :** Ancrage des aciers en barres, longueur de scellement droit.
- **Réf 25 : (Art A.6.2, 1et2 /BAEL91 modifier 99) :** Ancrage des treillis soudés.
- **Réf 26 : (Art A.6.1.25, 1et2 /BAEL91 modifier 99) :** Ancrage courbe des barres.
- **Réf 27 : (Cours du BA, L3.GC) :** Le Recouvrement des barres comprimées.
- **Réf 28 : (Art A.6.1.3 /BAEL91 modifier 99) :** Entraînement des barres isolées ou en paquet.
- **Réf 29 : (Art : A.7.4 /BAEL91 modifier 99) :** Poussée au vide.
- **Réf 30 : (Art : A.3.1 /BAEL91 modifier 99) :** ACTIONS ET SOLLICITATIONS.
- **Réf 31 : (Art : 5.2.chap4 du RPA99/2003) :** COMBINAISONS D'ACTIONS.

## CHAPITRE II : pré-dimensionnement des éléments.

- **Réf 01 : (Art 6.8.424/ BAEL 91 modifié 99) :** pré-dimensionnement des planchers.
- **Réf 02 : (Art 7.4.1 RPA99/2003) :** Spécifications pour les poteaux/ coffrage.
- **Réf 03 : (Cours du BA, M1.GC) :** pré-dimensionnement des panneaux de dalles pleines.
- **Réf 04 : (MFE promo 2016) :** Épaisseur minimale requise pour un panneau de dalle à la résistance au feu et à une bonne isolation phonique.
- **Réf 05 : (Art/B.6.5.3 BAEL99) :** Vérifications des éléments vis-à-vis des déformations à l'ELS, calcul de la flèche maximal et la flèche admissible.
- **Réf 06 : (Art 6.8.424/ BAEL 91 modifié 99) :** pré-dimensionnement des poutres (PP, PS, PCH).
- **Réf 07 : (Art 7.5.1/RPA2003) :** Spécifications pour les poutres/ coffrage.
- **Réf 08 : (Art 7.7.1/RPA2003) :** Murs et voiles de contreventement/ coffrage.
- **Réf 09 : (Cours des escaliers TDB L2. GC) :** Application de la formule de Nicolas-François Blondel pour le calcul des marches et contres marches.

- **Réf 10 : (DTR B.C.22 [4]/ charges et surcharges) :** Détermination des valeurs réglementaires des charges permanentes et d'exploitations revenant aux éléments principales et secondaires de l'ouvrage.
- **Réf 11 : (Art : B.8.4.1/BAEL 99) :** Calcul de l'élanement géométrique des poteaux (vérification des pièces élancées au flambement).

