

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
CENTRE UNIVERSITAIRE DE TISSEMSILT  
INSTITUT DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE  
DÉPARTEMENT DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE

Visa du chef de département des  
Sciences et de la Technologie  
Signature:.....  
Date :.....

## **Etude d'une tour en R+9 avec sous-sol à usage administratif au centre universitaire de Tissemsilt**

Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme de master académique en  
Filière : GENIE CIVIL  
Spécialité : STRUCTURES

Encadreur: TABET Mohamed  
Signature: .....  
Date: .....

Réalisé par : DAHAMNI Aissa

Signature: .....  
Date: .....

Membres du jury

ADIM Belkacem	<i>(Président)</i>
BOURADA Fouad	<i>(Examineur)</i>
TABET Mohamed	<i>(Encadreur)</i>

Tissemsilt - 2018/2019

# *Remerciements*

*Nous remercions avant tout le dieu de nous avoir gardés en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude. Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.*

*Nous exprimons toutes notre profonde reconnaissance et gratitude à mon encadreur **Mr TABET Mohamed**, pour tous les efforts et patience qu'ils ont fourni pour nous faciliter et aider à accomplir notre travail de fin d'étude.*

*Et à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin.*

## *Dédicace*

"و ما توفيقى الا بالله عليه توكلت و اليه أنيب"  
احمدك ربي حمدا يليق بجلال وجهك و عظمة سلطانك  
و أركى صلاة و أطيب سلام عليك يا سيدي رسول الله.

*Je tiens à dédier ce mémoire :*

*A ma très chère Mère et à mon cher Père MOHAMMED en témoignage et en gratitude de leur dévouement, de leur soutien permanent durant toutes mes années d'études, leur sacrifice illimité, leur réconfort moral, eux qui ont consenti tant d'effort pour mon éducation, mon instruction et pour me voir atteindre ce but, pour tout cela et pour ce qui ne peut être dit, mes affections sans limite.*

*A mes chers frères.*

*A mes chères sœurs.*

*A tous mes amis.*

*A tous mes collègues.*

*A tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

# RESUME

## ملخص

- هذا المشروع يهدف أساسا لقياس أبعاد العناصر المقاومة لعمارة ذات (طابق أرضي + 09 طابق سفلي)، إطار مستقر و جدران خرسانية مسلحة, كما قمنا بالدراسة الديناميكية ذات ثلاثة أبعاد.
- قياس الأبعاد و التسليح لكل العناصر المقاومة قد صمم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها.

## RESUME

Le présent mémoire, porte sur l'étude un bâtiment de forme irrégulière en plan et en élévation. Le prédimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément au **BAEL91 Modifié 99** et **RPA99 version 2003**.

. L'analyse sismique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul **ETABS**. Les planchers du bâtiment ont été modélisés par des diaphragmes (indéformables dans leur plan).

La justification de l'effet P- $\Delta$  a été considérée dans le présent mémoire.

Le renforcement de la structure par le rajout de voile de contreventement, a été nécessaire vu que les déplacements latéraux inter- étages de la structure pré dimensionnée dépassent les valeurs admissibles.

Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené par le logiciel de ferrailage **SOCOTEC**, alors que celui des voiles et des éléments secondaires a été fait manuellement.

La fondation du bâtiment est composée d'un radier général.

## ABSTRACT

The present project deals with the study of a building located in **TISSEMSILT**, an area of medium seismicity (IIA) according to the Algerian seismic regulation (**RPA99version 2003**). The structure presents irregularity in plan. The three-dimensional seismic analysis was conducted by **ETABS a** computer program. A diaphragm constraint was assigned to each floor. The lateral dynamic displacements and the resultant base shear force given by the model were compared to those required by the code.

Justification of P- $\Delta$  effect was also considered in the present study.

Reinforced concrete walls were added to the structural systems to satisfy building codes. The shell element internal forces and stresses were evaluated under several different combinations. Only shell stresses are used for the design reinforcement of the wall.

## SOMMAIRE

<b>Chapitre I INTRODUCTION</b>	
I.1 INTRODUCTION.....	1
I.2 PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....	1
I.3 CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX.....	4
<b>Chapitre II PRE DIMENSIONNEMENT</b>	
II.1 INTRODUCTION.....	10
II.2 Descentes des charges.....	10
II.3 Pré dimensionnement des planchers.....	15
II.4 Pré dimensionnement des poutres.....	18
II.5 Pré dimensionnement des poteaux.....	20
II.6 Pré dimensionnement des voiles.....	27
<b>Chapitre III Calcul des éléments secondaires</b>	
III.1. ACROTER.....	29
III.2. étude des planchers.....	35
III.3. PLANCHER EN dalle pleine.....	50
III.4. Les escaliers.....	55
III.5. porte-à-faux.....	62
<b>Chapitre IV ETUDE DYNAMIQUE</b>	
IV.1. INTRODUCTION.....	67
IV.2. ETUDE DYNAMIQUE.....	67
IV.3. MODELISATION DE LA STRUCTURE.....	68
IV.4. ETUDE SISMIQUE.....	69
IV.5. RENFORCEMENT DE L'OSSATURE DU BATIMENT.....	76
<b>Chapitre V FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS</b>	
V. 1. INTRODUCTION.....	84
V.2 FERRAILLAGE DES POTEAUX.....	84
V.3 FERRAILLAGE DES POUTRES.....	98
V.4 FERRAILLAGE DES VOILES.....	105
<b>Chapitre VI ETUDE DU SOL</b>	
VI.1 INTRODUCTION.....	121
VI.2 RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE.....	122
VI.3 ETUDE D'HOMOGENEITE DES CARACTERISTIQUES PHYSIQUES ET MECANIQUES.....	123
VI.2 CAPACITÉ PORTANTE DU SOL.....	134
<b>Chapitre VII CALCUL DES FONDATIONS</b>	
VII.1 INTRODUCTION.....	136
VII.2 CALCUL DES FONDATIONS.....	136
VII.2.1 SEMELLE ISOLEE.....	137
VII.2.2 SEMELLE FILANTE.....	137
VII.2. RADIER GENERALE.....	138
VII.3 FERRAILLAGE DU RADIER.....	144
<b>Chapitre VIII CONCLUSION</b> .....	151
REFERENCES.....	152

# LISTE DES TABLEAUX

- ✓ Tableau I-1 : valeurs limites de la contrainte limite d'élasticité de l'acier
- ✓ Tableau II.1. Dégression des surcharges.
- ✓ Tableau II.2. Tableau récapitulatif des sections des poteaux
- ✓ Tableau III.1. Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.
- ✓ Tableau III.2. Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.
- ✓ Tableau III.3. Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS.
- ✓ Tableau III.4. Récapitulatif du calcul de la flèche.
- ✓ Tableau III.5. Ferrailage de la dalle pleine.
- ✓ Tableau III.6. Vérification des contraintes à l'ELS.
- ✓ Tableau III.7. Charges à l'ELU et l'ELS.
- ✓ Tableau III.8. Ferrailage de l'escalier.
- ✓ Tableau III.9. Vérification à l'ELS.
- ✓ Tableau III.10. Vérification de la flèche de l'escalier.
- ✓ Tableau III.11. Combinaison des charges.
- ✓ Tableau III.12. Calcul des efforts internes.
- ✓ Tableau III.13. Ferrailage du balcon (type I).
- ✓ Tableau III.14. Vérification des contraintes du balcon (type I).
- ✓ Tableau IV.1. Période et facteur de participation massique du modèle initial.
- ✓ Tableau IV.2. Vérification des déplacements inter étages avant renforcement (modèle initial).
- ✓ Tableau IV.3. Période et facteur de participation massique du modèle 1.
- ✓ Tableau IV.4. Vérification des déplacements inter étages avant renforcement (modèle 2).
- ✓ Tableau IV.5. Période et facteur de participation massique du modèle 3.
- ✓ Tableau IV.6. Vérification des déplacements inter étages (modèle 3).
- ✓ Tableau IV.7. Calcul de l'effort tranchant  $V_{Kx}$  et  $V_{Ky}$ .
- ✓ Tableau IV.8. Calcul de  $\theta_x$  et  $\theta_y$ .
- ✓ Tableau V.1. Ferrailage des poteaux situation durable ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ).

- ✓ Tableau V.2. Ferrailage des poteaux situation durable ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ ).
- ✓ Tableau V.3. Ferrailage des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ).
- ✓ Tableau V.4. Ferrailage des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ ).
- ✓ Tableau V.5. Ferrailage des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ).
- ✓ Tableau V.6. Ferrailage des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ ).
- ✓ Tableau V.7. Choix des armatures des poteaux.
- ✓ Tableau V.8. Vérification des contraintes pour les poteaux.
- ✓ Tableau V.9. Vérification des contraintes pour les poteaux.
- ✓ Tableau V.10. Vérification des contraintes de cisaillement pour les poteaux.
- ✓ Tableau V.11. Espacements maximales selon RPA99.
- ✓ Tableau V.12. Choix des armatures transversales pour les poteaux.
- ✓ Tableau V.13. Vérification des contraintes des poteaux de l'infrastructure.
- ✓ Tableau V.14. Ferrailage des poutres porteuses (situation durables).
- ✓ Tableau V.15. Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle).
- ✓ Tableau V.16. Ferrailage des poutres secondaires (situation durables).
- ✓ Tableau V.17. Ferrailage des poutres secondaires (situation accidentelle).
- ✓ Tableau V.18. Choix des armatures pour les poutres porteuses.
- ✓ Tableau V.19. Choix des armatures pour les poutres secondaires.
- ✓ Tableau V.20. Vérification de la condition de non fragilité.
- ✓ Tableau V.21. Vérification des poutres principales à l'ELS.
- ✓ Tableau V.22. Vérification des poutres secondaires à l'ELS.
- ✓ Tableau V.23. Vérification de la contrainte de cisaillement.
- ✓ Tableau V.24. Calcul des armatures transversales.
- ✓ Tableau V.25. Vérification de la section d'armatures.
- ✓ Tableau V.26. Vérification de la compression de l'aire d'appui.
- ✓ Tableau V.27. Vérification dans les appuis de rives.
- ✓ Tableau V.28. . Aciers transversaux
- ✓ Tableau V.29. Tableau récapitulatif des sections des armatures longitudinales dans les voiles.
- ✓ Tableau V.30. Tableau récapitulatif des sections des armatures transversales dans les voiles.
- ✓ Tableau V.31. Ferrailage longitudinale.
- ✓ Tableau V.32. Ferrailage transversale.
- ✓ Tableau.VI.1 : catégories conventionnelles des sols.

- ✓ Tableau VI.2 : Corrélation entre pressiomètre et nombre N du SPT
- ✓ Tableau VI.3: Rapport entre  $q_d$  et  $q_c$ ,  $p_l$ , EM Selon Waschkowski
- ✓ Tableau VI.4 : récapitulatif des résultats des caractéristiques physiques
- ✓ Tableau VI.5 : Classification du sol selon L.T.P.O
- ✓ Tableau VI.6 : Tableau récapitulatif des résultats des de compressibilité à l'oedomètre.
- ✓ Tableau VII.1. Sections des semelles isolées.
- ✓ Tableau VII.2. Sections des semelles filantes.
- ✓ Tableau VII.7. Contraintes sous le radier à l'ELS.
- ✓ Tableau VII.8. Calcul des moments à l'ELU.
- ✓ Tableau VII.9. Calcul des moments à l'ELS.
- ✓ Tableau VII.10. Ferrailage des panneaux du radier.
- ✓ Tableau VII.11. Vérification des contraintes.
- ✓ Tableau VII.12. Ferrailage des nervures (sens porteur).
- ✓ Tableau VII.13. Ferrailage des nervures (sens non porteur).
- ✓ Tableau VII.14. Vérification des contraintes.
- ✓ Tableau VII.15. Redimensionnement des armatures.
- ✓ Tableau VII.16. Vérification des contraintes
- ✓ Tableau VIII.1 Ferrailage de la semelle
- ✓ Tableau VIII.2 Vérification des contraintes du balcon
- ✓ Tableau VIII.4 Vérification des contraintes du balcon.



# LISTE DES FIGURES

- ✓ Figure I-1 vue en 3D.
- ✓ Figure I-2 vue en plan RDC.
- ✓ Figure I-3 coup d'escalier
- ✓ Figure I-4 la situation de site.
- ✓ Figure I-5 Diagramme Contrainte-déformation ELU
- ✓ Figure I-6 Diagramme Contrainte-déformation ELS
- ✓ Figure I-7 Diagramme Contrainte-déformation de calcul de l'acier a l'ELU.
- ✓ Figure II.1. Mur extérieur.
- ✓ Figure II-1 plancher en dalle pleine
- ✓ Figure II-2 plancher en corps creux
- ✓ Figure II-3 mur extérieur
- ✓ Figure II-4 acrotère
- ✓ Figure II-5 ascenseur
- ✓ Figure II-6 plancher en dalle pleine
- ✓ Figure II-7 le poteau plus sollicité
- ✓ Figure II-8 section réduite des poteaux
- ✓ Figure II-9 schéma du voile
- ✓ Figure III.1. Acrotère.
- ✓ Figure III.2. Sollicitations de l'acrotère.
- ✓ Figure III.3. Diagramme des efforts à l'ELU.
- ✓ Figure III.4. Ferrailage de l'acrotère.
- ✓ Figure III.5. coup du plancher en corps creux.
- ✓ Figure III.6. Disposition constructive des armatures des poutrelles.
- ✓ Figure III.7. Disposition constructive des armatures de la table de compression.
- ✓ Figure III.8. Ferrailage de la dalle pleine.
- ✓ Figure III.9. Dimension de l'escalier.
- ✓ Figure III.10. Ferrailage de l'escalier.
- ✓ Figure III.11. Ferrailage du balcon (type I).
- ✓ Figure IV.1. Modèle initial.

- ✓ Figure IV.2. Modèle finale
- ✓ Figure V.1. . Ferrailage des poteaux.
- ✓ Figure V.2. Arrêt des barres
- ✓ Figure V.3. Ferrailage des poutres porteuses
- ✓ Figure V.4. Ferrailages des poutres secondaires
- ✓ Figure V.5. Représentation des efforts internes dans le voile
- ✓ Figure V.6. Représentation des moments interne dans le voile
- ✓ Figure V.7. Disposition des armatures du voile
- ✓ Figure V.8. Disposition des armatures verticales dans les voiles.
- ✓ Figure V.9. Lecture des armatures longitudinales du voile par le SAP2000
- ✓ Figure V.10. Armatures des linteaux
- ✓ Figure V.11 Coupe (A-A) du linteau.
- ✓ Figure V.12 Disposition des voiles.
- ✓ Figure V.13. ferrailage des voiles vt1, vt2, vt3et vt4.
- ✓ Figure V.14. ferrailage des voiles vl1, vl2
- ✓ Figure V.15. ferrailage des voiles vl3, vl4
- ✓ Figure V.16. ferrailage des linteaux VL1, VL2
- ✓ Figure V.17. ferrailage des linteaux VL3, VL4
- ✓ Figure VI.1 .Schéma de principe d'un pénétromètre dynamique
- ✓ Figure VI2. Coupe d'essai au pénétromètre type A
- ✓ Figure VI.3. Coupe d'un essai au pénétromètre statique
- ✓ Figure VI.4. Schéma du pressiomètre
- ✓ Figure VI.5. Résultats corrigés des mesures.
- ✓ Figure VI.6.feuille d'essai au scissomètre
- ✓ Figure VII.1. semelle isolée poteaux
- ✓ Figure VII.2. semelle filante.
- ✓ Figure VII.3. type des semelles
- ✓ Figure VII.4. coupe du radier.
- ✓ Figure VII.5. Schéma statique du bâtiment
- ✓ Figure VII.6 contraintes sous le radier
- ✓ Figure VII.7 schéma des panneaux
- ✓ Figure VII.8 ferrailage du nervure sens xx
- ✓ Figure VII.9 ferrailage du nervure sens yy
- ✓ Figure VII.10 ferrailage du panneau de radier.

# Chapitre I

**Présentation de l'ouvrage et  
hypothèse de calcul**

# Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et hypothèse de calcul

## I-1) Introduction générale :

Construire a toujours été un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, sujet de beaucoup de questions axées principalement sur le choix du type d'ouvrage et la détermination dans chaque cas la structure la mieux adaptée parmi celles qui existent.

Il est donc, nécessaire d'une part de connaître l'éventail des solutions possibles avec leurs suggestions particulières, leurs limites, leur coût et d'autre part, de recenser et d'évaluer les contraintes le plus précisément possible, pour ne pas s'exposer à des imprévus pendant les exécutions.

## I-2) - Présentation de l'ouvrage :

Notre travail consiste à étudier une **tour** en R+09 avec sous-sol ayant un Contreventement mixte (poteaux/voile) implanté dans la wilaya de **TISSEMSILT (université de TISSEMSILT)**, qui est une zone de sismicité moyenne (**zone IIA**). La structure de bâtiment présente une irrégularité en plan et en élévation.

### 1. Ccaractéristiques géométriques :

Notre bâtiment est de forme irrégulière en plan et en élévation, il comporte :

- le sous-sol à usage de stockage.
- le Rez-de-chaussée à usage administratif.
- 9 étages à usage administratif (Bâtiment de bureaux).



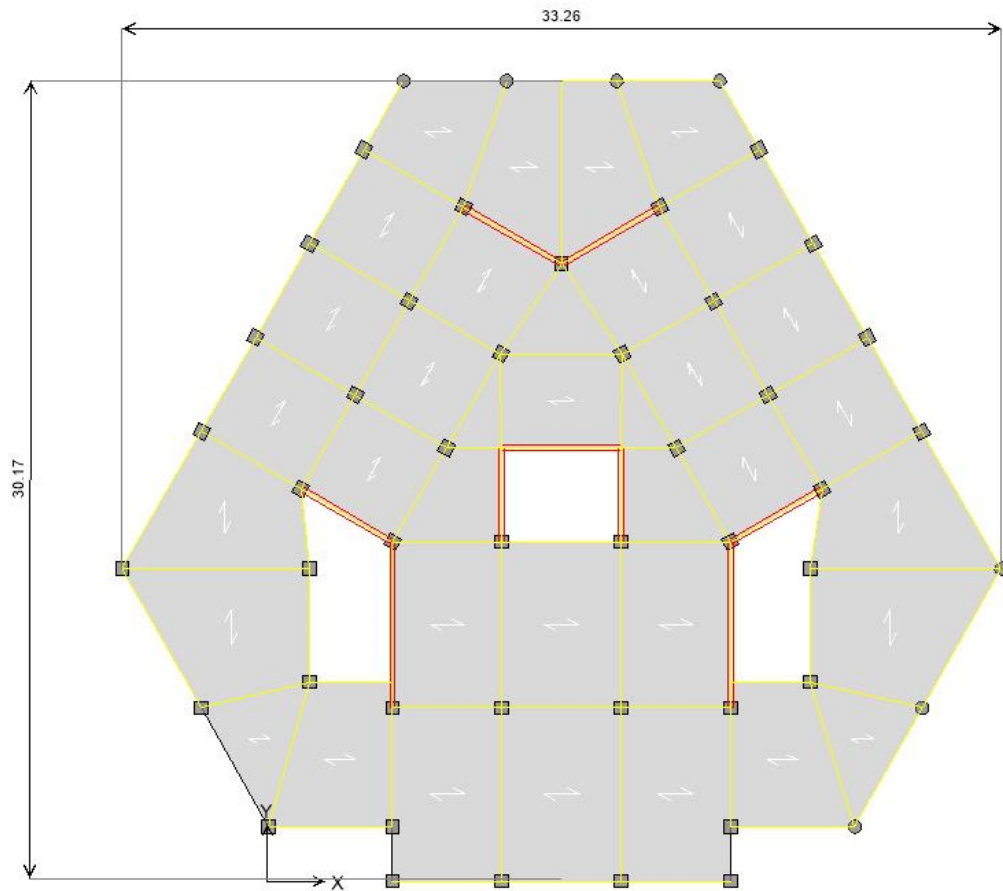
I-1 vue en 3D.

**a. Dimensions en élévation :**

- Hauteur totale du bâtiment.....34,68 m
- Hauteur du sous-sol .....3,40 m
- Hauteur du rez-de-chaussée et 1<sup>er</sup> étage..... 3,74 m
- Hauteur de l'étage courant .....3,40 m

**b. Dimensions en plan :**

- Longueur totale en plan .....33,26 m
- Largeur totale en plan .....30,17 m



I-2 vue en plan RDC.

**c. PLANCHER :**

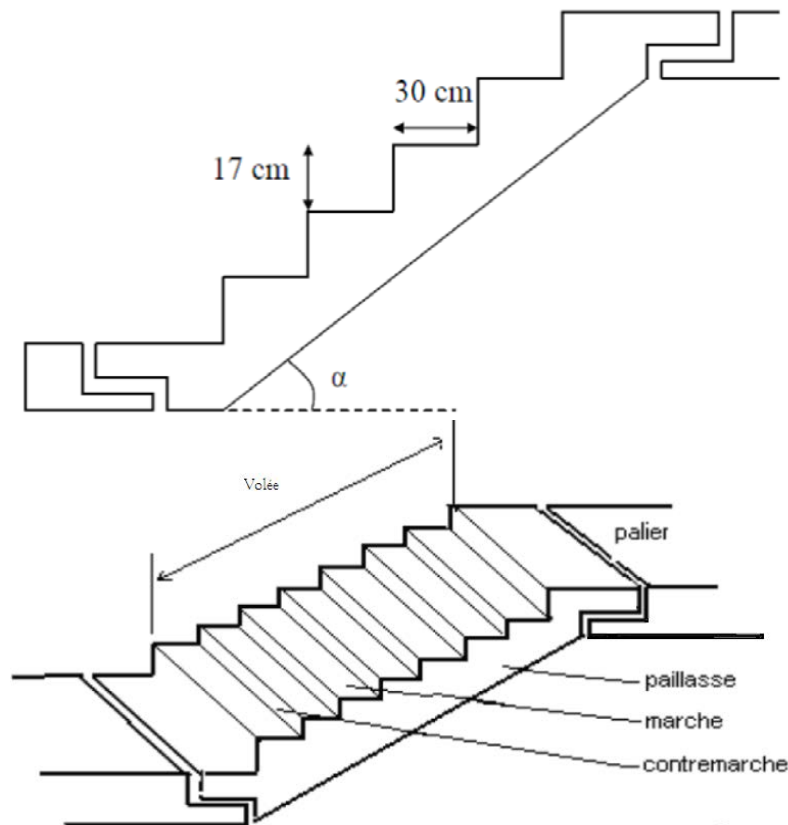
Vu la forme géométrique du bâtiment et en fonction du type de coffrage, nous avons opté pour deux types de plancher:

- Plancher en corps creux.
- Plancher en dalle pleine.

#### **d. ESCALIER :**

La structure comporte une cage d'escalier du rez- de- chaussée au 09<sup>ème</sup> étage, l'escalier étant constitué deux volées et de deux paliers.

Le bâtiment comporte aussi une cage d'ascenseur, Pour permettre aux personnels habitant aux étages supérieur de rejoindre leur logement sans fatigue.



I-3 coup d'escalier

#### **e. MAÇONNERIE :**

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques de terre cuite creuses :

Murs extérieurs constitué d'une double paroi en briques (10cm et 15cm d'épaisseur) séparée par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.

Murs intérieurs constitués par une seule paroi de brique de 10 cm d'épaisseur.

#### **f. Choix du contreventement :**

L'ouvrage en question rentre dans le cadre de l'application du RPA 99 (version 2003). Ce **système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé**, dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales

On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global

Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m au maximum. [2].

## **2. Données du site :**

D'après le rapport d'étude géotechnique « **réalisation d'un institut de 4000 places pédagogiques – Tissemsilt** » établie par le laboratoire **LTPO unité** » de Tiaret.

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme :

-zone de forte sismicité (zone IIA).

-L'ouvrage appartient au groupe d'usage 1B. (Bâtiments à usage de bureaux) [2].

-Le site est considéré comme meuble (S3).

-Contrainte admissible du sol  $\sigma = 1.5$  bars.



I-4 la situation de site.

## **I-3) - Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

### **1. Introduction :**

Les matériaux de structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que; le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en oeuvre du matériau, prévalent généralement sur le critère de résistance mécanique. Ce dernier et en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

## 2. Le béton :

Le béton de ciment présente des résistances à la compression assez élevée, de l'ordre de 25 à 40MPa, mais sa résistance à la traction est faible, de l'ordre du 1/10 de sa résistance à la compression.

### A. Les compositions du béton :

On appelle béton le matériau constitué par le mélange, dans des proportions Convenables de ciment, d'agrégats et d'eau.

Le dosage du béton est le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Dans notre ouvrage, le béton est composé de granulats naturels dosés à 350 Kg/m<sup>3</sup>. Ce Dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptées et à présenter une protection efficace de l'armature, ainsi que les prescriptions du document technique réglementaire **DTR BE 2.1** qui définit les Règles d'exécution des travaux de construction d'ouvrages en béton armé

### B. C-1. Résistance à la compression (j) jours :

La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{cj}$  à  $j$  jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur. On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité :  $f_{c28}$ . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à  $j$  jours, définies à partir de  $f_{c28}$ ,

### C-2. Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à  $j$  jours, notée  $ftj$ , est Conventionnellement définie par les relations :

$$\rightarrow ftj = 0,6 + 0,06fcj$$

Cette formule est valable pour les valeurs de  $f_{cj} < 60\text{Mpa}$ . [6].

### C-3. Module de déformation longitudinale :

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée d'application.

#### ✓ Module de déformation instantanée :

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures  $\rightarrow E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$   
 $E_{ij} = 11\,000 (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)}$

Pour :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  on trouve :  $E_{i28} = 32164,19 \text{ MPa}$

#### ✓ Module de déformation longitudinale différée :

Pour des charges de longue durée d'application on a :

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

Pour :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$\rightarrow E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ D'ou on a: } E_{v\,28} = 10818,865 \text{ MPa}$$



La masse volumique du béton armé :

$$\rightarrow \rho = 2500 \text{ kg/m}^3$$

#### **C-4. Coefficient de poisson :**

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale, le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

Dans les calculs [1], le coefficient de poisson est égale à :

$$\rightarrow \nu = 0 \text{ béton fissuré à L'E.L.U [1].}$$

$$\rightarrow \nu = 0,2 \text{ béton non fissuré à L' E.L.S [1].}$$

#### **C-5. Les Contrainte Limites :**

En se referant au règlement du BAEL. 91 on distingue deux états limites.

##### ✓ **Etat limite ultime « E.L.U » :**

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par :

$$\rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

→  $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité tel que.

→  $\gamma_b = 1,5$  cas des actions courantes transitoires.

→  $\gamma_b = 1,15$  cas des actions accidentelles.

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

$$\rightarrow f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

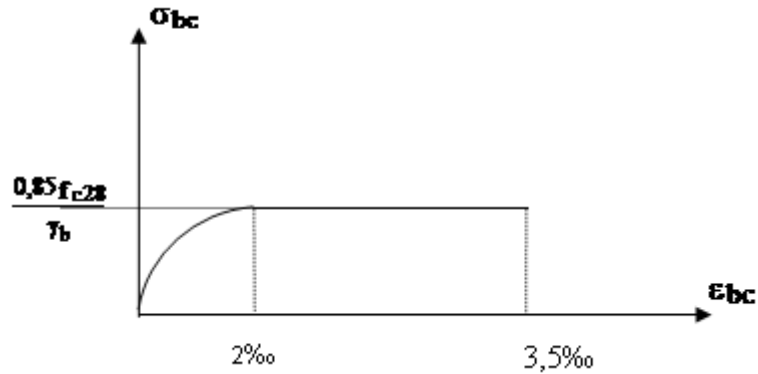
Avec :

→  $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité.

**Pour :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  on trouve :**

→  $\gamma_b = 1,5$  cas des situations durables ou transitoires.....  $f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$

→  $\gamma_b = 1,15$  cas des situations accidentelles.....  $f_{bu} = 18,48 \text{ MPa}$



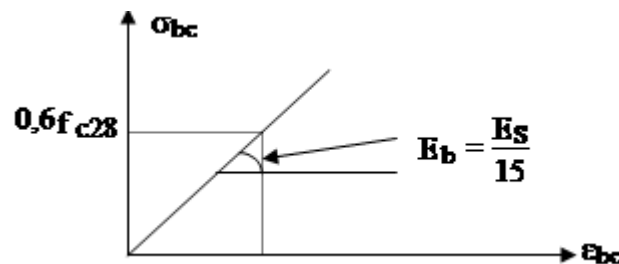
I-5 Diagramme Contrainte-déformation ELU

### ✓ Etat limite de service « E.L.S » :

La contrainte limite de service est donnée par :

Pour :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  on trouve :

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



I-6 Diagramme Contrainte-déformation ELS

## 3. L'Acier :

L'acier présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des élancements faibles), de l'ordre de 500MPa, De plus, son comportement est ductile, avec des Déformations très importantes avant rupture.

### A. Caractéristiques mécaniques :

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractères mécaniques des Différents types d'acier. Ce modèle étant fonction de la limite d'élasticité garantie  $f_e$ . Les valeurs de la limite d'élasticité garantie  $f_e$  sont présentés dans le tableau I.1 suivant :

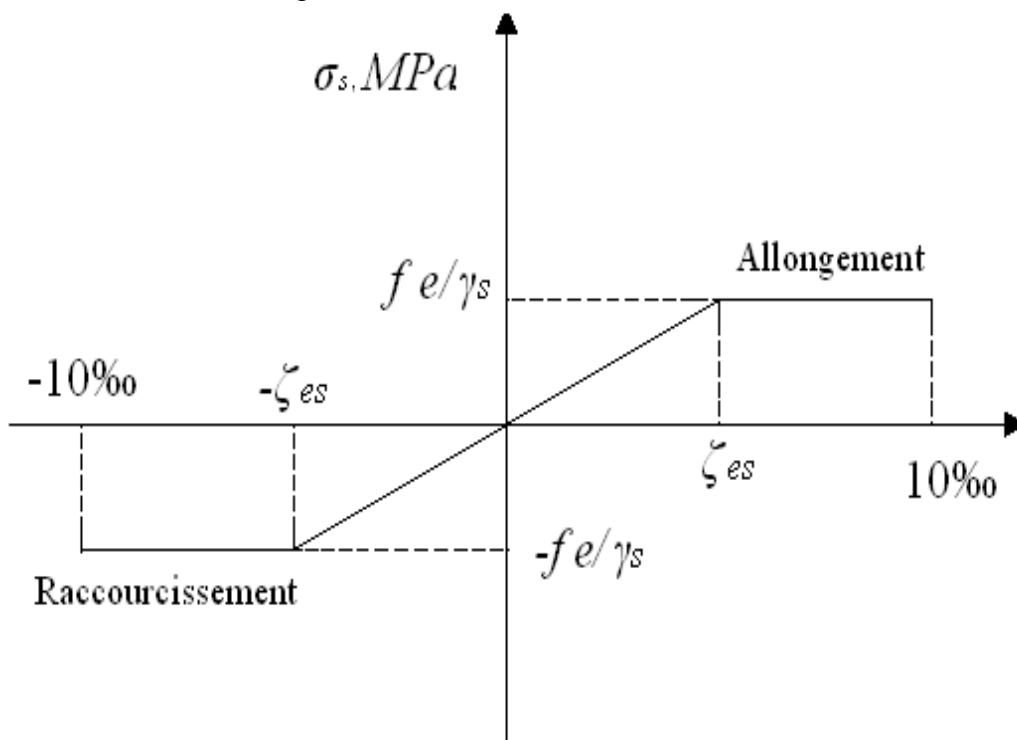
type	Nuance	$f_e$ (Mpa)	Emploi
<b>Ronds lisses</b>	$F_e E22$ $F_e E24$	215 235	Emploi courant. Epingles de levage des pièces préfabriquées
<b>Barres HA Type 1 et 2</b>	$F_e E40$ $F_e E50$	400 500	Emploi courant.
<b>Fils tréfiles HA Type 3</b>	$F_e TE40$ $F_e TE50$	400 500	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
<b>Fils tréfiles lisses Type 4</b>	$TL50 \Phi > 6mm$ $TL50 \Phi \leq 6mm$	500 520	Treillis soudés uniquement emploi courant

Tableau I-1 : valeurs limites de la contrainte limite d'élasticité de l'acier

**B. Contrainte limite :**

✓ **Etat limite ultime E L U :**

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi du type élastoplastique parfait, comme décrit dans la figure I.6 suivante :



I-7 Diagramme Contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU

Avec :

$$\rightarrow \xi_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$$

$$\rightarrow \xi_{es} = \sigma_s / E_s$$

$$E_s = 200000 \text{ Mpa.}$$

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité de l'acier.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Cas des situations durables ou transitoires} \\ 1,00 & \text{Cas des situations accidentelles} \end{cases}$$

$$\varepsilon_s : \text{Allongement relatif de l'acier : } \varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$$

### ✓ Etat limite de service :

C'est l'état où on fait les vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriés :

→ Fissuration peu nuisible : pas de vérification.

→ Fissuration

$$\text{préjudiciable: } \sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta\right) \quad (MPa)$$

$$\text{→ Fissuration très préjudiciable : } \sigma_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e; 110\eta\right) \quad (MPa)$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration

$\eta = 1,00$  ..... pour les aciers ronds lisses.

$\eta = 1,60$  ..... pour les aciers à haute adhérence.

### C. Le coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté " n " est le rapport de :

$$\frac{E_s}{E_b} = 15$$

→ **n** : Coefficient d'équivalence.

→ **Es** : Module de déformation de l'acier.

→ **Eb** : Module de déformation du béton.

# Chapitre II

## **Descente des charges et prédimensionnement des Eléments**

## **Chapitre II : Descente des charges et pré dimensionnement des éléments**

### **II-1) Introduction :**

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poutre, poteaux et voiles) d'une structure est basé sur le principe de la descente de charge, pour déterminer l'effort revenant à chaque élément porteur dû u aux charge et surcharges.

### **II-2) Descentes des charges :**

Cette étape consiste à évaluer les charges permanentes et charges d'exploitation des bâtiments, de leur mode d'évaluation et des valeurs de ces charges à introduire dans les calculs selon le document technique réglementaire DTR B.C.2.2 « charges permanentes et charges d'exploitation »

#### **1. Plancher terrasse inaccessible :**

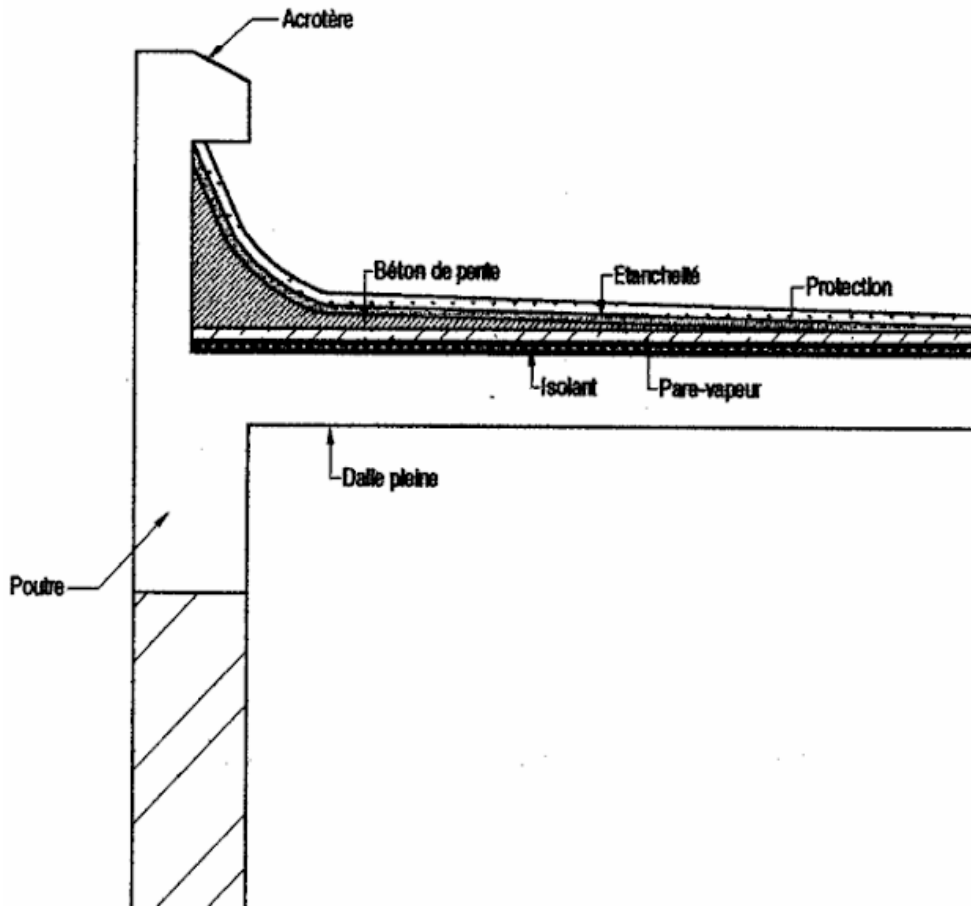
##### **a/ Charges permanentes(G) :**

##### **✓ Dalle en corps creux :**

- |   |  |
|---|--|
| 1. Protection en gravillon roulés ..... | 0,05 x 1500 = 0,75 kN/m <sup>2</sup> . |
| 2. Etanchéité multicouches .....        | 0,05 x 240 = 0,12 kN/m <sup>2</sup> .  |
| 3. Béton forme de pente .....           | 0,10 x 2200 = 2,2 kN/m <sup>2</sup> .  |
| 4. Papier kraft.....                    | = 0,01 kN/m <sup>2</sup> .             |
| 5. Isolation thermique liège .....      | 0,04 x 400 = 0,16 kN/m <sup>2</sup> .  |
| 6. Dalle en corps creux .....           | 0,24 x 1360 = 3,26 kN/m <sup>2</sup> . |
| 7. Enduit en plâtre .....               | 0,02 x 1000 = 0,2 kN/m <sup>2</sup> .  |

$$G = 6,7 \text{ kN/m}^2.$$

##### **✓ Dalle pleine en béton armé:**



II-1 plancher en dalle pleine

- |   |  |
|---|--|
| 1. Protection en gravillon roulés ..... | 0,05 x 1500 = 0,75 kN/m <sup>2</sup> . |
| 2. Etanchéité multicouches .....        | 0,05 x 240 = 0,12 kN/m <sup>2</sup> .  |
| 3. Béton forme de pente .....           | 0,10 x 2200 = 2,2 kN/m <sup>2</sup> .  |
| 4. Papier kraft.....                    | = 0,01 kN/m <sup>2</sup> .             |
| 5. Isolation thermique liège .....      | 0,04 x 400 = 0,16 kN/m <sup>2</sup> .  |
| 6. Dalle pleine (BA).....               | 0,20 x 2500 = 5 kN/m <sup>2</sup> .    |
| 7. Enduit en plâtre .....               | 0,02 x 1000 = 0,2 kN/m <sup>2</sup> .  |

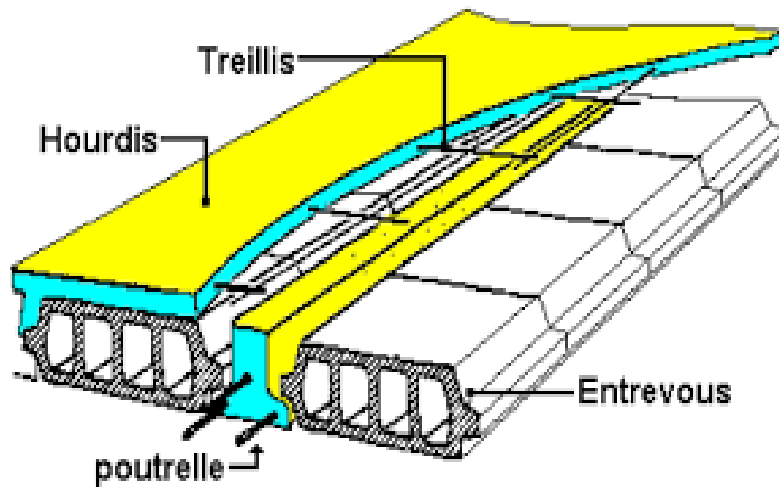
$$G = 8.44 \text{ kN/m}^2.$$

### **b/ Surcharge d'exploitation (Q) :**

$$Q = 1 \text{ kN/m}^2 \text{ [11].}$$

## **2. Plancher courant :**

### **a/ Charges permanentes(G) :**

✓ **Dalle en corps creux :**

II-2 plancher en corps creux

1. Revêtement en carrelage .....	0,02x2200 = 0,44 kN/m <sup>2</sup> .
2. Mortier de pose .....	0,02 x2000 = 0,4kN/m <sup>2</sup> .
3. Lit de sable .....	0,02 x 1800 = 0,36 kN/m <sup>2</sup> .
4. Dalle en corps creux.....	0,24x1360 = 3,26 kN/m <sup>2</sup> .
5. Enduit plâtre.....	0,02 x1000 = 0,2kN/m <sup>2</sup> .
6. Cloisons légères .....	= 1 kN/m <sup>2</sup> .

$$G = 5,66kN/m^2.$$

✓ **Dalle pleine en béton armé :**

1. Revêtement en carrelage .....	0,02x2200 = 0,44 kN/m <sup>2</sup> .
2. Mortier de pose .....	0,02x2000 = 0,40 kN/m <sup>2</sup> .
3. Lit de sable .....	0,02x1800 = 0,36 kN/m <sup>2</sup> .
4. Dalle pleine (BA).....	0,20x2500 = 5kN/m <sup>2</sup> .
5. Enduit plâtre .....	0,02x1000 = 0,2kN/m <sup>2</sup> .
6. Cloisons légères .....	= 1kN/m <sup>2</sup> .

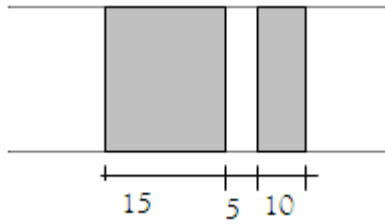
$$G = 7,40 kN/m^2.$$

**b/ Surcharge d'exploitation (Q) :**

$Q = 2,5kN/m^2$ .....	(Bureaux proprement dits) [11].
$Q = 2,5kN/m^2$ .....	(Salle de projection et de conférence) [11].
$Q = 3,5 kN/m^2$ .....	(Zone de dépôts) [11].



**3. Murs extérieurs en maçonnerie :**



II-3 mur extérieur

La maçonnerie utilisée est en briques (double cloison) avec 30 % d'ouvertures :

Enduit extérieure :.....0,02x2000 = 0,18 kN/m<sup>2</sup>.

Briques creuses :.....0.9+1.3= 2,2kN/m<sup>2</sup>.

Enduit intérieur :.....0, 015x1200 = 0,18 kN/m<sup>2</sup>.

$$G= 2.56 \text{ kN/m}^2.$$

**NB :**

On estime les 30 % d'ouvertures .....2.56x0,7 = 1.79 kN/m<sup>2</sup>.

$$G= 1.79 \text{ kN/m}^2.$$

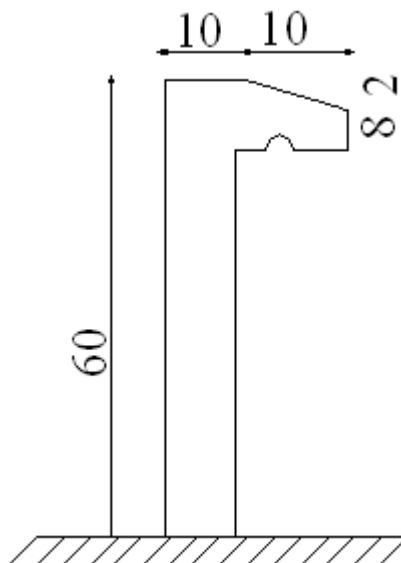
**4. Acrotère:**

$$\text{Surface de l'acrotère : } S = \left[ (0,1 \times 0,6) + (0,1 \times 0,08) + \frac{(0,1 \times 0,02)}{2} \right] = 0,069 \text{ m}^2$$

$$\text{Poids propre de l'acrotère } G = \rho_b \times S = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN / ml}$$

$$G=2,05 \text{ kN/ml.}$$

$$Q=0,90 \text{ kN/ml}$$



II-4 acrotère

## **5. Charges et surcharges des escaliers**

### ✓ **Paliers :**

Carrelage : .....	$0,02 \times 2200 = 0,44 \text{ kN/m}^2$ .
Mortier de pose : .....	$0,02 \times 2000 = 0,40 \text{ kN/m}^2$ .
Lit de sable : .....	$0,02 \times 1800 = 0,36 \text{ kN/m}^2$ .
Dalle pleine (BA) : .....	$0,20 \times 2500 = 5 \text{ kN/m}^2$ .
Enduit plâtre : .....	$0,02 \times 1000 = 0,20 \text{ kN/m}^2$ .

$$G = 6,40 \text{ kN / m}^2.$$

$$Q = 2,5 \text{ kN / m}^2.$$

### ✓ **SSVolée (paillasse) :**

Carrelage: .....	$0,02 \times 2200 = 0,44 \text{ kN / m}^2$ .
Mortier de pose : .....	$0,02 \times 2000 = 0,40 \text{ kN / m}^2$ .
Poids des marches : .....	$0,17 \times 2200 / 2 = 1,87 \text{ kN / m}^2$ .
Paillasse : .....	$0,12 \times 2500 / \cos \alpha = 3,53 \text{ kN / m}^2$ .
Enduit plâtre : .....	$0,02 \times 1000 = 0,20 \text{ kN / m}^2$ .
Garde corps : .....	$= 0,15 \text{ kN / m}^2$ .

$$G = 6,59 \text{ kN / m}^2.$$

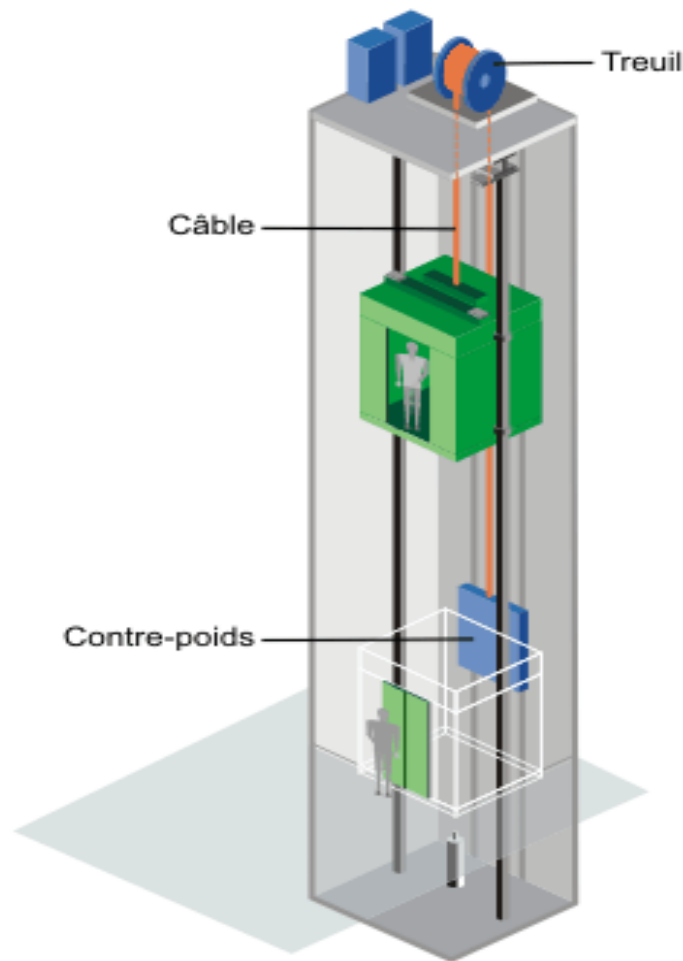
$$Q = 2,5 \text{ kN / m}^2.$$

## **6. Local d'ascenseur :**

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement par sa cabine et sa machinerie.

D'après la fiche technique les caractéristiques sont :

- Poids de la cabine vide :  $P_c = 28,5 \text{ kN}$ .
- Charge d'exploitation (pour notre cas de 10 personnes) :  $P_e = 7,50 \text{ kN}$ .
- Vitesse de l'ascenseur :  $V = 1 \text{ m/s}$ .



II-5 ascenseur

### II-3) Pré dimensionnement des planchers :

Ces dimensions doivent être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **BAEL 91[1]** et **C.B.A 93 [6]**.

#### 1. Plancher en corps creux :

$$\frac{L}{25} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

Avec :

**e** : Epaisseur de la dalle de compression + corps creux.

**L** : La distance maximale de la poutrelle  $L_{\max} = 5,1\text{m} \Rightarrow 20,40\text{cm} \leq e \leq 25,50\text{cm}$

On prend : (20+4) cm.

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions.

On a opté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- La facilité de réalisation.
- Les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

## 2. Plancher en Dalle pleine :

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{25}$$

Avec :

e: Epaisseur de la dalle pleine.

L : La distance maximale de la poutre  $L_{\max} = 5,1\text{m} \Rightarrow 14,57\text{cm} \leq e \leq 20,40\text{cm}$

On prend :  $e=20\text{cm}$ .

### NB :

Les dalles en générale s'appuient soit sur :

- les poutres (poutrelles).
- les murs porteurs en béton armé.

Dans notre cas les dalles s'appuient sur des murs porteurs en béton armé, nos dalles étant pleines (pour le sous sol), nous avons donc à déterminer les épaisseurs des dalles d'après les conditions suivantes :

- ✓ conditions d'isolation acoustique.
- ✓ conditions de sécurité au feu.
- ✓ condition de résistance à la flexion.
- ✓ condition de la limitation de la flèche.
- ✓ Formule empirique.

### a).Condition d'isolation acoustique :

Pour avoir une bonne isolation acoustique, il faut que :  $e_1 \geq 15\text{ cm}$

On adopte :  $e_1=15,00\text{cm}$ .

### b) .conditions de sécurité au feu :

- ✓  $e = 7\text{cm}$  .....Pour une heure de coupe de feu.
- ✓  $e = 11\text{cm}$  .....Pour deux heures de coupe feu. .
- ✓  $e = 17,5\text{ cm}$  .....Pour un coupe feu de quatre heures.

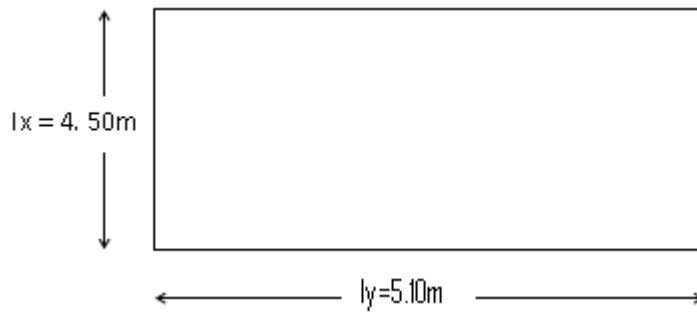
On adopte :  $e_2=18,00\text{cm}$ .

### c).condition de résistance à la flexion :

Pour avoir une bonne résistance on doit vérifier les deux inégalités :

- ✓  $\frac{l_x}{35} \leq e_3 \leq \frac{l_x}{30}$  .....Pour une dalle reposant sur deux appuis.

✓  $\frac{l_x}{50} \leq e_3 \leq \frac{l_x}{40}$  ..... Pour une dalle reposant sur trois ou quatre appuis.



II-6 plancher en dalle pleine

### Plancher en Dalle pleine

Donc notre cas on a :  $\frac{450}{50} \leq e_3 \leq \frac{450}{40} \Rightarrow 9,0 \leq e_3 \leq 11,25$

On prend :  $e_3 = 11,00\text{cm}$ .

#### d). condition de la limitation de la flèche :

$$\frac{450}{25} \leq e_3 \leq \frac{450}{20} \Rightarrow 18,00 \leq e_3 \leq 22,50$$

On prend :  $e_4 = 20,0\text{ cm}$ .

#### e). Formule empirique:

Pour les planchers à corps creux, l'épaisseur est conditionnée par:

$$e \geq \frac{l}{22.5}$$

**L** : Plus grande porté dans le sens considéré.

$$e \geq (4,50/22,50) = 0,20\text{ m} = 20\text{ cm}.$$

On prend :  $e_5 = 20,00\text{cm}$ .

#### f). Conclusion :

$e = \max \{ e_1, e_2, e_3, e_4, e_5 \}$  donc nous adoptons une épaisseur de 20 cm pour toutes les dalles pleine.

$$e = 20,00\text{cm}.$$

## II-4) Pré dimensionnement des poutres :

Le pré dimensionnement des poutres se fait globalement en deux étapes :

- ✓ Choix des sections des poutres selon les formules empiriques données par le « **BAEL 91 modifié 99** » [1] et vérification selon « **RPA 99 version 2003** » [2].
- ✓ Vérification de la flèche pour la section choisie.

### 1. Poutres principales (porteuses) :

D'après le « BAEL 91 modifié 99 » :

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $h/b \leq 4.0$
- $b_{\max} \leq 1,5h + b_1$

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

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

Avec :

- **L** : La portée maximale de la poutre.
- **h** : La hauteur de la section.
- **b** : La largeur de la section.

#### ✓ Détermination de la hauteur «h»:

On a :  $L=7,22\text{m}$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 48.13\text{cm} \leq h \leq 72.2\text{cm}$$

On prend : **h=50cm**

#### ✓ Détermination de la largeur «b»:

$$h = 50\text{cm} : 0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 15\text{cm} \leq b \leq 35\text{cm}$$

On prend : **b=30cm**

#### ✓ Vérification selon le «RPA 99 version 2003»:

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

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \Rightarrow b = 35\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ h \geq 30\text{cm} \Rightarrow h = 50\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1,42 < 4 \dots\dots\dots \text{CV} \end{cases}$$

✓ **Condition de rigidité :**

On doit vérifier que :

$$\left(\frac{h}{L}\right) > \left(\frac{1}{16}\right)$$

$$\frac{50}{510} = 0,0692 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{CV}$$

**2. Poutres secondaires (non porteuses) :**

elles sont parallèles aux poutrelles.

Lmax: portée maximale entre nus d'appuis

D'après le "BAEL 91 modifié 99" :

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

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

✓ **Détermination de la hauteur "h" :**

On a : L=4,35m

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 29\text{cm} \leq h \leq 43,5\text{cm}$$

On prend : **h=40cm**

✓ **Détermination de la largeur "b" :**

On prend : **b=30cm**

✓ **Vérification selon le "RPA 99 version 2003" :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \Rightarrow b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ h \geq 30\text{cm} \Rightarrow h = 40\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1,33 < 4 \dots\dots\dots \text{CV} \end{array} \right.$$

✓ **Condition de rigidité :**

On doit vérifier que :

$$\left( \frac{h}{L} \right) > \left( \frac{1}{16} \right)$$

$$\frac{40}{510} = 0,0919 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{CV}$$

**3. Conclusion :**

- Poutres porteuses..... (b x h)= (30x50) cm<sup>2</sup>
- Poutres secondaires.....(b x h)= (30x40) cm<sup>2</sup>

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

**5.1. Principe:**

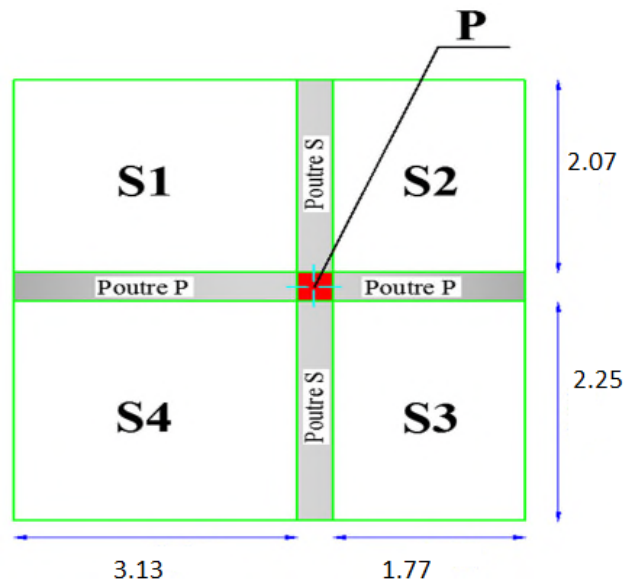
Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple. Le chois ce fait selon le poteau le plus sollicité de la structure ; ce qu'il correspondant un poteau reprendre la surface du plancher la plus importante

On utilise un calcul basé sur la descente de charge tous en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

**5.2. Poteau le plus sollicité:**

Le poteau qu'on va étudier est le poteau le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau qui recevra l'effort de compression maximal qu'on va déterminer à partir de la descente de charge.





II-7 le poteau plus sollicité

### 5.3. Surface reprise par poteau a chaque étage :

Soit S La surface supportée par le poteau :

$$S1 = 3.13 \times 2.07 = 6.47 \text{ m}^2 \text{ (plancher a corps creux)}$$

$$S2 = 2.07 \times 1.77 = 3.66 \text{ m}^2 \text{ (Dalle pleine)}$$

$$S3 = 1.77 \times 2.25 = 3.98 \text{ m}^2 \text{ (plancher a corps creux)}$$

$$S4 = 3.13 \times 2.25 = 7.04 \text{ m}^2 \text{ (plancher a corps creux)}$$

### 5.4. Effort normal ultime due à chaque niveau.

#### 5.4.1. Les efforts de compression due aux charges permanentes NG :

- Plancher terrasse :

$$\text{- Poids propre du plancher : } G_{\text{terrasse}} \times S = (6.47 + 3.98 + 7.04)6.7 + (3.66)8.44 = 117,49 \text{ KN}$$

$$\text{- Poids propre des poutres principales: } \gamma_b \times (bxh) \times L = 25 \times (0,30 \times 0,50) \times 4.90 = 18,37 \text{ KN}$$

$$\text{- Poids propre des poutres secondaires: } \gamma_b \times (bxh) \times L = 25 \times (0,30 \times 0,40) \times 4.32 = 12,96 \text{ KN}$$

$$G = 148,82 \text{ KN}$$

- Plancher étages courants :

$$\text{- Planchers étages : } G_{\text{étage}} \times S = (6.47 + 3.98 + 7.04)5,66 + (3.66 \times 7.4) = 126,07 \text{ KN}$$

$$\text{- Poids propre des poutres principales: } \gamma_b \times (bxh) \times L = 25 \times (0,30 \times 0,50) \times 4.90 = 10,24 \text{ KN}$$

$$\text{- Poids propre des poutres secondaires: } \gamma_b \times (bxh) \times L = 25 \times (0,30 \times 0,40) \times 4.32 = 8,21 \text{ KN}$$

$$G = 144,52 \text{ KN}$$

NB : au point de vue économique on doit dimensionner des poteaux en famille tout en fait une réduction des sections.

- on doit majorer l'effort normal ultime de 10% suivant les règles BAEL 91 modifié 99

### **5.4.2. Les efforts de compression due aux charges d'exploitations Q :**

#### **Loi de dégression:**

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

**Q** : Charge d'exploitation.

Ce qui donne par « **BAEL 91 modifié 99** » [1] :

Ce qui donne :  $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$  selon les règles de « BAEL 91 modifié 99 »

Avec :

- n : Nombre d'étage.
- Q0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- Q1, Q2,....., Qn : Les charges d'exploitation des planchers courants respectivement de haut vers le bas.

<i>Niveau des planchers</i>	<i>Charges d'exploitations</i>	<i><math>\Sigma</math> des charges d'exploitations</i>	<i><math>\Sigma</math> des charges d'exploitations (kN/m<sup>2</sup>)</i>
T	Q0	$\Sigma_0=Q_0$	<b>1</b>
P9	Q1	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	<b>3.50</b>
P8	Q2	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	<b>5.75</b>
P7	Q3	$\Sigma_3=Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$	<b>7.75</b>
P6	Q4	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	<b>9.5</b>
P5	Q5	$\Sigma_5=Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	<b>11</b>
P4	Q6	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	<b>12.25</b>
P3	Q7	$\Sigma_7=Q_0+0,71(Q_1+\dots\dots\dots+Q_7)$	<b>13.42</b>

P2	Q8	$\sum 8 = Q0 + 0,69(Q1 + \dots + Q8)$	<b>14.8</b>
P1	Q9	$\sum 9 = Q0 + 0,67(Q1 + \dots + Q9)$	<b>16.07</b>
P.RDC	Q10	$\sum 10 = Q0 + 0,65(Q1 + \dots + Q10)$	<b>17.25</b>

Tableau II-1 dégression des sur charges

## 6. Détermination de la section du poteau:

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression selon la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[ \frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

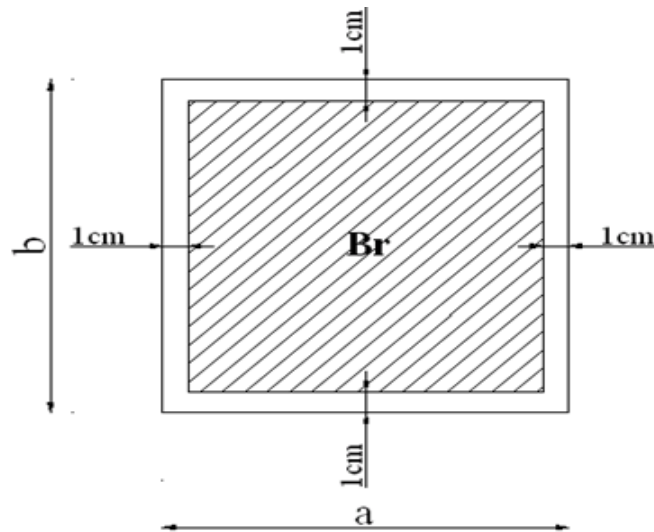
Avec :

- ✓  $N_u$  : Effort normal ultime (compression) :  $1,35G + 1,5Q$ .
- ✓  $\alpha$  : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité : ( $\alpha = f(\lambda)$ ).
- ✓  $\lambda$  : Elancement d'EULER :  $\left( \lambda = \frac{l_f}{i} \right)$ .
- ✓  $l_f$  : Longueur de flambement.
- ✓  $i$  : Rayon de giration :  $\left( i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$ .
- ✓  $I$  : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement :  $\left( I = \frac{bh^3}{12} \right)$ .
- ✓  $B$  : Surface de la section du béton ( $B = a \times b$ ).
- ✓  $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité pour le béton :  $\gamma_b = 1,50$  ..... situation durable.
- ✓  $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité pour l'acier :  $\gamma_s = 1,15$  ..... situation durable.
- ✓  $f_e$  : Limite élastique de l'acier : ( $f_e = 400$ MPa).
- ✓  $f_{c28}$  : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours :  $f_{c28} = 25$ MPa.
- ✓  $A_s$  : Section d'acier comprimée.
- ✓  $Br$  : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle  $l_{cm}$  d'épaisseur sur toute sa périphérie :  $Br = (a - 0,02) \times (b - 0,02)$  [m<sup>2</sup>].
- ✓ Selon le « **BAEL 91 modifié 99** » [1] :  $0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$
- ✓ On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que :  $\frac{A_s}{B} = 1\%$

$$\left. \begin{aligned} \bullet \alpha &= \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda &= 50 \\ \bullet \alpha &= 0,6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{aligned} \right\}$$

✓ Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre  $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

✓ On tire de l'équation (1) la valeur de  $Br$  :



### II-8 section réduite des poteaux

On doit dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire  $\lambda \leq 50$

#### 6.1. Exemple de calcul:

On prend comme exemple de calcul les poteaux de RDC, d'où :

Hauteur libre du poteau = (hauteur d'étage – hauteur de la poutre principale)

$$h_0 = 3,74 - 0,5 = 3,24 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } L_f = 0,7 h_0 = 0,7 \times 3,24 = 2,268 \text{ cm}$$

$$N_G = 148,82 + (10 \times 144,52) = 1594,02 \text{ KN}$$

$$N_Q = 21,16(1 + 3,5 + 5,75 + 9,5 + 11 + 12,25 + 14,8 + 16,07 + 17,25)$$

$$= 2376,05 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,10(1,35 N_G + 1,50 N_Q) = 1,10(1,35 \times 1594,02 + 1,50 \times 2376,05)$$

$$\Rightarrow N_u = 5716 \text{ KN}$$

### 6.1.1. Détermination de (a) :

$$B = b \cdot a$$

$$I = \frac{b \cdot a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b \cdot a^3}{12 \cdot a \cdot b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$$

$$\left( \lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{302,4}{0,289a} \leq 50 \right) \Rightarrow \left( a \geq \frac{302,4}{0,289 \cdot 50} = 20,95 \text{ cm} \right)$$

On prend: **a = 50cm**

$$\lambda = 0,7L_0/i \Rightarrow \lambda = 302,4/14,43 = 20,95 < 50 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

### 6.1.2. Détermination de (b):

Selon les règles du **B.A.E.L91**, l'effort normal ultime  $N_u$  doit être :

$$N_u \leq \alpha \cdot \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$B_r = (50-2) \times (b-2) = 48 \times (b-2) \text{ cm}^2$$

Selon le "Le RPA 99 version 2003"  $A_s = 0,8\% B_r \dots\dots\dots \text{Zone IIa}$

$$A_s = 0,8\% [48(b-2)] = 0,384(b-2) \text{ cm}^2$$

$$\lambda = 20,95 \leq 50$$

$$\alpha = 0,85 / [1 + 0,2(\lambda/35)^2]$$

$$\alpha = 0,85 / [1 + 0,2(20,95/50)^2]$$

$$\alpha = 0,793$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15$$

$$N_u \leq 0,793 \left[ \frac{48(b-2) \cdot 25}{0,9 \cdot 1,5 \cdot 10} + \frac{0,384(b-2) \cdot 400}{1,15} \right]$$

$$b \geq 34,4 \text{ cm}$$

Donc, on prend  $b = 50\text{cm}$

### 6.1.3. Dimensions minimaux requis par le « RPA99 version 2003 » [2]:

D'après l'article 7.4.1, pour une zone sismique IIa, on doit avoir au minimum :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a;b) = 50\text{cm} \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Min}(a;b) > \frac{h_e}{20} = \frac{324}{20} = 21,6\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow 0,25 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Avec :  $h_e$ : Hauteur d'étage.

Donc, On adopte pour des poteaux de sous sol une section carrée ( $a=b$ ) = ( 50x50 )  $\text{cm}^2$

### 6.1.4. Tableau récapitulatif des sections des poteaux par familles :

Types	Niveaux	$N_G$ (kN)	$N_Q$ (kN)	$N_u$ (kN)	b (cm)	Le choix ( $\text{cm}^2$ )	Observation
04	9 <sup>eme</sup>	148.82	21.16	232.64		30×30	Vérifiée
	8 <sup>eme</sup>	293.34	95.22	538.83	7.25	30×30	Vérifiée
03	7 <sup>eme</sup>	437.86	216.89	916.44	/	40×40	Vérifiée
	6 <sup>eme</sup>	582.38	417.91	1413.07	/	40×40	Vérifiée
	5 <sup>eme</sup>	726.9	650.67	1957.32	15.63	40×40	Vérifiée
02	4 <sup>eme</sup>	871.42	909.88	2541.23	/	45×45	Vérifiée
	3 <sup>eme</sup>	1015.94	1193.84	3162.28	/	45×45	Vérifiée
	2 <sup>eme</sup>	1160.46	1507.01	3827.14	25.42	45×45	Vérifiée
01	1 <sup>er</sup> étage	1304.98	1847.05	4532.30	/	50×50	Vérifiée
	RDC	1449.5	2011.04	4973.39	/	50×50	Vérifiée
	S/SOL	1594,02	2376.05	5716.01	34.40	50×50	Vérifiée

II-2 Tableau récapitulatif des sections des poteaux

## **II-6) Pré dimensionnement des voiles :**

L'épaisseur des murs voile (voile périphérique ou de contreventement) se fait selon les règles parasismiques algériennes (version 2003).

D'où leur l'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (charges et surcharges) et les transmettent aux fondations.

D'après le « RPA99 version 2003 » article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition:  $L \geq 4e$ . Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

L : longueur de voile.

e : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités indiquées.

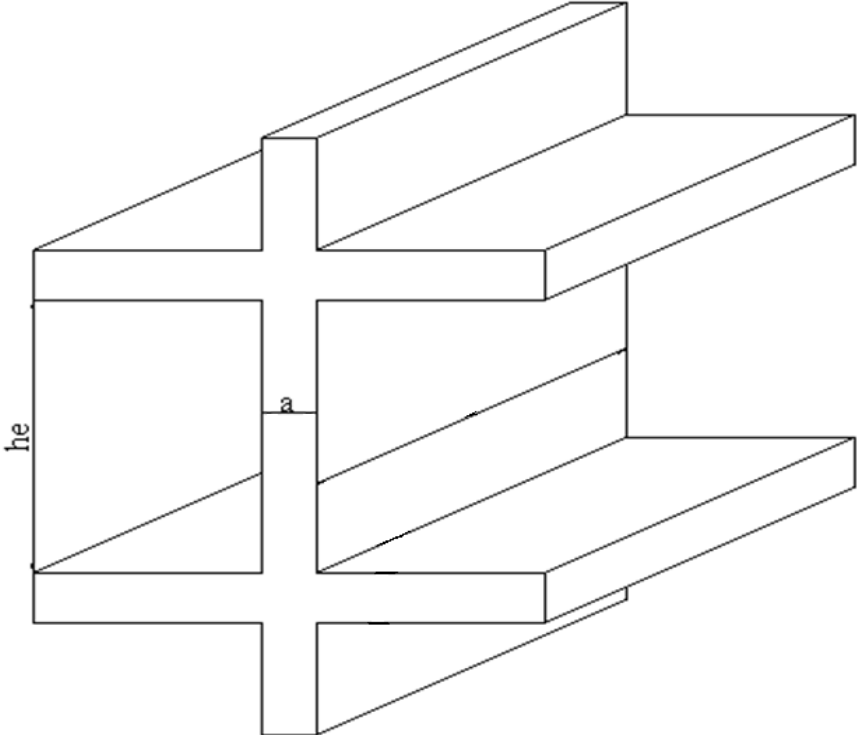
$$e \geq (h_e/25 ; h_e/22).$$

$$h_e = 432 - 35 = 397 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_e}{25} = \frac{397}{25} = 15,88 \text{ cm} \\ \frac{h_e}{22} = \frac{397}{22} = 18,05 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$e \geq (15,56 \text{ cm}; 18,05 \text{ cm}; 15 \text{ cm}).$$

Donc l'épaisseur des voiles des contreventements et des voiles périphériques :  $e = 20 \text{ cm}$



II-9 schéma du voile



# Chapitre III

## **Calcul des éléments Secondaires**

## III.1. ACROTÈRE

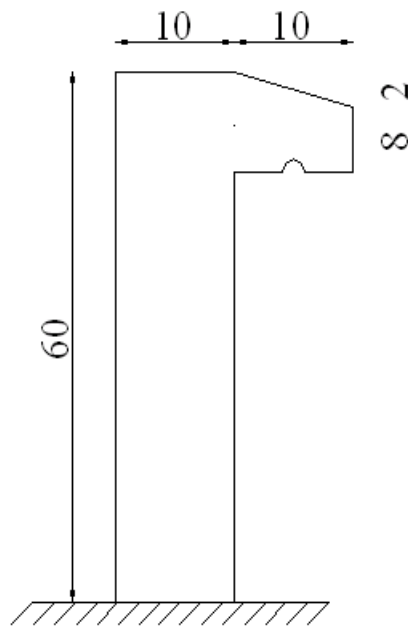
### III.1.1. INTRODUCTION

L'acrotère est un élément non structural .Il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse. D'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante  $Q=1kN/ml$ .

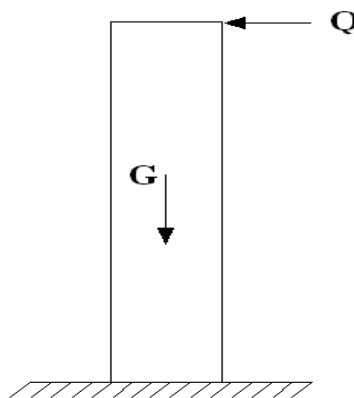
Le calcul se fait pour une bande de  $1m$  de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur  $b=100cm$
- Hauteur  $H=60cm$
- Epaisseur  $e=10cm$



III-1 acrotère

### III.1.2. EVALUATION DES CHARGES



III-2 sollicitations de l'acrotère

**a. Charges permanentes :**

- Surface de l'acrotère :

$$S = \left[ (0,1 \times 0,6) + (0,1 \times 0,08) + \frac{(0,1 \times 0,02)}{2} \right] = 0,069m^2$$

- Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0,069 = 1,725kN / ml$$

- Revêtement en ciment ( $e=2cm ; \rho=14kN/m^3$ ) :

$$G = \rho_{ci} \times e \times P_{cme} = 14 \times 0,02 \times (60 + 10) \times 2 \cdot 10^{-2} = 0,392kN / ml$$

$$G=2,117kN/ml$$

**b. Charge d'exploitation :**

- $Q=1,00kN/ml$

- L'action des forces horizontales  $Q_h$  : ( $F_p$ )

L'action des forces horizontales est donnée par :  $F_p=4A C_p W_p$  [2]

Avec :

$A$  : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés [ $A=0,25$ ].....groupe 2.

$C_p$  : Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1)..... [ $C_p=0,8$ ].

$W_p$  : Poids de l'acrotère =  $2,117kN$ .

$F_p=4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,12 = 1,694kN$ .

$Q_u = \text{Max}(1,5Q ; F_p)$

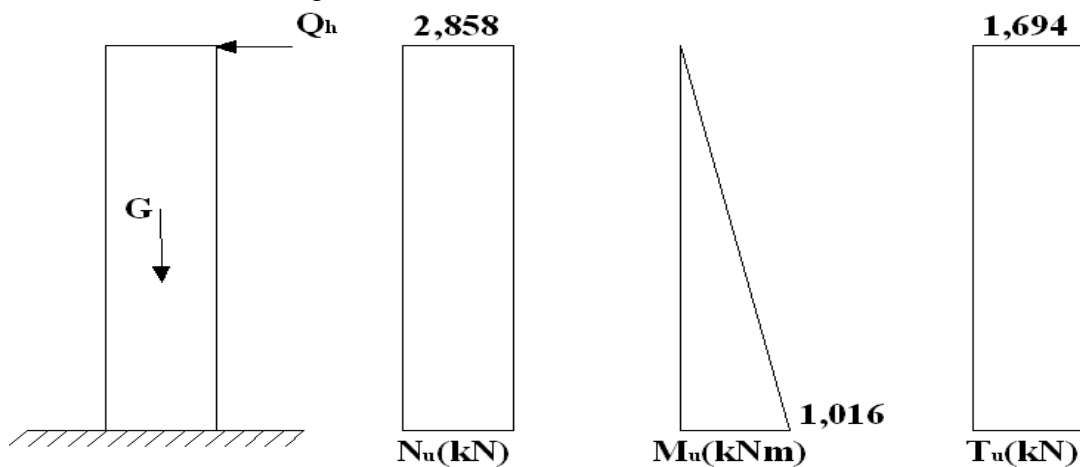
$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,694kN \\ 1,5Q = 1,5kN \end{array} \right\} \Rightarrow Q_u = Q_h = 1,694kN$$

Donc pour une bande de  $1m$  de largeur :

$G=2,117kN/ml$  et  $Q=1,694kN/ml$

**III.1.3. CALCUL DES EFFORTS**

Pour une bande de  $1m$  de largeur :



III-3 diagrammes des efforts à l'ELU

**E.L.U :**

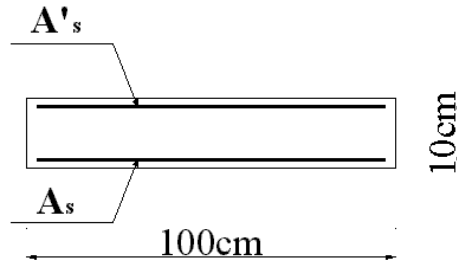
$$\begin{aligned} N_u &= 1,35G = 2,858 \text{ kN} \\ M_u &= Q_h h = 1,0164 \text{ kNm} \\ T_u &= Q_h = 1,694 \text{ kN} \end{aligned}$$

**E.L.S :**

$$\begin{aligned} N_{ser} &= G = 2,117 \text{ kN} \\ M_{ser} &= Q_h h = 1,016 \text{ kNm} \\ T_{ser} &= Q_h = 1,694 \text{ kN} \end{aligned}$$

### **III.1.4. FERRAILLAGE DE L'ACROTÈRE**

$$h = 10 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; c = c' = 2 \text{ cm} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$



**Calcul de l'excentricité:**

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,016}{2,858} = 35,55 \text{ cm} \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \end{aligned} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif  $M_f$ .

**Calcul du moment fictif " $M_f$ " :**

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c' \right) = 1,1 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,012$$

$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$  Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,01509$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 7,951 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,012 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z \sigma_s} = 39,755 \text{ mm}^2$$

$$\bullet A_{s1} = A'_s = 0$$

$$\bullet A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 31,54 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0,31 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

### III.1.5. VÉRIFICATION DE LA SECTION D'ACIER SELON "BAEL 91 MODIFIÉ 99" [1]

Il faut vérifier  $A_s$  avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec :

$$f_{t28}=2,1\text{MPa}; f_e=400\text{MPa}; b=100\text{cm}; d=9\text{cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \{1\text{cm}^2; 1,087\text{cm}^2\} = 1,087\text{cm}^2$$

Donc : on adopte finalement pour  $6T6=1,70\text{cm}^2$

$$\text{Avec un espacement } S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

### III.1.6. ARMATURES DE RÉPARTITIONS

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,425\text{cm}^2$$

$$\text{On choisi } 4T6=1,13\text{cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t = \frac{60-5}{3} = \frac{55}{3} \approx 18\text{cm}$$

### III.1.7. VÉRIFICATION À L'E.L.S

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 48\text{cm}$$

On a :  $e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée (SPC).

$C$  : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C = d - e_A$$

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left( d - \frac{h}{2} \right) = 52\text{cm} \Rightarrow C = -43\text{cm} \quad (C < 0)$$

D'après le "BAEL 91 modifié 99" [1], on doit résoudre l'équation suivant :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

$y_c$  : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

$$n = 15; \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -5467,44 \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 154876,88 \end{array} \right.$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = -2,261.10^8$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,99 \Rightarrow \varphi = 171,89^\circ$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 85,38$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -85,28cm$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 46,13cm$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 39,16cm$$

La solution qui convient est :  $y_c = 46,13cm$

Car :  $0 < y_{ser} = y_c + c < d$

$$0 < y_{ser} = 46,13 - 43 = 3,13cm < 9cm \quad \text{Donc : } \begin{cases} y_{ser} = 3,13cm \\ y_c = 46,13cm \end{cases}$$

**Calcul du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - c')^2] = 1900,79cm^4 \quad ; \quad n = 15$$

**Vérification des contraintes**

**a. Contrainte du béton :**

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,117.10^3 \times 46,13.10}{1900,79.10^4}\right) \times 31,3 = 1,608MPa < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**b. Contraintes de l'acier :**

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} fe; \text{Max}(0,5 fe; 110\sqrt{\eta f_{ij}})\right) = 201,63MPa \dots\dots\dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 45,238MPa < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

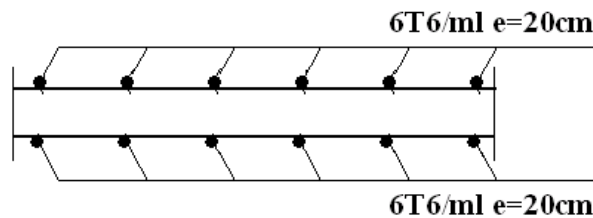
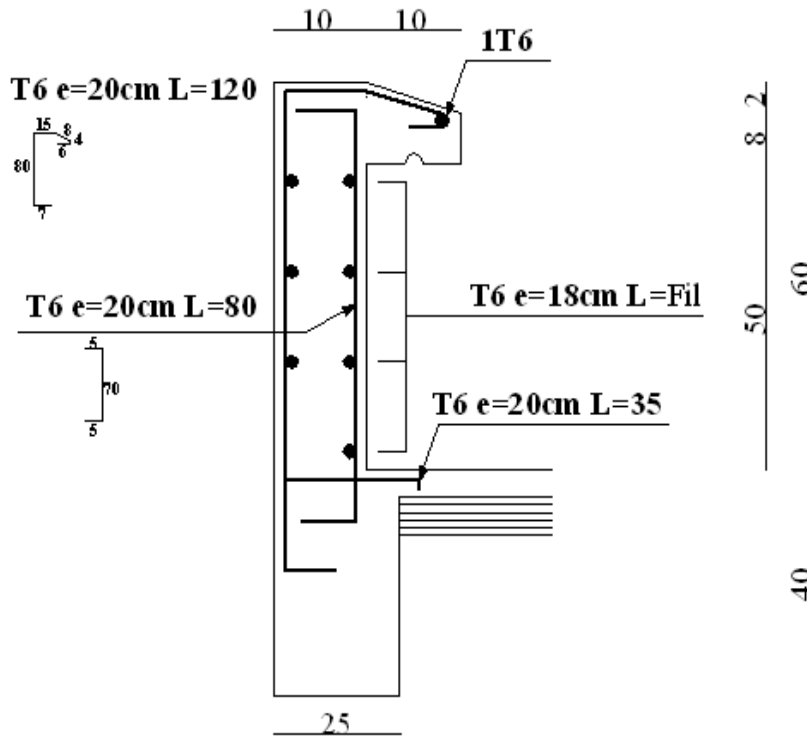
$$\sigma'_s = 8,708MPa < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**III.1.8. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT**

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1f_{c28}; 4MPa\} = 2,5MPa$$

$$\tau_u = \frac{1,694.10^3}{90.10^3} = 0,0188MPa < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$



III-4ferrailage de l'acrotère

## III.2. ETUDE DES PLANCHERS

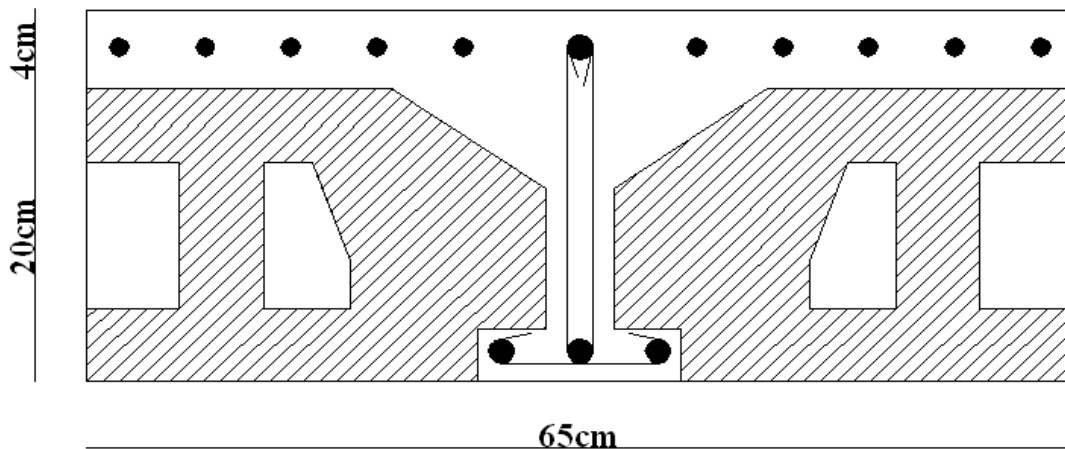
### III.2.1. INTRODUCTION

Les planchers sont des éléments plans horizontaux et qui ont pour rôle :

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

### III.2.2. PLANCHER EN CORPS CREUX

Ce type de planchers est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension  $(20 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$  avec une dalle de compression de  $5 \text{ cm}$  d'épaisseur.



III-5 coup du plancher en corps creux

#### a. Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués ou coulés, leur calcul est associé à une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

##### a.1. Dimensions de la poutrelles :

$$\frac{1}{25} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{1}{20} \quad [3] \Rightarrow \frac{435}{25} \leq h \leq \frac{435}{20}$$

$$\Rightarrow 17,40 \leq h \leq 21,75 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} h = 25 \text{ cm} & ; & h_0 = 4 \text{ cm} \\ b = 65 \text{ cm} & ; & b_0 = 12 \text{ cm} \\ c = \frac{b - b_0}{2} = 26,5 \text{ cm} \end{cases}$$



**a.2. Calcul des moments :**

Etant donnée que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

**a.2.1. Méthode forfaitaire [1] :**

**a.2.1.1. Domaine d'application :**

$$H_1 : Q \leq \text{Max} \{2G ; 5kN/m^2\}$$

$H_2$  : Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travée en continuité.

$H_3$  : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$H_4$  : Fissuration non préjudiciable.

**a.2.1.2. Exposé de la méthode :**

$$\bullet \alpha = \frac{Q}{G + Q}$$

$$\bullet M_t \geq \text{Max} \{1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$\bullet M_t \geq \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée intermédiaire} \\ (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \end{cases}$$

Avec :

$M_0$  : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w ; M_e)$  : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

$M_t$  : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

**Moment sur appuis :**

- $M = 0,2M_0 \dots\dots\dots$  appuis de rive
- $M = 0,6M_0 \dots\dots\dots$  pour une poutre à deux travées
- $M = 0,5M_0 \dots\dots\dots$  pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travée
- $M = 0,4M_0 \dots\dots\dots$  pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées

**a.2.2. Méthode de CAQUOT [1] :**

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

**a.2.2.1. Exposé de la méthode :**

**\* Moment sur appuis :**

\*  $M_a = 0,15M_0$ .....Appuis de rives

\*  $M_a = -\frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w + l_e)}$ .....Appuis intermédiaires

Avec :  $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

**• Moment en travée :**

$$M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left( \frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \right)x + M_w$$

Avec :

$M_0$  : La valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w; M_e)$  : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

$q_w$  : Charge répartie à gauche de l'appui considérée.

$q_e$  : Charge répartie à droite de l'appui considérée.

On calcul, de chaque coté de l'appui, les longueurs de travées fictives " $l_w$ " à gauche et " $l_e$ " à droite, avec :

$l_w = l$ .....pour une travée de rive

$l_e = 0,8l$ .....pour une travée intermédiaire

Où " $l$ " représente la portée de la travée libre.

**\* Effort tranchant :**

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql_w}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l_w} \\ T_e = -\left( \frac{ql_w}{2} + \frac{M_e}{l_w} \right) \end{cases}$$

Avec :

$T_w$  : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

$T_e$  : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

**a.3. Calcul des poutrelles :**

Le calcul se fait en deux étapes :

- 1<sup>ère</sup> étape : Avant le coulage de la table de compression.
- 2<sup>ème</sup> étape : Après le coulage de la table de compression.

**\* 1<sup>ère</sup> étape :** Avant le coulage de la table de compression

- Poutrelle de travée  $L=4.35m$
- On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :
  - Son poids propre.
  - Poids du corps creux.
  - Surcharge due à l'ouvrier  $Q=1kN/m^2$

Evaluation des charges et surcharges :➤ Charges permanentes :Poids propre de la poutrelle..... $0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,15 \text{ kN/ml}$ Poids du corps creux..... $0,65 \times 0,20 \times 14 = 1,82 \text{ kN/ml}$ 

---

 $G = 1,97 \text{ kN/ml}$

➤ Charges d'exploitation :

$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}$

Combinaison des charges :

E.L.U. :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 3,64 \text{ kN/ml}$

E.L.S. :  $q_{ser} = G + Q = 2,62 \text{ kN/ml}$

Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3,64 \times (5,1)^2}{8} = 9,21 \text{ kNm}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{2,62 \times (5,1)^2}{8} = 6,63 \text{ kNm}$$

Ferraillage :

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U

 $M_u = 9,21 \text{ kNm}$  ;  $b = 12 \text{ cm}$  ;  $d = 4,5 \text{ cm}$  ;  $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$ 

D'après l'organigramme de la flexion simple; on a:

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 2,57 > \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

On prévoit donc des étalements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

\* 2<sup>ème</sup> étape : Après le coulage de la table de compression

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en "Té"

Evaluation des charges et surcharges :❖ Plancher terrasse :➤ Charge permanentes :

$G = 6,7 \times 0,65 = 4,35 \text{ kN/ml}$

➤ Surcharges d'exploitation :

$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}$$

❖ Plancher courant :

➤ Charge permanente :

$$G = 5,66 \times 0,65 = 3,676 \text{ kN/ml}$$

➤ Surcharge d'exploitation :

$$Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ kN/ml}$$

Combinaison des charges :

➤ Plancher terrasse :

$$\text{E.L.U : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,847 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S : } q_{ser} = G + Q = 5 \text{ kN/ml}$$

➤ Plancher courant :

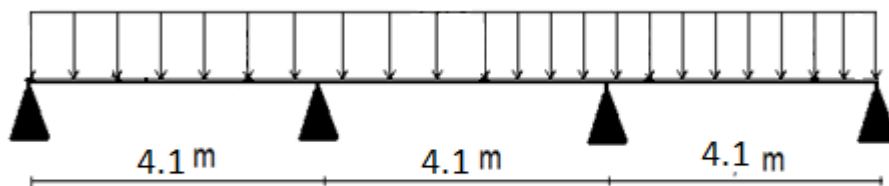
$$\text{E.L.U : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 7,4 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S : } q_{ser} = G + Q = 5,30 \text{ kN/ml}$$

Conclusion :

Le plancher courant est le plus sollicité.

• Poutrelles à 03 travées :



$$\begin{cases} q_u = 7,4 \text{ kN / ml} \\ q_{ser} = 5,3 \text{ kN / ml} \end{cases}$$

La méthode forfaitaire est applicable car les quatre hypothèse sont vérifiées c'est-à-dire:

$$\mathbf{H_1 : } Q \leq \text{Max} \{ 2G ; 5 \text{ kN/m}^2 \}$$

**H<sub>2</sub>** : Les moments d’inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travée en continuité.

**H<sub>3</sub>** : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$$0,8 < \frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{4,50}{4,50} = 1 < 1,25 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

**H<sub>4</sub>** : Fissuration non préjudiciable.

Alors, on utilise la méthode forfaitaire

Les efforts obtenus ainsi que les diagrammes des efforts sont présentes dans les tableaux et les diagrammes qui suivent :

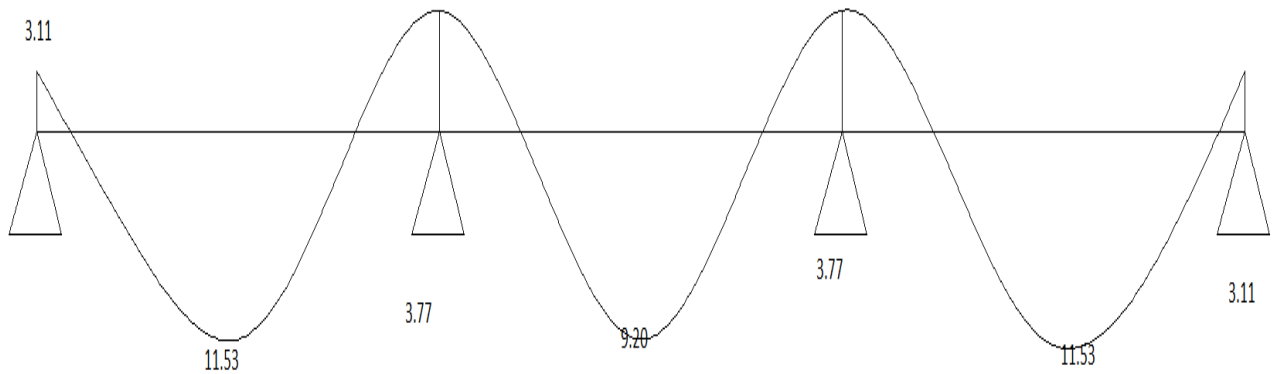
<b>CALCUL DES POUTRELLES:</b>										
G=	<b>5.65</b>	kn/ml			α=	0.31	N=	<b>3</b>		
Q=	<b>2.50</b>	kn/ml			<b>1,2+0,3α=</b>	1.29				
Qu=	<b>7.40</b>				<b>1+0,3α=</b>	1.09	<b>max=</b>	1.09		
Travee	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7	T8		
Portee	<b>4.10</b>	<b>4.10</b>	<b>4.10</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>		
Appuis	A	B	C	D	E	F	G	H	I	
Coef	0.20	0.50	0.50	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
charges	7.40	7.40	7.40	7.40	7.40	7.40	7.40	7.40		
M <sub>o</sub>	15.54	15.54	15.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
M <sub>a</sub>	<b>3.11</b>	<b>7.77</b>	<b>7.77</b>	<b>3.11</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	0.00	
M <sub>t1</sub>	10.039	8.48	10.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
M <sub>t2</sub>	11.53	9.20	11.53	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
M <sub>t</sub>	11.53	9.20	11.53	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
T <sub>w</sub>	14.023	15.16	16.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
T <sub>e</sub>		-16.30	-15.16	-14.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	

F <sub>c28</sub> =	<b>25</b>	<b>Mpa</b>
f <sub>e</sub> =	<b>400</b>	<b>Mpa</b>
b=	<b>65</b>	<b>cm</b>
b <sub>0</sub> =	<b>12</b>	<b>cm</b>
h=	<b>25</b>	<b>cm</b>
d=	22.5	<b>cm</b>

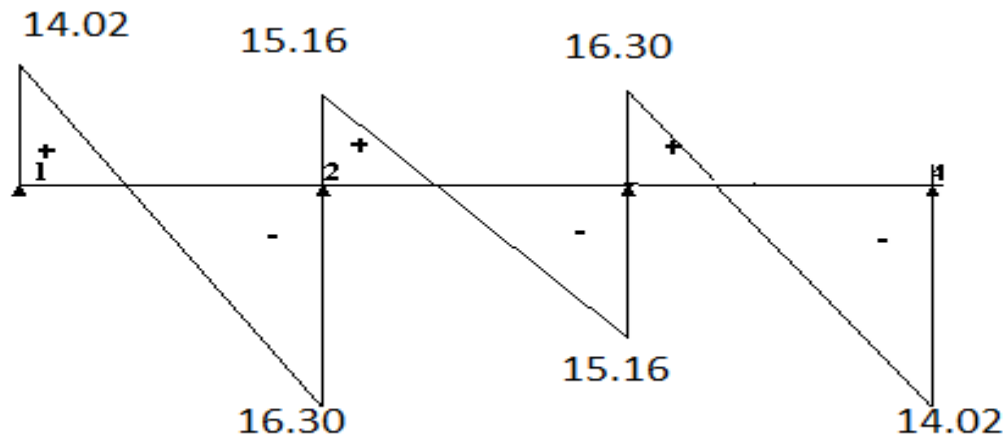
M <sub>a</sub> =	<b>7.770</b>	Kn.m
M <sub>t</sub> =	<b>11.531</b>	Kn.m
T=	<b>16.298</b>	Kn
τ <sub>u</sub> =	<b>0.604</b>	Mpa

Diagrammes des efforts internes :

- **Moment fléchissant :**



• **Effort tranchant :**



**b. Calcul du ferrillage :**

- On considère pour le ferrillage le type de poutelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple. Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

**E.L.U :**  $M_{tu}^{max} = 11,53 kNm$

$M_{au}^{max} = 7,77 kNm$

$T_u^{max} = 16,29 kN$

**E.L.S :**  $M_{tser}^{max} = 8,38 kNm$

$M_{aser}^{max} = 6,45 kNm$

**b.1. Ferrillage en travée :**

$h = 20 cm ; h_0 = 5 cm ; b = 65 cm ; b_0 = 12 cm ; d = 0,9h = 18 cm ; \sigma_{bc} = 14,17 MPa ; f_e = 400 MPa ; f_{c28} = 25 MPa ; f_{t28} = 2,1 MPa$

Le calcul des sections en forme de "Té" s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si  $M_u < M_{tab}$  : l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si  $M_u > M_{tab}$  : l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 71,38kNm$$

On a :  $M_{tu} < M_{tab}$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table "b".