## CHAPITRE III : Calculs des éléments secondaires

---

- **Réf 01 : (Cours de BA 2, L3.GC) :** Calcul des sections rectangulaires en flexion composée.
- **Réf 02 : (Art. A.4.2.1/BAEL 91) :** la condition de non fragilité.
- **Réf 03 : (Art A.5.1,211/BAEL 91 modifié 99) :** justifications des pièces sous sollicitations d'effort tranchant.
- **Réf 04 : (Art A.6.1, 3/ BAEL 91) :** Entraînement des barres isolées ou en paquet.
- **Réf 05 : (Art A.6.1, 221/BAEL 91) :** Ancrage des aciers en barres, longueur de scellement droit.
- **Réf 06 : (Art A-4.5.23/ BAEL91) :** État limite d'ouverture des fissures dans le béton.
- **Réf 07 : (Art 4.5.2\_BAEL 91/ 99) :** la contrainte admissible de service du béton à j jours.
- **Réf 08 : (Art 6.2.3 du RPA99/2003) :** Calcul de l'effort sismique sur les éléments non-structuraux.
- **Réf 09 : (Cours de BA1, L3.GC) :** Calcul des sections rectangulaires en flexion simple.
- **Réf 10 : (Art A.4.2. / BAEL91/ 99) :** La condition de non fragilité.
- **Réf 11 : (Art A.5.1, 31.3 / BAEL91/99) :** Influence de l'effort tranchant sur le béton et l'acier.
- **Réf 12 : (Art B-7.5/ BAEL91) :** État limite de déformation, calcul de la flèche.
- **Réf 13 : (Cours de BA 1, L3.GC) :** Calcul des sections rectangulaires en flexion simple.
- **Réf 14 : (Art A.7.2, 2/BAEL 91 modifiées 99) :** Le diamètre des armatures transversales pour les poutres.
- **Réf 15 : [RPA version 2003 (Art : 7.5-2.1 et 2)] :** Espacement des cadres dans les poutres en dehors et à la zone nodale.
- **Réf 16 : (Art A.4.2. / BAEL91 modifié 99) :** voir la réf 10.
- **Réf 17 : (Art A.5.1,21.1/BAEL 91) :** voir la réf 03.
- **Réf 18 : (BAEL 91/ Art A.6.1, 3) :** voir la réf 04
- **Réf 19 : (BAEL 91/ Art A.6.1, 253) :** l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est :  $l_c = 0.4 \times l_s$ , lorsque  $l_s$  dépasse la largeur de la poutre dont il s'ancrerait.
- **Réf 20 : (Art A.5.1, 31.3 / BAEL91) :** voir réf 11.

- **Réf 21** : (Art B-7.5/ BAEL91) : État limite de déformation, (Vérification de la flèche).
- **Réf 22** : Cours de BA 1, L3.GC) : voir réf 13.
- **Réf 23** : (Art A.4.2. / BAEL91 modifié 99) : voir la réf 10.
- **Réf 24** : (Art A.5.1,21.1/BAEL 91) : voir la réf 03.
- **Réf 25** : (Art A.5.1, 31.3 / BAEL91) : voir la réf 11.
- **Réf 26** : (BAEL 91/ Art A.6.1, 3) : voir la réf 04.
- **Réf 27** : (Art A.6.1, 22.1/BAEL 91) : voir la réf 05.
- **Réf 28** : (Art A.6.1. 253/ BAEL91) : voir la réf 19.
- **Réf 29** : (Art A-4.5.23/ BAEL91) : voir la réf 06.
- **Réf 30** : (Art B-7.5/ BAEL91) : voir la réf 21.
- **Réf 31** : (Art B-7/BAEL, Cours du BA, M1.GC) : Planchers à poutres orthogonales, Calcul des panneaux de dalle.
- **Réf 32** : (Art A.5.2,2/BAEL 91) : Vérification de la contrainte tangentielle.
- **Ref 33** : (Art B-7.5/ BAEL91) : voir la réf 21.
- **Réf 34** : (Art. B.6.8, 423\_BAEL91/99) : Les dimensions maximales des mailles du treillis soudé des hourdis à poutrelles préfabriquées.
- **Réf 35** : (Art B.6.8, 412\_BAEL91/99) : Pour la justification des poutrelles en phase de construction, nous devons tenir compte des charges et surcharges qu'elle supporte tel que : son poids propre, la charge de l'ouvrier, les appareils de service... etc.
- **Réf 36** : (Art A.4.1.3/BAEL91/99) : largeur de l'hourdis à prendre en compte dans le calcul des poutrelles.
- **Réf 37** : (Art B.2.1 et Art B.6.2, 210/ BAEL91) : Conditions d'application de la méthode forfaitaire.
- **Réf 38** : (Art A.7.2, 2- BAEL91/99) : Diamètre maximum des armatures d'âme d'une poutre.
- **Ref 39** : (Art A.5.1, 22 / BAEL91) : Espacement max des armatures transversales.
- **Réf 40** : (Art. A.5.1, 23 / BAEL91) : Pourcentage minimum des armatures transversales.
- **Réf 41** : (Art 5.1.1, 312 / BAEL91) : Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales aux niveaux des appuis de rive d'une poutre.
- **Réf 42** : (Art A.5.1, 321 / BAEL91) : Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales aux niveaux des appuis intermédiaires des poutres continues.
- **Réf 43** : (Art A.5.1, 322/ BAEL91-99) : Contrainte moyenne de compression sur appui intermédiaire.
- **Réf 44** : (Art B.6.8, 424 /BAEL 91) : Conditions de procédé aux calculs de la flèche d'une poutrelle avec étais intermédiaires.
- **Réf 45** : (Art. B6.5.2/ BAEL 91) : Vérification de la flèche d'une poutre en béton armé, dans le cas de la non satisfaction des conditions du procédé au calcul de celle-ci.