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura :

Tableau.III.1 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée

$M_{tu}(kNm)$	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A_s'(cm^2)$	$\alpha$	$Z(cm)$	$\mu < 0,186$	$\zeta_s$	$\sigma_s(MPa)$	$A_s(cm^2)$
11,53	0,041	Oui	0	0,052	17,62	Oui	10‰	348	2,69

**b.1.1. Condition de non fragilité :**

$$A_s^{min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,41cm^2$$

$$A_s = Max\{1,69cm^2 ; 2,69cm^2\} = 2,69cm^2$$

Choix : 2T12 + 1T10 ( $A_s = 3,05cm^2$ )

**b.2. Ferrailage sur appuis :**

On a :  $M_{au}^{max} = 7,77kNm < M_{tab} = 71,38 kNm$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ( $b_0xh$ ) en flexion simple.

Tableau.III.2 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis

$M_{tu}(kNm)$	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A_s'(cm^2)$	$\alpha$	$Z(cm)$	$\mu < 0,186$	$\zeta_s$	$\sigma_s(MPa)$	$A_s(cm^2)$
7,77	0,029	Oui	0	0,036	17,74	Oui	10‰	348	1,39

**b.2.1. Condition de non fragilité :**

$$A_s^{min} \geq 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,26cm^2$$

$$A_s = 1,39cm^2 > A_s^{min} = 0,26cm^2$$

Choix : 2T12 ( $A_s = 2,26cm^2$ )

**c. Vérifications :**

**c.1. Effort tranchant :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire :  $T_u^{max} = 17,66kN$ .

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = Min \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5MPa \right\} = 3,33MPa \dots \dots \dots Fissuration peu nuisible$$

Tel que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0d} = 0,817MPa < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots Vérifiée$$

**Au voisinage des appuis :**

• **Appuis de rives :**

- **Vérification de la compression du béton [1] :**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9b_0d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :  $T_u = 20,72kN$  (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{16,30.10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 0,839MPa < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales [1] :**

$$A_s = 2,26cm^2 \geq \frac{T_u}{f_e} = 0,46cm^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

• **Appuis intermédiaires :**

- **Vérification de la contrainte de compression [1] :**

$$\sigma_b = \frac{T_u^{max}}{0,9b_0d} = \frac{17,66.10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 0,908MPa < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**Vérification des armatures longitudinales [1] :**

$$A_s = 2,26cm^2 \geq \frac{T_u^{max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = -1,39cm^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**c.2. Vérification à l'E.L.S :**

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

**c.2.1. Vérification des contraintes du béton [1] :**

Soit "y" la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment  $M_{ser}$ , la contrainte à une distance "y" de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

**Détermination de l'axe neutre :**

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

Avec :  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$  ;  $b = 65cm$  (travée) ;  $b_0 = 12cm$  (appuis) ;  $c = c' = 2cm$

y : Est solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :



$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2 \end{cases}$$

- Si  $y < h_0 \Rightarrow$  l'hypothèse est vérifiée
- Si  $y > h_0 \Rightarrow$  la distance "y" et le moment d'inertie "I" se Calculent par les formules

qui suivent :

$$\begin{cases} b_0y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3}y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0\left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \end{cases}$$

Tableau.III.3 : Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS

	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$A'_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	Vérification
<b>Travée</b>	11.53	2.69	0.97	3.94	15439,53	3.15	Vérifiée
<b>Appuis</b>	7.77	1,39	1.47	3.26	13888,04	2.07	Vérifiée

**c.2.2. Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier : [3]

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0d} \leq \frac{4,2}{fe}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec :

$h=24cm ; b_0=12cm ; d=18cm ; L=4.5m ; M_{iser}=12.36kNm ; M_0=17.66kNm ; A_s=2.67cm^2 ;$

•  $\frac{h}{L} = 0,053 < 0,0625 \dots \dots \dots non \text{ vérifiée}$

$fe=400MPa.$  Alors: •  $\frac{A_s}{b_0d} = 0,0123 < 0,0105 \dots \dots \dots non \text{ vérifiée}$

•  $\frac{h}{L} = 0,053 < 0,0738 \dots \dots \dots non \text{ vérifiée}$

Puisque les deux conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale :  $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$  [1].

Tel que :  $\bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(cm)}{1000} & \text{si } L > 5m \\ \frac{L(cm)}{500} & \text{si } L \leq 5m \end{cases}$

$\bar{f} = 1,07cm \dots \dots \dots (L=5,73m)$

$f_i$ : La flèche due aux charges instantanées.

$f_v$ : La flèche due aux charges de longue durée.

**- Position de l'axe neutre  $\overleftarrow{y_I}$  [1]:**

$$y_I = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left( \frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s}$$

**- Moment d'inertie de la section totale homogène  $\overleftarrow{I_0}$  [1]:**

$$I_0 = \frac{b}{3} y_I^3 + \frac{b_0}{3} (h - y_I)^3 - \frac{(b - b_0)}{3} (y_I - h_0)^3 + 15A_s (d - y_I)^2$$

**- Calcul des moments d'inerties fictifs [3]:**

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{c28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

$\sigma_s$  : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau.III.4 : Récapitulatif du calcul de la flèche

$M_{ser}$ ( $kNm$ )	$A_s$ ( $cm^2$ )	$Y_I$ ( $cm$ )	$\delta$	$\sigma_s$ ( $MPa$ )	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_0$ ( $cm^4$ )	$I_{fi}$ ( $cm^4$ )	$I_{fv}$ ( $cm^4$ )
14,45	3,05	8,53	0,0118	219,34	3,49	1,40	0,7049	35289,71	11210,33	17777,25

**- Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20MPa$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,40MPa$$

**- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**

$$f_i = \frac{M_{ser}l^2}{10E_iI_{fi}} = 0.965cm \quad (L = 4.1m)$$

**- Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$$f_v = \frac{M_{ser}l^2}{10E_vI_{fv}} = 1,85cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,885cm < \bar{f} = 1,07cm \dots\dots\dots vérifiée$$

**d. Calcul des armatures transversales et l'espacement :**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe=235MPa)

**☛ «BAEL 91 modifié 99» [1] :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj}K}{0,8fe} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40cm) \\ \bullet \frac{A_t fe}{b_0S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) \end{array} \right.$$

**☛ «RPA 99 version 2003» [2] :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

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

$\phi_l$  : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_l \leq \text{Min}(0,6\text{cm} ; 1\text{cm} ; 1,2\text{cm}) = 0,6\text{cm}$$

On adopte :  $\phi_l = 6\text{mm}$

Donc :

- Selon le "BAEL 91 modifié 99" [1] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 8,475.10^{-3} \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 19,44\text{cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 1,284.10^{-2} \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Selon le "RPA 99 version 2003" [2] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \\ \bullet S_t \leq 6,0\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 12,0\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

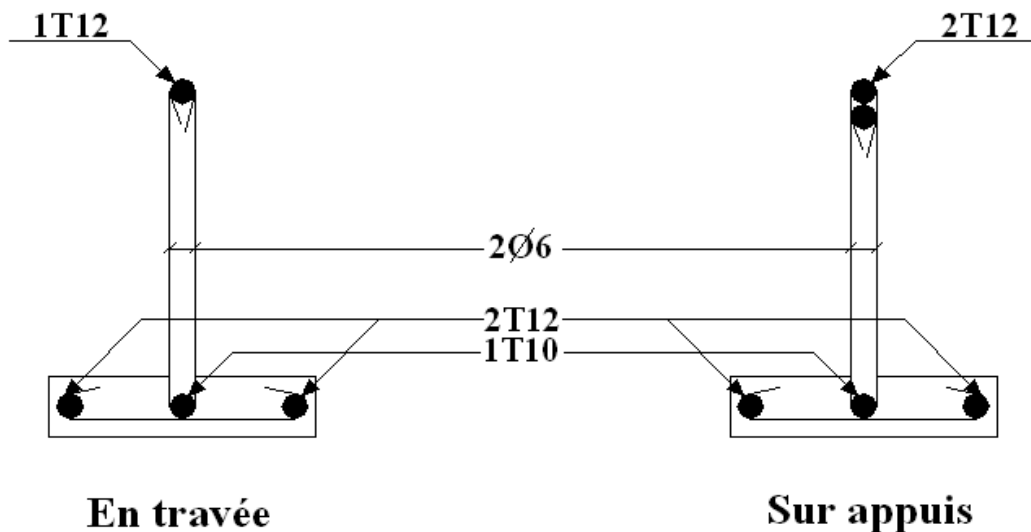
**Choix des armatures :**

On adopte :  $A_t = 2\phi 6 = 0,57\text{cm}^2$

**Choix des espacements :**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 15,83\text{cm}$$

$$\text{Donc : } \left\{ \begin{array}{l} S_t = 6\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 12\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$



III-6 disposition constructive des armatures des poutrelles

**e. Ferrailage de la dalle de compression :**

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{Si : } \begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4L_1}{fe} & (L_1 \text{ en cm}) \\ L_1 \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_2 = \frac{200}{fe} \end{cases}$$

Avec :

$L_1$  : Distance entre axes des poutrelles ( $L_1 = 65\text{cm}$ )

$A_1$  : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP)

$A_2$  : Armatures parallèles aux poutrelles (AR)

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

$f_e = 520\text{MPa}$  (quadrillage de TS.TIE520  $\rightarrow \varnothing \leq 6\text{mm}$ )

On a :  $L = 65\text{cm}$

Donc on obtient :  $A_1 = 0,5\text{cm}^2/\text{ml}$

On prend :  $6T5 = 1,18\text{cm}^2$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

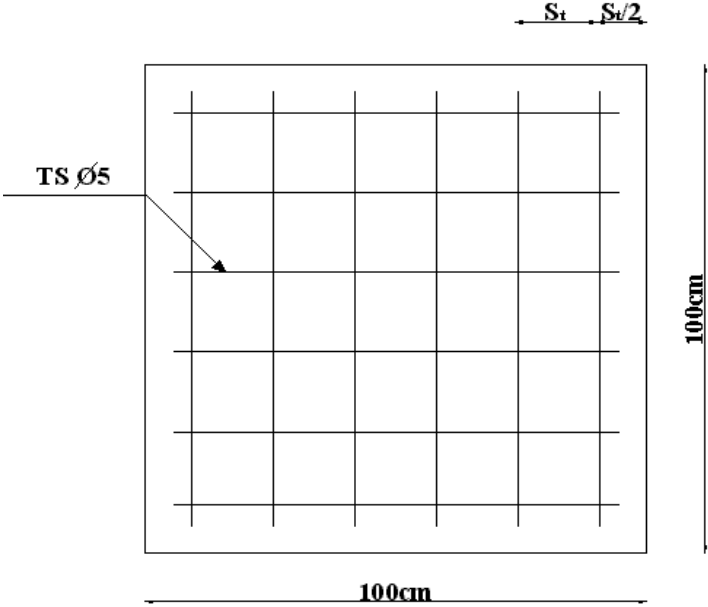
**Armatures de répartitions :**

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,49\text{cm}^2$$

Soit :  $6T5 = 1,18\text{cm}^2 \rightarrow S_t = 20\text{cm}$

**Conclusion :**

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.



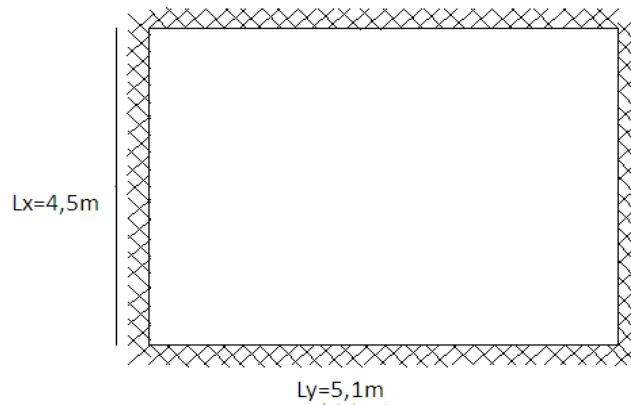
III-7 disposition constructive des armatures

### III.3. PLANCHER EN DALLE PLEINE

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargées perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis. Des dalles pleines en porte à faux (console) existent aussi.

Dans notre structure, on a des dalles pleines sous forme rectangulaire qui reposent sur quatre appuis, Pour le calcul ,On choisit la dalle la plus sollicitée.

#### III.3.1. EVALUATION DES CHARGES



$$G=7.40\text{kN/m}^2, Q=2.50\text{kN/m}^2.$$

**ELU :**

$$q_u=1,35G+1,5Q=13.74\text{kN/m}^2$$

**ELS :**

$$q_{ser}=G+Q=9.90\text{kN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.50}{5.10} = 0,88 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

#### III.3.2. CALCUL DES MOMENTS

- Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont fonction de  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$  et de  $\nu$ .

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires [1].

$$\rho = 0,88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0476 \\ \mu_y = 0,7438 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 13.24 kNm$$

$$M_y = \mu_y M_x = 9.85 kNm$$

• **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 9.93 kNm$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 7.39 kNm$$

• **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 6.62 kNm$$

**III.3.3. FERRAILLAGE DE LA DALLE**

$b=100cm ; h=20cm ; d=0,9h=18cm ; f_e=400MPa ; f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa ; \sigma_s=348MPa$   
 Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.5 : Ferrailage de la dalle pleine

	Sens	$M_u$ (kNm)	$\mu$	$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Z(cm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	Esp (cm)
<b>Travée</b>	x-x	9.93	0,021	0	0,026	17,81	1.60	4T8	2.01	25
	y-y	7.39	0,016	0	0,020	17,85	1.18	4T8	1.70	20
<b>Appuis</b>	x-x	6.62	0,014	0	0,018	17,87	1,06	4T8	2.01	25
	y-y									

**Espacement :**

**Travée :**

Sens x-x :  $esp = \frac{100}{4} = 25cm < Min(3h;33cm) = 33cm.....Vérifiée$

Sens y-y :  $esp = \frac{100}{5} = 20cm < Min(4h;45cm) = 45cm.....Vérifiée$

**Appuis :**

Sens x-x :  $esp = \frac{100}{4} = 25cm < Min(3h;33cm) = 33cm.....Vérifiée$

Sens y-y :  $esp = \frac{100}{4} = 25cm < Min(4h;45cm) = 45cm.....Vérifiée$

**III.3.4. CONDITION DE NON FRAGILITÉ**

On a :  $12cm \leq e \leq 30cm$   
 $h=e=20cm ; b=100cm$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1,72cm^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1,6cm^2 \end{cases}$$



Avec : 
$$\begin{cases} \rho_0 = 0,8\%_{00} \text{ pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,9 \end{cases}$$

**Travée :**

- Sens x-x :  $A_x = 2.01cm^2 > A_s^{min} = 1,72cm^2 \dots\dots\dots$ Vérifiée  
On prend :  $4T8 = 2.01cm^2 \Rightarrow esp = \frac{100}{4} = 25cm$
- Sens y-y :  $A_y = 1.70cm^2 > A_s^{min} = 1,60cm^2 \dots\dots\dots$ vérifiée  
On prend :  $6T8 = 1.70cm^2 \Rightarrow esp = \frac{100}{5} = 20cm$

**Appuis :**

- Sens x-x :  $A_x = 2,01cm^2 > A_s^{min} = 1,72cm^2 \dots\dots\dots$  vérifiée  
On prend :  $4T8 = 2,01cm^2 \Rightarrow esp = \frac{100}{4} = 25cm$
- Sens y-y :  $A_y = 2,01cm^2 > A_s^{min} = 1,60cm^2 \dots\dots\dots$ vérifiée  
On prend :  $4T8 = 2,01cm^2 \Rightarrow esp = \frac{100}{4} = 25cm$

**III.3.5. CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci dessous est vérifiée :  $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25MPa$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{13.74 \times 4.50 \times 5.10}{2 \times 4.50 + 5.10} = 22.36kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 20.61kN$$

$$T_u^{max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 22.36kN$$

$$\tau_u = \frac{22.36 \cdot 10^3}{1000 \times 180} = 0,12MPa < \bar{\tau}_u = 1,25MPa \dots\dots\dots$$
Vérifiée

**III.3.6. VÉRIFICATION À L'ELS**

**a. Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0476 \\ \mu_y = 0,7438 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 9.54kNm \\ M_y = \mu_y M_x = 7,09kNm \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75M_x = 7.15kNm \\ M_{ty} = 0,75M_y = 5.32kNm \\ M_a = 0,5M_x = 4.77kNm \end{cases}$$

**b. Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

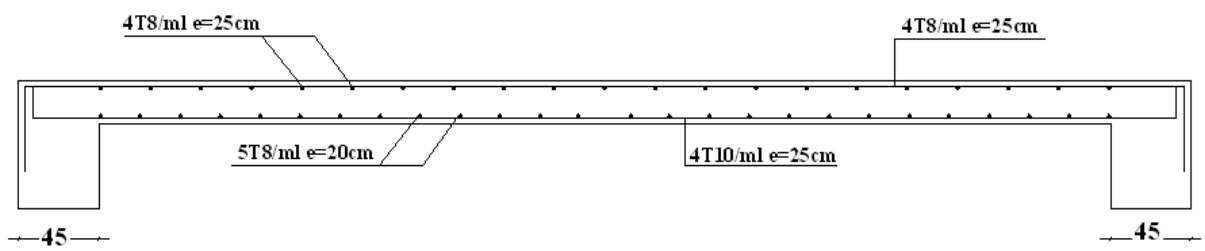
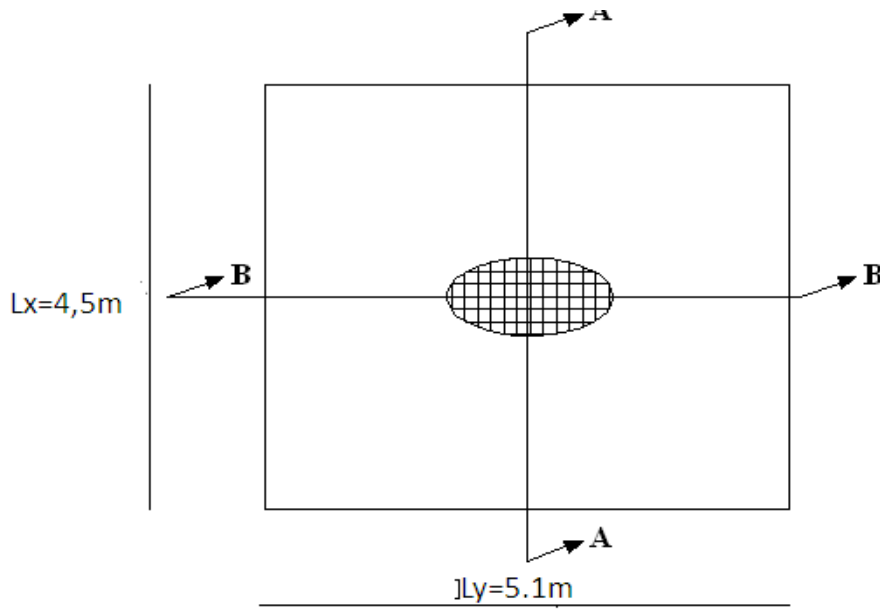
Tableau III.6 : Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	Vérification
<b>Travée</b>	x-x	7.15	1.17	4,36	11072,85	4.13	15	OK
	y-y	5.32	1.02	4,21	9007,01	4.09		
<b>Appuis</b>	x-x						15	OK
	y-y	4.77	0.96	4,08	8018,48	3.95		

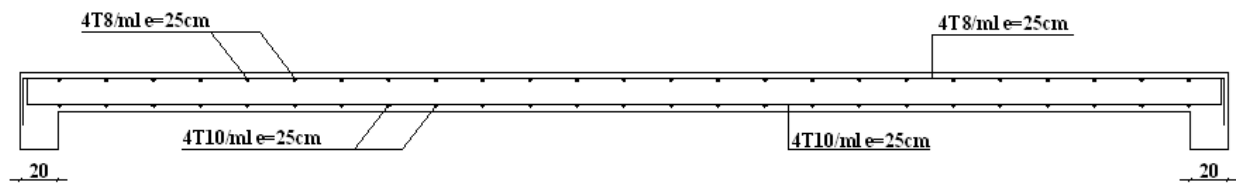
**c. Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche si les trois conditions citées ci dessous sont vérifiées simultanément : [3]

$$\left. \begin{array}{l} 1 - \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ 2 - \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ 3 - \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} 0.965 > 0,0375 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 1.956 > 0,029 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 1,74 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$



COUPE A-A



COUPE B-B

III-8 ferrailage de la dalle pleine

## III.4. ESCALIERS

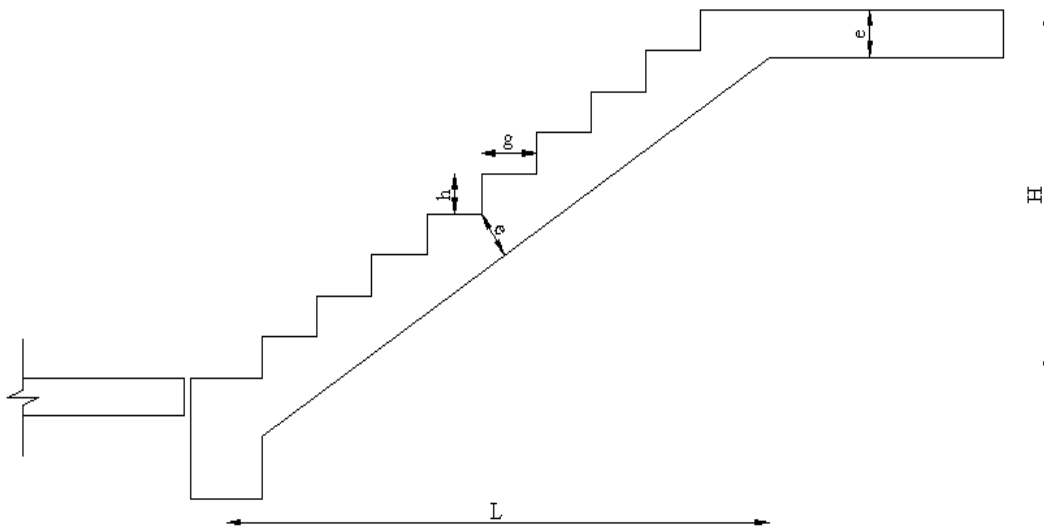
### III.4.1. INTRODUCTION

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.  
Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier.

### III.4.2. DEFINITION DES ÉLÉMENTS D'UN ESCALIER

On appelle « marche » la partie horizontale ( $M$ ) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale ( $C.M$ ) de ces gradins.

- $h$  : Hauteur de la marche.
- $g$  : Largeur de la marche.
- $L$  : Longueur horizontale de la paillasse.
- $H$  : Hauteur verticale de la paillasse.



III-9: Dimensions de l'escalier

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir  $2h+g=64$

On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

$$2h+g=64 \dots\dots\dots (1)$$

$$n \times h = H \dots\dots\dots (2)$$

$$(n-1)g=L \dots\dots\dots (3)$$

Avec :

$n$  : Le nombre des contre marches

$(n-1)$  : Le nombre des marches

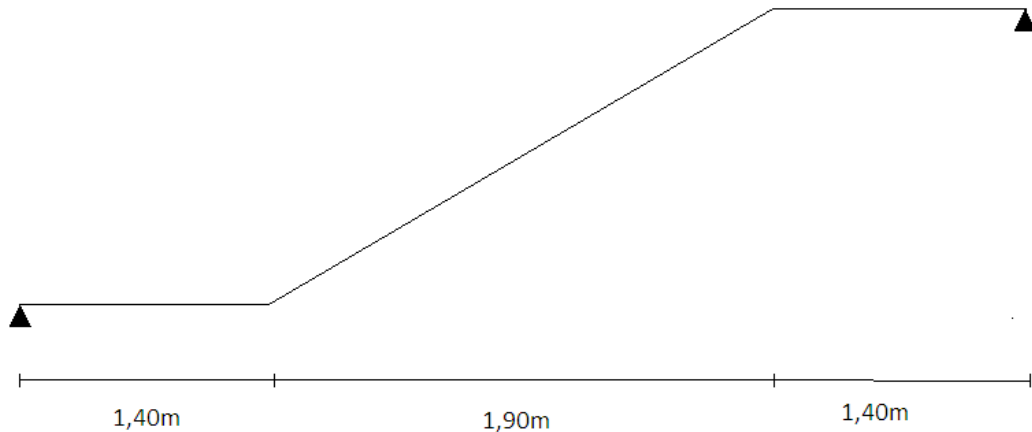
En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

$$64n^2 - n(64 + 2H + L) + 2H = 0$$

Avec :

$n$  : La racine de l'équation

**Schéma statique de l'escalier :**



Ce type d'escalier est composé de deux volées et un palier intermédiaire.

$$64n^2 - 484n + 232 = 0$$

**Solution :**

$$n_1 = 0,51 \dots \dots \dots \text{refusée.}$$

$$n_2 = 7$$

Donc on prend :

- le nombre de contre marches .....  $n = 7$

- le nombre des marches .....  $n - 1 = 6$

Alors :

$$h = \frac{H}{n} = 0,166m = 17cm$$

$$g = \frac{L}{n - 1} = 0,31m = 31cm$$

**a. Vérification de l'équation de «BLONDEL»:**

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66)cm \\ (16 \leq h \leq 18)cm \\ (22 \leq g \leq 33)cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 65cm \\ h = 17cm \\ g = 31cm \end{cases} \quad \text{Vérifiée}$$

**b. Détermination de l'épaisseur de la paillasse :**

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \quad \Rightarrow \quad 18.70 \leq e \leq 28.05 \text{ cm}$$

Avec :

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} + 1,70 + 1,70 = \sqrt{(1,13)^2 + (1,90)^2} + 1,70 + 1,70 = 5,61 \text{ m}$$

On prend donc l'épaisseur  $e = 20 \text{ cm}$

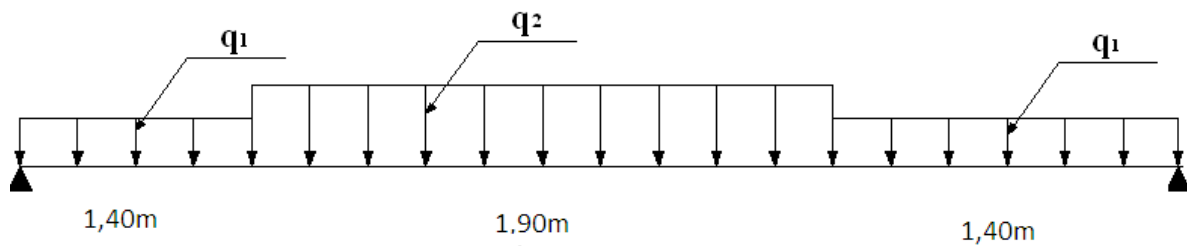
**N.B :** Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient Satisfaites.

**c. Angle d'inclinaison de la paillasse :**

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{113}{190} = 0,60 \Rightarrow \alpha = 31^\circ$$

**III.5.4. SCHÉMA STATIQUE**



**III.5.5. COMBINAISON DES CHARGES**

**E.L.U :**

$$q_{u1} = 1,35G_1 + 1,5Q_1$$

$$q_{u2} = 1,35G_2 + 1,5Q_2$$

**E.L.S :**

$$q_{ser1} = G_1 + Q_1$$

$$q_{ser2} = G_2 + Q_2$$

Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

Tableau III.7 : Charge à l'ELU et l'ELS

	<i>G</i>	<i>Q</i>	ELU	ELS
<b>ELU</b>	6,59	2,5	12.64	9.10
<b>ELS</b>	6,4	2,5	12.39	8,9

### III.5.6. sollicitations de calcul

Le tableau suivant résume l'ensemble des sollicitations maximal qu'il faut prendre en compte pour dimensionner cet escalier (en travée et en appuis), pour l'effort tranchant max ( en appui on ne va considérer que l'ELU).

Sous la combinaison	En appui		En travée	
	ELU	ELS	ELU	ELS
<i>M max (KNm)</i>	7.84	5.21	34,69	25,13
<i>T max (KN)</i>	24,01	—	—	—

### III.5.7. CALCUL DES ARMATURES

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension ( $b \times h$ )  
Tel que :  $b=100cm$  ;  $h=20cm$

- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur (organigramme I, voir annexe)

$$f_{c28} = 25MPa ; f_{bc} = 14,20MPa ; f_{t28} = 2,10MPa ; \gamma_b = 1,5 ; d=0,9h=18 cm$$

$$\sigma_s = 348MPa ; \gamma_s = 1,15 ; f_e=400MPa$$

Tableau III.8: Ferrailage de l'escalier

	$M_u$ (KNm)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	$Z$ (cm)	$A_s^{cal} / ml$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp} / ml$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	34,69	0,0424	Oui	0	0,054	17,61	3,18	5T12	5,65
<b>Appuis</b>	7.84	0,0053	Oui	0	0,009	17,96	1,27	5T8	2,51

#### Espacement :

- **En travée :**  $esp \leq \frac{100}{5} = 20cm$

On prend :  $esp=20cm$

- **Sur appui :**  $esp \leq \frac{100}{5} = 20cm$

On prend :  $esp=20cm$

#### Armature de répartition :

- **En travée :**  $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0,85cm^2 / ml \leq A_r \leq 1,67cm^2 / ml$

Le choix est de 3T8=1,51cm<sup>2</sup> avec  $S_t=20cm$

▪ **Sur appui :**  $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,70cm^2/ml \leq A_r \leq 3,40cm^2/ml$

Le choix est de  $6T8=3,02cm^2$  avec  $S_t=20cm$

**III.5.8. VÉRIFICATIONS**

**a. Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,17cm^2$$

En travée :  $A_s = 3,39cm^2 > A_s^{min} = 2,17cm^2$  .....vérifiée

Sur appui :  $A_s = 6,79cm^2 > A_s^{min} = 2,17cm^2$  .....vérifiée

**b. Effort tranchant :**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) = 3,33MPa \dots\dots\dots(Fissuration peu nuisible)$$

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{29,11 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,204MPa < \bar{\tau}_u = 3,33MPa \dots\dots\dotsv\u00e9rifi\u00e9e$$

▪ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (v\u00e9rification de l'ancrage) :**

Les armatures longitudinales tendues inf\u00e9rieures doivent \u00eatre ancr\u00e9es au-del\u00e0 de l'appui, pour \u00e9quilibrer l'effort de traction.

- Si :  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$  les armatures ne sont soumises \u00e0 aucun effort de traction.

- Si :  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$  il faut satisfaire la condition suivante :  $A_s \geq \left[ \frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 29,11.10^3 - \frac{34,64.10^6}{0,9 \times 180} = -177,09KN < 0$$

Les armatures ne sont soumises \u00e0 aucun effort de traction.

▪ **V\u00e9rification des armatures transversales :**

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = 0,204MPa < 0,05 f_{c28} = 1,25MPa \dots\dots\dotsv\u00e9rifi\u00e9e$$

Donc les armatures transversales ne sont pas n\u00e9cessaires

**c. V\u00e9rification \u00e0 l'E.L.S :**

La fissuration est consid\u00e9r\u00e9e comme peu nuisible, donc il n'est pas n\u00e9cessaire de v\u00e9rifier la contrainte des armatures tendues.



**c. 1. Vérification des contraintes du béton :**

**- Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} y^2 + nA_s'(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

**- Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA_s'(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec :

$$n=15 ; c'=2cm ; d=18cm ; b=100cm ; A_s'=0$$

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

Tableau III.9 : Vérification à l'E.L.S

	$M_{ser}(KNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
<b>Travée</b>	25,13	4,32	3,76	10712,07	4,92	Vérifiée
<b>Appui</b>	5,21	10,18	7,61	24087,89	11,87	Vérifiée

**c. 2. Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{470} = 0,0425 \geq 0,0625 \quad \text{non vérifiée} \\ \frac{6,92}{100 \times 18} = 0,00384 \leq 0,0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0,0425 \geq 0,056 \quad \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

Flèche totale :  $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$  [1].

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = 0,5 + \frac{L(cm)}{1000} \end{array} \right.$$

• **Moment d'inertie de la section homogène  $I_0$  :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left( \frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A_s' \left( \frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases} \quad \text{Moment d'inertie fictifs.}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{cases} ; \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

- $E_{vj} = 10818.865 \text{ Mpa.}$
- $E_{ij} = 3216,42 \text{ Mpa.}$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.10 : Vérification de la flèche de l'escalier

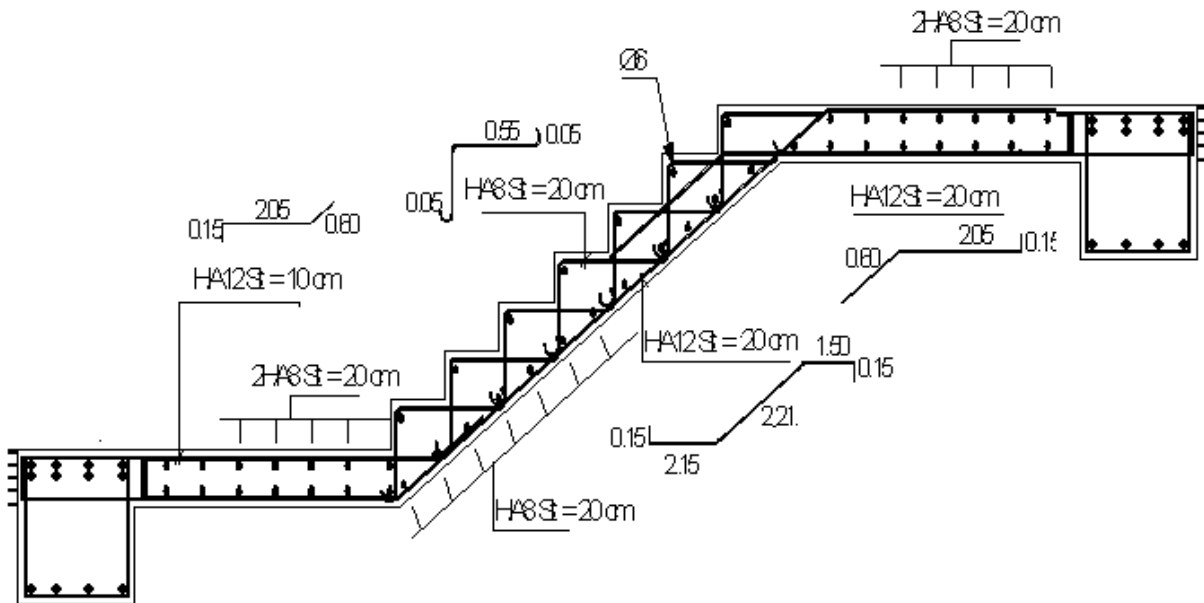
$M_{ser}$ (KNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\delta$	$\sigma_s$ (MPa)	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fv}$ (cm <sup>4</sup> )
24,9	4,32	0,0024	180,29	5,12	2,03	0,259	53041,72	18066,78	29903,38

Donc :

$$\left. \begin{matrix} f_i = 0,68cm \\ f_v = 1,31cm \end{matrix} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,630cm$$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 0,5 + \frac{470}{1000} = 0,97cm$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,68cm < \bar{f} = 0,97cm \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$



III-10: ferrailage d'escalier

### III.6. PORTE-A-FAUX

#### III.6.1. INTRODUCTION

Notre ouvrage comporte un seul type de balcon.

- Balcon type : dalle de trois appuis, assimilée à une console de portée 1,70m.

#### Epaisseur de balcon:

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{170}{10} = 17cm$$

On prend:  $e=20cm$

- Le balcon se calcule comme une console soumise à:
  - Son poids propre.
  - La surcharge d'exploitation.
  - Charge concentrée à son extrémité libre dû au poids du mur extérieur.

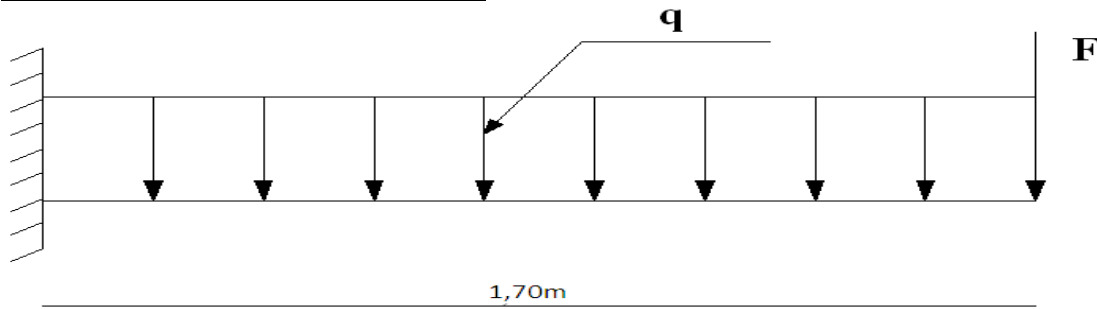
Le calcul se fait pour une bande de 1m.

#### III.6.2. EVALUATION DES CHARGES

- Charge permanente:  $G=6,74kN/m^2$
- Charge d'exploitation:  $Q=3,50kN/m^2$
- Charge concentrée "F": (Poids du mur)

- Mur extérieur:  $G=2,76kN/m^2$
- Hauteur du mur:  $h=3,40 - 0,50=2,90m$   
 $F=2,76 \times 2,90 \times 1=8,004kN$

**III.6.3. SCHEMA STATIQUE**



**III.6.4. COMBINAISON DES CHARGES**

Tableau.III.11 : Combinaison des charges

	<i>ELU</i>	<i>ELS</i>
<i>q(kN/ml)</i>	14,35	10,24
<i>F(kN)</i>	10,81	8,004

**III.6.5. CALCUL DES EFFORTS INTERNES**

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

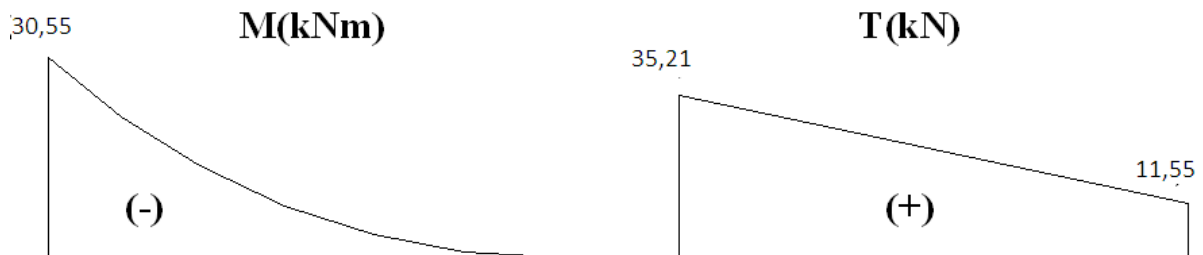
- **Moment fléchissant:**  $M(x) = -\left(\frac{q}{2}x^2 + Fx\right)$
- **Effort tranchant:**  $T(x) = (qx + F)$

Tableau.III.12 : Calcul des efforts internes

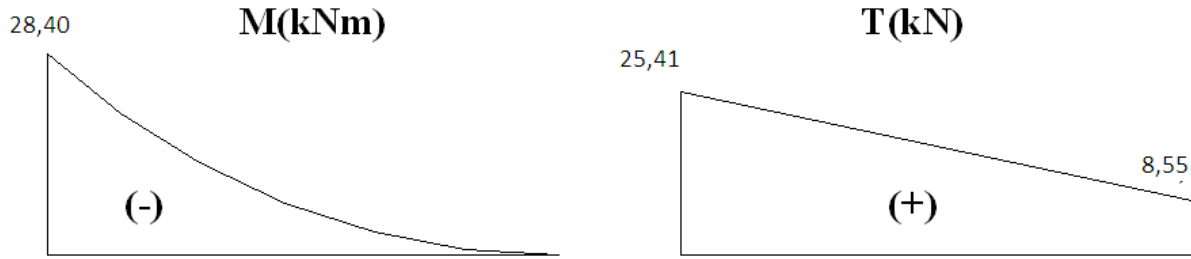
	<i>ELU</i>	<i>ELS</i>
<i>M (kNm)</i>	-30,57	-28,40
<i>T (kN)</i>	35,21	25,41

**Diagramme des efforts internes:**

**E.L.U:**



**E.L.S:**



**III.6.6. CALCUL DU FERRAILLAGE**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de  $1m$ .  
 $f_{c28}=25MPa$  ;  $f_{t28}=2,1MPa$  ;  $\sigma_{bc}=14,20MPa$  ;  $b=100cm$  ;  $h=20cm$  ;  $d=18cm$  ;  $f_e=400MPa$

Tableau.III.13: Ferrailage du balcon

$M_u(kNm)$	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A'_s(cm^2)$	$\alpha$	$Z(cm)$	$A^{cal}_s(cm^2)$	Choix	$A^{adp}_s(cm^2)$	Esp(cm)
30,57	0,066	Oui	0	0,0854	17,38	5,05	8T12	9,05	15

**\* Espacement:**

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} (3h; 33cm) \dots\dots\dots \text{pour une charge répartie} \\ (2h; 22cm) \dots\dots\dots \text{pour une charge concentrée} \end{cases}$$

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} 33cm \\ 22cm \end{cases} \Rightarrow S_t = 15cm \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**\* Armatures de répartitions:**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 2,26cm^2 \leq A_r \leq 4,53cm^2$$

Le choix est de:  $8T8/ml=4,02cm^2$  avec:  $S_t=15cm$

**III.6.7. VÉRIFICATIONS**

**a. Condition de non fragilité:**

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = 9,05cm^2 > A_s^{min} = 2,17cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**b. Vérification de l'effort tranchant:**

On doit vérifier que:  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec:

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{35,21.10^3}{1000 \times 180} = 0,195MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**c. Vérification de l'E.L.S:**

On considère que la fissuration est préjudiciable.

**c.1. Vérification des contraintes:**

- **Position de l'axe neutre "y":**

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie "I":**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec:  $n=15$  ;  $c'=2cm$  ;  $d=18cm$  ;  $b=100cm$  ;  $A'_s=0$

On doit vérifier que:

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e; 15\eta\right) = 240MPa \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous:

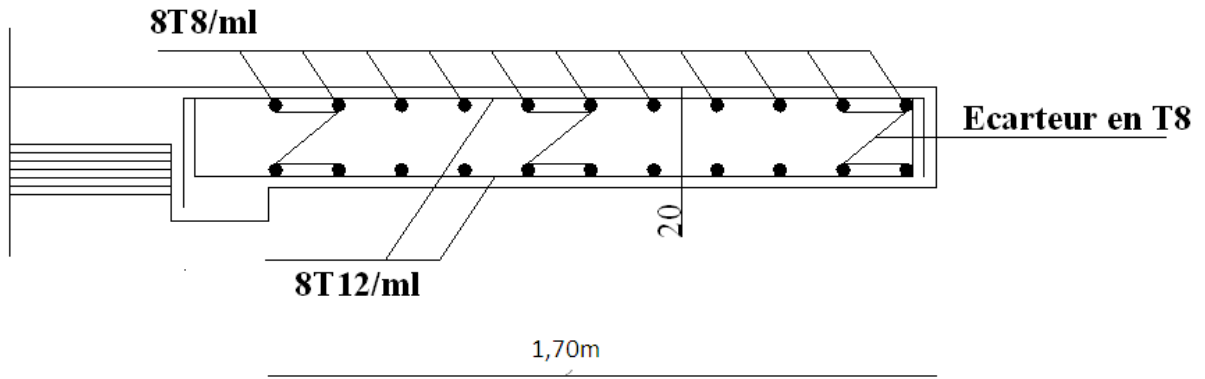
Tableau.III.14: Vérification des contraintes du balcon

$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s(MPa)$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
28,40	9,05	7,54	29133,87	8,82	vérifiée	144,2	vérifiée

**c.2. Vérification de la flèche [3]:**

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{20}{170} = 0,118 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- $\frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{9,05}{100 \times 18} = 0,005 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow 0,108 > 0,1 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.



III-11 Ferrailage du balcon

# Chapitre IV

## **Étude dynamique**



## IV.1. INTRODUCTION

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets de structures dans les zones urbanisées.

La meilleure façon d'envisager des constructions parasismique consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

## IV.2. ÉTUDE DYNAMIQUE

### IV.2.1. INTRODUCTION

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propres de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

### IV.2.2. MODÉLISATION MATHÉMATIQUE

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L) infini par un modèle ayant un nombre de D.D.L fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement [5].

En d'autres termes ; la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

### IV.2.3. CARACTÉRISTIQUES DYNAMIQUES PROPRES

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donné par :

$$[M] \left\{ \ddot{x}(t) \right\} + [K] \{x\} = \{0\} \dots \dots \dots (1)$$

Avec  $[M]$  : Matrice de masse de la structure.

$[K]$  : Matrice de rigidité de la structure.

$\left\{ \ddot{x} \right\}$  : Vecteur des accélérations relatives.

$\{x\}$  : Vecteur des déplacements relatifs.

L'analyse d'un système à plusieurs degré de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui est donné par :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

$\{A\}$  : Vecteur des amplitudes.

$\omega$ : Fréquence de vibration.

$\varphi$ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\left\{ \ddot{x} \right\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} \sin(\omega t + \varphi) = 0 \dots \dots \dots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quelque soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} = \{0\} \dots \dots \dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues " $A_i$ ". Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice  $\Delta_\omega$  est nulle c'est à dire :

$$\Delta_\omega = [K] - \omega^2 [M] = 0 \dots \dots \dots (6)$$

L'expression ci dessus est appelée "**Equation caractéristique**".

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en ( $\omega^2$ ).

Les (n) solutions ( $\omega_1^2; \omega_2^2; \dots; \omega_n^2$ ) sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1<sup>er</sup> mode vibratoire correspond à  $\omega_1$  et il est appelé mode fondamental ( $\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$ )

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre  $\{A\}_i$  ou forme modale (modale shape).

### **IV.3. MODÉLISATION DE LA STRUCTURE**

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière.

Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul existant depuis quelques années et qui est à notre portée : il s'agit du **ETABS**.

#### **IV.3.1. MODÉLISATION DE LA RIGIDITÉ**

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degré de liberté (trois translations et trois rotations).

\* Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).

\* Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau i+1).

- Chaque voile est modélisé par un élément coque (shell) à quatre nœuds (rectangulaire).

- Les planchers ne sont pas modélisés, cependant à tous les nœuds d'un même plancher nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan (donc indéformable).

- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués).

**IV.3.1. LES RÉSULTATS A PARTIR DU FICHER DE SORTIE DU SAP 2000****Tableaux IV.1 : Période et facteurs de participation massique du modèle initial***Facteur de participation massique (%)*

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	2.218132	0.2219	60.4525	0	0.2219	60.4525	98.3798	0.3567	0.0137	98.3798	0.3567	0.0137
2	2.196103	59.964	0.2182	0	60.1859	60.6707	0.359	97.5954	0.0998	98.7388	97.9521	0.1135
3	1.794332	0.4813	0.0001	0	60.6672	60.6707	0.0001	0.8001	42.0366	98.7388	98.7522	42.1501
4	0.769542	0.3144	18.279	0	60.9816	78.9498	0.352	0.0057	0.0075	99.0909	98.7579	42.1576
5	0.765661	18.0909	0.313	0	79.0725	79.2627	0.0067	0.359	0.2605	99.0976	99.117	42.4181
6	0.644187	0.0801	0.0016	0	79.1526	79.2644	0.0001	0.0004	23.2956	99.0977	99.1174	65.7137
7	0.489747	10.7319	0.0001	0	89.8845	79.2644	0	0.6943	2.5684	99.0977	99.8117	68.2821
8	0.489323	0.0007	11.4256	0	89.8851	90.69	0.7759	0.0001	0.0135	99.8736	99.8118	68.2956
9	0.451087	0.8054	0	0	90.6906	90.69	0	0.0529	21.23	99.8736	99.8647	89.5256
10	0.34391	3.6923	0.0942	0	94.3829	90.7842	0.0021	0.0843	0.1184	99.8757	99.949	89.6441
11	0.343388	0.0853	3.8777	0	94.4682	94.6618	0.0801	0.0018	0.0002	99.9557	99.9508	89.6443
12	0.318983	0.3105	0.0003	0	94.7787	94.6621	0	0.0066	3.2343	99.9558	99.9575	92.8786

**IV.3.2. CONSTATATIONS**

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale :  $T=2,218s$ .
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8<sup>ème</sup> mode.
- Le 1<sup>ème</sup> mode est un mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 2<sup>er</sup> mode est un mode de rotation.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est mode de rotation.

**IV.3.3. INTERPRÉTATION**

L'irrégularité en plan de la structure se traduit par une présence importante des modes de torsion.

**IV.4. ÉTUDE SISMIQUE****IV.4.1. INTRODUCTION**

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel **ETABS** qui

utilise une approche dynamique (par opposition à l'approche statique équivalente) basés sur le principe de la superposition modale.

**IV.4.2. CHOIX DE LA MÉTHODE DE CALCUL**

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le "RPA99 version 2003". Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application différent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente dans le cas du bâtiment étudié ne sont pas vérifiés (car la structure est irrégulière en plan avec une hauteur supérieur à 17m), nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique ; vu que cette dernière d'après le règlement peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

**IV.4.3. DÉCOMPOSITION MODALE DES ÉQUATIONS DE MOUVEMENT**

Soit un système structural linéaire, à masse concentrée ayant plusieurs degrés de liberté et dont la base repose sur plusieurs supports. Ce système est soumis à une excitation sismique de translation (dans une seule direction) de nature uniforme. Les équations couplées du mouvement peuvent s'écrire sous la forme matricielle suivante :

$$[M] \left\{ \ddot{x} \right\} + [c] \left\{ \dot{x} \right\} + [K] \{x\} = \{P(t)\} \dots \dots \dots (7)$$

Si la structure étudiée est un bâtiment à plusieurs étages pour lequel les déplacements de la structure sont mesurés parallèlement au mouvement du sol alors  $\{P(t)\}$  peut s'écrire :

$$\{P(t)\} = \{R\}^T [M] \ddot{U}_g(t) \dots \dots \dots (8)$$

Où :

$\ddot{U}_g(t)$  : Est l'accélération du sol.

$\{R\}$  : Est un vecteur colonne unitaire.

$[M]$ ,  $[c]$  et  $[K]$  : Sont les matrices masse, amortissement et rigidité respectivement.

$\left\{ \ddot{x} \right\}$ ,  $\left\{ \dot{x} \right\}$  et  $\{x\}$  : Sont les vecteurs accélérations absolues, vitesses et déplacements relatifs respectivement.

L'équation (7) représente un système d'équations différentielles couplées. Elle peut être résolu directement par l'intégration directe des équations couplées. Cependant lors de l'analyse de la réponse sismique des structures linéaires, il semble plus efficace de transformer le système d'équation en un système de coordonnées normales en vu de découpler les équations différentielles du mouvement.

En effet, pratiquement, il a été démontré que ce type d'excitation de support tend à exciter particulièrement les quelques premiers modes de vibration. Subséquemment, une

approximation satisfaisante de la réponse sismique de système ayant un nombre élevé de degré de liberté peut être obtenue en excluant de l'analyse modale un certain nombre de modes.

Il est donc certain que la technique de superposition modale reste un moyen performant permettant d'approcher au mieux les solutions du système d'équation différentielles données par (7).

Elle nécessite l'introduction de la transformation suivante :

$$\{x\} = [\phi]\{y\} \dots \dots \dots (9)$$

Où :

$[\phi]$  : Est la matrice de transformation et  $\{y\}$  est identique au vecteur des coordonnées normales.

Dans ce cas la substitution de l'équation (9) dans l'équation (7) et la pré multiplication par  $[\phi]^T$  permet d'écrire :

$$([\phi]^T [M] [\phi])\{\ddot{y}\} + ([\phi]^T [c] [\phi])\{\dot{y}\} + ([\phi]^T [K] [\phi])\{y\} = -[\phi]^T \{R\}^T [M] \ddot{U}_g(t)$$

Supposons à présent que la structure est amortie de manière classique cette hypothèse permet de découpler les équations de mouvement en une série d'équations modales indépendantes et cela en utilisant les vecteurs et valeurs propres réels correspondants au système non amorti. L'application des propriétés d'orthogonalité permet alors d'écrire :

$$\ddot{Y}_K + (2\xi_K W_K) \dot{Y}_K + W_K^2 Y_K = -\gamma_K \ddot{U}_g(t) \dots \dots \dots (10)$$

Où :

$Y_K$  : Est la kième coordonné modale.

$\xi_K$  : Est le facteur d'amortissement modale donné par :  $2\xi_K W_K = \frac{\{\phi\}_K^T [c] \{\phi\}_K}{\{\phi\}_K^T [M] \{\phi\}_K}$

$W_K$  : Est la fréquence angulaire propre (modale) donnée par :  $W_K^2 = \frac{\{\phi\}_K^T [K] \{\phi\}_K}{\{\phi\}_K^T [M] \{\phi\}_K}$

$\gamma_K$  : Est le facteur de participation du mode  $K$  est donné par :

$$\gamma_K = \frac{\{\phi\}_K^T [M] \{\phi\}_K \{R\}}{\{\phi\}_K^T [M] \{\phi\}_K} = \frac{L_K}{\{\phi\}_K^T [M] \{\phi\}_K} = \frac{L_K}{M_K}$$

La définition de  $L_K$  est analogue à celle de  $\gamma_K$ .

$\{\phi\}_K$  : Est le vecteur propre du kième mode de vibration.

L'équation (10) est analogue à l'équation d'équilibre gouvernante d'un oscillateur à un degré de liberté. Sa résolution peut se faire soit par intégration numérique (intégral de Duhamel), ce

qui nécessite la connaissance de l'exacte évolution temporelle du chargement  $\ddot{U}_g(t)$ , soit par la méthode du spectre de réponse, ce qui implique la connaissance du spectre de réponse de l'excitation mais qui fournit uniquement la réponse modale maximale, c'est à dire,  $max(Y_K)$ . Dans notre cas l'excitation sismique est définie par son spectre de réponse.

#### IV.4.4. DÉTERMINATION DE LA RÉPONSE PHYSIQUE

En effet, les réponses modales maximales représentent les ordonnées du spectre de réponse caractérisant un mouvement sismique donné. De ce fait, pour chaque mode individuel de la structure, la réponse maximale peut être obtenue directement par simple lecture à partir du spectre de réponse, ce qui s'écrit par exemple pour le vecteur déplacement relatif maximum associé au mode "K" comme suit :

$$\{X_K, \max\} = \{\phi\}_K \gamma_K S_d(\xi_K, \xi_K)$$

Où :  $S_d(\xi_K, \xi_K)$  : Représente le déplacement spectrale correspondant à l'amortissement et à la période du k<sup>ème</sup> mode de vibration.

Par ailleurs, la réponse physique (par opposition à modale) maximale de la structure ne peut être approchée par simple addition des réponses modales maximales, car ces derniers ne sont pas nécessairement toutes atteints au même instant. Par conséquent, la superposition (S.A.V sum of absolute values) des réponses modales (maximales) fournit incontestablement une limite supérieure de la réponse et de manière générale sur estime le maximum escompté de manière significative. Il apparaît donc plus raisonnable, de combiner de manière judicieuse les réponses modales. La plus simple des méthodes de combinaison modale fréquemment utilisée est sans doute, La S.R.S.S (square root of sum of square).

Par exemple pour le vecteur déplacement, elle s'écrit :

$$\{x\}_{\max} = \sqrt{\{x_1, \max\}^2 + \{x_2, \max\}^2 + \dots + \{x_n, \max\}^2} = \sqrt{\sum_{i=1}^n \{x_i, \max\}^2}$$

Où :  $n$  : Représente le nombre de mode considéré dans l'analyse, alors que les termes sous la racine carrée représentent le carré des vecteurs déplacements relatifs maximum associé à chaque mode.

Néanmoins, la S.R.S.S bien que plus raffinée que la S.A.V, peut mener à une sous estimations de la réponse. Pour palier ses aspects négatifs d'autres règles de combinaisons plus élaborées ont été développés. Elles se basent sur la théorie des vibrations aléatoires et tiennent compte de l'inter corrélation modale par l'introduction dans la combinaison de coefficient de corrélation inters modaux. A titre d'exemple nous pouvons citer la règle de combinaison dite C.Q.C (complète quadratique combinaison) qui est justement utilisée par le **ETABS** pour déterminer la réponse de la structure vis-à-vis d'une composante de l'excitation sismique.

Par ailleurs, pour la détermination de la réponse totale due à plusieurs composantes de l'excitation sismique (appliquées simultanément à la structure), le **ETABS** combine les réponses sismiques individuelles (dû à chaque composante du séisme) selon la règle S.R.S.S.

#### **IV.4.5. SPECTRE DE RÉPONSE**

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

Avec :

$g$  : Accélération de la pesanteur

$A$  : Coefficient d'accélération de zone.

Pour notre cas :

- L'ouvrage est du "groupe IB" (Bâtiments à usage de bureaux)
- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de *tissemilt* (zone IIA).

Donc :  $A=0,20$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,8819$$

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique ( $\xi=7\%$ ).

$R$  : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

$R=4$  (Portique contreventée par des voiles. catégorie 4.a).

$T, T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (site 2 :  $T_1=0,15s$  et  $T_2=0,5s$ ).

$Q$  : Facteur de qualité ( $Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q = 1,25$ ).

La longueur de l'intervalle temporel définissant le spectre de réponse doit comprendre les périodes des  $n$  modes utiles considérés dans le calcul de la réponse.

Une fois le spectre de réponse injecté dans les fichiers de données la réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges ( $G, Q$  et  $E$ ).

#### **IV.4.6. RÉSULTANTE DES FORCES SISMQUES DE CALCUL :**

##### **CAS I : Model sans voile :**

L'une des vérifications préconisées par le "RPA99 version 2003" est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base " $V_t$ " obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente " $V$ " pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_i < 0,8V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport  $r = \frac{0,8V}{V_i}$ .

• **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R} W$$

$W = 9778,22t$  (calcul automatique).

$A = 0,20$  (groupe 2, zone III) ;  $Q = 1,25$  ;  $R = 3,5$

$D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement  $\eta$  et de la période fondamentale de la structure  $T$ .

Plusieurs formules empirique pour le calcul de la période fondamentale sont proposées par le "RPA99 version 2003", nous choisirons la formules qui donne la plus petite valeurs

$$\text{soit : } T_N = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L}}$$

Où :

$h_N$  : La hauteur, mesurée en mètre, à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau  $N$

$L$  : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

On a :  $h_N = 34,68m$

$$\text{Selon } x-x : L_x = 33,26m \Rightarrow T_x = 0,542s$$

$$\text{Selon } y-y : L_y = 30,17m \Rightarrow T_y = 0,568s$$

$$\text{Or } \begin{cases} T_1 = 0,15s & (\text{site3}) \\ T_2 = 0,50s & (\text{site3}) \end{cases}$$

Ce qui donne :

$$T_2 \leq (T_y) < 3s \Rightarrow DY = 2,5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$D_x = 2,5(0,8819) \left( \frac{0,5}{0,542} \right)^{2/3} = 2,09$$

$$D_y = 2,5(0,8819) \left( \frac{0,5}{0,568} \right)^{2/3} = 2,026$$

On trouve :

$$V^x = \frac{0,20(2,09)(1,25)}{3,5} 9778,22 = 1459,74t \Rightarrow 0,8V^x = 1167,79t$$

$$V^y = \frac{0,20(2,026)(1,25)}{3,5} 9778,22 = 1415,04t \Rightarrow 0,8V^y = 1132,03t$$

$$\text{D'après le fichier des résultats du ETABS on a : } \begin{cases} F_1 = V_t^x = 480,42t \\ F_2 = V_t^y = 477,89t \end{cases}$$

Ce qui donne :  $V_t^x < 0,8V^x$  et  $V_t^y < 0,8V^y$



$$\begin{cases} r_x = \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 11,98 \\ r_y = \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 12,25 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 2,43 \\ r_y = 2,36 \end{cases}$$

Les déplacements utilisés dans la vérification qui suit seront multipliés soit par  $r_x$  soit par  $r_y$  (selon le cas).

**IV.4.7. VÉRIFICATION DES DÉPLACEMENTS LATÉRAUX INTERS ÉTAGE**

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article 5.10 du **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :  $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$  et  $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Avec :  $\bar{\Delta} = 0,01he$

Où :  $he$  représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\begin{aligned} \delta_K^x &= Rr_x \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y \\ \Delta_K^x &= \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y \end{aligned}$$

$\Delta_K^x$  : Correspond au déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K-1$  dans le sens  $x-x$  (idem dans le sens  $y-y$ ,  $\Delta_K^y$ ).

$\delta_{eK}^x$  : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau  $K$  dans le sens  $x-x$  (idem dans le sens  $y-y$ ,  $\delta_{eK}^y$ ).

Données :  $R=3,5$

**Tableaux IV.2 : Vérification des déplacements inter étages (modèle son voile)**

R =		4				He = "cm"		340			
Niveaux	SENS X					SENS Y					
	dek "cm"	dk "cm"	Dk "cm"	0.01*He "cm"		dek "cm"	dk "cm"	Dk "cm"	0.01*He "cm"		
STORY9	10.736	37.577	2.651	3.400	Ok	10.704	37.465	2.439	3.400	Ok	
STORY8	9.979	34.926	3.907	3.400	Non	10.007	35.026	3.843	3.400	Non	
STORY7	8.862	31.018	3.517	3.400	Non	8.909	31.183	3.521	3.400	Non	
STORY6	7.858	27.502	4.161	3.400	Non	7.903	27.662	4.186	3.400	Non	
STORY5	6.669	23.340	4.743	3.400	Non	6.707	23.476	4.785	3.400	Non	
STORY4	5.314	18.598	4.613	3.400	Non	5.340	18.691	4.672	3.400	Non	
STORY3	3.996	13.985	4.919	3.400	Non	4.005	14.019	4.902	3.400	Non	
STORY2	2.590	9.065	4.399	3.400	Non	2.605	9.117	4.472	3.400	Non	
STORY1	1.333	4.666	2.824	3.400	Ok	1.327	4.646	2.815	3.400	Ok	
RDC	0.526	1.842	1.842	3.400	Ok	0.523	1.831	1.831	3.400	Ok	

**Remarque :**

Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Pour cela on peut soit :

- Augmenter les dimensions des poteaux déjà existants.
- Rajouter des voiles dans la structure.

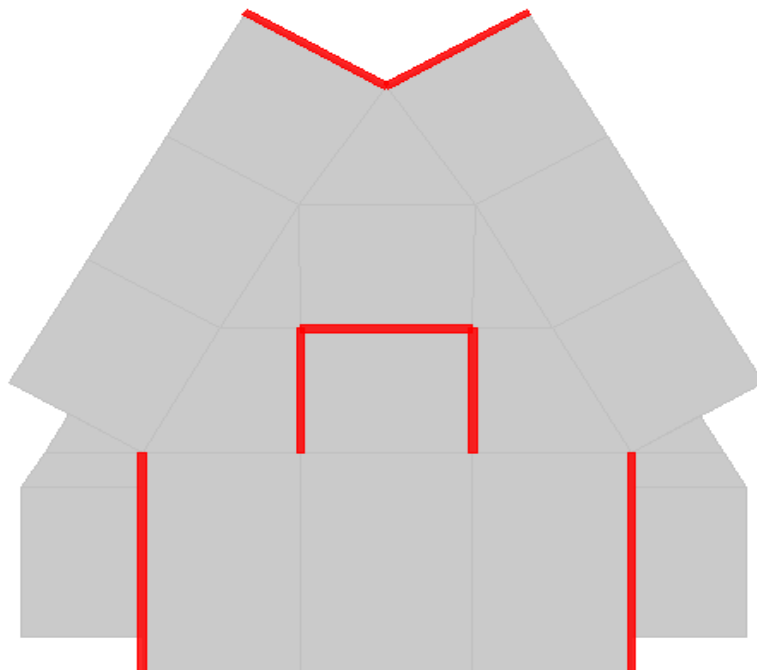
L'augmentation de la section des poteaux risque de réduire la surface exploitable de la structure, en revanche, l'ajout des voiles de contreventement est la solution inévitable dans notre cas vu que la hauteur du bâtiment a dépassé les 8 mètres en zone IIA . Ce qui d'après le

“*RPA99 version 2003*” rend nécessaire l'introduction des voiles dans le système de contreventement ; c'est donc cette deuxième solution qui sera retenue pour la suite de l'analyse.

Le problème qui se pose ici c'est bien la bonne disposition de ces voiles dans la structure.

**IV.5. RENFORCEMENT DE L'OSSATURE DU BÂTIMENT**

Les voiles de contreventement seront disposées de manière symétrique. Donc dans ce qui suit il faudra déterminer ; le nombre de voile nécessaire à rajouté et la position des voiles rajoutés.

**CAS II : Model avec des voiles :****MODEL 01 :****a.1. Dessin de disposition des voiles :**

**Fig. IV.1: modèle initiale**

**a.2. Caractéristiques dynamiques propres :**

**Tableaux IV.3 : période et facteurs de participation massique du modèle1 par voile sans ouvertures**

*Facteur de participation massique (%)*

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	1.339544	35.6985	0	35.6985	0	0	60.0189	15.7118	0	60.0189	15.7118
2	0.9779	0	56.0749	35.6985	56.0749	97.3628	0	0.0075	97.3628	60.0189	15.7194
3	0.770386	22.2638	0.0001	57.9623	56.075	0.0001	37.9842	27.6264	97.3629	98.0031	43.3458
4	0.371269	14.8554	0.0016	72.8177	56.0766	0.0001	0.8279	15.5124	97.3629	98.8311	58.8582
5	0.223575	0	24.9606	72.8177	81.0372	2.1759	0	0.003	99.5388	98.8311	58.8612
6	0.208112	0.0983	0.0003	72.916	81.0375	0.0002	0.0156	21.6604	99.5391	98.8467	80.5215
7	0.183564	17.2392	0.0001	90.1552	81.0376	0	1.0375	7.1287	99.5391	99.8842	87.6502
8	0.117858	0.3697	0.0143	90.5249	81.0519	0.0003	0.0007	2.108	99.5394	99.8849	89.7582
9	0.107356	0.004	12.3736	90.5289	93.4255	0.4169	0	0.0003	99.9563	99.8849	89.7585
10	0.097941	5.4104	0.0019	95.9393	93.4274	0.0001	0.0998	4.7326	99.9565	99.9848	94.4911
11	0.078836	1.3339	0.0032	97.2733	93.4307	0	0.0083	1.1775	99.9565	99.9931	95.6685
12	0.0685	0.3085	0.0271	97.5817	93.4578	0.0001	0.0005	1.9999	99.9566	99.9935	97.6684

**a.3. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

On trouve :

$$V^x = \frac{0,20(2,09)(1,25)}{4} 10195,15 = 1331,74t \Rightarrow 0,8V^x = 1065,39t$$

$$V^y = \frac{0,20(2,026)(1,25)}{4} 10195,15 = 1290,96t \Rightarrow 0,8V^y = 1032,76t$$

D'après le fichier des résultats du **ETABS** on a :  $\begin{cases} F_1 = V_t^x = 604,96t \\ F_2 = V_t^y = 781,45t \end{cases}$

Ce qui donne :  $V_t^x < 0,8V^x$  et  $V_t^y < 0,8V^y$

$$\begin{cases} r_x = \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 11,98 \\ r_y = \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 12,25 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 0,80 \\ r_y = 0,78 \end{cases}$$

Les déplacements utilisés dans la vérification qui suit seront multipliés soit par  $r_x$ , soit par  $r_y$  (selon le cas).

Données :  $r_x=0,80$ ,  $r_y=0,78$ ,  $R=4$

**Tableaux IV.4 : Vérification des déplacements inter étages (modèle 2 )**

Z(m)	$\delta_{eK}^x (mm)$	$\delta_{eK}^y (mm)$	$\delta_K^x (mm)$	$\delta_K^y (mm)$	$\Delta_K^x (mm)$	$\Delta_K^y (mm)$	$\bar{\Delta}(mm)$	Observation
3,4	1,336984	1,28923	1,336984	1,28923	5,347936	5,027997	34	vérifiée
6,8	3,745379	4,016593	2,408395	2,727363	9,63358	10,63672	34	vérifiée
10,2	6,683843	7,760975	2,938464	3,744382	11,75386	14,60309	34	vérifiée
13,6	9,927728	12,174032	3,243885	4,413057	12,97554	17,21092	34	vérifiée
17	13,67889	17,246867	3,751166	5,072835	15,00466	19,78406	34	vérifiée
20,4	17,49838	22,570339	3,819481	5,323472	15,27792	20,76154	34	vérifiée
23,8	21,1907	27,914219	3,69232	5,34388	14,76928	20,84113	34	vérifiée
27,2	24,62137	33,093831	3,430678	5,179612	13,72271	20,20049	34	vérifiée

**a.4. Constatations :**

- On a le premier mode est mode de translation parallèlement à x - x.
- Donc il faut rajouter d'autres voiles dans la structure.

**B. MODELE 2 :**

**b.1. Dessin de disposition des voiles :**

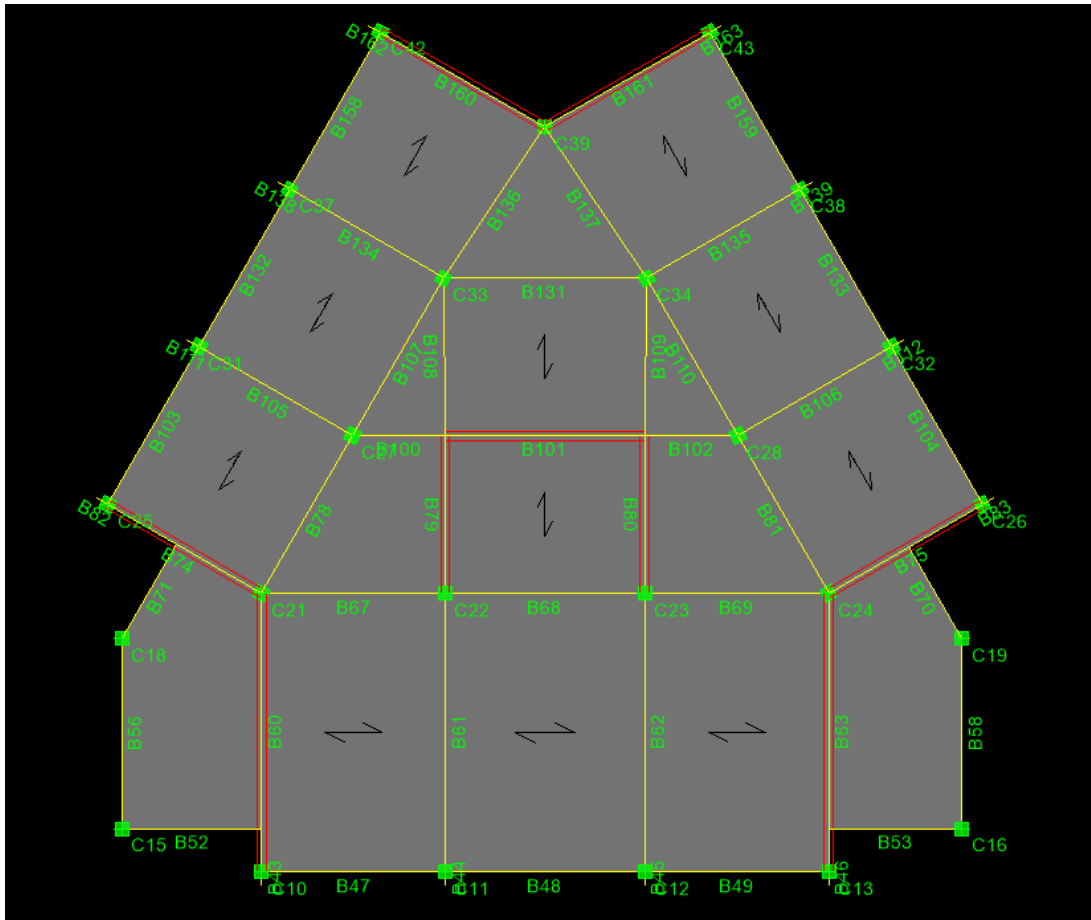


Fig. IV.2: Dessin de disposition des voiles

**b.2. Caractéristiques dynamiqus propres :**

**Tableaux IV.5 : Période et facteurs de participation massique du modèle 2**

*Facteur de participation massique (%)*

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0.866	56.49	0	56.4945	0	0	96.7485	0.1507	0	96.7485	0.1507
2	0.814	0.0001	56.58	56.4946	56.5844	97.4406	0.0001	0.025	97.4406	96.7486	0.1757
3	0.71	0.4536	0.008	56.9481	56.5927	0.0124	0.8485	44.2319	97.453	97.5971	44.4076
4	0.20	26.04	0.0001	82.99	56.5928	0	2.044	0.7503	97.453	99.6411	45.158
5	0.18	0.0009	27.20	82.9909	83.7952	2.244	0.0001	0.0969	99.697	99.6412	45.2548
6	0.18	0.3105	0.041	83.3014	83.8362	0.0047	0.0257	39.9208	99.7017	99.6669	85.1757
7	0.10	6.7039	0.0062	90.0053	83.8424	0.0001	0.1896	4.0034	99.7018	99.8566	89.1791
8	0.09	4.31	0.0182	94.3153	83.8607	0.0003	0.1157	5.5337	99.7021	99.9722	94.7128
9	0.092	0.0005	10.79	94.3157	94.6555	0.2751	0	0.0094	99.9771	99.9722	94.7222
10	0.064	2.4764	0	96.7921	94.6555	0	0.0159	0.0009	99.9771	99.9881	94.723
11	0.055	0.0001	2.3082	96.7922	96.9637	0.0128	0	0.025	99.99	99.9881	94.7481
12	0.05	0.0028	0.0046	96.7951	96.9684	0.0001	0.0001	2.2226	99.9901	99.9882	96.9706

**b.3. Calcul de la force sismique et vérification du déplacement inter étage :**

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R} W$$

$$W = 10324.39 \text{ t ; } R = 4 ; D_x = 2,09 ; D_y = 2,026 ; Q = 1,25 ; A = 0,20$$

On trouve :

$$V^x = \frac{0,20(2,09)(1,25)}{4} 10324,39 = 1348,62t \Rightarrow 0,8V^x = 1078,89t$$

$$V^y = \frac{0,20(2,026)(1,25)}{4} 10324,39 = 1307,32t \Rightarrow 0,8V^y = 1045,86t$$

D'après le fichier des résultats du **ETABS** on a  $\begin{cases} F_1 = V_t^x = 755,66t \\ F_2 = V_t^y = 878,24t \end{cases}$

Ce qui donne :  $V_t^x < 0,8V^x$  et  $V_t^y < 0,8V^y$

$$\begin{cases} r_x = \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 0,40 \\ r_y = \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 0,38 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 1,42 \\ r_y = 1,19 \end{cases}$$

Les déplacements utilisés dans la vérification qui suit seront multipliés soit par  $r_x$  soit par  $r_y$  (selon le cas).

**Tableaux IV.6 : Vérification des déplacements inter étages du modèle 3**

Niveaux	SENS X					SENS Y				
	dek "cm"	dk "cm"	Dk "cm"	0.01*He "cm"		dek "cm"	dk "cm"	Dk "cm"	0.01*He "cm"	
STORY9	3.188	12.752	1.564	3.400	Ok	2.9558	11.823	1.485	3.400	Ok
STORY8	2.797	11.188	1.604	3.400	Ok	2.5845	10.338	1.514	3.400	Ok
STORY7	2.3961	9.584	1.617	3.400	Ok	2.2061	8.824	1.515	3.400	Ok
STORY6	1.9919	7.968	1.600	3.400	Ok	1.8274	7.310	1.490	3.400	Ok
STORY5	1.5918	6.367	1.543	3.400	Ok	1.4548	5.819	1.426	3.400	Ok
STORY4	1.2061	4.824	1.433	3.400	Ok	1.0983	4.393	1.316	3.400	Ok
STORY3	0.8478	3.391	1.272	3.400	Ok	0.7693	3.077	1.158	3.400	Ok
STORY2	0.5299	2.120	1.005	3.400	Ok	0.4797	1.919	0.932	3.400	Ok
STORY1	0.2787	1.115	0.745	3.400	Ok	0.2466	0.986	0.653	3.400	Ok
RDC	0.0924	0.370	0.370	3.400	Ok	0.0834	0.334	0.334	3.400	Ok

#### **b.4. Constatations :**

- Le 1<sup>ème</sup> mode est un mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 3<sup>er</sup> mode est un mode de rotation
- Les déplacements relatifs inter étages sont vérifiés.

#### **Remarque :**

- C'est la disposition des voiles du modèle 2 ,qui sera utilisée dans la suite de l'étude de la structure.

**IV.6. JUSTIFICATION VIS À VIS DE L'EFFET P-Δ :**

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \text{ "RPA99 version 2003" [2]}$$

$P_K$ : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau "K".

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$V_K$ : Effort tranchant d'étage au niveau "K"

$$V_K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

$\Delta_K$ : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1"

$h_K$ : Hauteur de l'étage "K"

- Si  $0,10 < \theta_K \leq 0,20$ , Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur  $\frac{1}{(1-\theta_K)}$
- Si  $\theta_K > 0,20$ , la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec:

$$\begin{cases} F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7s \\ F_t = 0,07TV & \text{si } T > 0,7s \end{cases}$$

Les résultats obtenus sont regroupés dans les tableaux suivants:

**Tableaux IV.7 : Calcul de l'effort tranchant ( $V_{Kx}$  et  $V_{Ky}$ ) :**

Story	Load	Loc	P	VX "t"	VY "t"
STORY10	E	Bottom	0.000	193.68	200.14
STORY9	E	Bottom	0.000	321.32	333.82
STORY8	E	Bottom	0.000	407.13	424.65
STORY7	E	Bottom	0.000	475.64	497.02
STORY6	E	Bottom	0.000	536.89	561.47
STORY5	E	Bottom	0.000	594.29	621.43
STORY4	E	Bottom	1.000	647.13	675.93
STORY3	E	Bottom	2.000	690.58	720.39
STORY2	E	Bottom	3.000	802.19	833.73
STORY1	E	Bottom	4.000	856.99	890.3



Tableaux IV.8 : Calcul de  $\theta_x$  et  $\theta_y$  :

SENS X		$\theta = Pk * Dk / Vk * Hk \leq 0,10$					
Niveaux	W(g+0.2q) "t"	Pk "t"	Dk "cm"	Vk "t"	Hk "cm"	$\theta$	0.1
STORY10	85.2832	85.283	1.564	193.68	340	0.002	Ok
STORY9	83.7579	169.041	1.604	321.32	340	0.002	Ok
STORY8	83.5503	252.591	1.617	407.13	340	0.003	Ok
STORY7	84.3874	336.979	1.600	475.64	340	0.003	Ok
STORY6	84.466	421.445	1.543	536.89	340	0.004	Ok
STORY5	84.9325	506.377	1.433	594.29	340	0.004	Ok
STORY4	85.4717	591.849	1.272	647.13	340	0.003	Ok
STORY3	84.7701	676.619	1.005	690.58	340	0.003	Ok
STORY2	224.8153	901.434	0.745	802.19	374	0.002	Ok
STORY1	167.5545	1068.989	0.370	856.99	374	0.001	Ok

SENS Y		$\theta = Pk * Dk / Vk * Hk \leq 0,10$					
Niveaux	W(g+0.2q) "t"	Pk "t"	Dk "cm"	Vk "t"	Hk "cm"	$\theta$	0.1
STORY10	85.2832	85.2832	1.4852	200.14	340	0.00186	Ok
STORY9	83.7579	169.041	1.5136	333.82	340	0.00225	Ok
STORY8	83.5503	252.591	1.5148	424.65	340	0.00265	Ok
STORY7	84.3874	336.979	1.4904	497.02	340	0.00297	Ok
STORY6	84.466	421.445	1.426	561.47	340	0.00315	Ok
STORY5	84.9325	506.377	1.316	621.43	340	0.00315	Ok
STORY4	85.4717	591.849	1.1584	675.93	340	0.00298	Ok
STORY3	84.7701	676.619	0.9324	720.39	340	0.00258	Ok
STORY2	224.8153	901.434	0.6528	833.73	374	0.00189	Ok
STORY1	167.5545	1068.99	0.3336	890.3	374	0.00107	Ok

**Conclusions :**

- 1- On constate d'après le tableau que la structure étudiée est justifiée vis à vis de l'effet  $P-\Delta$ .
- 2- Ce sont les éléments de la structure correspondant au modele2 , qui seront ferrailés dans les chapitres qui suivent.

# Chapitre V

## **Ferraillage des éléments Résistants**

## V.1. INTRODUCTION

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **BAEL 91[1]** et le **RPA99 version 2003 [2]**.

## V.2. FERRAILAGE DES POTEAUX

### V.2.1. INTRODUCTION

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée ( $M, N$ ) qui est due à l'excentricité de l'effort normal " $N$ " par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant " $M$ " dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

- Section entièrement tendue *SET*.
- Section entièrement comprimée *SEC*.
- Section partiellement comprimée *SPC*.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (*E.L.U*) sous l'effet des sollicitations les plus défavorable et dans les situations suivantes:

#### **a. Situation durable:**

- **Béton:**  $\gamma_b=1,5$  ;  $f_{c28}=25MPa$  ;  $\sigma_{bc}=14,17MPa$
- **Acier:**  $\gamma_s=1,15$  ; Nuance FeE400 ;  $\sigma_s=348MPa$

#### **b. Situation accidentelle:**

- **Béton:**  $\gamma_b=1,15$  ;  $f_{c28}=25MPa$  ;  $\sigma_{bc}=18,48MPa$
- **Acier:**  $\gamma_s=1,00$  ; Nuance FeE400 ;  $\sigma_s=400MPa$

## **V.2.2. COMBINAISON D'ACTION**

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

#### **a. Selon BAEL 91 [1]:**

##### **a.1. ELU:** Situation durable

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

##### **a.2. ELS:** Situation durable

$$G+Q$$

#### **b. Selon RPA 99 [2]:** Situation accidentelle

- $G+Q+E$
- $0,8G\pm E$

Avec:

G: Charges permanentes.

Q: Surcharge d'exploitation.

E: Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

1-  $N^{max}, M^{corr}$

2-  $N^{min}, M^{corr}$

3-  $M^{max}, N^{corr}$

**V.2.3. RECOMMANDATIONS DU RPA99 VERSION 2003**

D'après le *RPA99 version 2003*, pour une zone sismique IIA, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par:

\*  $0,8 < \frac{A_s}{B} < 4\%$  Zone courante (Z.C)

\*  $0,8 < \frac{A_s}{B} < 6\%$  Zone de recouvrement (Z.R)

Avec :

$A_s$  : La section d'acier.

$B$  : Section du béton [ $cm^2$ ].

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de  $40\phi$  en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales.

Les résultats des efforts et ferraillage des poteaux sont regroupés dans les tableaux suivants :

**1. Situation durable :**

- Combinaison :  $1,35G+1,5Q$

a. ( $N^{max}, M^{corr}$ )

**Tableau. V.1 : Ferraillages des poteaux situation durable ( $N^{max}, M^{corr}$ )**

Niveaux	Sections ( $cm^2$ )	N°	$N^{max}$	$M^{corr}$	Sollicitation	$A'_s$	$A_s$	As min ( $cm^2$ )
			(kN)	(kNm)		( $cm^2$ )	( $cm^2$ )	
RDC	50x50	C202	1895.3	-4.165	SEC	0	0	20
1 <sup>er</sup>	50x50	C202	1665.76	-13.14	SEC	0	0	20
2 <sup>ème</sup>	45x45	C202	1444.81	-11.27	SEC	0	0	16,2
3 <sup>ème</sup>	45x45	C202	1233.15	-11.19	SEC	0	0	16,2
4 <sup>ème</sup>	45x45	C202	1030.29	- 14.49	SEC	0	0	16,2

5 <sup>ème</sup>	40x40	C202	835.21	-11.57	SEC	0	0	12,8
6 <sup>ème</sup>	40x40	C202	644.07	-11.58	SEC	0	0	12,8
7 <sup>ème</sup>	40x40	C202	455.81	-11.37	SEC	0	0	12,8
8 <sup>ème</sup>	30x30	C202	269.72	-7.55	SEC	0	0	7,2
9 <sup>ème</sup>	30x30	C202	132.95	-9.23	SEC	0	0	7,2

b. ( $M^{max}, N^{corr}$ )

**Tableau. V.2 : Ferraillages des poteaux situation durable ( $M^{max}, N^{corr}$ )**

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	N°	$N^{max}$	$M^{corr}$	Sollicitation	$A'_s$	$A_s$	$A_s \text{ min}$ (cm <sup>2</sup> )
			(kN)	(kNm)		(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	
RDC	50x50	C181	690.09	-0.352	SEC	0	0	20
1 <sup>er</sup>	50x50	C181	82.22	-31.428	SEC	0	0	20
2 <sup>ème</sup>	45x45	C181	142.74	-30.856	SEC	0	0	16,2
3 <sup>ème</sup>	45x45	C181	207.64	-30.137	SEC	0	0	16,2
4 <sup>ème</sup>	45x45	C181	274.39	-29.371	SEC	0	0	16,2
5 <sup>ème</sup>	40x40	C181	341.11	-28.594	SEC	0	0	12,8
6 <sup>ème</sup>	40x40	C181	411.19	-27.577	SEC	0	0	12,8
7 <sup>ème</sup>	40x40	C181	482.44	-26.609	SEC	0	0	12,8
8 <sup>ème</sup>	30x30	C181	23.27	-33.413	SEC	0	0	7,2
9 <sup>ème</sup>	30x30	C181	558.02	-25.707	SEC	0	0	7,2

**2. Situation accidentelle :**

- Combinaison :  $G+Q+E$
- a.1 ( $N^{max}, M^{corr}$ )

**Tableau. V.3: Ferrillages des poteaux situation accidentelle ( $N^{max}, M^{corr}$ )**

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	N°	$N^{max}$	$M^{corr}$	Sollicitation	$A'_s$	$A_s$	As min (cm <sup>2</sup> )
			(kN)	(kNm)		(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	
RDC	50x50	C182	2065.58	-23.359	SEC	0	0	20
1 <sup>er</sup>	50x50	C182	1508.4	-45.7	SEC	0	0	20
2 <sup>ème</sup>	45x45	C182	1155.19	-63.281	SEC	0	0	16,2
3 <sup>ème</sup>	45x45	C182	888.36	-74.794	SEC	0	0	16,2
4 <sup>ème</sup>	45x45	C182	683.66	-80.048	SEC	0	0	16,2
5 <sup>ème</sup>	40x40	C182	524.51	-84.504	SEC	0	0	12,8
6 <sup>ème</sup>	40x40	C182	401.3	-86.57	SEC	0	1.39	12,8
7 <sup>ème</sup>	40x40	C182	303.32	-86.913	SEC	0	2.5	12,8
8 <sup>ème</sup>	30x30	C182	214.53	-84.68	SEC	0	6.75	7,2
9 <sup>ème</sup>	30x30	C182	104.74	-93.366	SEC	0	8.83	7,2

b. ( $M^{max}, N^{corr}$ )

**Tableau. V.4 : Ferrillages des poteaux situation accidentelle ( $M^{max}, N^{corr}$ )**

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	N°	$N^{max}$	$M^{corr}$	Sollicitation	$A'_s$	$A_s$	As min (cm <sup>2</sup> )
			(kN)	(kNm)		(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	
RDC	50x50	C182	2065.58	-23.359	SEC	0	0	20
1 <sup>er</sup>	50x50	C182	1508.4	-45.7	SEC	0	0	20
2 <sup>ème</sup>	45x45	C182	1155.19	-63.281	SEC	0	0	16,2
3 <sup>ème</sup>	45x45	C182	888.36	-74.794	SEC	0	0	16,2
4 <sup>ème</sup>	45x45	C182	683.66	-80.048	SEC	0	0	16,2
5 <sup>ème</sup>	40x40	C182	524.51	-84.504	SEC	0	0	12,8
6 <sup>ème</sup>	40x40	C182	401.3	-86.57	SEC	0	1.39	12,8

7 <sup>ème</sup>	40x40	C182	303.32	-86.913	SEC	0	2.5	12,8
8 <sup>ème</sup>	30x30	C182	214.53	-84.68	SEC	0	6.75	7,2
9 <sup>ème</sup>	30x30	C182	104.74	-93.366	SEC	0	8.83	7,2

- Combinaison :  $0,8G \pm E$

a.1 ( $N^{max}, M^{corr}$ )

**Tableau. V.5 :** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{max}, M^{corr}$ )

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	N°	$N^{max}$	$M^{corr}$	Sollicitation	$A'_s$	$A_s$	$A_s \text{ min}$ (cm <sup>2</sup> )
			(kN)	(kNm)		(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	
RDC	50x50	C182	1810.26	-23.617	SEC	0	0	20
1 <sup>er</sup>	50x50	C182	1303.12	-46.235	SEC	0	0	20
2 <sup>ème</sup>	45x45	C182	973.77	-64.018	SEC	0	0	16,2
3 <sup>ème</sup>	45x45	C182	731.83	-75.684	SEC	0	0	16,2
4 <sup>ème</sup>	45x45	C182	552.54	-81.044	SEC	0	0	16,2
5 <sup>ème</sup>	40x40	C182	418.7	-85.607	SEC	0	0.95	12,8
6 <sup>ème</sup>	40x40	C182	320.93	-87.745	SEC	0	2.23	12,8
7 <sup>ème</sup>	40x40	C182	248.2	-88.134	SEC	0	3.11	12,8
8 <sup>ème</sup>	30x30	C182	183.68	-85.899	SEC	0	6.79	7,2
9 <sup>ème</sup>	30x30	C182	102.17	-94.769	SEC	0	8.67	7,2

b. ( $M^{max}, N^{corr}$ )

**Tableau. V.6 :** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M^{max}, N^{corr}$ )

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	N°	$N^{max}$	$M^{corr}$	Sollicitation	$A'_s$	$A_s$	$A_s \text{ min}$ (cm <sup>2</sup> )
			(kN)	(kNm)		(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	
RDC	50x50	C182	1810.26	-23.617	SEC	0	0	20
1 <sup>er</sup>	50x50	C182	1303.12	-46.235	SEC	0	0	20
2 <sup>ème</sup>	45x45	C182	973.77	-64.018	SEC	0	0	16,2

3 <sup>ème</sup>	45x45	C182	731.83	-75.684	SEC	0	0	16,2
4 <sup>ème</sup>	45x45	C182	552.54	-81.044	SEC	0	0	16,2
5 <sup>ème</sup>	40x40	C182	418.7	-85.607	SEC	0	0.95	12,8
6 <sup>ème</sup>	40x40	C182	320.93	-87.745	SEC	0	2.23	12,8
7 <sup>ème</sup>	40x40	C182	248.2	-88.134	SEC	0	3.11	12,8
8 <sup>ème</sup>	30x30	C182	183.68	-85.899	SEC	0	6.79	7,2
9 <sup>ème</sup>	30x30	C182	102.17	-94.769	SEC	0	8.67	7,2

**V.2.4. CHOIX DES ARMATURES**

On remarque que le ferraillage maximum a été obtenu par  $A_s^{min}$  proposer par RPA.

**Tableau. V.7 : Choix des armatures des poteaux**

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{max}$ (Z.C)(cm <sup>2</sup> )	$A_s^{max}$ (Z.R)(cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC1, <sup>er</sup>	50x50	0	20	100	150	4T20+4T16	20,61
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	45x45	0	16,2	81	121.5	4T20+4T16	20,61
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup>	40x40	0	12.8	64	96	8T16	16.08
8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup>	30x30	0	7,2	36	64	8T14	12,32

**V.2.5. VÉRIFICATION VIS-A-VIS DE L'ÉTAT LIMITE DE SERVICE**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous ( $M_{ser}$ ,  $N_{ser}$ ) (annexe, organigramme)., puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

- **Béton :**

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

- **Acier :**

- Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = Min\left(\frac{2}{3}f_e, 150\eta\right)$
- Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = Min\left(\frac{1}{3}f_e, 110\eta\right)$

Avec :

$\eta=1,6$  pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc  $\sigma_s=240MPa$ .



Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a.  $\underline{N_{ser}^{max}} ; \underline{M_{ser}^{cor}} :$

**Tableau V.8 : Vérification des contraintes pour les poteaux**

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	M <sub>ser</sub> (kNm)	N <sub>ser</sub> (kN)	Sollicitation	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Vérification
RDC	50x50	3,2461	1628,09	SEC	94,0	240	6,3	15	OK
1 <sup>er</sup>	50x50	5,9583	1420,038	SEC	106,5	240	7,2	15	OK
2 <sup>ème</sup>	45x45	6,8568	1216,555	SEC	92,5	240	6,2	15	OK
3 <sup>ème</sup>	45x45	7,9684	1014,635	SEC	78,8	240	5,3	15	OK
4 <sup>ème</sup>	45x45	3,67	811,793	SEC	101,4	240	6,9	15	OK
5 <sup>ème</sup>	40x40	4,7976	612,609	SEC	79,5	240	5,4	15	OK
6 <sup>ème</sup>	40x40	4,9785	414,115	SEC	79,5	240	5,4	15	OK
7 <sup>ème</sup>	40x40	8,7169	216,658	SEC	38,6	240	2,8	15	OK
8 <sup>ème</sup>	30x30	8,7169	216,658	SEC	38,6	240	2,8	15	OK
9 <sup>ème</sup>	30x30	8,7169	216,658	SEC	38,6	240	2,8	15	OK

a.  $\underline{N_{ser}^{cor}} ; \underline{M_{ser}^{max}} :$

**Tableau V.9 : Vérification des contraintes pour les poteaux**

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	M <sub>ser</sub> (kNm)	N <sub>ser</sub> (kN)	Sollicitation	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Vérification
RDC	50x50	26,0947	435,276	SEC	37,7	240	2,7	15	OK
1 <sup>er</sup>	50x50	27,3548	359,217	SEC	49,9	240	3,6	15	OK
2 <sup>ème</sup>	45x45	31,1539	306,382	SEC	44,5	240	3,3	15	OK
3 <sup>ème</sup>	45x45	42,1419	238,926	SEC	49,6	240	3,9	15	OK
4 <sup>ème</sup>	45x45	21,7054	142,04	SEC	51,3	240	4,1	15	OK
5 <sup>ème</sup>	40x40	25,4667	106,9	SEC	53,6	240	4,4	15	OK

6 <sup>ème</sup>	40x40	26,2062	73,444	SEC	50,8	240	4,3	15	OK
7 <sup>ème</sup>	40x40	35,0722	54,079	SEC	100,3	240	5,5	15	OK
8 <sup>ème</sup>	30x30	35,0722	54,079	SEC	100,3	240	5,5	15	OK
9 <sup>ème</sup>	30x30	35,0722	54,079	SEC	100,3	240	5,5	15	OK

**V.2.6. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT**

**V.2.6.1. VÉRIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT**

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$T_u$  : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

$b$  : Largeur de la section du poteau.

$d$  : Hauteur utile de la section du poteau.

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$  : Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte  $\bar{\tau}_u$  doit être limité aux valeurs suivantes :

\* **Selon le BAEL 91 modifié 99 [1] :**

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5\text{MPa})$  .....Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4\text{MPa})$  .....Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

\* **Selon le RPA 99 version 2003 [2] :**

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

$\rho_d = 0,075$  .....si l'élanement  $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$  .....si l'élanement  $\lambda < 5$

Avec :

$\lambda$  : L'élanement du poteau

$i$  : Rayon de giration.

$I$  : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

$B$  : Section du poteau.

$L_f$  : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau V.10 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux v2 v3 elu**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	$T_u$ (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\lambda$	$\rho_d$	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérificati on
RDC	50x50	20,794	0,114	10,79	0,075	1,875	2,50	OK
1 <sup>er</sup>	50x50	23,328	0,162	12,14	0,075	1,875	2,50	OK
2 <sup>ème</sup>	45x45	26,151	0,181	12,14	0,075	1,875	2,50	OK
3 <sup>ème</sup>	45x45	33,944	0,235	12,14	0,075	1,875	2,50	OK

4 <sup>ème</sup>	45x45	18,996	0,234	16,19	0,075	1,875	2,50	OK
5 <sup>ème</sup>	40x40	23,056	0,284	16,19	0,075	1,875	2,50	OK
6 <sup>ème</sup>	40x40	24,015	0,296	16,19	0,075	1,875	2,50	OK
7 <sup>ème</sup>	40x40	29,601	0,365	16,19	0,075	1,875	2,50	OK
8 <sup>ème</sup>	30x30	29,601	0,365	16,19	0,075	1,875	2,50	OK
9 <sup>ème</sup>	30x30	29,601	0,365	16,19	0,075	1,875	2,50	OK

**V.2.6.2. FERRAILLAGE TRANSVERSAL DES POTEAUX**

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99** et celles du **RPA99 version 2003** ; elles sont données comme suit :

\* **Selon BAEL91 modifié 99 [1] :**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

- A<sub>t</sub> : Section d’armatures transversales.
- b : Largeur de la section droite.
- h : Hauteur de la section droite.
- S<sub>t</sub> : Espacement des armatures transversales.
- Ø<sub>t</sub> : Diamètre des armatures transversales.
- Ø<sub>l</sub> : Diamètre des armatures longitudinales.