## CHAPITRE IV : L'étude dynamique

---

- **Réf 01** : (Art 4.1 p(33)/RPA99-2003) : Choix de la méthode de calcul.
- **Réf 02** : (Art 4.2.1p(33)/RPA99-2003) : Principe se la méthode statique équivalente.
- **Réf 03** : (Art 4.3.1p(44)/RPA99-2003) : Principe se la méthode modale spectrale.
- **Réf 04** : (Art 3.4 RPA99/2003 ; p(27)) : Justification du système de contreventement.
- **Réf 05** : (Tableau 4-3 page 38/RPA99) : Coefficients de comportement des structures (R).
- **Réf 06** : (Art 4.3.4 p 45 /RPA99/2003) : Justification de la participation massique (Nombre de modes à considérer).
- **Réf 07** : (Art 4.2.4 p 42 /RPA99/2003) : Estimation de la période fondamentale de la structure.
- **Réf 08** : (Art 4.2.7 RPA 99/2003) : Vérification de l'excentricité théorique et accidentelle.
- **Réf 09** : (Art 4.3.6 RPA 99/2003) : Vérification de l'effort tranchant à la base (résultante des forces sismiques de calcul).
- **Réf 10** : (Art 7.4.3.1 RPA 99/2003) : Vérification de l'effort normal réduit.
- **Réf 11** : (Art 5.10 RPA 99/2003) : Justification vis à vis des déformations (déplacements inter-étage).
- **Réf 12** : (Art 4.4.3 RPA 99/2003) : Calcul des déplacements  $\delta_k = R \delta_{ek}$
- **Réf 13** : (Art 5.9 RPA 99 /2003) : Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ .

## CHAPITRE V : Ferrailage des éléments structuraux.

---

- **Réf 01** : (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003) : Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres.
- **Réf 02** : (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) : La quantité minimales d'armatures transversales dans les poutres.
- **Ref 03** : (Art A.5.1,21.1/BAEL 91) : justifications des poutres sous sollicitations d'effort tranchant.
- **Réf 04** : (Art A.6.1, 3\_BAEL 91/mod99) : Entraînement des barres isolées ou en paquet.
- **Réf 05** : (Art A.5.1, 31.3 / BAEL91 modifié 99) : Influence de l'effort tranchant sur le béton aux niveaux des zones médiane des poutres.
- **Réf 06** : (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifié 99) : Influence de l'effort tranchant sur les armatures.
- **Réf 07** : (Art A.4.2. / BAEL91 modifié 99) : Condition de non fragilité dans le béton des poutres.
- **Réf 08** : (Art B.6.5. / BAEL91 modifié 99) : État limite de déformation des poutres (la flèche).
- **Réf 09** : (Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003) : Armatures longitudinales minimales recommandées les poteaux.