\* **Selon le RPA99 version 2003 :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

- Avec :
- A<sub>t</sub> : Section d’armatures transversales.
  - S<sub>t</sub> : Espacement des armatures transversales.
  - T<sub>u</sub> : Effort tranchant à l’ELU.
  - f<sub>e</sub> : Contrainte limite élastique de l’acier d’armatures transversales.
  - h : Hauteur totale de la section brute.
  - ρ<sub>a</sub> : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l’effort tranchant.
  - ρ<sub>a</sub>=2,5.....si λ<sub>g</sub>≥5
  - ρ<sub>a</sub>=3,75.....si λ<sub>g</sub><5
  - λ<sub>g</sub> : Espacement géométrique.
  - L’espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :  
S<sub>t</sub>≤10cm.....Zone nodale (zone IIA).

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone courante (zone IIA)}.$$

$\phi_l$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{S_t b}$  en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\lambda_g$  : L'élanement géométrique du poteau  $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a}\right)$

$a$  : Dimension de la section droite du poteau.

$L_f$  : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales  $f_e = 400 \text{MPa}$  (FeE40).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

**Tableau V.11 : Espacements maximales selon RPA99**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Barres	$\phi_l$ (mm)	$S_t$ (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC, 1 <sup>er</sup>	50x50	4T20+4T16	20 et 16	10	15
2 <sup>er</sup> , 3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	45x45	4T20+4T16	16	10	15
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup>	40x40	8T16	14	10	15
8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup>	30x30	8T14	14	10	15

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

**Tableau V.12 : Choix des armatures transversales pour les poteaux**

Section (cm <sup>2</sup> )	Niveaux	$L_f$ (m)	$\lambda_g$ (%)	$\rho_a$	$T_u^{max}$ (kN)	Zone	$S_t$ (cm)	$A_t^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
50x50	RDC, 1 <sup>er</sup>	2,38	5,25	2,5	20,794	N	10	3,12	6T10	4,71
						C	15	4,66	6T10	4,71
45x45	2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	2,38	5,95	2,5	33,944	N	10	1,65	6T8	3,02
						C	15	2,47	6T8	3,02
40x40	5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup>	2,38	5,95	2,5	33,944	N	10	1,65	6T8	3,02
						C	15	2,47	6T8	3,02
30x30	8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup>	2,38	7,93	2,5	29,601	N	10	1,35	4T8	2,01
						C	15	2,01	4T8	2,01

**V.2.7. LONGUEUR DE RECOUVREMENT**

La longueur minimale de recouvrement est de :  $L_r = 40\phi_l$  en zone IIA.

Pour : T20..... $L_r = 80 \text{cm}$

T16..... $L_r = 64 \text{cm}$

T14..... $L_r = 56 \text{cm}$

**V.2.8. FERRAILLAGE DES POTEAUX DE SOUS SOL**

Les poteaux du sous sol sont calculés à la compression simple, le ferraillage est donnée par :

$$A_s \geq \left( \frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$B_r$  : Section réduite du poteau considéré ( $B_r=(a-2)(b-2)$ )  $cm^2$

$\alpha$ : Coefficient dépendant de l'élanement.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{0,6(50)^2}{\lambda} & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

$L_f$ : Longueur de flambement.

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

$I$  : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considéré.

$B$  : Section du poteau ( $B=a \times b$ ).

$N_u$  : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous sol.

La longueur de flambement  $L_f=0,7l_0$ .

La section réduite  $B_r=(a-0,02)^2 [m^2]$ .

**a. Calcul de l'effort normal pondéré :**

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal.

$$N_u(RDC) = 4327,15kN$$

**\* Calcul de l'effort normal du 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> bloc sous sol:**

- Poids du plancher..... $7,4 \times 21,6 = 159,84kN$
  - Poids du poteau..... $(0,50)^2 \times 3,06 \times 25 = 21.25kN$
  - Poids de la poutre principale..... $5,1 \times 0,5 \times 0,35 \times 25 = 22,31kN$
  - Poids de la poutre secondaire..... $4,5 \times 0,45 \times 0,3 \times 25 = 15,18kN$
- G=212.82kN**

Surcharge d'exploitation :  $Q=2,5 \times 21,6 = 54kN$

$$N_{u1} = N_{u2} = 1,35G + 1,5Q = 368,307kN$$

$$N_{u(RDC)} = 2235,06 kN$$

Donc :

L'effort normal total revenant au poteau du 1<sup>er</sup> bloc sous sol :

$$N_{u(1ss)} = N_{u(RDC)} + N_{u1} = 2603,367kN$$

L'effort normal total revenant au poteau du 2<sup>ème</sup> bloc sous sol :

$$N_{u(2ss)} = N_{u(1ss)} + N_{u2} = 2971,674kN$$

**b. Calcul du ferraillage :**

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 12,991cm$

- $\lambda = \frac{0,7 \times 3,06 \cdot 10^2}{12,991} = 16,48 < 50$
- $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,813$
- $Br = (45 - 2)^2 = 1849 \text{ cm}^2$

D'où :

$$A_s \geq \left( \frac{2971,674 \cdot 10^3}{0,813} - \frac{1849 \cdot 10^2}{0,9} \cdot \frac{25}{1,5} \right) \frac{1,15}{400}$$

$$A_s \geq 6,64 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq \left( \frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r}{0,9} \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_s^{\min} = 0,9\% B \text{ (Selon le RPA99 version 2003)}$$

$$A_s = A_s^{\min} = 18,225 \text{ cm}^2$$

On prend :  $4T20+4T16=21,6 \text{ cm}^2$ .

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
- Sous sol	50x50	5,47	18,225	4T20+4T16	20,61

**c. Vérification à l'ELS :**

$$N_{ser1} = N_{ser2} = G + Q = 266,82 \text{ kN.}$$

D'où :

$$N_{ser(1ss)} = N_{ser(RDC)} + N_{ser1}$$

$$N_{ser(1ss)} = 1628,09 + 266,82 = 1894,91 \text{ kN}$$

$$N_{ser(2ss)} = N_{ser(1ss)} + N_{ser2}$$

$$N_{ser(2ss)} = 1894,91 + 266,82 = 2161,73 \text{ kN}$$

**Tableau V.13 : Vérification des contraintes des poteaux de l'infrastructure**

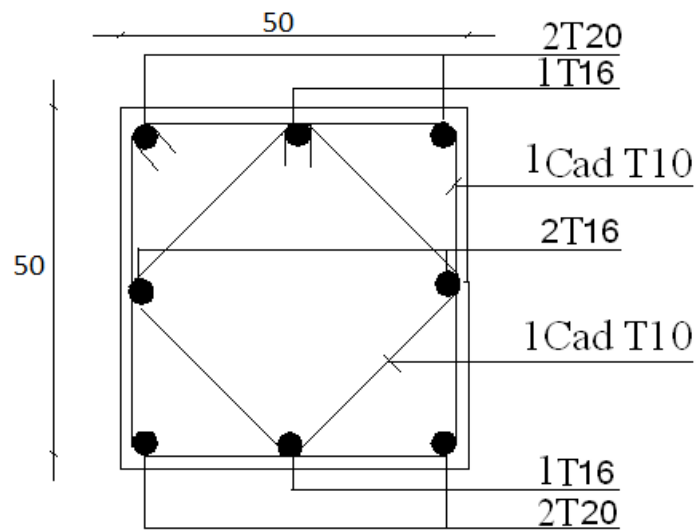
Section (cm <sup>2</sup> )	N <sub>ser</sub> (kN)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>b</sub> (MPa)	σ̄ <sub>b</sub> (MPa)	Vérification
50x5	1894,91	109,1	240	7,3	15	OK

**d. Détermination des armatures transversales :**

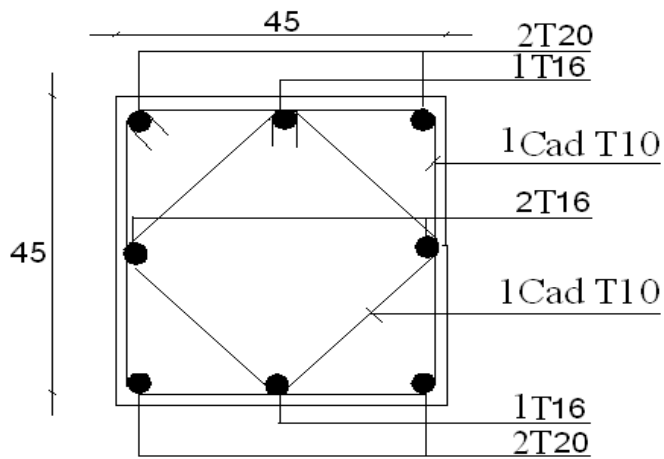
Pour les poteaux d'infrastructure ;  $A_t = 6T10 = 4,71 \text{ cm}^2$ .

Espacement en zone nodale :  $S_t = 10 \text{ cm}$

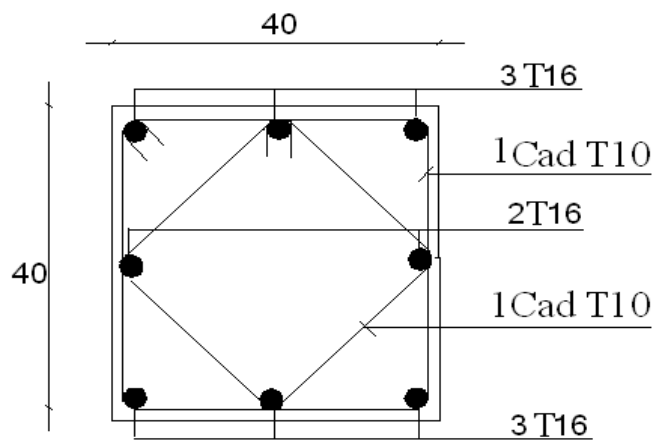
Espacement en zone courante :  $S_t = 15 \text{ cm}$



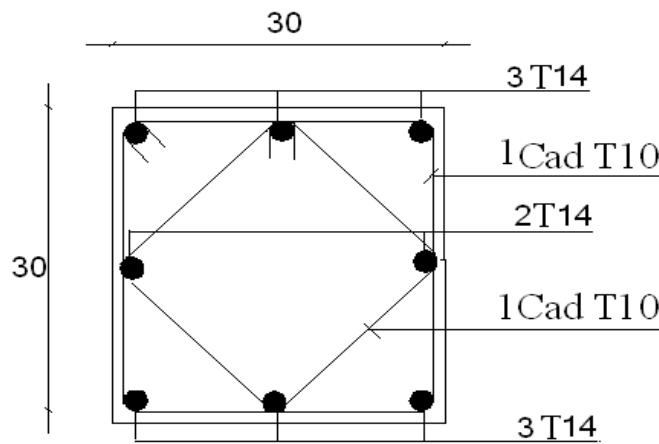
Poteaux s sol, RDC ,1<sup>ere</sup> etages



Poteaux 2<sup>eme</sup>, 3<sup>eme</sup>, 4<sup>eme</sup> etages



Poteaux 5<sup>eme</sup>, 6<sup>eme</sup>, 7<sup>eme</sup> etages

Poteaux 8<sup>eme</sup>, 9<sup>eme</sup> etages**Figure VII.1: Ferrailage des poteaux****V.3. FERRAILLAGE DES POUTRES****V.3.1. INTRODUCTION**

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe).

On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

- Situation durable :  $1,35G+1,5Q$  et  $1,35G+1,5Q+0,8T$
- Situation accidentelle :  $G+Q+E$

**V.3.2. RECOMMANDATION DU RPA99 VERSION 2003**

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en zone courante.
  - 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\varnothing$  en zone IIA.
- 4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

**V.3.3. CALCUL DU FERRAILLAGE** Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre secondaire).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

**1- Sens porteur :**



- **Situation durable :** Combinaison :  $1,35G+1,5Q$

**Tableau V.14. :** Ferrailage des poutres porteuses (situation durable)

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	N° de la poutre	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>sRPA</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC, 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> ....., 8 <sup>ème</sup>	30x50	Travée	B147	69,1682	6,49	0	7,5
		Appui	B109	131,4585	12,91	0	7,5
9 <sup>ème</sup>	30x50	Travée	B147	89,523	8,52	0	7,5
		Appui	B109	148,7127	13,08	0	7,5

- b. **Situation accidentelle :**  $G+Q+E$

**Tableau V.15 :** Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle)

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	N° de la poutre	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>sRPA</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC, 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> ....., 8 <sup>ème</sup>	35x50	Travée	B119	50,1186	4,68	0	7,5
		Appui	B123	95,4833	9,25	0	7,5
9 <sup>ème</sup>	35x50	Travée	B119	64,885	6,13	0	7,5
		Appui	B123	82,6258	8,19	0	7,5

## 2- **Sens non porteur :**

### a. **Situation durable :**

- Combinaison :  $1,35G+1,5Q$

**Tableau V.16 :** Ferrailage des poutres secondaires (situation durable)

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	N° de la poutre	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>sRPA</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC, 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> ....., 8 <sup>ème</sup>	30x40	Travée	B387	31,4712	2,89	0	6
		Appui	B387	62,0051	5,84	0	6
9 <sup>ème</sup>	30x40	Travée	B387	45,0856	4,19	0	6
		Appui	B387	52,0861	5,16	0	6

**b. Situation accidentelle :  $G+Q+E$**

**Tableau V.17 : Ferraillage des poutres secondaires (situation accidentelle)**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	N° de la poutre	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>sRPA</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC, 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> ....., 8 <sup>ème</sup>	30x40	Travée	B173	22,7855	2,08	0	6
		Appui	B173	44,9806	4,18	0	6
9 <sup>ème</sup>	30x40	Travée	B173	32,7101	3,01	0	6
		Appui	B173	59,7713	3,62	0	6

**Remarque :**

D'après les résultats obtenus du calcul des sections d'armatures dans les poutres sous les combinaisons d'action considérées, soient les combinaisons " $1,35G+1,5Q$ ", " $1,35G+1,5Q+0,8T$ " et " $G+Q+E$ ", on constate que le ferraillage maximum est obtenu par la combinaison " $G+Q+E$ ".

**V.3.4. CHOIX DES ARMATURES**

Le ferraillage final adopté est donné par le tableau suivant :

**1- Sens porteur :**

**Tableau V.18 : Choix des armatures pour les poutres porteuses**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (ZN)(cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (ZR)(cm <sup>2</sup> )	A <sub>sRPA</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC, 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> ....., 8 <sup>ème</sup>	30x50	Travée	60	90	7,5	6,49	4T16+4T14	14,20
		Appui				12,91	4T16+4T14	14,20
9 <sup>ème</sup>	30x50	Travée	60	90	7,5	8,52	4T16+4T14	14,20
		Appui				13,08	4T16+4T14	14,20

**2- Sens non porteur :**

**Tableau V.19 : Choix des armatures pour les poutres secondaires**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (ZN)(cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (ZR)(cm <sup>2</sup> )	A <sub>sRPA</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC, 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	30x40	Travée	48	72	6	2,89	4T14+4T12	10,68

3 <sup>ème</sup> ....., 8 <sup>ème</sup>		Appui				5,84	4T14+4T12	10,68
9 <sup>ème</sup>	30x40	Travée	48	72	6	4,19	4T14+4T12	10,68
		Appui				7,86	4T14+4T12	10,68

Avec :

$$f_{t28}=2,1MPa ; f_e=400MPa$$

**Tableau V.20 : Vérification de la condition de non fragilité**

Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s(choisi)</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s(min)</sub> (cm <sup>2</sup> )	Vérification
30 x 50	14,20	4,68	Vérifiée
30x40	10,68	2,08	Vérifiée

**V.3.6. VÉRIFICATION VIS À VIS DE L'ELS**

- La fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifiée que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_b = 15MPa \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \sigma \leq \bar{\sigma}_s = 240MPa \end{cases}$$

**Sens porteur : (30x50)**

**Tableau V.21 : Vérification des poutres principales à l'ELS**

Niveaux	Position	N°de la poutre	M <sub>ser</sub> (kNm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérifié
RDC, 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> 3 <sup>ème</sup> ....., 8 <sup>ème</sup>	Travée	B147	50,1186	4,9	15	162,5	240	Oui
	Appui	B109	95,4833	7,9		214.1		
9 <sup>ème</sup>	Travée	B147	64,885	6,3	15	211,0	240	Oui
	Appui	B109	122,6258	8,8		214.7		

**Sens non porteur : (30x40)**

**Tableau V.22 : Vérification des poutres secondaires à l'ELS**

Niveaux	Position	N°de la poutre	M <sub>ser</sub> (kNm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérifié
RDC, 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> 3 <sup>ème</sup> ....., 8 <sup>ème</sup>	Travée	B387	22,7855	2,6	15	84,1	240	Oui
	Appui	B387	44,9806	3,7		94,2		
9 <sup>ème</sup>	Travée	B387	32,7101	3,8	15	83,5	240	Oui
	Appui	B387	59,7713	5,1		97,4		

**V.3.7. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT**

**a. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$T_u$  : l'effort tranchant maximum.

$b$  : Largeur de la section de la poutre.

$d$  : Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$  (Fissuration préjudiciable).

**Tableau V.23 : Vérification de la contrainte de cisaillement**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	$T_u^{\text{max}}$ (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifié
RDC, 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> 3 <sup>ème</sup> ....., 8 <sup>ème</sup>	30x40	40,44	0,29	2,5	OK
	30x50	183,64	1,04	2,5	OK
9 <sup>ème</sup>	30x40	56,92	0,42	2,5	OK
	30x50	200,73	1,14	2,5	OK

**b. Calcul des armatures transversales :**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE40 ( $f_e=400\text{MPa}$ ).

• **4Selon le BAEL 91 modifié 99 [1] :**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

• **Selon le RPA 99 version 2003 [2] :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) = 1,42\text{cm}$$

On prend :  $\phi_t = 8mm$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.24 : Calcul des armatures transversales**

Sens	$T_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	BAEL91	RPA99		$S_t^{adp} (cm)$		$A_t^{max} (cm^2)$	Choix
			$S_t(cm)$	$S_t(cm)ZN$	$S_t(cm)ZC$	ZN	ZC		
Porteur	216,24	1,23	40,5	12,5	25	10	20	2,1	6T8
Non porteur	72,6	0,53	36,45	11,25	22,5	8	15	1,35	4T8

**c. Armature de peau :**

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration .En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures .Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que le ronds lisses

Pour les bâtiment courant on a  $1 cm^2 / m$  pour les armatures de peau [3]  
 On opte  $2 T 14 = 3,08 cm^2$

**V.3.8. RECOUVREMENT DES ARMATURES LONGITUDINALES**

$$L_r = 40\phi \text{ (zone IIA).}$$

$L_r$  : Longueur de recouvrement.

On a :

- $\phi = 16mm \dots \dots \dots L_r = 65cm$
- $\phi = 14mm \dots \dots \dots L_r = 56cm$

**V.3.9. VÉRIFICATION DE L'INFLUENCE DE L'EFFORT TRANCHANT AU VOISINAGE DES APPUIS**

**a. Appuis intermédiaires :**

**a.1. Vérification des armatures longitudinales [1] :**

Les armatures longitudinales inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui pour équilibrer l'effort tranchant.

Si :  $T_u - \frac{M_a}{0,9d} < 0 \Rightarrow$  pas de force de traction dans les armatures longitudinales inférieures.

Si :  $T_u - \frac{M_a}{0,9d} > 0 \Rightarrow$  les armatures longitudinales inférieures sont soumises à un effort de

traction. Dans ce cas on doit vérifier que :  $A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d} \right)$ ,  $M_{ua} \geq \left( \frac{f_s x A_s}{\gamma_s} - T_u \right) x 0,9d$

**Tableau V.25 : Vérification de la section d'armatures**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> (kN)	M <sub>ua</sub> (kNm)	$\frac{M_{ua}}{0,9d}$ (kN)	$T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d}$ (kN)
RDC, 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> ....., 8 <sup>ème</sup>	30x40	40,44	42,332	104,52	<0
	30x50	183,64	187,831	463,77	<0
9 <sup>ème</sup>	30x40	56,92	42,486	104,88	<0
	30x50	200,73	232,752	574,69	<0

D'après les résultats du tableau, les armatures longitudinales inférieures ne sont soumises à aucun effort de traction.

**a.2. Vérification de la contrainte de compression de l'aire d'appui [1] :**

La contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui doit vérifier la relation

$$\text{suivante : } \sigma_{bc}^m = \frac{T_u}{a.b} \leq \frac{1,3f_{c28}}{\gamma^b}$$

Avec :

a=Min(à ; 0,9d).

à : Largeur d'appuis sans l'enrobage (à=c-c'-2cm)

c' : L'enrobage (c'=3cm).

c: Largeur du poteau en appui.

b: Largeur de la poutre.

**Tableau V.26 : Vérification de la compression de l'aire d'appui**

Niveaux	Section(cm <sup>2</sup> )	à(cm)	a(cm)	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (kN)	σ <sub>bc</sub> <sup>m</sup> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Vérification
RDC, 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> ....., 8 <sup>ème</sup>	30x40	40	36,45	40,44	0,37	21,67	Vérifiée
	30x50	40	40	183,64	1,31		
9 <sup>ème</sup>	30x40	35	35	56,92	0,54	21,67	Vérifiée
	30x50	35	35	200,73	1,63		

**b. Appuis de rives :**

**b.1. Vérification des armatures longitudinales [3] :**

$$\text{Il faut vérifier que : } A_s \geq \frac{T_u \gamma_s}{f_e}$$

**b.2. Vérification de la contrainte de compression du béton [3] :**

$$\text{Il faut vérifier que : } T_u \leq 0,267b.a.f_{c28}$$

Avec :

b: Largeur de la poutre.

a=Min(à ; 0,9d).

à : Longueur d'appui (à=c-c'-2cm).

c: Largeur d'appui (poteau).

Les résultats des deux vérifications sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau V.27 : Vérification dans les appuis de rives**

Vérifications	section d'armature longitudinale	contrainte de compression du béton
---------------	----------------------------------	------------------------------------

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> (kN)	$\frac{T_u \gamma_s}{f_e}$ (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	$A_s \geq \frac{T_u \gamma_s}{f_e}$	a (cm)	0,267.b.a.f <sub>c28</sub> (kN)	T <sub>u</sub> ≤ 0,267.b.a.f <sub>c28</sub>
RDC, 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> ....., 8 <sup>ème</sup>	30x40	40,44	1,16	10,68	Vérifiée	36,45	729,91	Vérifiée
	30x50	183,64	5,27	10,68	Vérifiée	40	934,5	Vérifiée
9 <sup>ème</sup>	30x40	56,92	1,63	10,68	Vérifiée	35	540,670	Vérifiée
	30x50	200,73	5,77	18,22	Vérifiée	35	700,87	Vérifiée

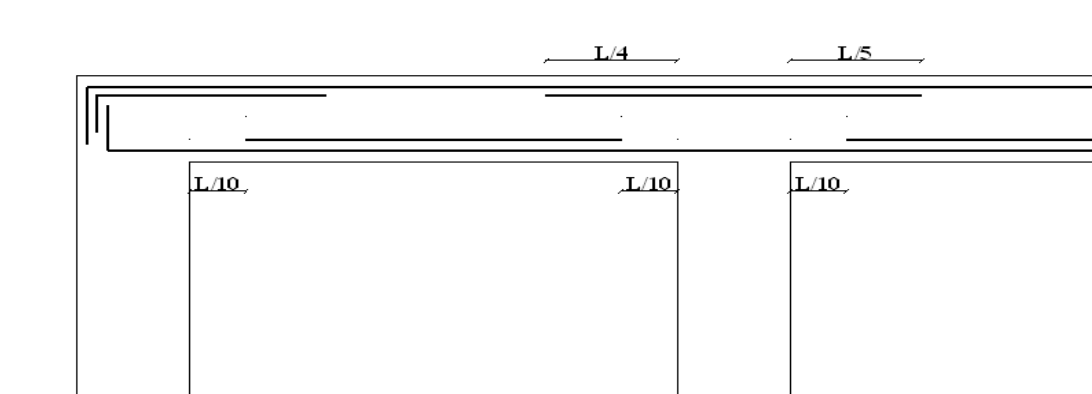
**V.3.10. ARRÊT DES BARRES [1]**

Armatures inférieures :  $h \leq \frac{L}{10}$

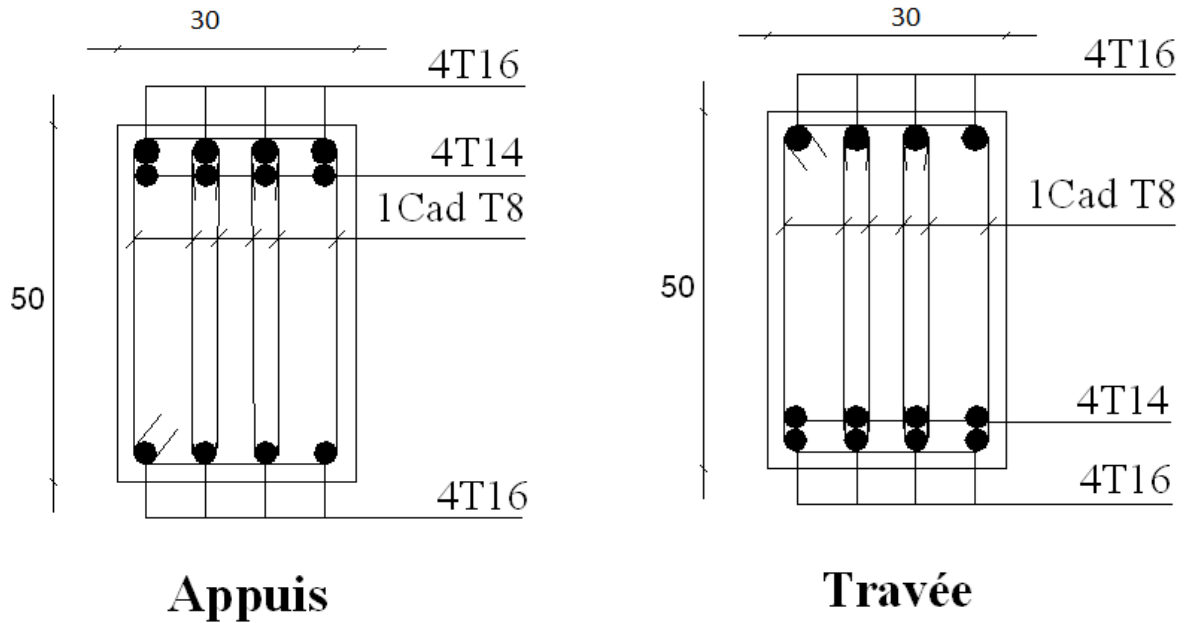
Armatures

supérieures :  $h' \geq \begin{cases} \frac{L^{\max}}{4} & \text{Appuis en travée de rive} \\ \frac{L^{\max}}{5} & \text{Appuis en travée Intermédiaire} \end{cases}$

Avec :  $L = \text{Max}(L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$ .

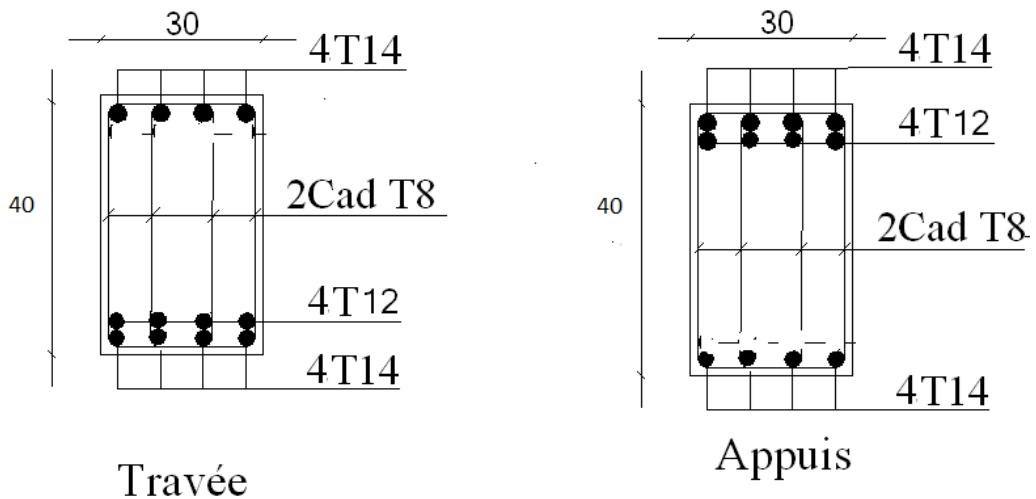


**Figure V.2: Arrêt des barres**



Ferraillage poutres : RDC, 1<sup>ere</sup>, 2<sup>eme</sup>, 3<sup>eme</sup>, 4<sup>eme</sup>, 5<sup>eme</sup>, 6<sup>eme</sup>, 7<sup>eme</sup>, 8<sup>eme</sup>, 9<sup>eme</sup>

**Figure V.3: Ferraillage des poutres porteuses**



Ferraillage poutres RDC, 1<sup>ere</sup>, 2<sup>eme</sup>, 3<sup>eme</sup>, 4<sup>eme</sup>, 5<sup>eme</sup>, 6<sup>eme</sup>, 7<sup>em</sup>, 8<sup>em</sup>, 9<sup>em</sup>

**Figure V.4: Ferraillage des poutres secondaires**

**V.4. Ferraillage des voiles :**

**V.4.1.Introduction :**

Les voiles sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ce sont des éléments en béton armé ou non armé assurant:

- D'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement).



- D'assurer une isolation acoustique entre deux locaux, en particulier entre logements, chambre d'hôtel,..., et une protection incendie (coupe-feu).
- De servir de cloisons de séparation entre locaux.

La fonction de contreventement peut être assurée si l'effort normal de compression, provenant des charges verticales est suffisant pour que, sous l'action du moment de renversement, le centre des pressions reste à l'intérieur de la section du mur.

### **Remarque:**

- Un poteau «allongé» de longueur supérieure à cinq fois son épaisseur est considéré comme un voile.
- Pour le ferraillage longitudinal et transversal on utilise la méthode utilisée par le **ETABS**
- Il y a lieu de mentionner que les recommandations du règlement parasismique algérien **RPA99** ont été prises en compte pour le choix définitif des armatures des voiles.

### **V.4.2 la Méthode du ferraillage :**

La méthode dite « modèle sandwich » utiliser par le logiciel SAP2000 (version 10) pour le calcul du ferraillage de l'élément Shell est basé sur les deux publications suivantes :

- « Conception optimale des coquilles et des galettes de béton armé » par **Troels Brondum-Nielsen**, université technique du Danemark, rapport NR.R 1974
- « Conception des dalles en béton pour le cisaillement transversal, » **Peter Marti**, tourillon structural d'interception commandée en vol, mars-avril 1990.

L'élément Shell est devisé en trois couches principales suivantes:

- La nappe d'armature supérieure (TOP COVER),
- La couche centrale (**CORE**),
- La nappe d'armature inférieure (BOTTOM COVER).

Dans la théorie des éléments finis, l'élément shell est soumis aux efforts suivants :

- a- **Effort interne** :  $F11, F22, F12, V13, V23$

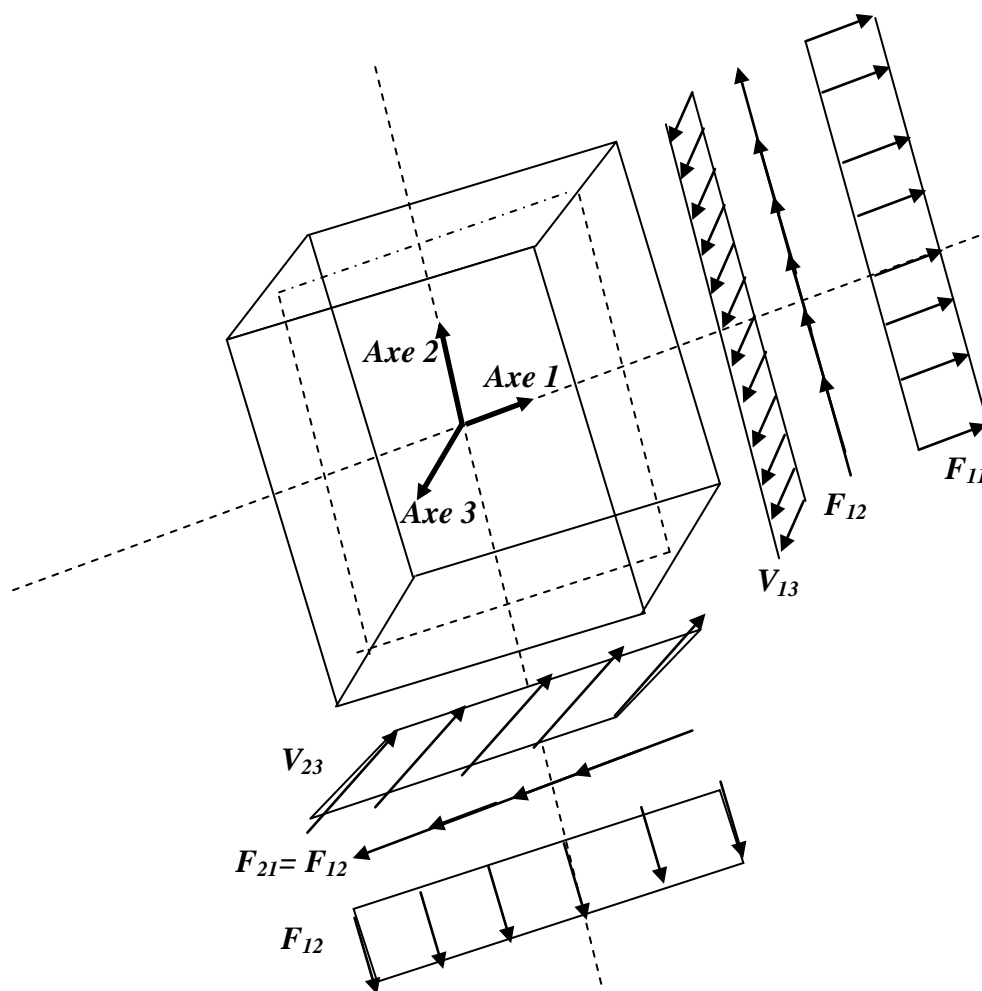
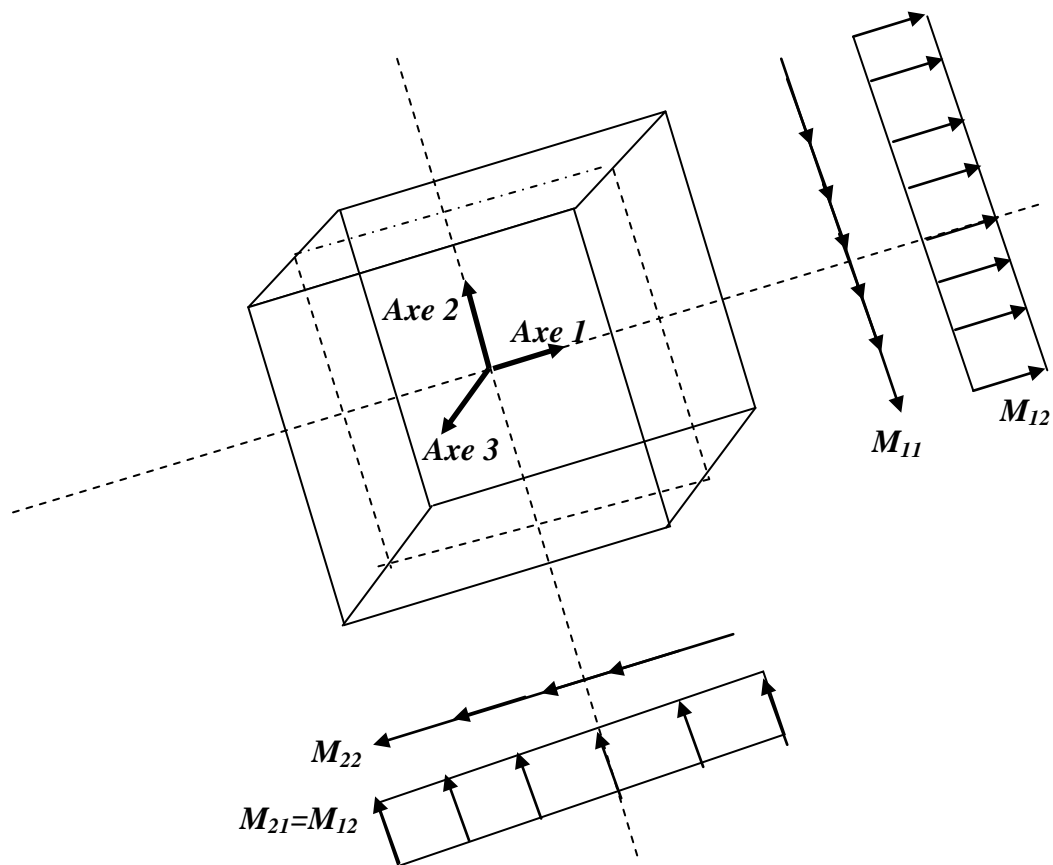


Fig. V-5:  
Représen  
tation

des efforts internes dans le voile

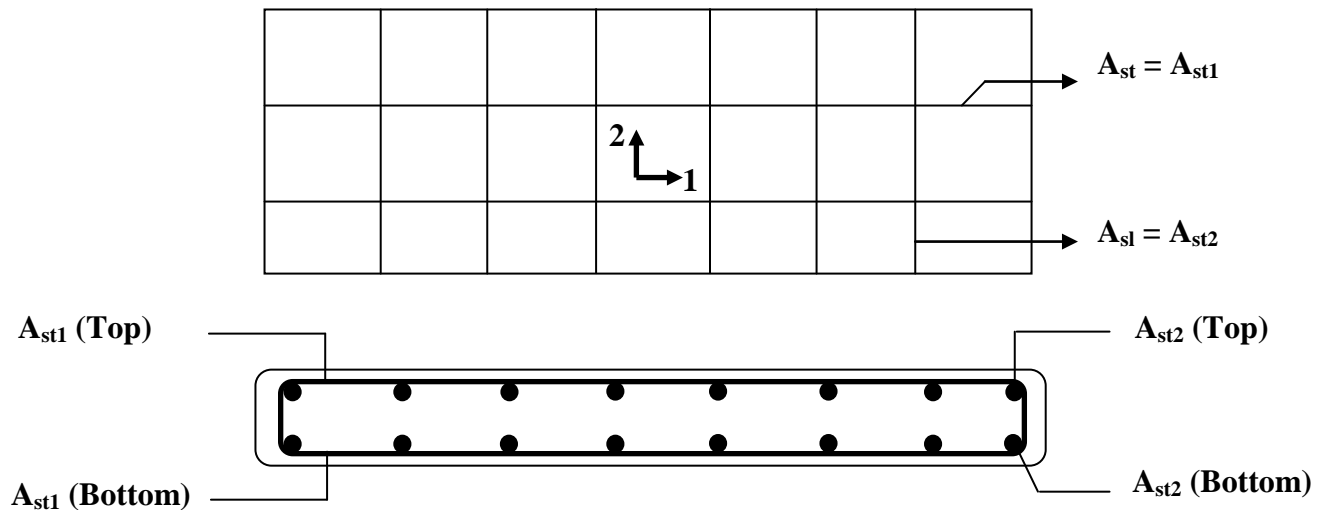
b- Moments interne :  $M_{11}$ ,  $M_{22}$ ,  $M_{12}$



**Fig V-6 : Représentation des moments interne dans le voile**

Lors de l'analyse et pour le calcul des armatures de l'élément Shell, les couches extérieures (supérieure, inférieure) sont supposées reprendre les moments  $M_{11}$ ,  $M_{22}$ ,  $M_{12}$  et les forces membranaires  $F_{11}$ ,  $F_{22}$ ,  $F_{12}$  ; les efforts tranchants de cisaillements  $V_{12}$ ,  $V_{23}$  sont repris par la couche centrale (*CORE*) qui est supposée non fissurée.

Pour un voile donné :



**Fig V-7 : Disposition des armatures du voile**

Les sections d'armatures  $A_{st1}$ ,  $A_{st2}$  sont données par le *ETABS* sous forme de section d'armatures par unité de largeur ( $mm^2 / m$ ).

Avec:

$A_{st1}$  (Top): ferrailage horizontale de la nappe supérieure du voile.

$A_{st1}$  (Bottom): ferrailage horizontale de la nappe inférieure du voile.

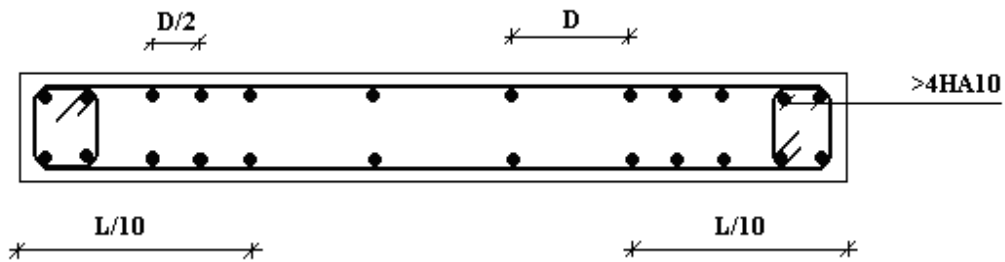
$A_{st2}$  (Top): ferrailage longitudinal de la nappe supérieure du voile.

$A_{st2}$  (Bottom): ferrailage longitudinal de la nappe inférieure du voile.

**V.4.3. Préconisation du Règlement Parasismique Algérien (RPA99 version 2003)[2] :**

**a) - Aciers verticaux :**

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2%.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (Jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.



**Fig V-8 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.**

**b) - Aciers horizontaux :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\phi$ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

**c)- Règles communes :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile.....0,15%
- En zone courante .....0,10%

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :  $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- 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.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - 40  $\phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
  - 20  $\phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule

$$A = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dûs aux moments de renversement.

**d - Aciers transversaux :** (perpendiculaire aux parements)

Seuls les aciers verticaux de diamètre  $\phi_l$  pris en compte dans le calcul de  $N_{u\ lim}$  sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre  $\phi_t$ )

	Nombres d'armatures transversales	Diamètre $\phi_t$
$\phi_l \leq 12\text{mm}$	4 épingles par $\text{m}^2$ de voile	6mm
$12\text{ mm} < \phi_l \leq 20\text{mm}$	Reprendre toutes les barres verticales	6mm
$20\text{mm} < \phi_l$	Espacement $\leq 15 \phi_l$	8mm

**Tableau V-28: Aciers transversaux**

**V.4.4.Ferraillage des voiles :**

**V.4.4.1 Armatures longitudinal :**

La section des armatures longitudinal ( $A_{sl}$ ) est donné par :

$$A_{sl} = \max \left\{ \begin{array}{l} A_{st2} (ETABS) \\ A_{s\ min} (RPA) \end{array} \right\}$$

Avec:

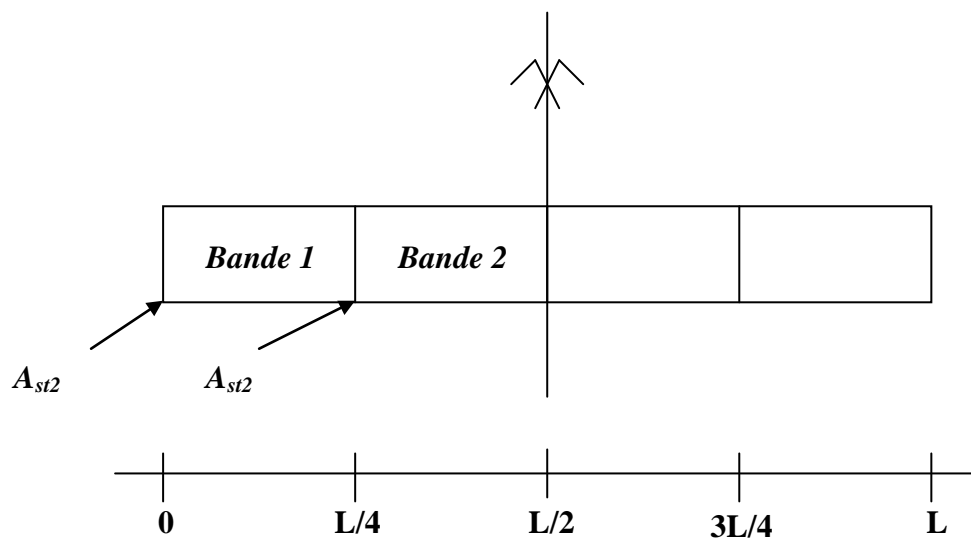
- $A_{st2}$  : Section d'armature longitudinale donnée par le ETABS.

On devise le voile en quatre bandes tel que:

$$l = L/4 \quad \text{Avec:} \quad l = \text{langueur de la bande}$$

$$L = \text{langueur du voile.}$$

Le résultat des sections d'armatures longitudinales sera donné par le ETABS version (10) comme l'indique le schéma suivant :



**FigV-9 : Lecture des armatures longitudinales du voile par le ETABS**

- La bande 1 sera ferraillée par  $A_{st2}$  donnée au niveau  $x = 0$
- La bande 2 sera ferraillée par  $A_{st2}$  donnée au niveau  $x = L/4$
- $A_{st\ min}^{RPA}$  : Section d'armature longitudinale donnée par le RPA 99.

Tel que :

$$A_{st\ min}^{RPA} = 0,2\% B$$

$B$  : Section horizontal du béton tendu.

**V.4.4.2 Armatures horizontales :**

La section des armatures horizontales du voile est donnée par :

$$A_{st} = \max \left\{ \begin{array}{l} A_{st1} (ETABS) \\ A_{s\ min} (RPA) \end{array} \right\}$$

$$A_{H1} = \frac{2}{3} A_v \quad (A_v = A_{s2} : \text{section d'acier verticale de la bande la plus armée})$$

$$A_{H2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0,8(0,8f_e)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8f_e} 1,25$$

$\tau_u = S_{12}$  est donnée par le ETABS

$S_t$  : Espacement maximal trouvé pour  $A_v$

$b_0 = a$  (épaisseur du trumeau)

$$A_{h\ min}^{RPA} = 0,15\% B.$$

**V.4.4.3 Armatures transversales :**

La section des armatures transversales est donnée par le minimum du **RPA99**  
(Voir tableau V-37)

### **V.4.5.Ferrailage des linteaux:**

#### **V.4.5.1.Introduction :**

Les linteaux sont des poutres courtes ou longues selon la valeur de leur élancement ( $\lambda_g$ ) encastrés aux extrémités et reliant les deux trumeaux de voile et ayant des nœuds rigides. Les déformations dans les linteaux créent des prolongements de ce fait la portée du linteau présente des difficultés dans le calcul (la majoration de l'effort tranchant (V) de 40% peut être justifiée à la limite).

#### **V.4.5.2.Méthode de calcul :**

##### **1. Contraintes limites de cisaillement :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u,calcul}$$

Ou bien :  $\tau_b = 1,4 \tau_u^{cal}$  ( $\tau_u^{cal} = S_{12}$  du fichier résultats du **ETABS**)

$b_0$  : Epaisseur du linteau ou du voile

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0.9 h$ )

$h$  : Hauteur totale de la section brute

##### **2. Ferrailage des linteaux :**

- **Premier cas :**  $\tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28}$

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M, V) il devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion  $\Rightarrow (A_l)$
- des aciers transversaux  $\Rightarrow (A_t)$
- Des aciers en partie courantes (de peau)  $\Rightarrow (A_c)$

##### **a. Aciers longitudinaux :**

Les aciers longitudinaux supérieurs et inférieurs sont calculés par la formule suivante :

$$A_l \geq \frac{M}{z \cdot f_c}, \quad \text{Avec : } z = h - 2d \quad \text{où : } h : \text{ est la hauteur totale du linteau}$$

$d$  : est la distance d'enrobage.

$M$  : moment dû à l'effort tranchant ( $V = 1,4 \cdot V_u$ )

##### **b. Aciers transversaux :**



- **Premier sous cas** : linteaux longs ( $\lambda_s = \frac{l}{h} > 1$ )

Avec :  $S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V}$  où :  $S_t$  : espacement des cours d'armatures transversales

$A_t$  : section d'un cours d'armatures transversales

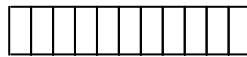
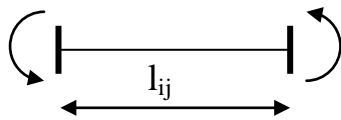
- **Deuxième sous cas** : linteaux longs ( $\lambda_s = \frac{l}{h} \leq 1$ )

Avec :  $S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V + A_t \cdot f_e}$  et  $V = \min(V_1 ; V_2)$

où :  $V_1 = 2 \cdot V_u$  calcul

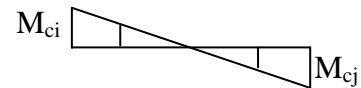
$$V_2 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

$M_{ci}$  et  $M_{cj}$  : moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée  $l_{ij}$  et calculés par :  $M_c = A_t \cdot f_e \cdot z$



Effort tranchant :

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$



Moment fléchissant

- **Deuxième cas** :  $\tau_b \geq 0.06 \cdot f_{c28}$

Dans ce cas, il y'a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieures et inférieures), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M ; N) sont repris suivant des bielles diagonales (de traction et de compression) suivant l'axe moyen des armatures diagonales  $A_d$  a disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_d = \frac{V}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$$

Avec :  $\text{tg} \alpha = \frac{h - 2d}{l}$  et  $V = V_{\text{calcul}}$  (sans majoration).

### 3. Ferraillage minimal:

- Armatures longitudinales :  $A_1, A_1' \geq 0.15\% \cdot b \cdot h$

- Armatures transversales :  $A_t \geq 0.15 \% \cdot b \cdot S_t$       Si  $\tau_b \leq 0.025 \cdot f_{c28}$   
 $A_t \geq 0.25 \% \cdot b \cdot S_t$       Si  $\tau_b > 0.025 \cdot f_{c28}$
- Armatures de peau :  $A_c \geq 0.20 \% \cdot b \cdot h$
- Armatures de diagonales :  
 $A_D \geq 0.15 \% \cdot b \cdot h$       Si  $\tau_b > 0.06 \cdot f_{c28}$   
 $A_D = 0$       Si  $\tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28}$

#### 4. Exemple de calcul :

Les caractéristiques géométriques du Linteau de 1<sup>er</sup> étage du voile V<sub>6</sub>:

$$h = 0,85m$$

$$l = 1,20 m$$

$$e = 20cm$$

##### ▪ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\text{On lit sur le } \mathbf{ETABS} : S_{12} = \tau_u^{cal} = 0.57MPa$$

Les calculs :

- $\tau_b = 0.57MPa$
- $\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5MPa \Rightarrow \bar{\tau}_b \succ \tau_b$
- $0,06 f_{c28} = \tau'_b = 1,5MPa$   
 $\tau_b < 0,06 f_{c28}$

##### Aciers longitudinaux :

$$A_l^{SAP} = A_l'^{SAP} = 11,34 \text{ cm}^2$$

$$A_{Lmin}^{RPA} = A_{Lmin}'^{RPA} \geq 0,15\% \cdot b \cdot h = 3,6 \text{ cm}^2$$

$$\tau_b = 0.043MPa < 0,06 f_{c28} = 1,5MPa$$

Donc :  $A_l = A_l^{SAP} = 11,34 \text{ cm}^2$  Soit 6HA16 (12.06 cm<sup>2</sup>).

**Armatures transversales:**

$$\tau_b = 0.025 MPa < 0.025 \cdot f_{c28} = 0.625 MPa$$

Avec:  $S \leq \frac{h}{4} = \frac{85}{4} = 21.25 cm$  avec  $S = 20 cm$

$$A_t > 0.0015 \cdot b \cdot S = 0.0025 \times 20 \times 20 = 0.60 cm^2$$

Soit  $4 \Phi 8 \Rightarrow A_t = 2.01 cm^2$

▪ **Armatures diagonales:**

$$\tau_b = 0.018 MPa < 0.06 \cdot f_{c28} = 1.5 MPa$$

Donc ses armatures diagonales ne sont pas nécessaires ( $A_D = 0$ )

▪ **Armatures de peau:**

$$A_c \geq 0.002 \cdot e \cdot h = 0.002 \times 20 \times 85 = 3.4 cm^2$$

Soit 6T12  $\Rightarrow A_c = 6.79 cm^2$  (réparties en deux nappes) (soit 3 barres /nappe)

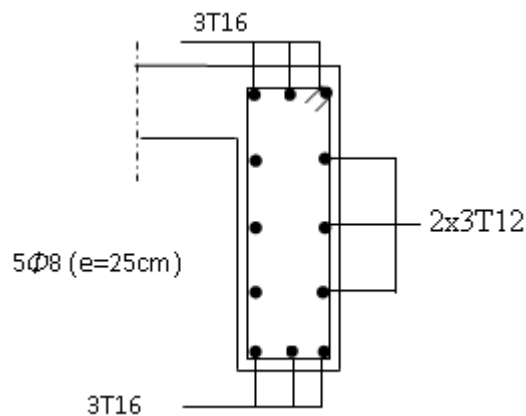
▪ **Ferrailage final :**

Le ferrailage final du linteau se résume comme suit

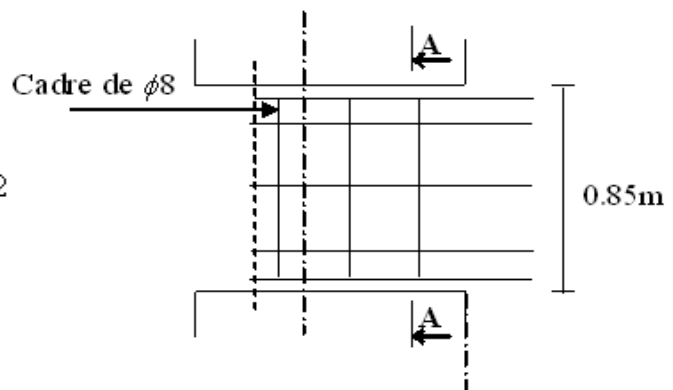
$$A_l = 11.34 cm^2 \quad \text{soit} \quad 6T16 \quad (12.06 cm^2)$$

$$A_t = 0.60 cm^2 \quad \text{soit} \quad 4 \square 8 \quad (2.01 cm^2)$$

$$A_c = 3.44 cm^2 \quad \text{soit} \quad 6T12 \quad (6.79 cm^2)$$



**Fig. V-10 : Armatures des linteaux**



**Fig. V-11 : Coupe (A-A) du linteau**

**V.4.6.Ferrailage des trumeaux:****V-4-6-1 Ferrailage du voile V<sub>1</sub> :****1. Ferrailage vertical (As<sub>t2</sub>) :**

Niveau : R.D.C

Soit le voile de longueur:

$$L = 4.50 \text{ m}$$

$$a = 0,20 \text{ m (épaisseur)}$$

$$h_e = 3,4 \text{ m (hauteur d'étage)}$$

Le ferrailage vertical (As<sub>t2</sub>) et horizontal (As<sub>t1</sub>) sera obtenu par le ETABS sous la combinaison (G+Q+E), pour 1m linéaire et pour les deux nappes d'armatures.

$$A_{st2} / \text{Bonde1} = 14.60 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st2} / \text{Bonde2} = 8,09 \text{ cm}^2.$$

$$A_t^{RPA} \text{ min} / \text{bande} = 0,2\% (20 \times 120) = 1,2 \text{ cm}^2.$$

- choix de la 1<sup>er</sup> bande => 4T14
- Choix de la 1<sup>er</sup> bande => 4T12

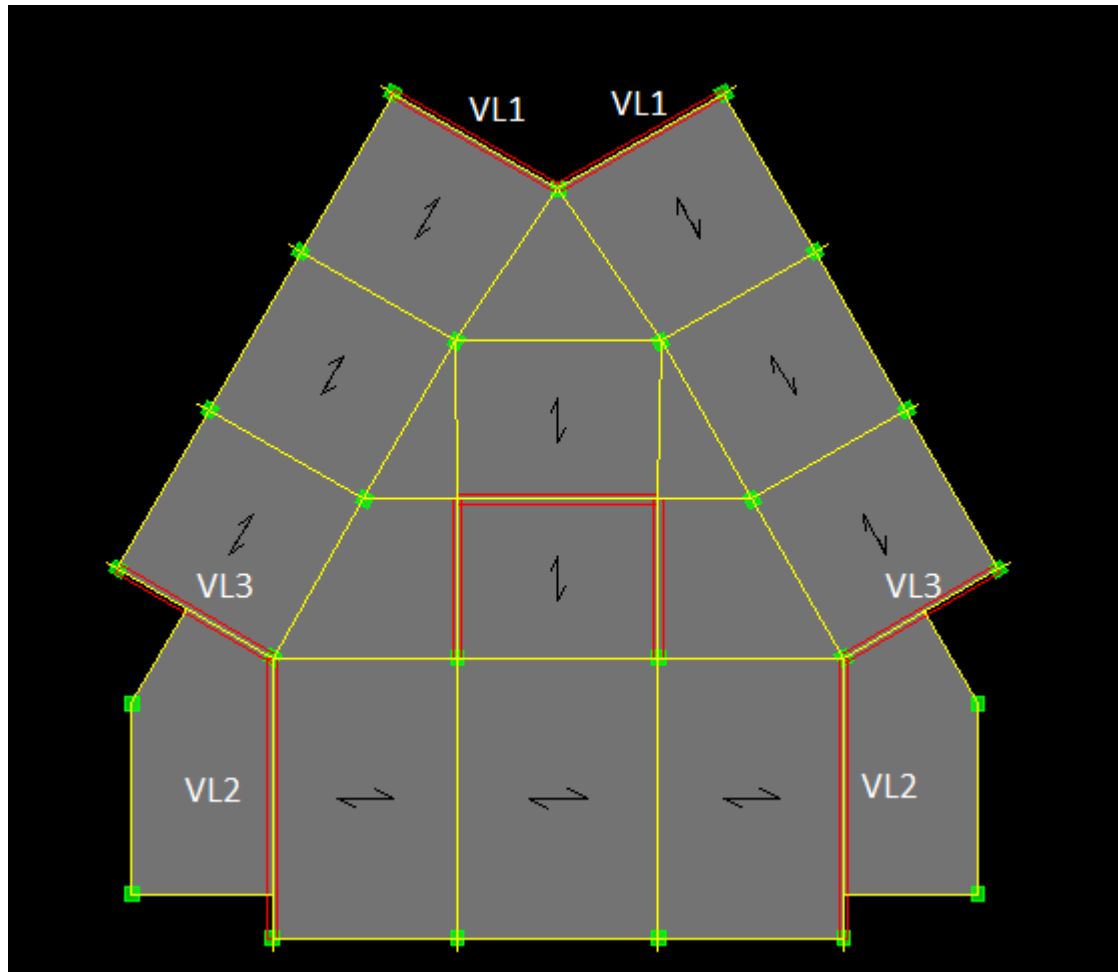
Donc : le choix final => 4T16+4T12

$$S_t = 120/2 - (2,5 + 2 \times 1,6 + 2 \times 1,2)/5 = 10,38 \text{ cm}$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

Les résultats de tous les voiles sont démontrés dans les tableaux qui suivent:

**PRÉSENTATION DES RÉSULTATS POUR LE RESTE DES VOILES DU BÂTIMENT ÉTUDIÉ**



**Figure V.12: Disposition des voiles**

**Tableau V.29 :** Tableau récapitulatif des sections des armatures longitudinales dans les voiles.

<i>N° des voiles</i>	<i>Hauteurs (m)</i>	<b>Bonde1</b>	<b>Bonde2</b>	<i>As<sub>min</sub></i>	<i>Choix1</i>	<i>Choix2</i>	<i>St<sub>1</sub> (cm)</i>	<i>St<sub>2</sub> (cm)</i>
<b>VL1</b>	0	17,82	10,12	4.5	2x10T16	2x8T14	15	20
	10,2	8,80	5,36	4.5	2x10T12	2x6T12	15	25
	20,4	4,25	3,74	4.5	2x6T10	2x6T10	25	25
<b>VL2</b>	0	18,13	8,54	4.5	2x10T16	2x8T14	15	20
	10,2	9,22	5,97	4.5	2x6T14	2x6T12	15	25
	20,4	4,25	3,44	4.5	2x6T10	2x6T10	25	25
<b>VL3</b>	0	18,42	9,92	4.5	2x10T16	2x8T14	15	20

	10,2	9,11	5,67	4,5	2x6T14	2x6T12	15	25	
	20,4	5,26	3,74	4,5	2x6T12	2x6T10	25	25	
<i>N° des voiles</i>	<i>Hauteurs (m)</i>	<i>partie</i>	Bonde 1	Bonde 2	<i>As<sub>min</sub></i>	<i>Choix1</i>	<i>Choix2</i>	<i>S<sub>t1</sub></i> (cm)	<i>S<sub>t2</sub></i> (cm)
<b>VL1</b>	0	<b>Trumaux1</b>	4,5	3,15	1,2	2x4T14	2x4T12	8	10
	0	<b>Trumaux2</b>	14,6	8,93	2,1	2x8T16	2x6T14	8	12
	0	<b>linteaux</b>	2,29	1,56	1,2	2x4T12	2x6T10	8	10
	10,2	<b>Trumaux1</b>	1,53	1,35	1,2	2x4T12	2x4T12	8	10
	10,2	<b>Trumaux2</b>	3,73	3,26	2,1	2x4T12	2x4T12	10	15
	10,2	<b>linteaux</b>	1,86	1,51	1,2	2x4T12	2x4T12	8	10
	20,4	<b>Trumaux1</b>	0,46	0,37	1,2	2x4T12	2x4T12	8	10
	20,4	<b>Trumaux2</b>	1,51	1,37	2,1	2x4T12	2x2T12	8	10
	20,4	<b>linteaux</b>	0,89	0,78	1,2	2x4T12	2x4T12	8	10
<b>VL2</b>	0	<b>Trumaux1</b>	4,41	3,01	1,2	2x4T14	2x4T12	8	10
	0	<b>Trumaux2</b>	14,21	8,41	2,1	2x8T16	2x6T14	8	12
	0	<b>linteaux</b>	2,01	1,74	1,2	2x4T12	2x6T10	8	10
	10,2	<b>Trumaux1</b>	1,74	1,57	1,2	2x4T12	2x4T12	8	10
	10,2	<b>Trumaux2</b>	3,45	3,24	2,1	2x4T12	2x4T12	10	15
	10,2	<b>linteaux</b>	1,89	1,47	1,2	2x4T12	2x4T12	8	10
	20,4	<b>Trumaux1</b>	0,36	0,78	1,2	2x4T12	2x4T12	8	10
	20,4	<b>Trumaux2</b>	1,78	1,47	2,1	2x4T12	2x2T12	8	10
	20,4	<b>linteaux</b>	0,28	0,76	1,2	2x4T12	2x4T12	8	10
<b>VL3</b>	0	<b>Trumaux1</b>	4,05	1,89	1,2	2x4T14	2x4T12	8	10
	0	<b>Trumaux2</b>	15,54	3,2	2,1	2x8T16	2x6T14	8	12
	0	<b>linteaux</b>	4,69	4,02	1,2	2x4T12	2x6T10	8	10
	10,2	<b>Trumaux1</b>	1,62	0,89	1,2	2x4T12	2x4T12	8	10
	10,2	<b>Trumaux2</b>	5,1	1,98	2,1	2x4T12	2x4T12	10	15
	10,2	<b>linteaux</b>	2,4	2,26	1,2	2x4T12	2x4T12	8	10
	20,4	<b>Trumaux1</b>	0,67	0,48	1,2	2x4T12	2x4T12	8	10
	20,4	<b>Trumaux2</b>	2,64	2,07	2,1	2x4T12	2x2T12	8	10
	20,4	<b>linteaux</b>	0,89	0,81	1,2	2x4T12	2x4T12	8	10

**Tableau V.30 :** Tableau récapitulatif des sections des armatures transversales dans les voiles.

<i>N° des voiles</i>	<i>Hauteurs (m)</i>	<b>Bonde1</b>	<b>Bonde2</b>	$A_t^{RPA} \text{ min/ban}$	<b>Choix1</b>	<b>Choix 2</b>	St <sub>1</sub> (cm)	St <sub>2</sub> (cm)	
<b>VL1</b>	0	5,26	3,74	4.5	2x8T10	2x6T10	15	20	
	10,2	3,34	2,63	4.5	2x8T10	2x6T10	15	20	
	20,4	2,12	2,02	4.5	2x8T10	2x6T10	15	20	
<b>VL2</b>	0	5,51	3,94	4.5	2x8T10	2x6T10	15	20	
	10,2	2,73	3,74	4.5	2x8T10	2x6T10	15	20	
	20,4	2,02	2,53	4.5	2x8T10	2x6T10	15	20	
<b>VL3</b>	0	5,46	3,83	4.5	2x8T10	2x6T10	15	20	
	10,2	2,63	3,34	4.5	2x8T10	2x6T10	15	20	
	20,4	2,12	2,12	4.5	2x8T10	2x6T10	15	20	
<i>N° des voiles</i>	<i>Hauteurs (m)</i>	<i>partie</i>	Bonde 1	Bonde 2	<b>As min</b>	<b>Choix 1</b>	<b>Choix2</b>	S <sub>t1</sub> (cm)	S <sub>t2</sub> (cm)
<b>VL1</b>	0	<b>Trumaux1</b>	2,37	2,32	1,2	2x4T10	2x4T10	8	10
	0	<b>Trumaux2</b>	3,78	3,56	2,1	2x6T10	2x6T10	8	10
	0	<b>linteaux</b>	2,24	1,97	1,2	2x4T10	2x6T10	8	10
	10,2	<b>Trumaux1</b>	0,83	0,67	1,2	2x4T10	2x4T10	8	10
	10,2	<b>Trumaux2</b>	1,18	1,08	2,1	2x6T10	2x6T10	8	10
	10,2	<b>linteaux</b>	1,97	1,32	1,2	2x4T10	2x6T10	8	10
	20,4	<b>Trumaux1</b>	0,43	0,29	1,2	2x4T10	2x4T10	8	10
	20,4	<b>Trumaux2</b>	0,61	0,47	2,1	2x6T10	2x6T10	8	10
	20,4	<b>linteaux</b>	1,02	0,94	1,2	2x4T10	2x6T10	8	10
<b>VL2</b>	0	<b>Trumaux1</b>	2,45	2,74	1,2	2x4T10	2x4T10	8	10
	0	<b>Trumaux2</b>	3,86	3,71	2,1	2x6T10	2x6T10	8	10
	0	<b>linteaux</b>	2,63	1,81	1,2	2x4T10	2x6T10	8	10
	10,2	<b>Trumaux1</b>	0,95	0,74	1,2	2x4T10	2x4T10	8	10
	10,2	<b>Trumaux2</b>	1,23	1,41	2,1	2x6T10	2x6T10	8	10
	10,2	<b>linteaux</b>	1,91	1,74	1,2	2x4T10	2x6T10	8	10
	20,4	<b>Trumaux1</b>	0,52	0,65	1,2	2x4T10	2x4T10	8	10
	20,4	<b>Trumaux2</b>	0,74	0,12	2,1	2x6T10	2x6T10	8	10
	20,4	<b>linteaux</b>	1,23	0,97	1,2	2x4T10	2x6T10	8	10
<b>VL3</b>	0	<b>Trumaux1</b>	3,83	2,24	1,2	2x4T10	2x4T10	8	10

	0	<b>Trumaux2</b>	3,82	3,76	2,1	2x6T10	2x6T10	8	10
	0	<b>linteaux</b>	3,32	1,83	1,2	2x4T10	2x6T10	8	10
	10,2	<b>Trumaux1</b>	1,27	1,21	1,2	2x4T10	2x4T10	8	10
	10,2	<b>Trumaux2</b>	5,67	2,54	2,1	2x6T10	2x6T10	8	10
	10,2	<b>linteaux</b>	2,16	1,27	1,2	2x4T10	2x6T10	8	10
	20,4	<b>Trumaux1</b>	0,48	0,43	1,2	2x4T10	2x4T10	8	10
	20,4	<b>Trumaux2</b>	2,74	2,07	2,1	2x6T10	2x6T10	8	10
	20,4	<b>linteaux</b>	0,91	0,54	1,2	2x4T10	2x6T10	8	10

**Remarque:**

D'après les résultats du tableau précédent on constate trois types du ferrailage pour de différents étages; donc on opte:

- Du soul sol au 2<sup>ème</sup> étages 2x10T16
- Du 3<sup>ème</sup> au 6<sup>ème</sup> étages 2x10T12
- Et pour le 7<sup>ème</sup> au 9<sup>ème</sup> étage 2x6T10

**Tableau V.31 : Ferrailage longitudinale**

<b>Hauteur</b>	<b>Bande</b>	<b>Choix1</b>	<b>Choix2</b>	S <sub>t1</sub> (cm)	S <sub>t2</sub> (cm)
<b>VL1</b>	0	2x10T16	2x8T14	15	20
	10,2	2x10T12	2x6T12	15	25
	20,4	2x6T10	2x6T10	15	25
<b>VL2</b>	0	2x4T14	2x4T12	8	10
	0	2x8T16	2x6T14	8	12
	0	2x4T12	2x6T10	8	10
	10,2	2x4T12	2x4T12	8	10
	10,2	2x4T12	2x4T12	10	15
	10,2	2x4T12	2x4T12	8	10
	20,4	2x4T12	2x4T12	8	10
	20,4	2x4T12	2x2T12	8	10
	20,4	2x4T12	2x4T12	8	10
<b>VL3</b>	0	2x4T14	2x4T12	8	10
	0	2x8T16	2x6T14	8	12

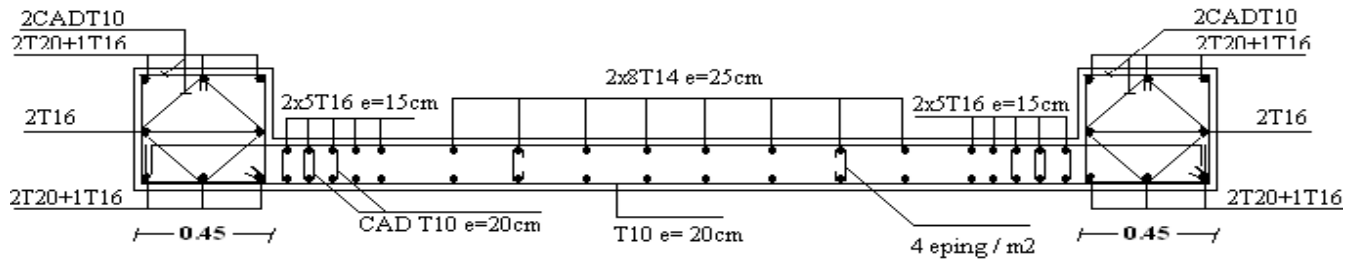


	0	2x4T12	2x6T10	8	10
	10,2	2x4T12	2x4T12	8	10
	10,2	2x4T12	2x4T12	10	15
	10,2	2x4T12	2x4T12	8	10
	20,4	2x4T12	2x4T12	8	10
	20,4	2x4T12	2x2T12	8	10
	20,4	2x4T12	2x4T12	8	10

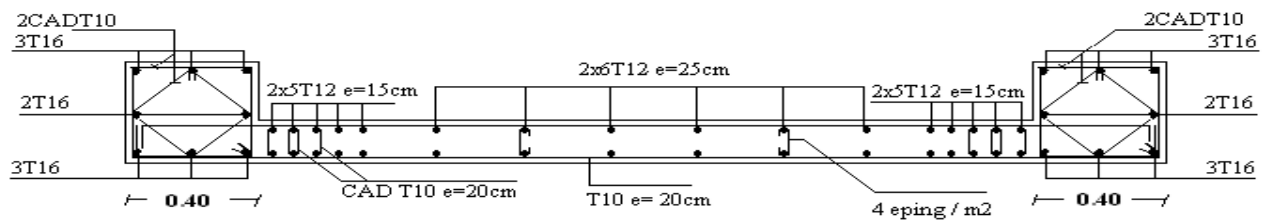
**Tableau V.32 : Ferraillage transversale**

<i>Hauteur</i>	<i>Bande</i>	<i>Choix1</i>	<i>Choix2</i>	S <sub>t1</sub> (cm)	S <sub>t2</sub> (cm)
<b>VL1</b>	0	2x8T10	2x6T10	15	20
	10,2	2x8T10	2x6T10	15	20
	20,4	2x8T10	2x6T10	15	20
<b>VL2</b>	0	2x4T10	2x4T10	8	10
	0	2x6T10	2x6T10	8	10
	0	2x4T10	2x6T10	8	10
	10,2	2x4T10	2x4T10	8	10
	10,2	2x6T10	2x6T10	8	10
	10,2	2x4T10	2x6T10	8	10
	20,4	2x4T10	2x4T10	8	10
	20,4	2x6T10	2x6T10	8	10
	20,4	2x4T10	2x4T10	8	10
<b>VL3</b>	0	2x4T10	2x4T10	8	10
	0	2x6T10	2x6T10	8	10
	0	2x4T10	2x6T10	8	10
	10,2	2x4T10	2x4T10	8	10
	10,2	2x6T10	2x6T10	8	10
	10,2	2x4T10	2x6T10	8	10
	20,4	2x4T10	2x4T10	8	10

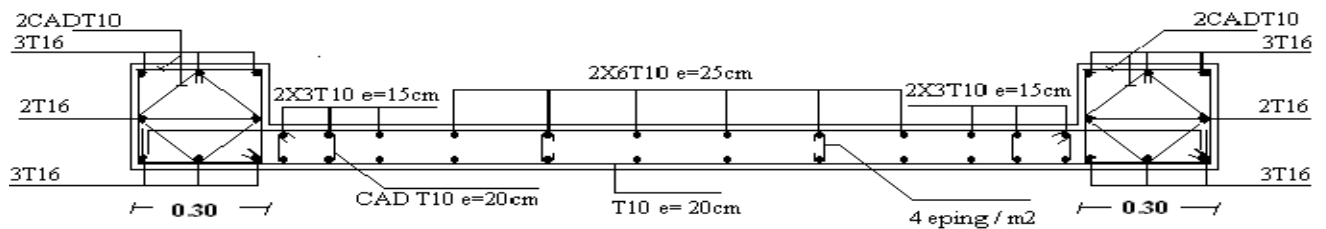
	20,4	2x6T10	2x6T10	8	10
	20,4	2x4T10	2x6T10	8	10



NIV : soul sol au 2ème étages

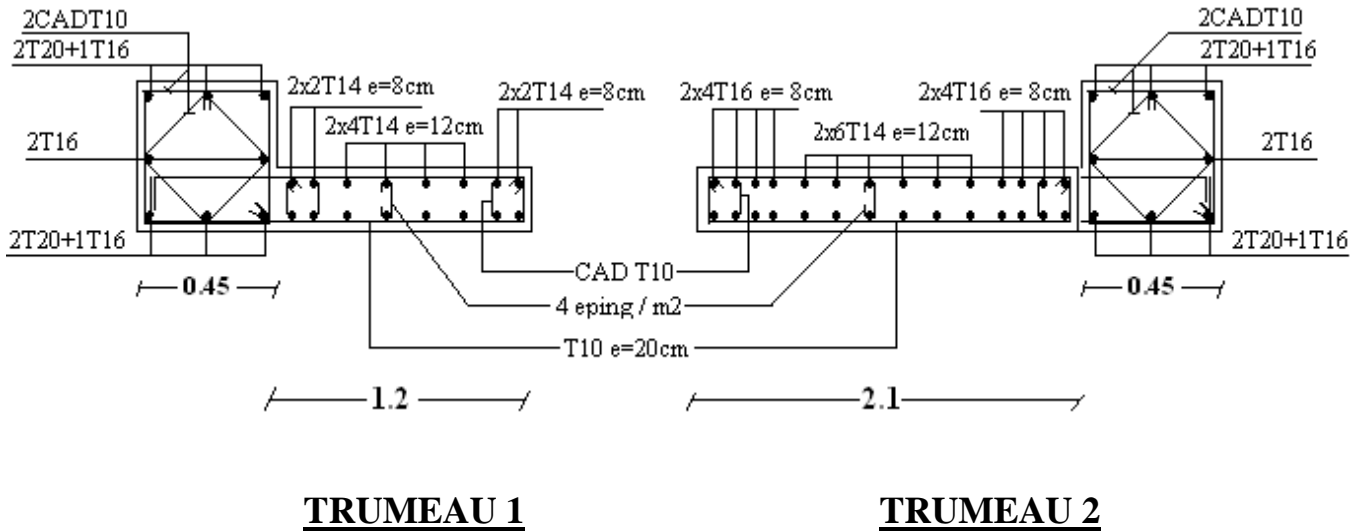


NIV : 3ème au 6ème étages

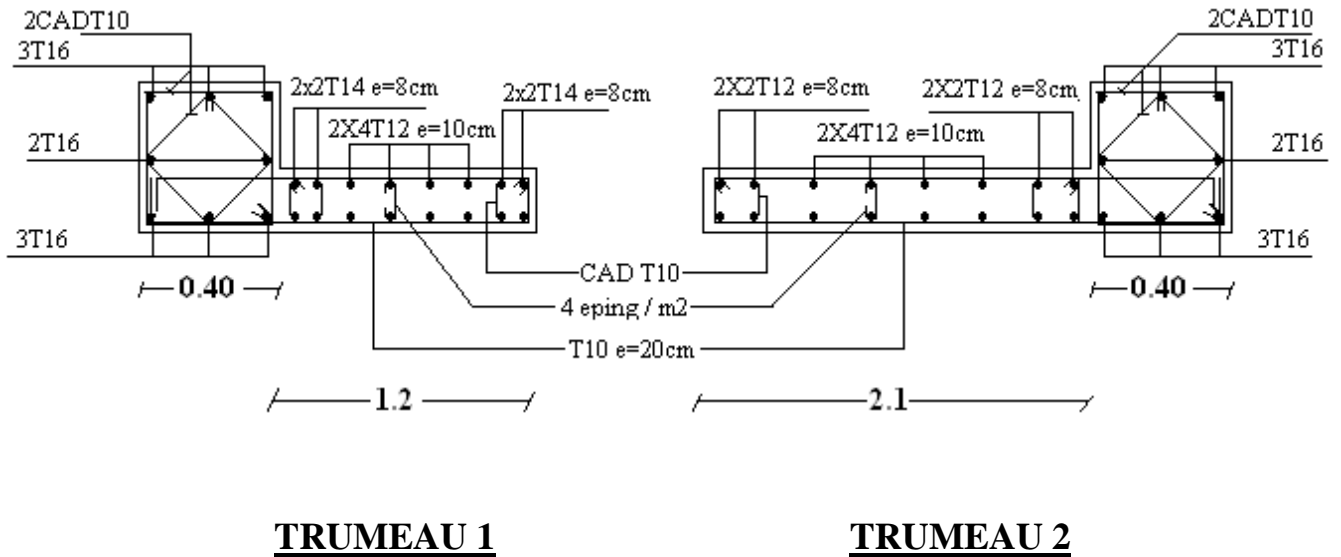


NIV : 7ème au 9ème étage

**FIG V.13: FERRAILAGE DES VOILES VL1, VL2, VL3**

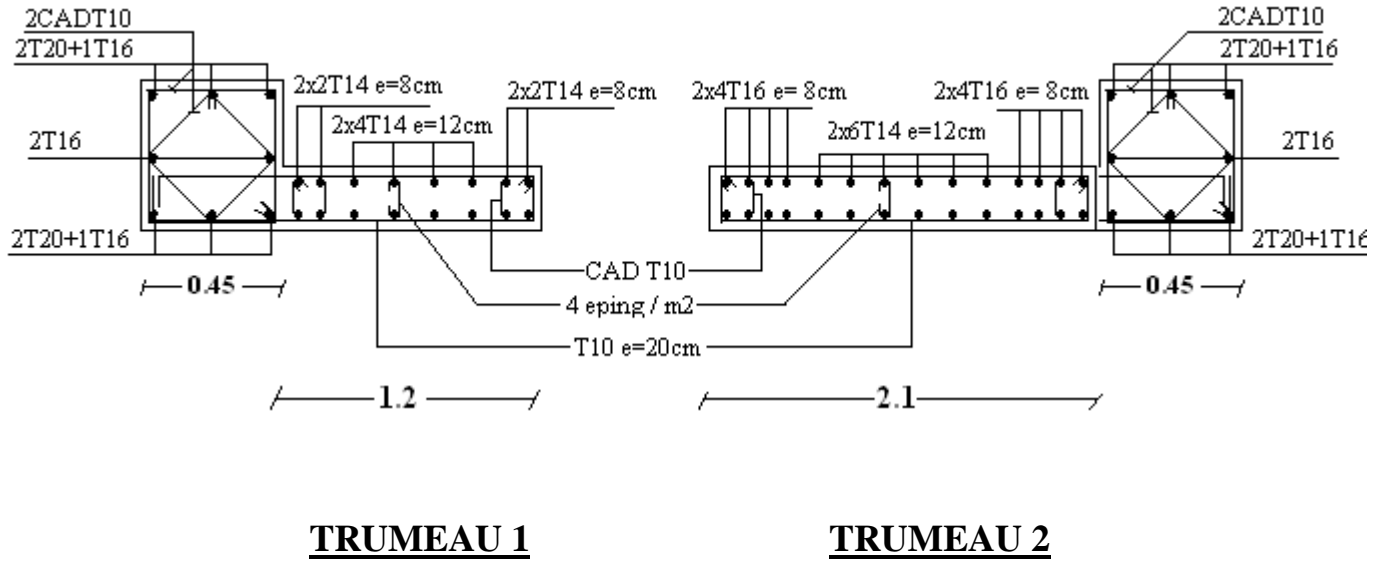


**NIV : +0.00 à 10.2m**

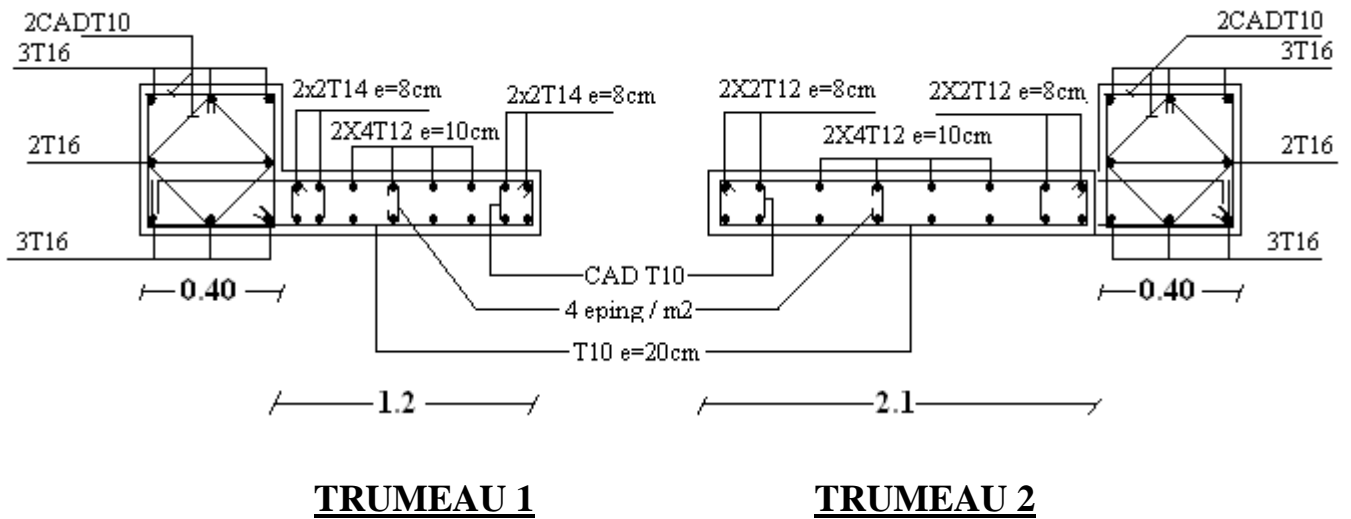


**NIV : +10.2 à 27.2m**

**FIG V.14: FERRAILLAGE DES VOILES VL1, VL2**

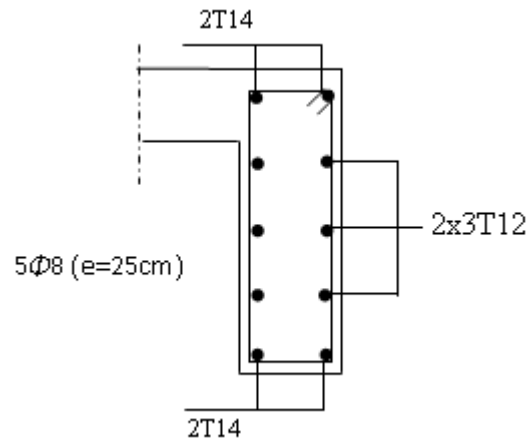


**NIV : +0.00 à 10.2m**

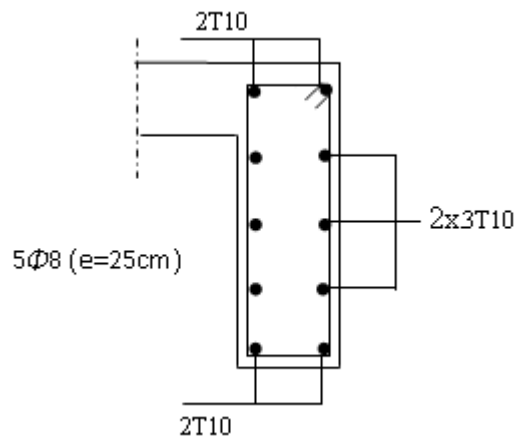


**NIV : +10.2 à 27.2m**

**FIG V.15: FERRAILLAGE DES VOILES VL3, VL4**



**FIG.V.16: ferrailage des linteaux VL1, VL2**



**FIG.V.17: ferrailage des linteaux VL3 , VL4**

# Chapitre VI

## **Etude du sol**

### **VI.1. INTRODUCTION**

Il est d'une importance capitale dans tous les travaux s'appuyant sur le sol, donc les travaux publics et de génie civil, de bien connaître le terrain sur le quel on va fonder ou bâtir, c'est lui qui sert de support aux routes, aux ponts, aux barrages, etc....., et c'est donc en premier lieu de sa résistance et de sa stabilité que dépendent la robustesse et la durée de l'ouvrage construit.

La reconnaissance des sols fait appel à différentes techniques de sondage et d'essais sur le site (in situ) et au laboratoire en vue de déterminer les caractéristiques principales des diverses couches de terrain rencontrées.

### **VI.2. RECONNAISSANCE GÉOTECHNIQUE**

Les travaux de reconnaissance géotechnique consistent en la réalisation des :

- Essais in situ
- Essais de laboratoire
- 

#### **ENQUETE PRELIMINAIRE**

Le géotechnicien doit avoir une approche naturaliste et technique des problèmes pour mener à bien sa mission, il doit définir un programme de reconnaissance qui devra être complète et adaptée à la fois au site et à l'ouvrage pour permettre de définir les points suivants :

- la géologie locale détaillée
- les caractéristiques physiques et mécaniques des sols
- le régime hydrogéologique

Et ne pas se limiter à l'emprise du projet, mais être étendue à son voisinage appelé « le site géotechnique » ou encore le périmètre géotechnique de protection et de se livrer à une enquête portant , notamment, sur :

- la visite du site avec examen des ouvrages voisins
- l'étude des cartes topographiques, géologiques et des photos aériennes
- la consultation des documents relatifs aux risques naturels (cartes de carrières, cartes sismiques...)
- l'utilisation des banques de données.

Avant de s'engager dans un projet, il est souhaitable que ces premières phases d'étude fassent l'objet d'une mission spécifique confiée à des géotechniciens.

#### **VI.2.1. ESSAIS IN SITU**

##### **a. Essais pénétrométriques :**

#### **1.1. Nature des investigations**

Parmi les essais, l'essai pressiométrique domine car il peut être mis en œuvre dans tous les types de sols et fournit des informations fiables tant sur la résistance à la rupture que sur la déformabilité, cependant, dans certain cas d'autres essais moins universels peuvent être utilisés : pénétromètre statique, scissomètre, essais de laboratoire, etc...

#### **1.2. Densité des sondages et essais**

Il n'existe pas de règle simple quant à l'espacement à adopter entre les sondages, celui-ci est dicté par l'hétérogénéité du site et par le projet lui-même.

Pour une meilleure précision, les essais doivent être faits en nombre suffisant afin d'obtenir une valeur statistique représentative de chaque couche « homogène », en particulier, lorsque des essais de laboratoire sont prévus, chaque couche prélevable doit faire l'objet d'un ou plusieurs prélèvements d'échantillons non remaniés selon son épaisseur.

La pose de piézomètres, en nombre suffisant, à l'intérieur des trous de sondage est un point à ne pas négliger.

### **1.3. Profondeur D'investigation**

Il est toujours difficile d'estimer la profondeur optimale des sondages puisqu'elle est fonction de la qualité des terrains et du mode de fondation, éléments non encore connus lors de la reconnaissance.

Les règles suivantes peuvent être retenues :

- pour des fondations superficielles : la profondeur à prévoir est de cinq fois la largeur présumée des semelles
- pour des fondations profondes : la profondeur doit atteindre cinq mètres sous la base présumée des pieux (ou sept fois leur diamètre).

## **2. SONDAGE ET FORAGES**

Les 2 termes de sondage et forage, souvent confondus, néanmoins le 1<sup>er</sup> terme englobe l'investigation, ainsi que l'ensemble des informations recueillies. Le second désigne l'exécution du trou ou la technique utilisée.

Le but est de réaliser une coupe lithologique, prélever des échantillons de sol, permettre la réalisation d'essais in situ. On note différents sondages, tels que : - sondages par puits et tranchées (échantillons non remaniés), fouilles et galeries (tunnels et barrages) - sondages carottés (échantillon continu d'un sol, par poinçonnement ou par rotation) – Sondages semi destructifs (quand la nature du sol prélevé est identifiable sans équivoque) – Sondages destructifs (foration plus rapide pour le remonter vers la surface) – Diagraphies (enregistrement des paramètres en fonction de la profondeur)

## **3. ESSAIS MECANIQUES**

### **3.1. ESSAIS PAR BATTAGE**

Compte tenu de leur relative simplicité, ces essais sont d'un usage courant. Le développement des essais de pénétration dynamique est notamment dû à la similitude avec le battage des pieux ou des palplanches.

Les essais de battage sont utilisés au stade de l'étude préliminaire et qui permettent de resserrer le maillage de la reconnaissance à moindre coût. Il convient de distinguer :

- l'essai de pénétration au carottier ou Standard Penetration Test (S.P.T)
- l'essai de pénétration dynamique type A
- le sondage au pénétromètre dynamique type B



### 3.1.1. Essai de pénétration au carottier

#### Principe et résultats

L'essai de pénétration au carottier (de norme NF P 94-116) s'agit de l'essai le plus ancien et le plus pratiqué dans le monde bien que rudimentaire. C'est un moyen d'investigation simple et rapide ; son domaine d'application est limité aux sols fins et aux sols grenus dont les grains n'excèdent pas 20 mm.

Cet essai consiste à battre dans le sol, au fond d'un forage, un carottier de caractéristiques et de dimensions définies.

Après avoir réalisé le forage maintenu par une boue ou par un tubage, le carottier y est descendu puis battu en 3 étapes. Le nombre de coups de mouton  $N_i$  nécessaires à chaque enfouissement de 15 cm est relevé, soit :

- $N_0$  : enfouissement d'amorçage de 0 à 15 cm
- $N_1$  : premier enfouissement d'essai de 15 à 30cm
- $N_2$  : deuxième enfouissement d'essai de 30 à 45 cm

Carottier	
Longueur utile	$\geq 450$ mm
Diamètre intérieur	35 mm
Diamètre extérieur	51 mm
Masse du mouton	64 kg
Hauteur de chute	75 cm

Le nombre  $N = N_1 + N_2$  est appelé résistance à la pénétration. Lorsqu'un nombre de coups supérieur à 50 ne permet pas d'obtenir un enfouissement de 15 cm, l'essai est arrêté et l'enfoncement correspondant noté. En fin de battage, la carotte est récupérée afin d'apprécier la nature du sol testé.

A partir de milliers d'essai réalisés, des corrélations ont été établies entre  $N$  et les caractéristiques suivantes :

- la compacité des sables et leur angle de frottement
- la résistance des sols à la compression simple
- la capacité portante des fondations
- le risque de liquéfaction des sables

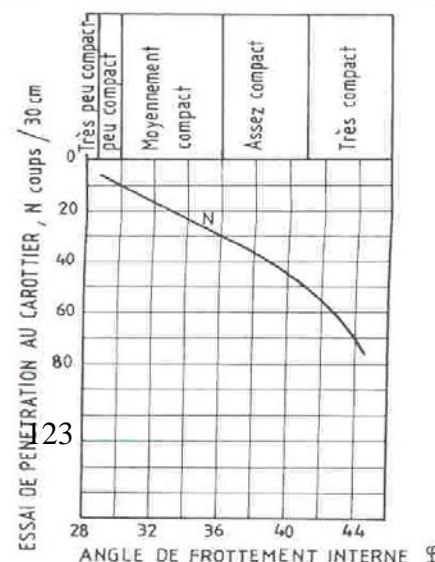


Figure 1. Relation entre N et l'angle de frottement interne  $\phi$  des sables

la figure 7.1 présente une corrélation entre le nombre N et l'angle de frottement interne des sables. L'essai de pénétration au carottier est un essai simple fournissant des caractéristiques de rupture. Il doit être utilisé avec prudence pour les sols cohérents.

### **3.1.2. Essai de pénétration dynamique – Sondage au pénétromètre dynamique**

La pénétration dynamique consiste à enfoncer dans le sol par battage et manière quasi continu, un train de tiges muni à son extrémité d'une pointe. Le nombre de coups de mouton correspondant à un enfoncement donné est noté au fur et à mesure de la pénétration de la pointe dans le sol.

Un appareil de pénétration dynamique se compose des éléments suivants :

- un mouton de battage
- une enclume et une tige-guide de battage
- un train de tiges
- une pointe (fixe ou perdue) de forme conique, appelée aussi cône
- des systèmes de guidage, repérage et comptage

La normalisation distingue deux types de matériel : norme NF P 94-114 Essai de pénétration dynamique type A et norme NF P 94-115 Sondage au pénétromètre dynamique type B, le second étant plus rudimentaire.

#### **a) L'essai de pénétration dynamique de type A**

Cet essai permet de réaliser des essais de référence et se distingue par :

- l'injection d'une boue de forage entre la paroi du sondage et les tiges de manière à éliminer les frottements parasites
- le nombre de coups mesuré pour un enfoncement de 10 cm ( $N_{d10}$ )
- l'utilisation d'un mouton de masse variable de 32, 64, 96 ou 128 kg, de manière à obtenir un nombre de coups compris entre 2 et 30, selon la résistance des terrains traversés.

Il fournit la résistance dynamique de pointe  $q_d$  exprimée en pascal et donnée conventionnellement par la formule suivante :

$$q_d = \frac{(m \cdot g \cdot H)}{A \cdot e} \cdot \frac{m}{m + m'}$$

Avec :

m : masse du mouton (kg)

g : accélération de la pesanteur ( $m/s^2$ )

H : hauteur de chute (m)

A : section droite de la pointe ( $m^2$ )

e : enfoncement moyen sous un coup :  $e = 0.1 / N_{d10}$  (m)

m' : masse frappée comprenant l'enclume, la tige guide, les tiges et la pointe

(kg)

Les résultats sont représentés sous forme graphique 7.3 la profondeur est positionnée en ordonnée. En fonction de celle-ci sont fournies :

- la valeur de  $q_d$  en abscisse
- la masse du mouton utilisé

**b) Le sondage au pénétromètre dynamique de type B**

Il est utilisé pour effectuer des sondages de reconnaissance d’une profondeur inférieure à 10 mètres. Il permet d’apprécier qualitativement la résistance et la position des terrains traversés.