- **Réf 10 : (Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003) :** Armatures transversales minimales pour les poteaux.
- **Réf 11 : (Art A.8.1,3/BAEL91modifiée 99) :** Diamètre minimum recommandé dans les barres des armatures transversales des poteaux.
- **Réf 12 : (Art A.5.1, 211 /BAEL91modif 99) :** justification des poteaux au cisaillement.
- **Réf 13 : (Art 7.4.3.2 RPA 99/ version 2003) :** contrainte de cisaillement admissible dans les poteaux.
- **Réf 14 : (Art 7.7.4 RPA.99/ver 2003) :** Méthode de calcul des voiles à employer en fonction du système de contreventement et de leur directions de disposition.
- **Réf 15 : (Art 7.7.4.1 RPA.99/ver 2003) :** Disposition recommandé pour les armatures verticales aux extrémités des voiles et les espacements requis.
- **Réf 16 : (Art A.4.2.1/ BAEL91mod99) :** Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue du voile.
- **Réf 17 : (Art 7.7.4.2 / RPA99 version 2003) et Réf 18 : (Art A.8.2.4/ BAEL91mod99) :** Spécifications recommandées pour les armatures horizontales dans un voile.
- **Réf 19 : (Art 7.7.4.3RPA99/2003) :** Règles communes pour les armatures verticales et horizontales.
- **Réf 20 : (Art A.5.1.21 BAEL91/ modif 99) :** justification des la section du voile aux sollicitations tangentés.
- **Réf 21 : (Art 7.7.2 RPA 99/Version2003) :** justification des la section du voile au cisaillement.
- **Réf 22 : (Art 7.7.4.1 RPA.99/ver 2003) :** Calcul de la longueur utile (d) dans la section du voile (trumeau).
- **Réf 23 : (Art 4.2.5 et 4.2.6 RPA.99/ver 2003) :** Distribution des charges horizontales (forces sismiques) sur la hauteur du bâtiment.
- **Réf 24 : (abaque : B.23a pour le séisme) :** Abaque déterminant la valeur de  $\Phi(\alpha, \xi)$  en fonction du degré monolithique d'un voile avec file(s) d'ouvertures.
- **Réf 26 : (Art 7.7.3 (1) et (2) RPA.99/ver 2003) :** Ferrailage des linteaux.
- **Réf 27 : (Art 7.7.2 RPA 99/Version2003) :** Vérification de la contrainte limite de cisaillement dans les linteaux.
- **Réf 28 : (Art 7.7.3 (3) RPA 99/Version2003) :** Ferrailage minimal recommandé pour les linteaux.

## CHAPITRE VI : Étude de l'infrastructure

---

- **Réf 01 : Art B.9.0 BAEL91 modif99** : Calcul des ouvrages de l'infrastructure.
- **Réf 02 : Art B.9.6/BAEL91 et Art 10.141/ RPA99** : Dimensionnement des semelles isolées.
- **Réf 03 : Livre de HENRY THONIER- conception et calcul des structures de bâtiment** : Détermination du coefficient d'élasticité du sol de densité moyenne ( $K=40\text{MN/m}^3$ )
- **Réf 04 : Art. A.5.2.42/BAEL91 modif 99** : Vérification au poinçonnement des éléments porteur dans la dalle du radier.
- **Réf 05 : Art A.3.25/BAEL91 modif99** : Calcul de  $U_c$  : le périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.
- **Réf 06 : Art. A.8.2, 32/ BAEL91 modif99** : Rapport minimale entre les moments aux appuis et entravées pour un panneau de dalle.
- **Réf 07 : Art A.5.2,2/BAEL 91 modif99** : Vérification de la contrainte tangentielle.
- **Réf 08 : Art 6.1, 22.1/BAEL 91 modif99** : Longueur de scellement droit.
- **Réf 09 : Art A.5.1,21.1/BAEL 91 modif99** : Vérification au cisaillement.
- **Réf 10 : Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003** : Section minimale d'armatures transversales.
- **Réf 11 : Art A.8.3/BAEL 91 modif99** : Section minimale d'armatures de peau.
- **Réf 12 : Art A.5.1,21.1/BAEL 91 modif99** : Vérification au cisaillement.
- **Réf 13 : Art A.6.1, 3\_BAEL 91/mod99** : Vérification des Contraintes d'adhérence et d'entraînement des barres.
- **Réf 14 : Art 6.1, 22.1/BAEL91 modif 99** : Ancrage des barres aux appuis (longueur de scellement droit)
- **Réf 15 : Art A.5.1, 31.3 / BAEL91 modif 99** : Influence de l'effort tranchant sur le béton.
- **Réf 16 : Art A.5.1.312 BAEL 91 modif 99** : Influence de l'effort tranchant sur les armatures.
- **Réf 17 : Art A.4.2. / BAEL91 modif 99** : Condition de non fragilité du béton.
- **Réf 17 : Art 10.1.2 RPA99 modifié 2003** : Pré-dimensionnement des voiles périphérique.
- **Réf 18 : Annexes E1, E2 et E3 du BAEL91 modif99** : Détermination des moments isostatiques de flexion pour des panneaux de dalles sur 04 appuis.
- **Réf 19 : Art 6.1, 22.1/BAEL 91 modif99** : Longueur de scellement droit.
- **Réf 20 : Art. A.5.3.2/BAEL91 modif99** : État limite d'ouverture des fissures dans le béton et la corrosion des aciers.