$N_{d20}$  désigne le nombre de coups pour chaque enfoncement de 20 cm. Les résultats sont présentés sous forme graphique. On note la profondeur en fonction de :

- la valeur de  $N_{d 20}$

la valeur, mesurée tous les mètres, du couple nécessaire pour faire tourner le train de tiges ; ce qui donne une indication sur l’importance des efforts parasites, il ne doit pas excéder 200 N.m. Interprétation

A partir des courbes obtenues, il est possible de distinguer différents horizons de sol, de détecter la présence d’anomalies et de déterminer la position du toit de couche résistante.

Seul l’essai de type A permet d’estimer les capacités portantes d’un sol vis-à-vis d’un système de fondation, il doit être complété par d’autres essais, tel que l’essai au pressiomètre, par exemple pour mieux cerner les risques de tassement.

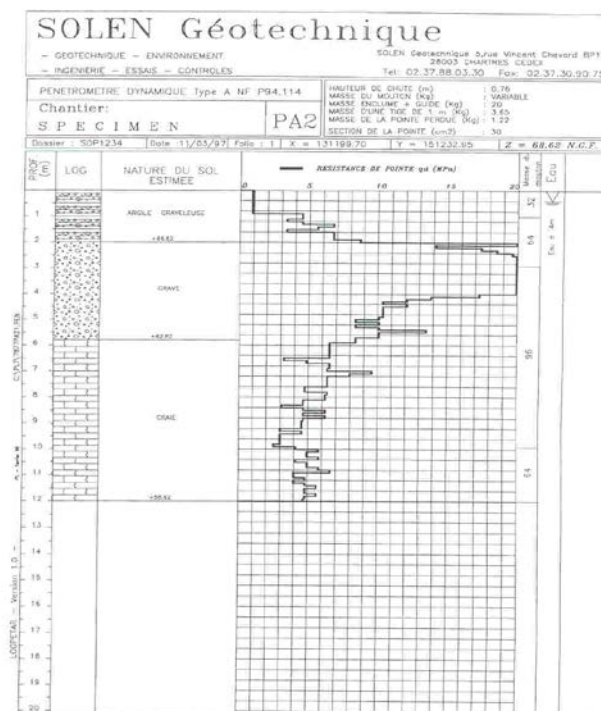
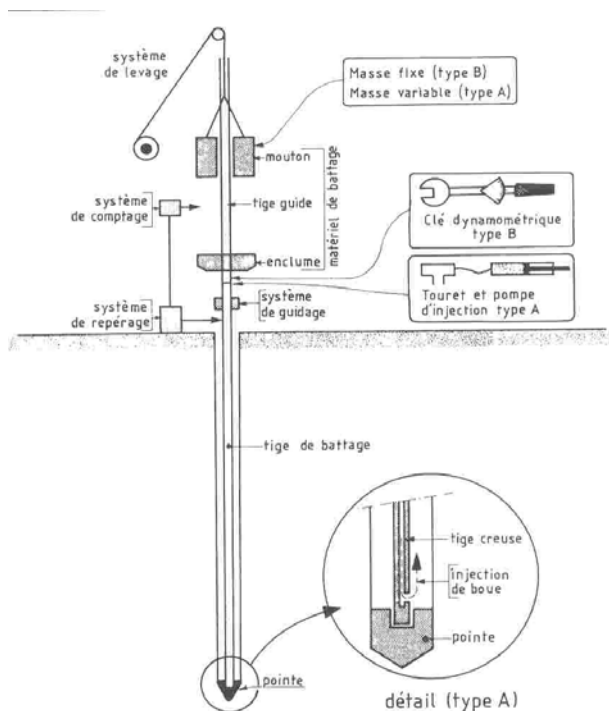


Figure VI.1 .Schéma de principe d’un pénétromètre dynamique

Figure VI.2. Coupe d’essai au

pénétromètre type A

**3.2. ESSAI DE PENETRATION STATIQUE (CPT) ET PIEZOCONE**

L'essai de pénétration statique (norme NF P 94-113) consiste à enfoncer dans le sol, à vitesse constante et à l'aide d'un vérin hydraulique, une pointe terminée par un cône, ainsi qu'éventuellement, le frottement latéral mobilisé sur une profondeur donnée.

La pression interstitielle générée par le fonçage dans le sol peut également être mesurée, l'appareil est alors appelé piézocône.

**3.2.1. Essai de Pénétration Statique**

Il existe de nombreux types d'appareil qui peuvent se caractériser par leur puissance qui peut varier de 20 à 250 kN , par le type de cône (à cône mobile avec un déplacement de forte amplitude, et à cône fixe avec un faible mouvement), par le mode de mesure de frottement latéral (sur une partie ou la totalité du tube) et par le système de mesure des différents efforts (appareils à pointe mécanique ou électrique).

Compte tenu de la prolifération d'appareils, et l'influence de certains paramètres sur les résultats, Les caractéristiques du pénétromètre statique normalisé se résume en :

- la vitesse de forage : 2 cm/s
- le pas de saisie des données : 10 cm ou mesures en continu
- l'angle au sommet du cône : 60 cm
- la section de la pointe : 10 cm<sup>2</sup>
- la surface latérale du manchon de frottement : 150 cm<sup>2</sup>

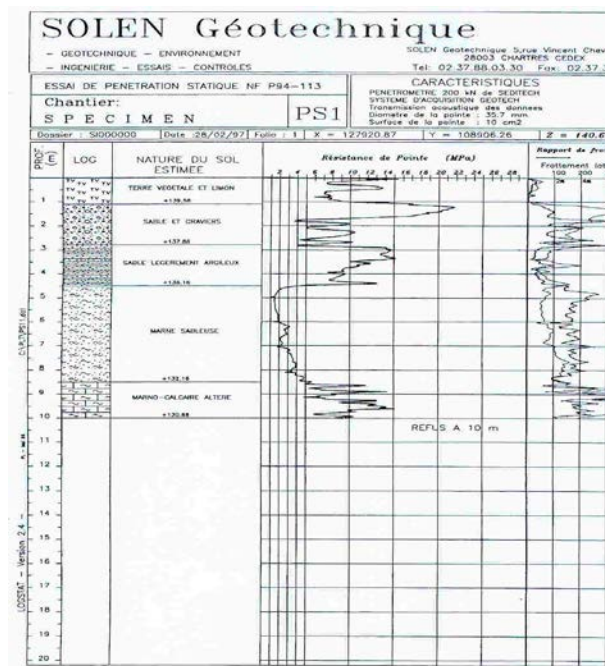


Figure VI.3. Coupe d'un essai au pénétromètre statique

Les résultats sont présentés sous forme graphique 7.4 en fonction de la profondeur atteinte par la pointe en fonction de :

- la résistance à la pénétration du cône  $q_c$  en MPa appelée « résistance de pointe »
- le frottement latéral unitaire sur le manchon  $f_s$  en kPa
- le rapport  $R_f = f_s / q_c$  en %

L'essai présente de nombreux avantages. C'est un essai sensible dont les résultats sont fiables. Il permet :

- de dresser une coupe de sol lorsque le contexte géologique est bien connu
- d'apprécier l'homogénéité et de détecter les sols de faible épaisseur
- de dimensionner les fondations

### **3.2.2. Piézocone**

Cet appareil permet la mesure des variations de pression interstitielle provoquées par le fonçage du pénétromètre qui est réalisée à l'aide d'un élément filtrant et d'un capteur situés juste au dessus du cône.

Ces mesures permettent de mieux identifier la nature des sols : par exemple, la présence de formations lenticulaires de sables au sein d'un milieu argileux se traduit par des chutes de pression interstitielle. Il est possible de déduire la perméabilité horizontale et le coefficient de consolidation.

### **3.3. ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD**

#### **Présentation**

Depuis sa mise au point par Louis Menard en 1955, l'essai pressiométrique (de norme NF P 94-110) est l'outil de base le plus utilisé en France pour le dimensionnement des fondations

Son succès est dû essentiellement à :

- relative simplicité d'exécution, rapidité des mesures et des dépouillements, coût
- essai praticable dans tous les types de sols et de roches
- seul essai in situ fournissant à la fois un critère de rupture et un critère de déformabilité du sol

#### **Principe**

L'essai consiste à descendre, à une profondeur donnée, une sonde cylindrique gonflable dans un forage calibré. Les variations de volume du sol au contact de la sonde sont mesurées en fonction de la pression radiale appliquée, on déduit :

- le module pressiométrique  $E_M$  qui définit le comportement pseudo élastique du sol.
- la pression limite  $p_l$  qui caractérise la résistance de rupture du sol
- la pression de fluage  $p_f$  qui définit la limite entre le comportement pseudo élastique et l'état plastique

#### **Appareillage**

La sonde comportant 3 cellules, est descendue dans un forage. Seule la cellule centrale sert à la mesure, les deux cellules de garde ont pour seul but de créer un champ de contrainte bidimensionnel sur la hauteur de la cellule de mesure qui est remplie d'eau.

Le contrôleur pression-volume comporte trois manomètres (capteurs), le premier indique la pression à la sortie de la réserve de gaz, le deuxième indique la pression dans la tubulure reliée à la sonde de mesure et le dernier indique la pression dans la tubulure reliée aux cellules de garde. La variation de volume de la cellule centrale est directement lue sur la règle graduée.

#### **Réalisation de l'essai - Courbe**

La sonde étant descendue dans le forage à une profondeur H, l'essai consiste à appliquer au sol une pression radiale croissante par paliers successifs. L'incrément de pression entre deux paliers est adapté à la résistance supposée du sol.

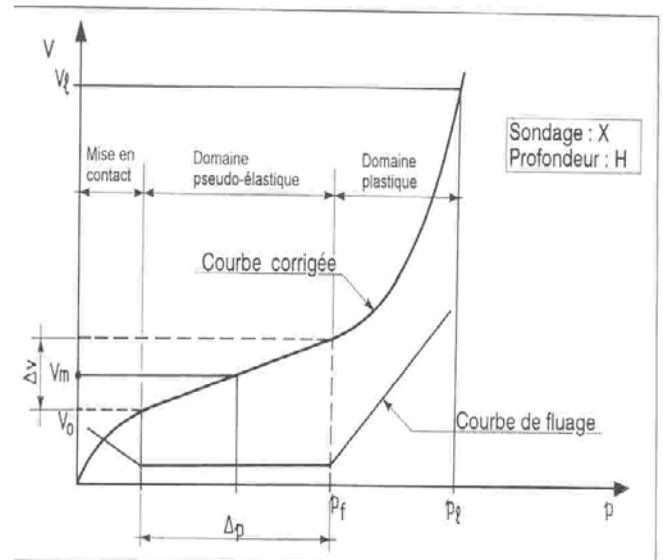
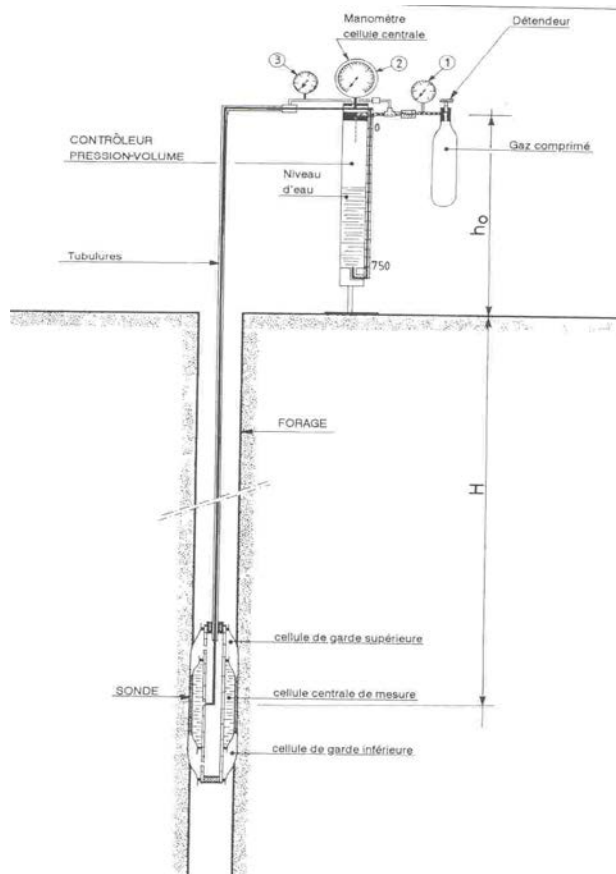


Figure VI.4. Schéma du pressiomètre

Figure VI.5. Résultats corrigés des mesures

La pression dans les cellules de garde est toujours voisine de celle régnant dans la cellule centrale. A chaque palier de chargement, les variations de volume au bout de 15, 30 et 60 secondes sont mesurées avant de passer au palier suivant.

La courbe brute est obtenue en reportant les mesures à 60 secondes en fonction de la pression.

La courbe de fluage traduit les variations de volume mesurées entre 30 et 60 secondes pour chaque palier de pression. Cette courbe permet de définir la pression de fluage.

La courbe corrigée donnant V en fonction de p délimite 3 domaines.

- Le 1<sup>er</sup> correspond à la mise en contact de la sonde sur la paroi du forage
- Le 2<sup>ème</sup> correspond au domaine pseudo-élastique. Dans ce domaine, la relation volume – pression est linéaire. Elle peut être représentée par le module pressiométrique Ménard  $E_m$ , défini par la formule :

$$E_m = K \cdot \Delta p / \Delta V$$

K : coefficient qui dépend du type de sonde utilisée et de

la

valeur du volume moyen ( $V_m$ ) de la plage pseudo-

élastique

- Le dernier est le domaine plastique qui s'étend de  $p_f$  à  $p_l$

*La pression limite est définie comme étant la pression nécessaire pour doubler le volume de la cavité*

Classification conventionnelle des sols

Nature du sol			Pressiomètre $P_1$ (Mpa)	Pénétromètre $q_c$ (Mpa)
Argile, limons	A	Argiles et limons moux	< 0.7	< 3.0
	B	Argiles et limons fermes	1.2 - 2	3.0 à 6.0
	C	Argiles très fermes à dures	> 2.5	> 6.0
Sables, graves	A	Lâches	< 0.5	< 5.0
	B	Moy. Compactés	1.0 - 2.0	8.0 à 15
	C	Compacts	> 2.5	> 20.0
Craie	A	Molles	< 0.7	< 5.0
	B	Altérées	1.0 - 2.5	> 5.0
	C	Compactes	> 3.0	----
Marnes Marno-calcaires	A	Tendres	1.5 - 4.0	----
	B	Compactes	> 4.5	----
Roches	A	Altérées	2.5 - 4.0	----
	B	Fragmentées	> 4.5	----

Tableau.VI.1 : catégories conventionnelles des sols.

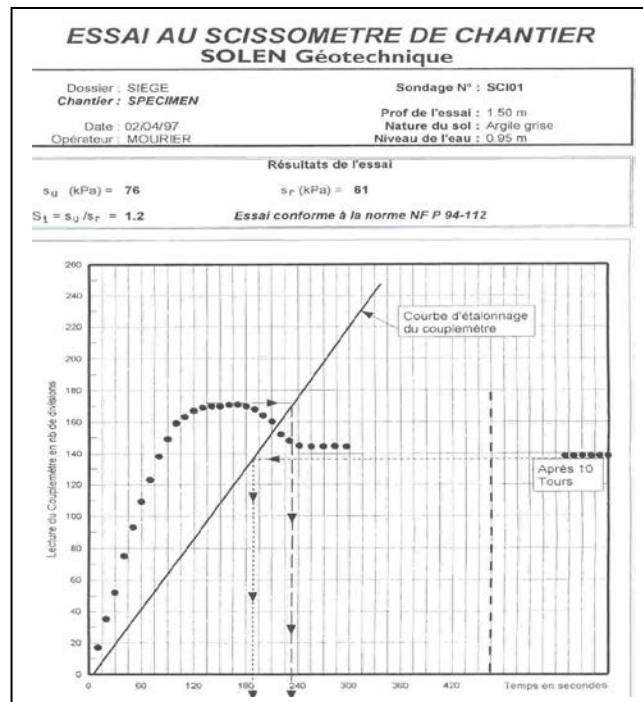


Figure VI.6.feuille d'essai au scissomètre

4. CORRELATIONS ENTRE ESSAIS

Il est toujours utile de pouvoir faire des recoupements entre les résultats obtenus par différents moyens d'investigation, ne serait ce que pour en vérifier la bonne exécution. Les tableaux suivants présentent des corrélations simples entre essais in situ.

Nature du sol	$P_1$ (MPa)	E (MPa)
---------------	-------------	---------

Limon	N/30 à 35	N/ 2.5 à 3.0
Sable	N/ 15 à 25	N/ 1.5 à 3.0
Argile	N/ 15 à 30	N/ 1.0 à 2.5
Marne	N/ 20 à 25	N/ 1.5 à 2.5
Craie	N/ 05 à 25	N/ 0.7 à 1.0

Tableau VI.2 : Corrélation entre pressiomètre et nombre N du SPT

Nature du sol	$q_d/q_c$	$q_d/p_1$	$q_d/E_M$
Argiles, limons et vases NC, sables lâches ou moy. Denses	$\cong 1$	1.4 à 2.5	0.1 à 0.3
Argiles et limons O.C	1 à 2	3 à 5	0.2 à 0.4
Sables et graviers, sables limoneux ou argileux denses à très denses	0.5 à 1	5 à 10	0.4 à 1.5

Tableau VI.3: Rapport entre  $q_d$  et  $q_c$ ,  $p_1$ ,  $E_M$   
Selon Waschkowski

### **VI.2.2. ESSAIS DE LABORATOIRE**

Il s'agit des essais effectués au laboratoire sur des échantillons remaniés ou intacts convenablement conservés. Généralement ces essais sont classés en trois groupes :

#### **V.1 Essai identifications**

- Mesure des paramètres physiques( densités, poids volumique, teneur en eau, degrés de saturation,etc )
- Analyse granulométrique
- Limite Atterberg
- Equivalent de Sable

#### **V.2 Essais mécaniques**

Le but de ces essais est la détermination :

- Caractéristiques de cisaillement : la cohésion et l'angle de frottement
- Caractéristiques de compressibilités et de gonflement : la pression de pré- consolidation, les coefficients de compressibilité et de gonflement.

Les essais qui déterminent ces paramètres sont :

#### **V.2.1 Essais de cisaillements**

##### **.1Essai triaxial**

La résistance au cisaillement d'un sol est définie comme la contrainte de cisaillement  $\tau$  s'exerçant le long de la surface de rupture, au moment de la rupture. Elle s'exprime en fonction des paramètres C (cohésion) et  $\varphi$  (angle de frottement) de la contrainte normale  $\sigma$  à la surface de rupture :

$$\tau = C + \sigma \tan \varphi$$

L'essai consiste à faire croître le déviateur jusqu'à rupture de l'éprouvette, la pression hydrostatique étant maintenue constante. L'application du déviateur se fait à vitesse de déformation sensiblement constante. On relève au cours de l'essai la courbe déviateur-



déformation. On en déduit ainsi la contrainte principale  $\sigma_{BB1}$   $BBs'$  exerçant sur l'éprouvette au moment de la rupture.

### 2 Essai de cisaillement direct

La résistance au cisaillement d'un sol est définie comme étant la contrainte de cisaillement dans le plan de la rupture au moment de celle-ci.

En effet, lorsqu'un système de forces est appliqué à un volume déterminé d'un sol, il se développe des contraintes de cisaillement. Ces contraintes entraînent des déformations du sol qui peuvent être importantes le long de certaines surfaces appelées surfaces de glissement ou de rupture.

Le but de l'essai de cisaillement est de déterminer les valeurs de la cohésion  $C$  et de l'angle de frottement  $\varphi$ .

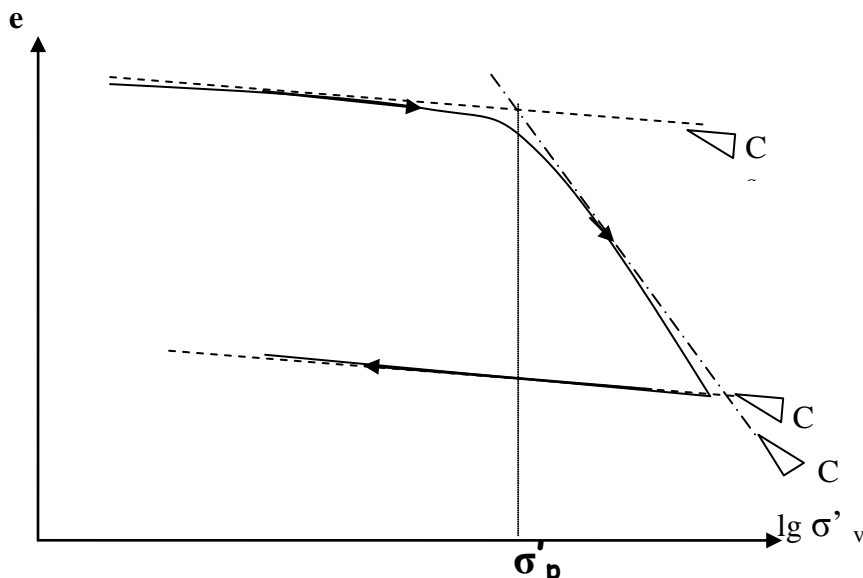
L'essai consiste à appliquer sur la face supérieure de l'éprouvette un effort normal  $N$  maintenu constant, puis, après consolidation sous ce même effort, on produit un cisaillement de l'éprouvette selon le plan horizontal de glissement des deux demi boîtes en tirant la demi boîte inférieure, imposant ainsi un déplacement relatif et à vitesse constante.

### 3 Essai oedométrique

C'est un essai permettant d'évaluer l'amplitude des tassements des ouvrages ainsi que leur évolution dans le temps

L'essai est réalisé sur une éprouvette de matériau placée dans une enceinte cylindrique rigide, l'oedomètre, où il subira par un dispositif un effort axial vertical, l'éprouvette étant drainée en haut et en bas et maintenue saturée pendant l'essai.

La charge est appliquée par paliers maintenus constants successivement croissants et décroissants suivant un programme défini. Les variations de hauteur de l'éprouvette sont mesurées pendant l'essai en fonction de la durée d'application de la charge.



A partir des courbes de compressibilité, on peut définir certaines caractéristiques très importantes à l'étude des sols

- Contrainte de préconsolidation  $\sigma'_{BB_p}$ ;
- Indice de gonflement  $C_s$
- Indice de compression  $C_c$

**a. Classification et détermination des caractéristiques physiques du sol :**

Avant toute interprétation ou calcul, il faudrait présenter un tableau comportant toutes les caractéristiques physiques concernant notre sol.

**\* Les caractéristiques physiques :**

- Les densités sèches  $\gamma_d$  sont .
- Les densités humides  $\gamma_h$ .
- Les teneurs en eau  $W$ .
- Poids volumique de grains solide  $\gamma_s$ .
- Les degrés de saturation  $S_r$  des sols analysés .

Ceci nous permet de classer les sols comme suit :

- Saturé de 0,00 à 7,00m.

- L'indice de consistance  $I_c$ , permet de donner une idée sur la structure des sols. Cet indice varie entre 2,01 et 2,98.

Cela signifie que les sols analysés sont très consistants.

Les résultats des caractéristiques physiques sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

N sondage	Profondeur (m)	$\gamma_h$	$\gamma_d$	W Naturelle (%)	Sr moyennes(%)
S4	2.30-2.60	2.05	1.74	17.64	88.75
	6.40-6.80	2.05	1.74	18.24	89.00
S5	4.10-4.40	2.15	1.83	17.37	99.00
S7	3.40-3.50	2.06	1.69	21.55	97.50
	5.50-6.00	2.06	1.69	21.93	99.00
S10	1.50-1.80	2.09	1.75	19.61	96.66
	4.50-4.80	1.89	1.41	34.43	99.50

**Tableau VI.4 : récapitulatif des résultats des caractéristiques physiques**

$$\gamma_h = \gamma_d(1+W) \quad ; \quad \omega_{sat} = \gamma_\omega \left( \frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s} \right)$$

Avec :  $\gamma_{sat} = \gamma_\omega + \gamma'$  ;  $\gamma' = \gamma_d \left( 1 - \frac{\gamma_\omega}{\gamma_s} \right)$  ;  $e = \left( \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 \right)$

$$\gamma_s = 2,70t/m^3 \quad ; \quad \gamma_\omega = 1,0t/m^3$$

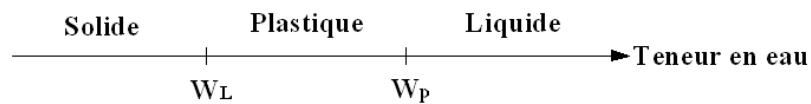
- **Classification des sols selon le système L.T.P.O :**

Classification du **L.T.P.O (laboratoire des travaux publics de l'OUEST)**.

La classification du **L.T.P.O** repose d'abord sur l'étude de la courbe granulométrique, en tenant compte des abaques de casagrande et les limites d'Atterberg.

Atterberg a défini conventionnellement à partir de la teneur en eau du sol ; les limites de divers états de consistance donnée.

- La limite de liquidité  $W_L$  sépare l'état liquide du plastique.
- La limite de plasticité  $W_P$  sépare l'état plastique du solide.



A partir de  $W_P$  et  $W_L$  on calcul :

$$I_c = \frac{W_L - W}{I_P}$$

$$I_P = W_L - W_P$$

$$I_L = \frac{W - W_P}{I_P}$$

Les résultats concernant la classification des échantillons sont regroupés dans le tableau qui suit :

**b. Essais mécaniques :**

Sond.	Profondeur (m)	$W_L$ [%]	$W_P$ [%]	$I_P$ [%]	Classification d'après casagrande
S1	0.00-1.00	31.00	18.22	12.78	<i>Sol peu plastique à plastique</i>
	2.50-3.50	NM	NM	NM	
	7.00-8.00	36.99	24.20	12.79	
S2	3.00-4.00	NM	NM	NM	
	6.20-7.00	46.85	28.95	17.90	
S3	1.00-2.00	41.70	21.30	20.40	
S4	2.30-2.60	47.78	23.29	24.49	
	6.40-6.80	57.38	24.36	30.02	
	12.00-13.00	51.49	32.69	18.80	
S5	4.10-4.10	53.73	23.03	30.70	
	10.50-11.00	26.88	17.62	9.26	
S7	3.40-3.50	51.49	23.19	28.75	
	5.50-6.00	53.34	24.91	28.43	
	7.00-8.00	25.11	18.01	7.10	
S10	4.50-4.80	68.59	35.87	32.81	
	1.50-1.80	34.73	17.67	19.99	
S11	2.00-3.00	45.96	17.67	28.29	
S13	5.00-5.50	56.71	27.95	28.76	
S15	3.50-4.00	30.55	17.44	13.11	
	5.00-5.60	29.80	17.87	11.93	

Tableau VI.5 : Classification du sol selon *L.T.P.O*

**b.1. Essais de cisaillement rectiligne à la boîte de casagrande :**

L'essai de cisaillement permet de déterminer les caractéristiques géotechniques fondamentales qui sont la cohésion "c" et l'angle de frottement interne " $\phi$ ".

(On a ; essais de cisaillement : non consolidé, non drainé  $\Rightarrow UU$ )

N sondage	Profondeur (m)	Cohésion	Angle de frottement interne
S4	2.30-2.60	2.00	27.61
	6.40-6.80	1.00	29.14
S7	3.40-3.50	1.00	17.88
	5.50-6.00	1.06	21.80
S10	4.50-4.80	1.00	14.57

**b.2. Essais de compressibilité à l'oedomètre :**

Cet essai a pour but la détermination des caractéristiques mécaniques relative à la contrainte de pré consolidation ( $\sigma_c$ ) et au coefficient de compression ( $C_c$ ) et le coefficient de gonflement ( $C_s$ ).

Les résultats des Essais de compressibilité à l'oedomètre sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.6 : Tableau récapitulatif des résultats des de compressibilité à l'oedomètre**

N sondage	Profondeur (m )	PC (bars)	Coefficient de tassement (%)	Coefficient de gonflement (%)
S4	2.30-2.60	1.567	22.00	7.0
	6.40-6.80	1.286	16.9	6.4
S7	5.50-6.00	1.955	53.5	17.3
S10	3.10-3.30	1.955	18.5	6.3

**VI.4. CAPACITÉ PORTANTE DU SOL**

La capacité portante admissible du sol peut être déterminée de deux manières :

- Soit à partir des essais mécaniques réalisés au laboratoire.
- Soit à partir des essais in situ.

**a. A partir des essais in situ (pénétromètre dynamiques) :**

A partir des essais de pénétromètre dynamique, la contrainte admissible peut être évaluée d'après les résultats pénétrométriques en utilisant la formule suivante :

$$q_{adm} = \frac{q_a}{F}$$

Avec :

$q_a$ : La résistance dynamique admissible.

$F$  : Coefficient de sécurité.

### **b. A partir des essais de laboratoire :**

Le calcul de la capacité portante du sol à partir des caractéristiques mécaniques  $C$  et  $\phi$  du sol sont basé, contrairement au calcul par les essais au P.D.L., sur une approche théorique. Néanmoins, ce calcul propose plusieurs formules dépendant de plusieurs paramètres, entres autres de la forme de la fondation (rectangulaire ou circulaire), de son ancrage et du type de comportement à court ou à long terme du sol.

Pour notre cas, nous avons calculé la capacité portante du sol en considérant :

-Un comportement à court terme  $\phi_{uu} = 0$  (c'est le cas le plus défavorable généralement)

- la pression admissible est donnée par la formule suivante :

$$q_1 = (0,5 * \gamma * B' * N_\gamma * I_\gamma) + (\gamma * D * N_q * I_q) + (C * N_c * I_c) \quad [11]$$

$$\begin{aligned} N_\gamma &= 2,72 \\ \phi = 14,57^\circ &\rightarrow N_q = 4,33 \\ N_c &= 11,60 \end{aligned}$$

Vu des résultats obtenus tant in situ et en laboratoire le **L.T.P.O** préconise des fondations superficielles ancrées dans **la couche de sable argileux jaunâtre** et un taux de travail admissible de **1.5 bar** avec un ancrage uniforme et homogène.

### **Conclusion**

La méthodologie de la reconnaissance est généralement une démarche personnelle du géotechnicien qui avec la concertation du maître d'ouvrage et le maître de l'ouvrage définissent les objectifs du projet ainsi que le périmètre de l'étude et élabore le programme d'investigation et estime le budget et les délais d'exécution de l'étude de sol.

Quand les budgets alloués aux études de sol sont insuffisants et les sols pose des problèmes complexes, l'étude de sol peut être menée par étapes, qui permettent au maître d'œuvre un avancement progressif des études de fondations.

L'objectif de l'étude de sol est l'exploration du sol support du projet est de collecter l'information nécessaire qui va guider les ingénieurs pour l'évaluation, l'estimation et la détermination des différents paramètres du sol qui recevra la construction.

L'étude de sol synthétise en général les informations suivantes :

- Description des couches du sol t (nature, couleur, paramètres physiques et chimiques, etc.)
- Etablissement de profil géologique et géotechnique.
- Profondeur d'ancrage des fondations
- Evaluation de la capacité portante
- Estimation du tassement à court et à long terme.
- Indications des conditions hydrogéologiques du site (niveau de la nappe, écoulements des eaux avoisinants, zone inondable)

Dans certains cas l'étude de sol recommande au maître d'ouvrage des solutions spécifiques pour pallier aux problèmes posés par certaines conditions de sols telles que :

- La stabilisation des sols en pente (glissement)

- Le traitement des sols gonflants ou compressibles
- Les sols avec des cavités (ex de la sabkha)
- Les sols liquéfiables

Tous ces résultats de synthèse dépendent de la bonne interprétation des résultats d'essais .

# Chapitre VIII

## **Etude des fondations**

## VII. ETUDE DES FONDATIONS

### VII.1. INTRODUCTION

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

#### VII.1.1. FONCTIONS ASSURÉES PAR LES FONDATIONS

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

#### VII.1.2. CLASSIFICATION DES FONDATIONS

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- a. Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- b. Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

## VII.2. CALCUL DES FONDATIONS

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (*C.D.G*) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :  $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

$\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol.

$N$  : Effort normal appliqué sur la fondation.

$S$  : Surface de la fondation.

Le résultat de l'effort normal appliqué aux fondations (la plus sollicité)

$$N=63884,8kN$$



**VII.2.1. SEMELLES ISOLÉES**

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a

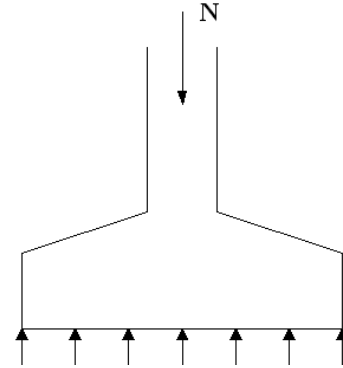
sur b :  $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés :  $a=b$  donc  $A=B \Rightarrow S=A^2$

A est déterminé par :  $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$  d'où  $S = \left[ \frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$

Avec :

$A = \sqrt{S}$  ;  $\sigma_{sol}=1,5bars$



**Fig. VII.1: semelle isolée**

**poteaux**

La résultat de la section de semelle isolée est résumé dans le tableau suivant:

**Tableau VII.1: Sections des semelles isolées**

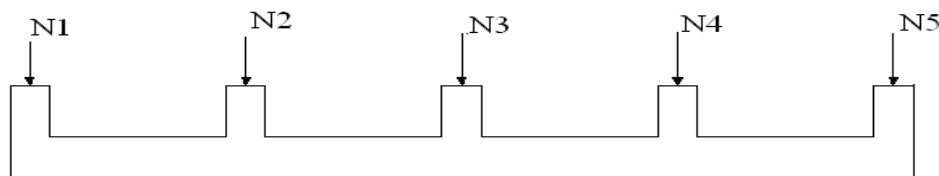
N°	Poteaux	N(kN)	S(m <sup>2</sup> )	A(m)	A choisie (m)
49	B-2	1996,4	9,98	3,15	4

**Conclusion:**

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

**VII.2.2. SEMELLES FILANTES**

**Semelle A :** b=4,8m



**Fig. VII.2: semelle filante**

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que:  $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que:

$N = \sum N_i$  de chaque file de poteaux.

$S = B \times L$

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L\sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit:

**Tableau VII.2: Section de semelle filante**

<i>Files</i>	<i>N(kN)</i>	<i>S(m<sup>2</sup>)</i>	<i>L(m)</i>	<i>B(m)</i>	<i>B<sup>choisie</sup>(m)</i>
A	12105,542	60,52	28,09	2,15	2,5

**Conclusion:**

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles filantes, on passe alors à l'étude de radier général.

**VII.2.3. RADIER GÉNÉRAL**

**VII.2.3.1. INTRODUCTION**

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

**VII.2.3.2. SURFACE NÉCESSAIRE**

Pour déterminer la surface du radier in faut que:  $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Pour: } \begin{cases} N = 63884,8kN \\ \sigma_{sol} = 1.5bars \end{cases}$$

On trouve:  $S \geq 319,42m^2$

La surface du bâtiment  $S_b = 505,62m^2$

Donc la surface totale du radier est  $601.8m^2$

On remarque que la surface totale occupée par les fondations dépasse les 50% de la surface totale du bâtiment, et pour cela on optera pour un radier général, qui offre :

- Une rapidité d'exécution.
- Une facilité de coffrage et de ferrailage.
- Présente une grande rigidité.

**VII.2.3.3. PRÉDIMENSIONNEMENT DE RADIER****1. Dalle:**

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes:

**a. Condition forfaitaire: [4]**

$$\frac{L_{\max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec:

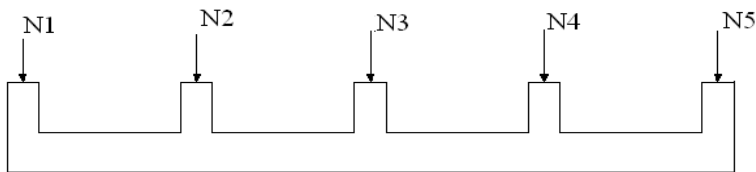
$L_{\max}$ : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 5,1m \Rightarrow 20,4cm \leq h_t \leq 25,5cm$$

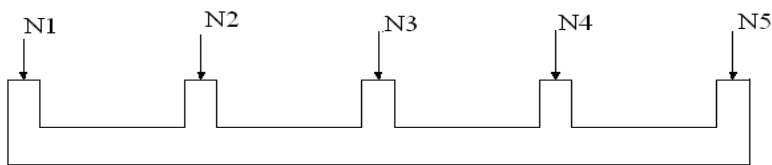
On prend:  $h_t = 35cm$

**2. Nervures:**

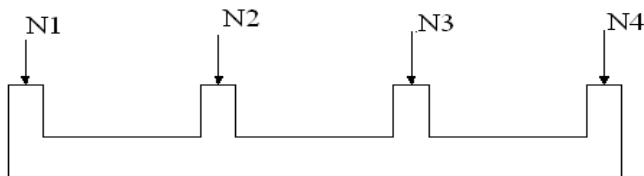
**Semelle A :**  $b = 4,8m$



**Semelle B :**  $b = 4,5m$



**Semelle C :**  $b = 2,25m$



**Fig. VII.3 : types des semelles**

**a. Condition de coffrage:** (largeur de la nervure)

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{510}{10} = 51cm$$

On opte pour  $b=55cm$

**b. La hauteur des nervures:**

**b.1 Condition de la raideur:**

Pour étudier la raideur de la nervure, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante:  $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e + a$  /  $L_{\max}$  = portée entre nus d'appuis, dans notre cas

$$L_{\max} = 5,1m$$

Avec:  $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

$I$ : Inertie de la section transversale de la nervure  $\left( I = \frac{bh^3}{12} \right)$

$b=55cm$ : largeur de la nervure.

$E$ : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne  $E=20000MPa$ ).

$K$ : Coefficient de raideur du sol ( $0,5kg/cm^3 \leq K \leq 12kg/cm^3$ ).

On pourra par exemple adopter pour  $K$  les valeurs suivantes :

- $K=0,5[kg/cm^3]$  → pour un très mauvais sol.
- $K=4[kg/cm^3]$  → pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[kg/cm^3]$  → pour un très bon sol.

**Tableau VII.3: Semelle A :  $b=4,8m$**

H(m)	0.6	0.8	1.0	1.2
I(mm)	$2,92.10^{10}$	$5,51.10^{10}$	$8,9.10^{10}$	$2,49.10^{11}$
$L_e$ (m)	1,86	2,18	2,46	3,19
$\pi/2 * l_e + a$ (m)	2,93	3,87	4,31	5,45

Pour  $H=1,2m$  la condition :  $\pi/2 * l_e + a = 5,45 > 5,1$ ..... vérifiée

**Tableau VII.4: Semelle B :  $b=4,5m$**

H(m)	0.6	0.8	1.0	1.2
I(mm)	$2,81.10^{10}$	$5,34.10^{10}$	$8,71.10^{10}$	$2,54.10^{11}$
$L_e$ (m)	1,89	2,2	2,49	3,23
$\pi/2 * l_e + a$ (m)	3,4	3,9	4,3	5,48

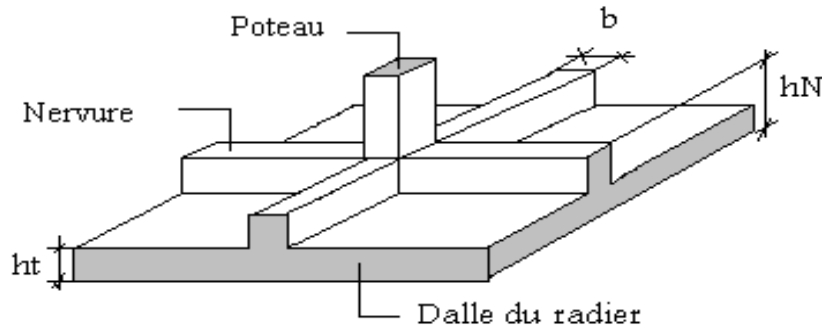
Pour  $H=1,2m$  la condition :  $\pi/2 * l_e + a = 5,48 > 5,1$ ..... vérifiée

**Tableau VII.5: Semelle C :  $b=2,25m$**

H(m)	0.6	0.8	1.0
I(mm)	$2,81.10^{10}$	$7,9.10^{10}$	$1,05.10^{11}$
$L_e$ (m)	1,89	2,89	3,1

$\pi/2 * l_e + a(m)$	3,4	4,98	5,31
----------------------	-----	------	------

Pour H=1,0m la condition :  $\pi/2 * l_e + a = 5,31 > 5,1 \dots\dots\dots$  vérifiée



- Donc :  $h_N = 1,2m$  pour semelle AetB      Fig. VII.4: coupe du radier  
 $h_N = 1,0m$  pour semelle C  
 $h_T = 35cm$        $b = 55cm$

**VII.2.3.4. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DU RADIER**

**a.                      Position du centre de gravité:**

$x_G = 06,69m$   
 $y_G = 14,51m$

**b.                      Moments d'inertie:**

$I_{xx} = 203455,45m^2$   
 $I_{yy} = 77022,69m^2$

**VII.2.3.5. VÉRIFICATION DE LA STABILITÉ DU RADIER**

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux.

Le rapport  $\frac{M_s}{M_R}$  doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5  $\left( \frac{M_s}{M_R} > 1,5 \right)$

Avec:

$M_s$ : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.

$M_R$ : Moment de renversement dû aux forces sismique.

Avec:  $M_R = \sum M_0 + V_0 h$

$M_0$ : Moment à la base de la structure.

$V_0$ : L'effort tranchant à la base de la structure.

$h$ : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

**Sens x-x:**

$M_0=197662,8956kNm ; V_0=2865,3kN ; h=6,12m$

Donc:  $M_R=215198,2kNm$

$N=N_G+N_Q$

Avec:  $N_G=N_{G1}+N_{G2}+N_{G3}$

$N_Q=N_{Q1}+N_{Q2}$

$N_{G1}$ : Poids propre de la superstructure.

$N_{G2}$ : Poids propre de l'infrastructure.

$N_{G3}$ : Poids propre du radier.

$N_{Q1}$ : Poids de la surcharge d'exploitation de la superstructure.

$N_{Q2}$ : Poids de la surcharge d'exploitation de l'infrastructure.

On a:  $N_{G1}=15584,81N$

$N_{G2}=3896,2kN$

$N_{G3}=\rho_b.S.h=25x601,8x0,60=9027kN$

$N_{Q1}=6741,44kN$

$N_{Q2}=3486,23kN$

Donc:  $N=38735,68kN$

$M_s=N x_G=561667,36kNm$

$\frac{M_s}{M_R} = 2,61 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

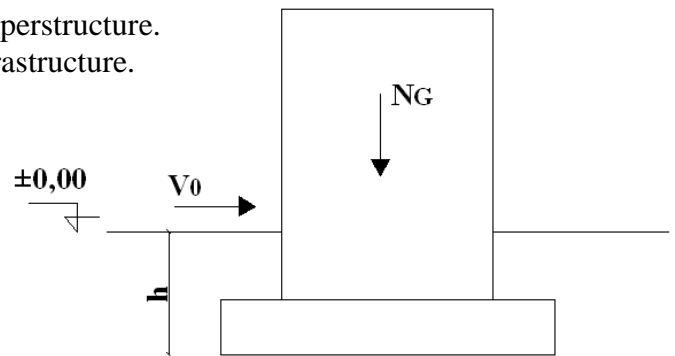


Fig. VII.5: Schéma statique du bâtiment

**Sens y-y:**

$M_0=133804,98kNm ; V_0=1578,57kN ; h=6,12m$

Donc:  $M_R=143465,84kNm$

$M_s=N y_G=348621,12kNm$

$\frac{M_s}{M_R} = 2,54 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

**Conclusion:**

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5; donc notre structure est stable dans les deux sens.

**VII.2.3.6. CALCUL DES CONTRAINTES (sous 0.8G+E) vérification au soulèvement**

Les contraintes du sol sont données par:  $\sigma_{sol}=2bars$

**Sollicitation du premier genre:**

À l'ELS:  $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{56936,3}{601,8} = 94,62kN / m^2$

$\sigma_{ser} = 94,62kN / m^2 < \sigma_{sol} = 150kN / m^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

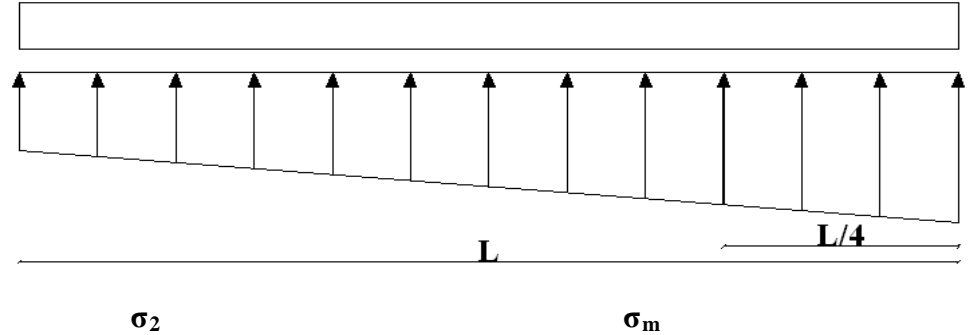
**Sollicitation du second genre:**

On doit vérifier les contraintes sous le radier ( $\sigma_1 ; \sigma_2$ )

Avec:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I}V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I}V$$



**Fig. VII.6: contraintes sous le radier**

On vérifie que:

$\sigma_1$ : Ne doit pas dépasser  $1,5\sigma_{sol}$

$\sigma_2$ : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol}$$

**ELU:**

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 76891,12 \text{ kN}$$

M est le moment de renversement.

$$\sigma_{sol} = 150 \text{ kN/m}^2$$

**Tableau IX.4: Contraintes sous le radier à l'ELU**

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)(\text{kN/m}^2)$
<b>Sens x-x</b>	221,45	43,41	194,99
<b>Sens y-y</b>	193,95	41,79	161,56
<b>Vérification</b>	$\sigma_1^{max} < 1,5\sigma_{sol}$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol}$

**ELS:**

$$N_{ser} = 56936,3 \text{ kN}$$

M est le moment de renversement.

$$\sigma_{sol} = 150 \text{ kN/m}^2$$

**Tableau VII.7: Contraintes sous le radier à l'ELS**

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)(\text{kN/m}^2)$
<b>Sens x-x</b>	236,08	22,88	177,06
<b>Sens y-y</b>	133,34	10,78	102,7
<b>Vérification</b>	$\sigma_1^{max} < 1,5\sigma_{sol}$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol}$

**Conclusion:**

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

**c. Détermination des sollicitations les plus défavorables:**

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivantes:

**ELU:**

$$\sigma_u = \sigma \left( \frac{L}{4} \right) = 194,99 \text{ kN} / \text{m}^2$$

**ELS:**

$$\sigma_{ser} = \sigma \left( \frac{L}{4} \right) = 177,06 \text{ kN} / \text{m}^2$$

**VII.3. FERRAILLAGE DU RADIER**

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

**a. Ferrailage de la dalle du radier:****a.1. Détermination des efforts: [1]**

- Si  $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

**Panneau de rive:**

- Moment en travée:  $M_{tx} = 0,85 M_x$

$$M_{ty} = 0,85 M_y$$

- Moment sur appuis:  $M_{ax} = M_{ay} = 0,3 M_x$  (appui de rive)

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x \text{ (autre appui)}$$

**Panneau intermédiaire:**

- Moment en travée:  $M_{tx} = 0,75 M_x$

$$M_{ty} = 0,75 M_y$$

- Moment sur appuis:  $M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x$

- Si  $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée:  $M_t = 0,85 M_0$

- Moment sur appuis:  $M_a = 0,5 M_0$

Avec:  $M_0 = \frac{q l^2}{8}$



**a.2. Valeur de la pression sous radier:**

$$\underline{\text{ELU}}: q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 194,99 \text{ kN/m}$$

$$\underline{\text{ELS}}: q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 177,06 \text{ kN/m}$$

**a.3. Moment en travée et sur appuis à l'ELU ( $v=0$ ):**

On a le rapport des panneaux  $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

**Tableau VII.8: Calcul des moments à l'ELU**

Panneaux	$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$L_x/L_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	$q_u$ (kN/m)	$M_x$ (kNm)	$M_{tx}$ (kNm)	$M_y$ (kNm)	$M_{ty}$ (kNm)	$M_a$ (kNm)
P1	4,5	4,5	01	0,0368	01	194,99	145,30	123,50	145,30	123,50	72,65
P1	5,0	6,1	0,82	0,0539	0,6313	194,99	262,74	223,33	165,86	140,98	131,37
P2	4,5	4,5	01	0,0368	01	194,99	145,30	123,50	145,30	123,50	72,65
P2	4,5	5,1	0,88	0,0476	0,7438	194,99	187,95	159,75	139,79	118,82	93,97
P3	4,5	4,5	01	0,0368	01	194,99	145,30	123,50	145,30	123,50	72,65
P3	4,5	5,1	0,88	0,0476	0,7438	194,99	187,95	159,75	139,79	118,82	93,97

**a.4. Moment en travée et sur appuis à l'ELS ( $v=0,2$ ):**

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

**Tableau VII.9: Calcul des moments à l'ELS**

Panneaux	$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$L_x/L_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	$q_{ser}$ (kN/m)	$M_x$ (kNm)	$M_{tx}$ (kNm)	$M_y$ (kNm)	$M_{ty}$ (kNm)	$M_a$ (kNm)
P1	4,5	4,5	01	0,0441	01	177,06	158,12	134,40	158,12	134,40	79,06
P1	5,0	6,1	0,82	0,0607	0,7381	177,06	268,68	228,37	198,31	168,56	134,34
P2	4,5	4,5	01	0,0441	01	177,06	158,12	134,40	158,12	134,40	97,88
P2	4,5	5,1	0,88	0,0546	0,8516	177,06	195,76	166,40	166,70	141,70	93,97
P3	4,5	4,5	01	0,0441	01	177,06	158,12	134,40	158,12	134,40	97,88
P3	4,5	5,1	0,88	0,0546	0,8516	177,06	195,76	166,40	166,70	141,70	93,97

**a.5. Calcul du ferrailage:**

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis.  
On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple (organigramme I, voire annexe).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

$$f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa ; \sigma_{bc}=14,17MPa ; f_e=400MPa ; \sigma_s=348MPa ; b=100cm ; h=35cm ; d=0,9h=31,5cm$$

**Tableau VII.10: Ferrailage des panneaux du radier**

	Sens	$M_u(kNm)$	$\mu$	$\alpha$	Z(cm)	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$	$S_t(cm)$
Travée	x-x	223,33	0,158	0,216	28,77	22,3	8T20	25,13	15
	y-y	140,98	0,100	0,131	29,84	13,57	5T20	15,71	20
Appui	x-x	131,37	0,093	0,122	29,96	12,6	5T20	15,71	20
	y-y								

**Espacement:**

$$Esp \leq \text{Min}(3h;33cm) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(75cm;33cm) = 33cm$$

**Sens x-x :**

$$S_t = \frac{100}{8} = 12,5cm < 33cm$$

On opte  $S_t=15cm$

**Sens y-y :**

$$S_t = \frac{100}{5} = 20cm < 33cm$$

On prend  $S_t=20cm$

**a.6. Vérifications nécessaires :**

**1. Condition de non fragilité :**

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,8cm^2 < 15,71cm^2$$

Donc la condition est vérifiée.