# Références bibliographiques

## ✚ Documents techniques Règlementaires :

- Règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003.

- Règles BEAL 91 modifiées 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états - limites.

- Document Technique Réglementaire DTR B.C.22, Charges permanentes et charges d'exploitation.

## ✚ Les ouvrages :

- **Jean PERCHAT** : Béton armé. Règles BAEL Ossatures et éléments courants.

- **ISTA (LAAYOUNE)** : ETUDE GENIE CIVIL, COURS : MECANIQUE DES SOLS.  
Institut Spécialisé de Technologie Appliquée (ISTA)  
Cours de Mécanique des Sols.

- **Référence DTU Règles PS 92 - règles de construction parasismique :**

Généré par i-Reef / Edition S147 - mars 2007/ EDITION : AFNOR.

- **PASCAL LEGRAND ; J.M.TCHOUANI NANA** .INSTITUT INTERNATIONAL D'INGENIERIE DE L'EAU ET DE L'ENVIRONNEMENT (2IE).  
COURS DE BETONARME-Suivant les Règles BAEL 91 Et modifications 99.

- **CHERIFI FATIHA** : Maître de conférences à l'U.M.M.T.O  
CALCUL DES SEMELLES DE FONDATIONS EN BÉTON ARMÉ (Cours et applications).

- [http://www.cours-genie-civil.com/IMG/pdf/cours\\_fondations\\_superficielles1\\_procédés-généraux-de\\_construction.pdf](http://www.cours-genie-civil.com/IMG/pdf/cours_fondations_superficielles1_procédés-généraux-de_construction.pdf) : chapitre II (fondations).

- **École supérieure de technologie \_ SALE** : Cours de béton armé 01.

- **M<sup>me</sup> Fatma BOUZEBOUDJA** : Cours de béton armé 01(U.M.M.T.O).

- **M<sup>r</sup> SAID BOUKAIS** : COURS BETON 03 ET 04 (UMMTO ; M1 CCI et M1CHA).

- **James-A. Goulet** : Déflexion des poutres \_ Calcul des poutres hyperstatiques.

- **Salah Khalfallah** : Analyse des structures hyperstatiques (recueil d'exercices résolus).

-**Dr. HADJAZI Khamis, Zamila HARICHANE** : SUPPORT DE COURS EN :  
RESISTANCE DES MATERIAUX (RDM).

-**Mohammed MEKKI** : Maître de conférences B - Filière Génie Civil à L'Université  
des Sciences et de la Technologie d'Oran –**Mohammed BOUDIAF**.  
Calcul des structures hyperstatiques (Cours et exercices corrigés).

 **Logiciels :**

- Logiciel d'analyse des structures ROBOT-2010 :

Modélisation de la structure.

- Logiciel de dessin technique AUTO CAD 2017 :

Dessin des plans de coffrage, de ferrailage, ainsi que les figures et diagrammes.

- Logiciel de ferrailage EXPERT-BA (2010) :

Ferrailage des éléments porteurs et secondaires.