**2. Vérification des contraintes à l'ELS :**

**Tableau VII.11: Vérification des contraintes**

	Sens	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$	$\bar{\sigma}_s(MPa)$	Vérification
Travée	x-x	268,68	28,27	5,0	15	126,8	240	Oui
	y-y	168,56	18,85	3,8	15	129,3	240	Oui
Appuis	x-x	134,34	15,71	3,0	15	103	240	Oui
	y-y							

**b. Ferrailage des nervures :****b.1. Calcul des efforts :**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (*BAEL91 modifier 99 [1]*)

$$\text{On a : } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

**En travée :**  $M_t = 0,85M_0$

**Sur appuis :**  $M_t = 0,50M_0$

**b.2. Calcul des armatures:**

$b=55\text{cm} ; h=120\text{cm} ; d=108\text{cm}$

$b=55\text{cm} ; h=100\text{cm} ; d=90\text{cm}$

- **Sens non porteur (x-x) :**

$L=4,50\text{m} ; P=194,99\text{kN/ml}$

**Tableau VII.12: Ferrailage des nervures (sens non porteur)**

Pour :  $h=120\text{cm}$

	$M_u(\text{kNm})$	$\mu$	$\alpha$	$Z(\text{cm})$	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
Travée	419,53	0,046	0,058	105,45	11,43	4 T16+4T14	14,2
Appuis	246,78	0,027	0,034	106,52	6,65	8T14	12,32

Pour :  $h=100\text{cm}$

	$M_u(\text{kNm})$	$\mu$	$\alpha$	$Z(\text{cm})$	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
Travée	419,53	0,066	0,086	86,9	13,87	4 T16+4T14	14,2
Appuis	246,78	0,039	0,049	88,2	8,04	8T14	12,32

- **Sens porteur (y-y) :**

$L=5,10\text{m} ; P=194,99\text{kN/ml}$

**Tableau VII.13: Ferrailage des nervures (sens porteur)**

Pour :  $h=120\text{m}$

	$M_u(\text{kNm})$	$\mu$	$\alpha$	$Z(\text{cm})$	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
Travée	538,86	0,059	0,076	104,69	14,79	8 T16	16,08
Appuis	316,98	0,034	0,044	106,08	8,58	8T14	12,32

Pour :  $h=100\text{cm}$

	$M_u(kNm)$	$\mu$	$\alpha$	$Z(cm)$	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$
Travée	538,86	0,085	0,112	85,97	18,00	4T20+4T16	20,61
Appuis	316,98	0,050	0,064	87,69	10,38	8T14	12,32

**b.3. Vérifications nécessaires :**

**1. Condition de non fragilité :**

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 7,17cm^2 < 12,32cm^2 \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$$

**2. Vérification des contraintes à l'ELS:**

Tableau VII.14: Vérification des contraintes

	Sens	$M_{ser}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	419,53	14,2	9,1	15	295,5	240	Non
	y-y	538,86	20,61	10,9	15	314,3	240	Non
Appuis	x-x	246,78	12,32	6,1	15	248,1	240	Non
	y-y	316,98	12,32	7,9	15	318,7	240	Non

Les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section d'armature.

**Redimensionnement de la section d'armature :**

Tableau VII.15: Redimensionnement des armatures

	Sens	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$
Travée	x-x	29,76	4T20+4T16	20,61
	y-y	35,66	8T20	25,13
Appuis	x-x	16,65	4T16+4T14	14,2
	y-y	19,72	8T16	16,08

Tableau VII.16: Vérification des contraintes

	Sens	$M_{ser}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	419,53	20,61	5,2	15	207,5	240	OK
	y-y	538,86	38,48	9,5	15	210,1	240	OK
Appuis	x-x	246,78	14,2	3,6	15	174,5	240	OK
	y-y	316,98	16,08	4,4	15	198,9	240	OK

**3. Vérification de la contrainte tangentielle du béton : [1]**

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u = Min(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{194,99 \times 5,1}{2} = 497,22 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{497,22 \cdot 10^3}{550 \times 765} = 1,18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

**4. Armatures transversales :**

• **BAEL 91 modifier 99 [1] :**

- \*  $\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e}$  (K = 1 pas de reprise de bétonnage)
- \*  $S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$
- \*  $\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) = 0,59 \text{ MPa}$

**RPA99 version 2003 [2] :**

- \*  $\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0$
- \*  $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 24\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$
- \*  $S_t \leq \frac{h}{2} = 60\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) = 1,6\text{cm}$$

$f_e = 400 \text{ MPa}$  ;  $\tau_u = 1,18 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$  ;  $b = 55 \text{ cm}$  ;  $d = 108 \text{ cm}$

On trouve :  
 $S_t = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$   
 $S_t = 60 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$   
 $A_t \geq 4,125 \text{ cm}^2$   
 On prend :  $6T10 = 4,71 \text{ cm}^2$

**5. Armature De Peau**

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration .En effet on risquerait en l’absence de ces armatures d’avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures .Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que le ronds lisses

Pour les bâtiments cas général on a  $3 \text{ cm}^2 / \text{m}$  pour les armatures de peau [3]

$$A_p = 3 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \times 1,20 = 3,6 \text{ cm}^2 \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

Par paroi on prend **2T16 = 4,02 cm<sup>2</sup>**

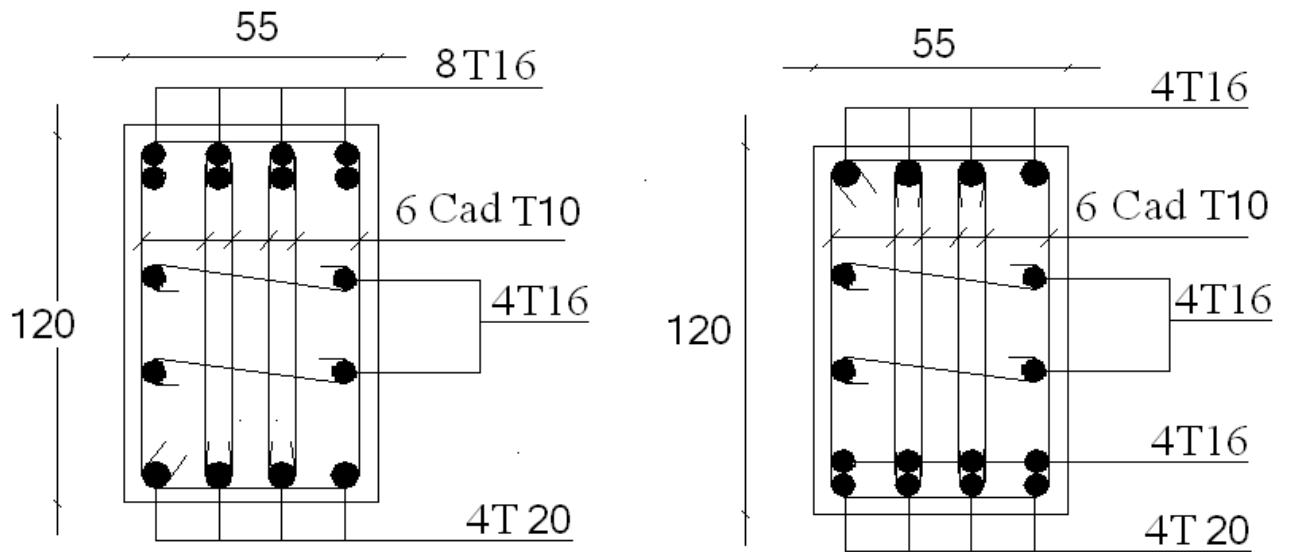


Fig. VII.8: Ferrailage du nervure sens xx

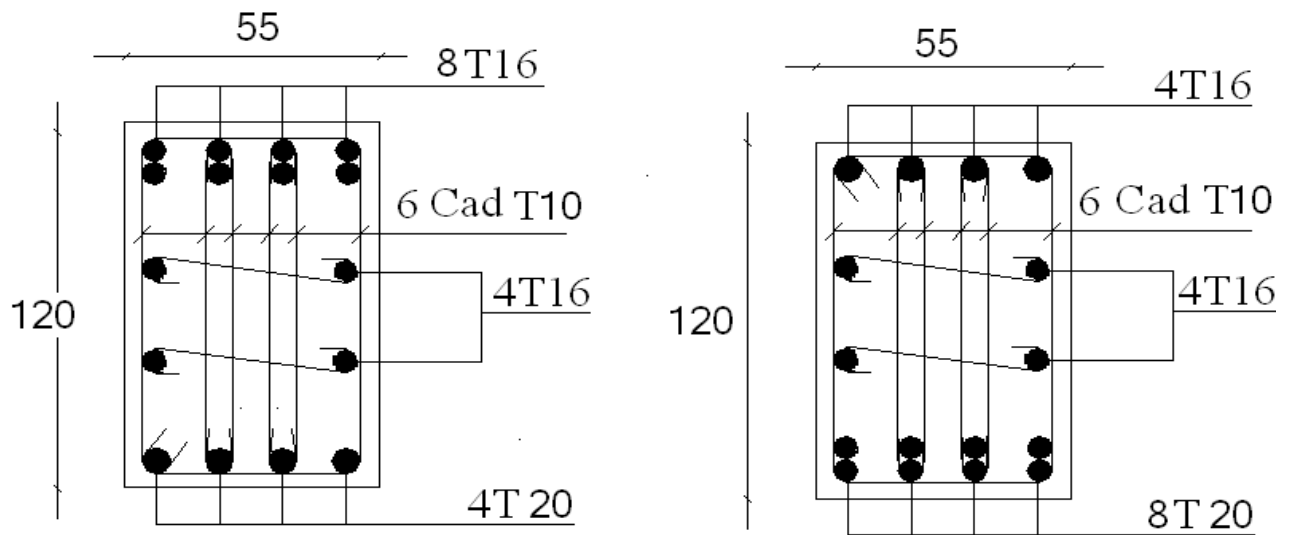
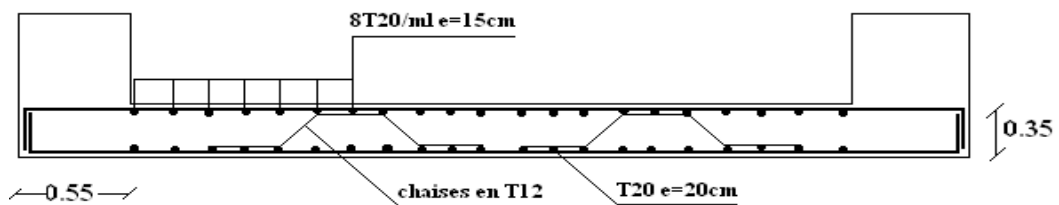


Fig. VII.9: Ferrailage du nervure sens yy



**Fig. VII.10: Ferrailage du panneau de radier**

# Chapitre VIII

## **Conclusion**



# conclusion

Ce travail nous a permis de voir en détail l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix de ces éléments ; donc une étude pour pouvoir la réalisation de cet ouvrage.

L'analyse tridimensionnelle d'une structure irrégulière est rendue possible grâce à l'outil informatique et au logiciel performant de calcul, à savoir le *ETABS (extended 3D analysis of building systems)*.

Il est indéniable que l'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Par conséquent, les résultats déduits de l'étape de pré dimensionnement ne sont que temporaires lors du calcul d'une structure.

Cette étude nous a permis l'application de toutes les connaissances théoriques acquises durant notre formation de Master. De plus elle nous a permis de maîtriser l'utilisation du logiciel *ETABS*, qui est très pratique pour les bâtiments.

## *Référence*

### **REFERENCES**

- [1]. Jean pierre mougin, BAEL 91modifié 99, DTU associés, deuxième Edition Eyrolles 2000
- [2]. Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).
- [3]. Victor Davidovici, Formulaire du Béton Armé: Volume 1; 'Eléments de Calcul ;' Moniteur, 1996.
- [4]. Henry Thnier (tome1 ; tome2) ; Conception et calcul des structures de bâtiment Edition Eyrolles 2000.
- [5]. Victore Davidovici ; La construction en zone sismique, Moniteur 1999.
- [6]. Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93
- [7]. Règles de neige et vent 99 (R.N.V version 2013).
- [8]. Henry Thonier, Tome 3 ; Conception et Calcul des Structures de Bâtiment.
- [9]. DTR B-C 2.42 Règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banché.
- [10]. Victor Davidovici, Formulaire du Béton Armé: Volume 2; 'Constructions', Moniteur, 1995.
- [11]. Charges permanentes et charges d'exploitation DTR B.C. 2.2 ; (Document technique réglementaire **DTR B.C. 2.2**).

### **LOGICIELS**

- Logiciel ETABS version 9.4.2 et 17.
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
- EXCEL version 2019 .
- WORD version 2019.
- AUTO CAD version 2017.

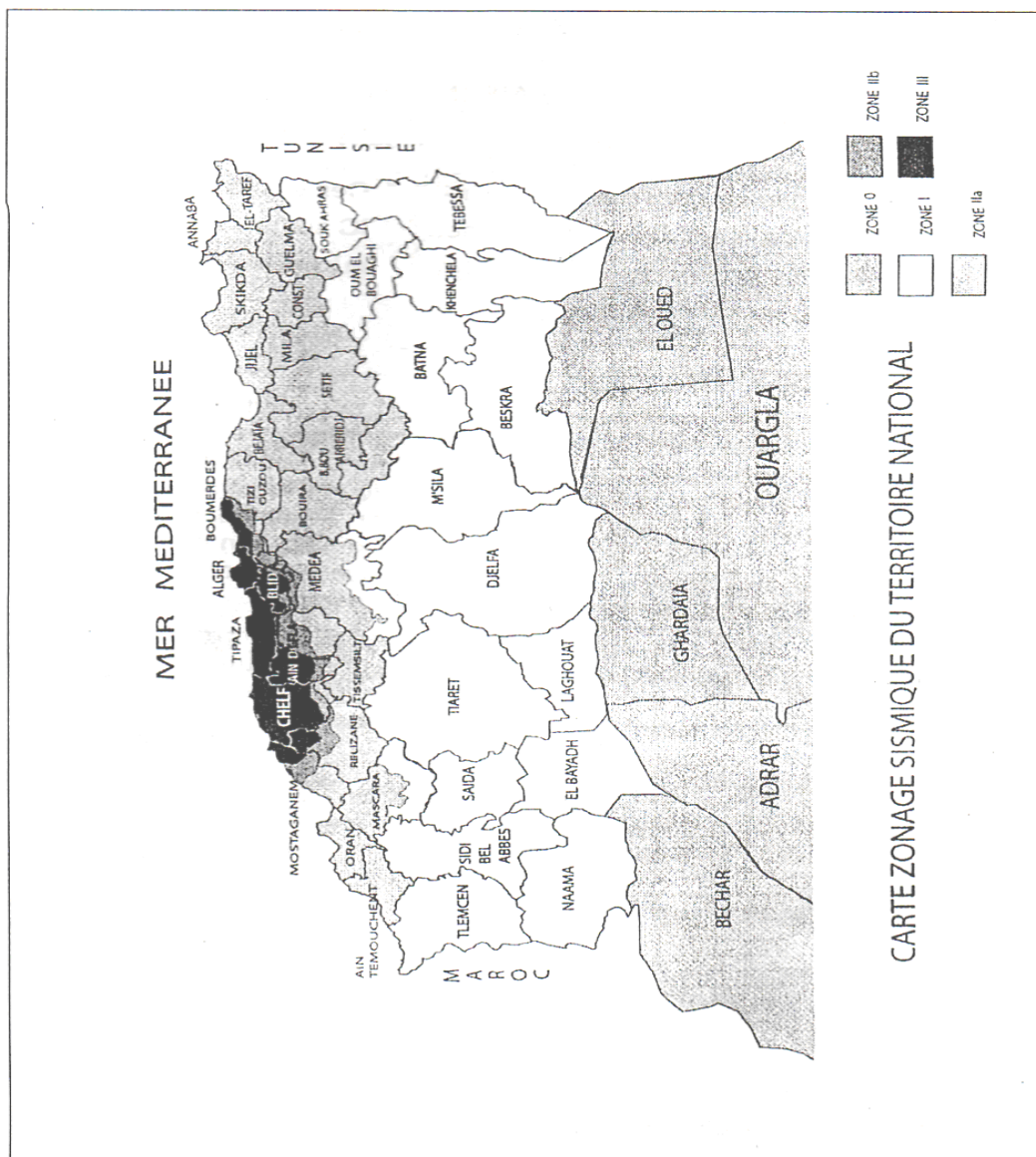


Figure n°1 : Carte de zonage sismique.

**TABLEAU DES SECTIONS DES ARMATURES**  
*Section en "cm<sup>2</sup>", diamètre  $\phi$  en "mm"*

$\phi$	T5	T6	T8	T10	T12	T14	T16	T20	T25	T32	T40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,90	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,19
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

CLASSIFICATION DES SOLS GRENUS (Plus de 50% des éléments > 0,08 mm)					
Définitions		Symboles	Conditions	Appellations	
GRAVET	Plus de 50% des éléments > 0,08 mm ont un diamètre > 2 mm	Moins de 5% des éléments < 0,08 mm	Gb	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ et $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} D_{60}}$ compris entre 1 et 3	Grave propre bien graduée
			Gm	Une des conditions de Gb non satisfaite	Grave propre mal graduée
		Plus de 12% des éléments < 0,08 mm	GL	Limites d'Atterberg au-dessous de la ligne A	Grave limoneuse
			GA	Limites d'Atterberg au-dessus de la ligne A	Grave argileuse
SABLE	Plus de 50% des éléments > 0,08 mm ont un diamètre < 2 mm	Moins de 5% des éléments < 0,08 mm	Sb	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ et $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} D_{60}}$ compris entre 1 et 3	Sable propre bien gradué
			Sm	Une des conditions de Gb non satisfaite	Sable propre mal gradué
		Plus de 12% des éléments < 0,08 mm	SL	Limites d'Atterberg au-dessous de la ligne A	Sable limoneux
			SA	Limites d'Atterberg au-dessus de la ligne A	Sable argileux

Lorsque le pourcentage des éléments < 0,08 mm est compris entre 5% et 12 %, on utilise un double symbole.

Organigramme de classification des sols grenus d'après le L.C.P.C.

**Légende :**

- %80 $\mu$  : Le pourcentage des éléments du sol ayant un diamètre inférieur ou égale à 0,08 mm ;
- %2mm : Le pourcentage des éléments du sol ayant un diamètre inférieur ou égale à 2 mm ;
- C<sub>u</sub> : Le coefficient d'uniformité ou de Hazen (voir valeur au tableau 14);
- C<sub>c</sub> : Le coefficient de courbure (voir valeur au tableau 14);
- W<sub>L</sub> : La limite de liquidité du sol ;
- I<sub>p</sub> : L'indice de plasticité du sol

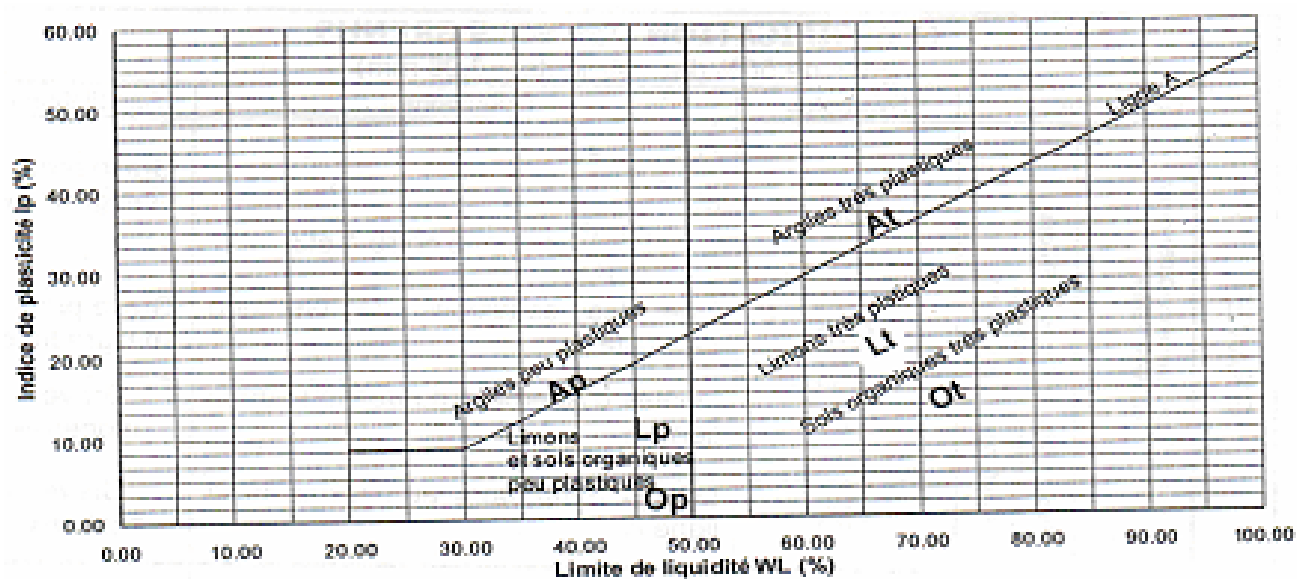


Diagramme de Casagrande pour la classification des sols fins

## ORGANIGRAMME -I-

### SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE:

**Cas genérale**

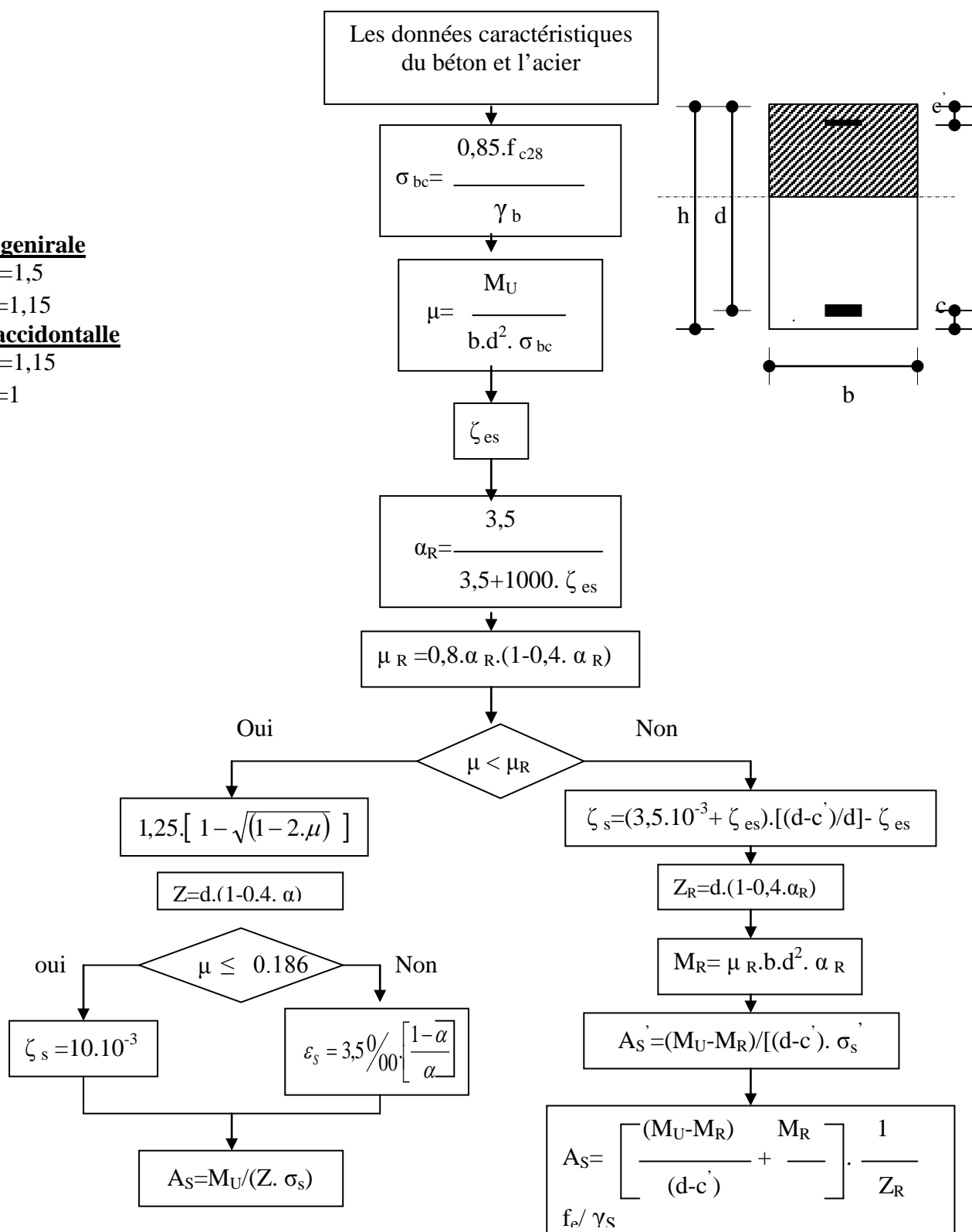
$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

**cas accidentale**

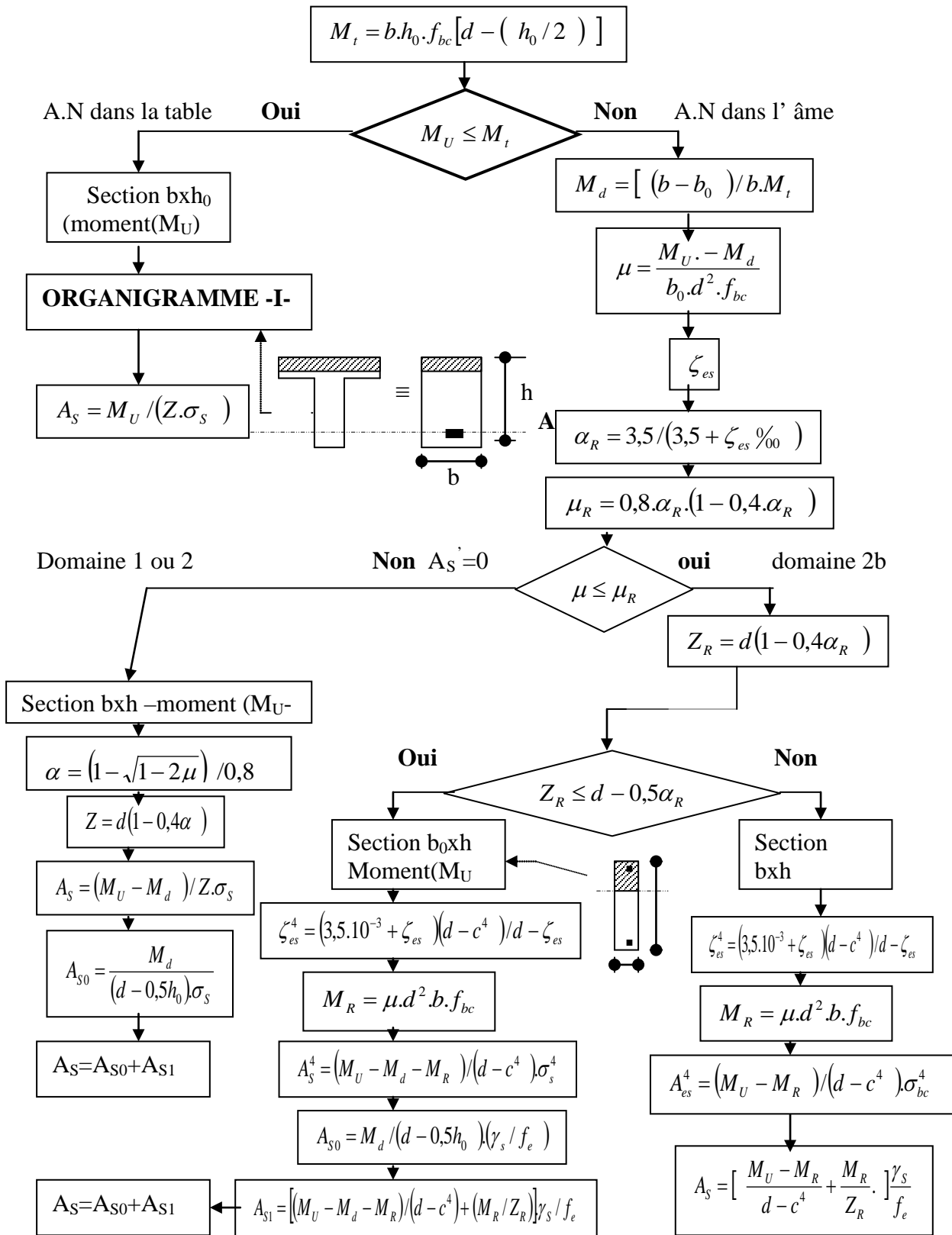
$$\gamma_b = 1,15$$

$$\gamma_s = 1$$



## ORGANIGRAMME -II:

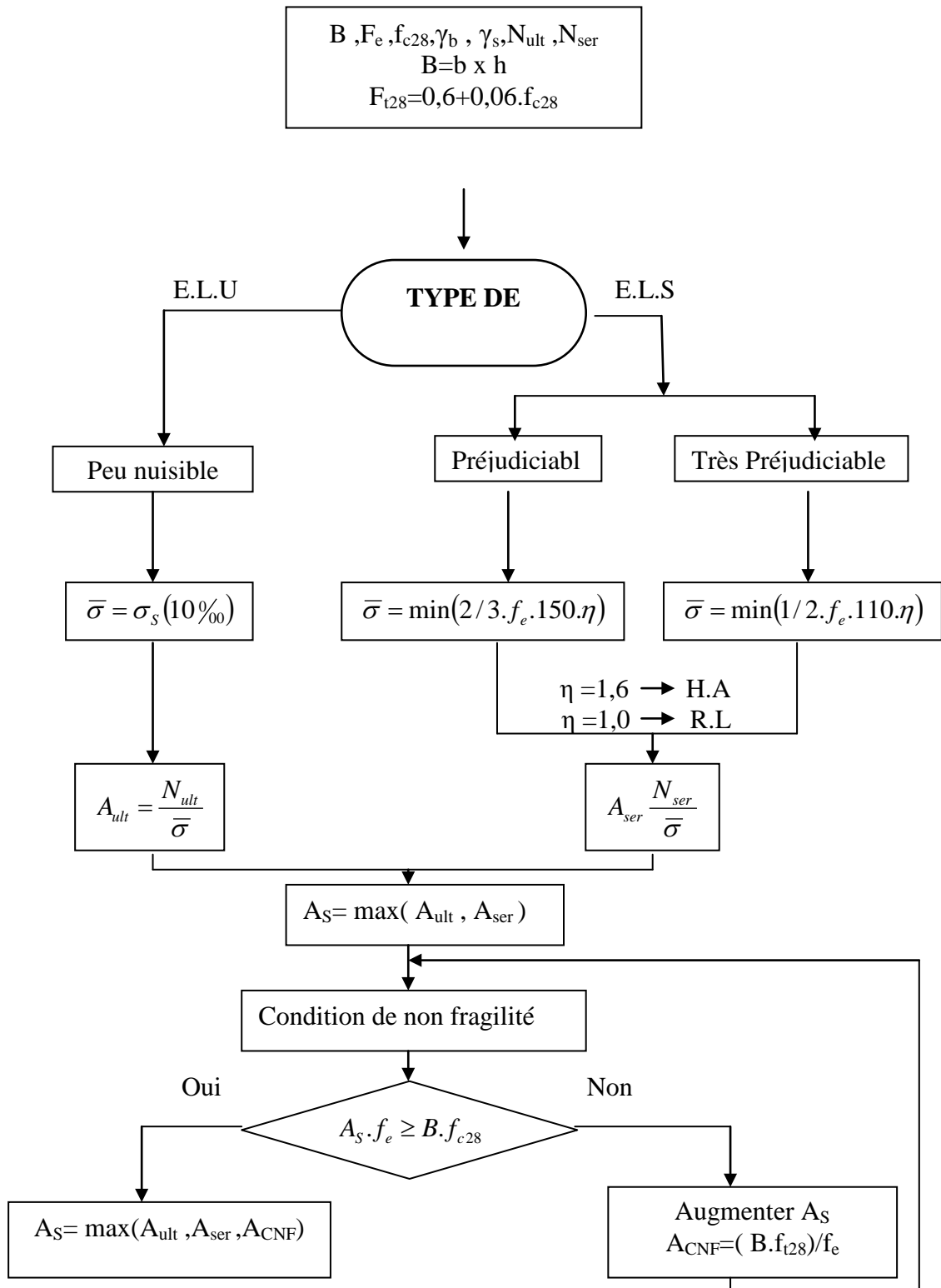
### CALCUL D'UNE SECTION EN -TE- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE:





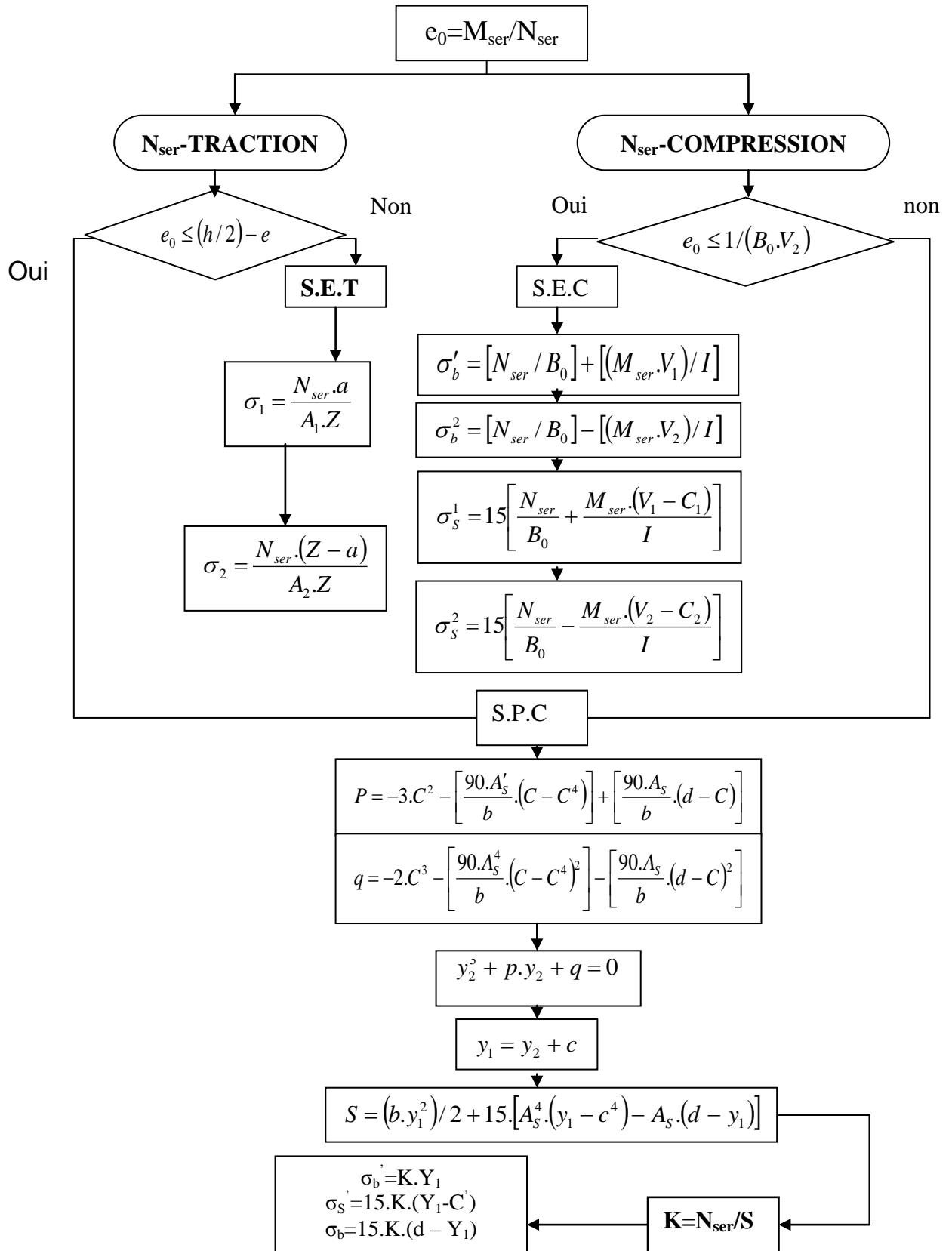
# ORGANIGRAMME -III:

## TRACTION SIMPLE



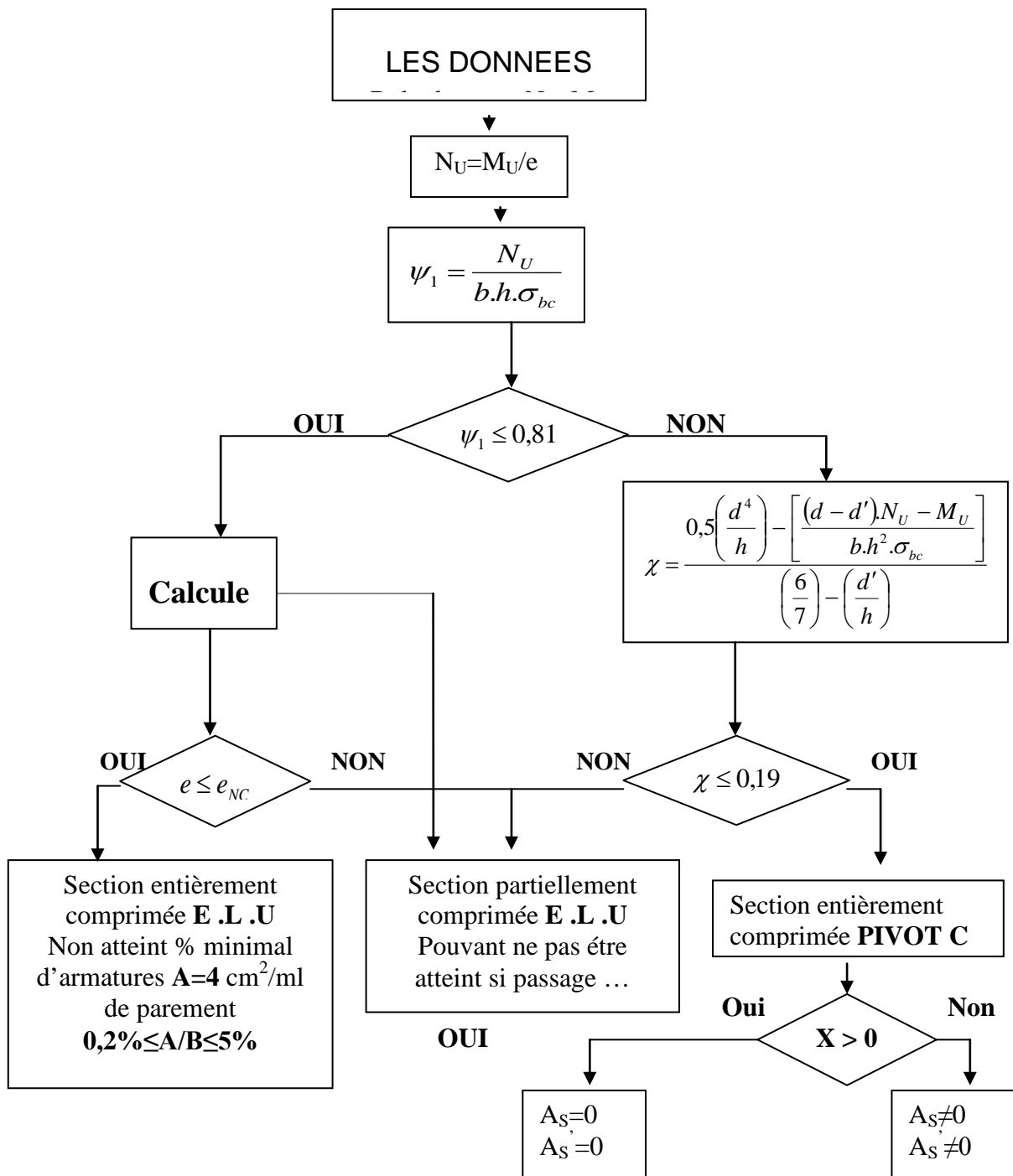
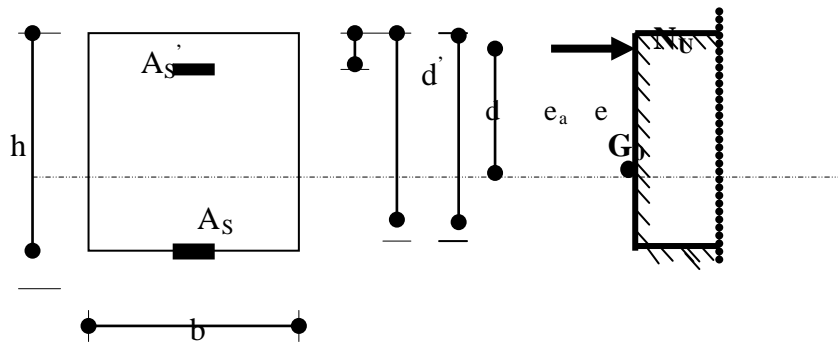
# ORGANIGRAMME-VI:

## FLEXION COMPOSEE A E.L.S



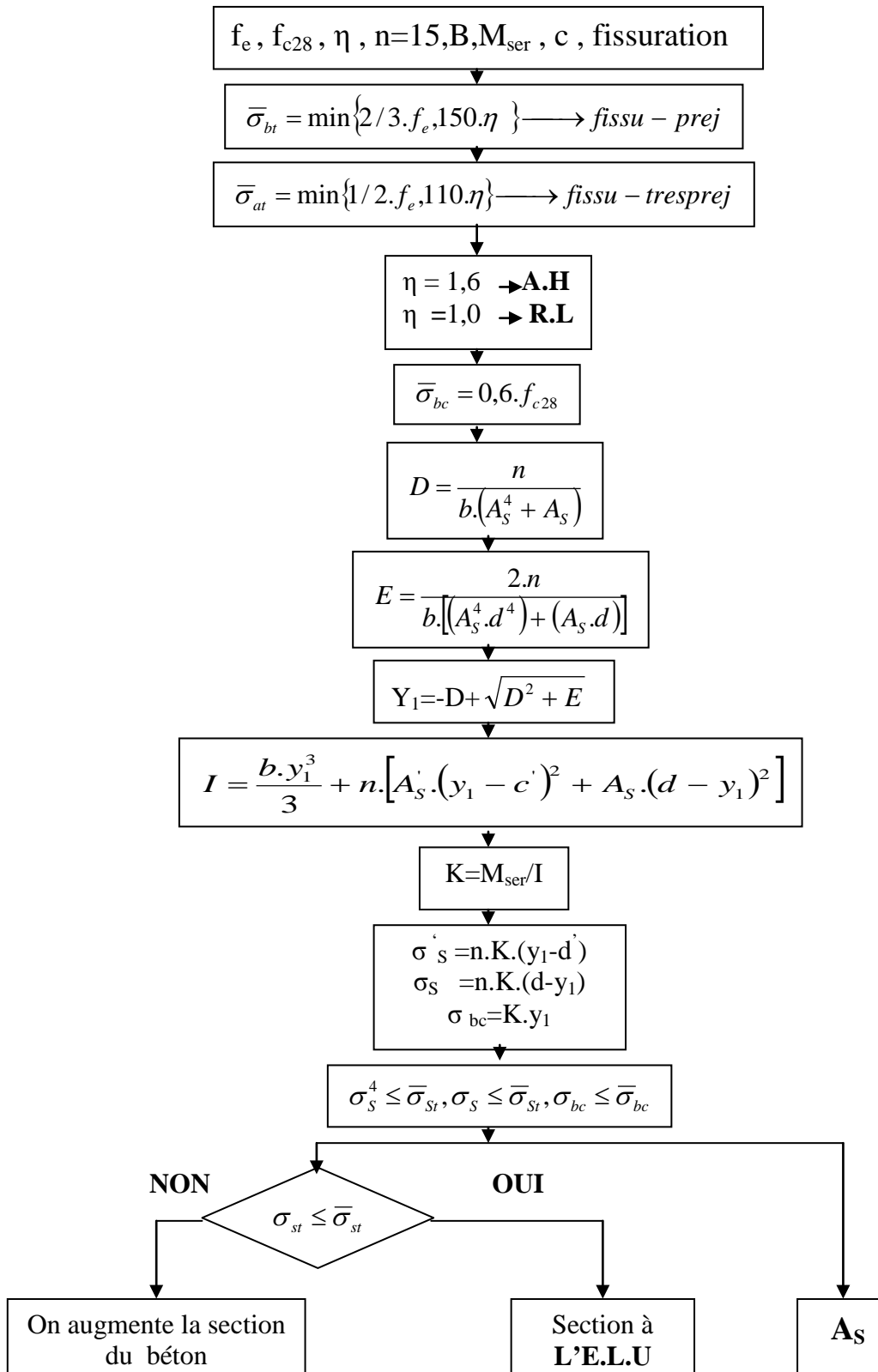
## ORGANIGRAMME -V:

### CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E .L .U EN FLEXION COMPOSEE



## ORGANIGRAMME -IV:

### VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A -L'E.L.U



## ORGANIGRAMME -VII:

### CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT

