

République algérienne démocratique et populaire  
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique  
Université -Ain-Temouchent Belhadj Bouchaib  
Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département De Génie Civil et Travaux Publics



Projet de fin d'études  
Pour l'obtention du diplôme de Master en :  
Domaine : SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE  
Filière : Génie Civile  
Spécialité : Structure  
**Thème**

**Analyse dynamique d'une structure en béton armé contreventée par des voiles  
(02 S/SOL + 01 ENTRE SOL + RDC + 06 ETAGES)**

**Présenté Par :**

Zaboure Narimen  
Moufî Romaiassa

Soutenu en juin 2021 devant le jury composé de :

Encadreur : Mr. AMARA KHALED  
Présidente: Mme LAZIZI Amina  
Examinatrice: Mme ATTIA Amina

Année Universitaire 2020/2021

# Remerciements



Avant tout remerciements, nous remercions notre dieu aza wa djalla qui nous a mener à réaliser ce travail et nos cher parents grâce à leurs encouragements et soutiens.

En guise de remerciement de remerciement, nous témoignons notre reconnaissance mon encadreur Monsieur **Amara Khaled** pour le soutien précieux, la communication pertinente, la méthode pédagogique efficiente, la disponibilité généreuse qu'il a déployé durant la période d'encadrement.

Je remercie aussi le cabinet d'engineering et d'urbanisme BENOUSSAD qui a bien voulu nous accueillir lors de notre langue recherche de stage.

Nous tenons aussi à remercier l'ensemble des enseignants qui ont contribués d'une façon ou d'une autre à notre formation et à toute personne ayant pris part dans la réalisation de ce modeste travail.

Nous remercions aussi tous nos amis pour nos discussions plus ou moins sérieuses et avec qui nous avons passé d'agréables moments (HASSAD CHEMSEDDINE et ROUAG ZAKARIA)



# Dédicaces

A ma maman qui m'a soutenu et encouragé durant ces années d'études.

Qu'elle trouve ici le témoignage de ma profonde reconnaissance.

A mon très cher père Tu as toujours été à mes côtés pour me soutenir et m'encourager.

Que ce travail traduit ma gratitude et mon affection.

Et à ma chère et unique sœur, Samia, et à ma tante bien-aimée Fatiha.

Et à mes frères djamal, Halim et Yassine pour leur soutien

Et sans oublier ma grand-mère, je lui souhaite un prompt rétablissement

,et mes tantes et cousines soriya et samira Iman, et karam Aseel. Merci pour leurs amours et leurs encouragements.

Sans oublier mon binôme Romaiissa pour son soutien moral, sa

Patience et sa compréhension tout au long de ce projet.

ZABOURE NARIMEN



# Dédicaces

Je dédie cette première page à tous les personnes qui ont, de près ou de loin, contribué à la réalisation de ce mémoire.

Ces premiers remerciements s'adressent donc à mes parents ;qui m'ont apporté un soutien tant psychologique que financier ,pour leurs patience et leur foie en ma réussite tant scolaire que personnelle.

A mon frère Ahmed A mes sœurs Chaîne , Insaf , qui m'avez toujours soutenu et encouragé durant ces années d'études.

Je remercie également la personne la plus chère(AZZDINE) qui m'a soutenu et encouragé

A tous mes proches et mes amis

Est finalement je remercie ma sœurs est ma collègue Narimen.

Moulfi Romaissa



# Resumé

Ce projet portera sur l'étude d'un immeuble à usage d'habitation à R + 6 + 2 S / SOL +01 ENTRE SOL + RDC

Cette étude sera découpée en quatre phases successives :

La première étape consiste à décrire la structure et les propriétés

Divers matériaux avec pré dimensionnement des éléments de structure suivis d'un calcul

éléments secondaires.

La deuxième étape consistera en une étude sismique de la structure, et cette étude conduira à

Calcul du ferrailage des éléments de structure conformément à la réglementation à savoir

RPA99 / version 2003 et BAEL91 / révision 99.

La troisième étape concerne le calcul du ferrailage des éléments de structure sous charges.

Combinez vertical et horizontal (charges sismiques).

La dernière étape concerne l'étude de la fondation ainsi que son renforcement.

سيركز هذا المشروع على دراسة مبنى للاستخدام السكني مع R + 6 + 2 S / SOL +01 ENTRE SOL + RDC ستقسم هذه الدراسة إلى أربع مراحل متتالية:

تتكون الخطوة الأولى من وصف الهيكل وخصائص

مواد مختلفة مع الأبعاد المسبقة للعناصر الهيكلية متنوعة بالحساب العناصر الثانوية.

ستتكون الخطوة الثانية من دراسة زلزالية للهيكل ، وستؤدي هذه الدراسة إلى

حساب تقوية العناصر الهيكلية وفقا للوائح وهي

99RPA / إصدار 2003 و 91BAEL / مراجعة 99.

تتعلق الخطوة الثالثة بحساب تقوية العناصر الهيكلية تحت الأحمال.

الجمع بين الرأسي والأفقي (أحمال الزلزال).

تتعلق الخطوة الأخيرة بدراسة الأساس بالإضافة إلى تعزيزه.

# Liste des abréviations et symboles

<b>A</b>	Coefficient d'accélération de zone, aire d'une section.
<b>An</b>	coefficient de minoration.
<b>A<sub>S</sub></b>	Aire d'une section d'acier.
<b>A<sub>t</sub></b>	Section d'armatures transversales.
<b>Br</b>	Section du béton.
<b>E</b>	Module d'élasticité longitudinale.
<b>E<sub>Ij</sub></b>	Module de déformations instantanées du béton.
<b>E<sub>vj</sub></b>	Module de déformations différées du béton.
<b>Es</b>	Module d'élasticité de l'acier.
<b>ELS</b>	Etat limite de service.
<b>ELU</b>	Etat limite ultime.
<b>e</b>	Epaisseurs
<b>G</b>	Charge permanente, module d'élasticité transversale.
<b>g</b>	Largeur de la marche.
<b>M</b>	Moment, masse.
<b>M<sub>0</sub></b>	Moment en travée isostatique.
<b>M<sub>t</sub></b>	Moment en travée de la poutre considérée.
<b>M<sub>ap</sub></b>	Moment sur appuis.
<b>M<sub>u</sub></b>	Moment ultime.
<b>N<sub>G</sub></b>	Effort normal développé par les charges permanentes.
<b>N<sub>Q</sub></b>	Effort normal développé par les charges d'exploitations.
<b>N<sub>U</sub></b>	Effort normal ultime.
<b>P, W</b>	Poids.
<b>Q</b>	Charge d'exploitations.
<b>q</b>	Densité de charge répartie.
<b>T</b>	Effort tranchant, période.
<b>Ø</b>	Diamètre des armatures.
<b>φ</b>	Angle de frottement.
<b><math>\bar{q}</math></b>	Capacité portante admissible.

$\gamma_s$	Coefficient de sécurité dans l'acier.
$\gamma_b$	Coefficient de sécurité dans le béton.
$\sigma_s$	Contrainte de traction de l'acier.
$\sigma_{bs}$	Contrainte de compression du béton.
$\tau_u$	Contrainte ultime de cisaillement.
$\tau$	Contrainte tangentielle.
$\beta$	Coefficient de pondération.
$\sigma_{sol}$	Contrainte du sol.
$\xi$	Déformation relative.
$V_0$	Effort tranchant a la base.
$N_{ser}$	Effort normal pondéré aux états limites de service.
$L_f$	Longueur de flambement.
$d$	Hauteur utile.
$F_e$	Limite d'élasticité de l'acier.
$f_i$	Flèche due aux charges instantanées.
$f_v$	Flèche due aux charges de longue durée.
$I_{fi}$	Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
$I_{fv}$	Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
$f_{c28}$	Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
$f_{t28}$	Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
$F_{cj}$	Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
$K$	Coefficient de raideur de sol.
$Y$	Position de l'axe neutre.
$I_0$	Moment d'inertie de la section totale homogène

# Sommaire

## ❖ Introduction général

### CHAPITRE I : Présentation général

I.1 Introduction .....	Erreur ! Signet non défini.
I.1.2 Présentation de l'ouvrage .....	Erreur ! Signet non défini.
I.3 Ossature et système constructif adopté .....	Erreur ! Signet non défini.
I.4 Caractéristiques géométriques du sol .....	Erreur ! Signet non défini.
I.5 Caractéristique mécanique des matériaux .....	Erreur ! Signet non défini.
➤ Béton .....	Erreur ! Signet non défini.
I.5.1.2 Compositions du béton .....	Erreur ! Signet non défini.
I.5.1.3 Dosage de béton .....	Erreur ! Signet non défini.
I.5.1.4 Principaux caractéristiques et avantages de béton ..	Erreur ! Signet non défini.
I.5.1.5 Résistances mécaniques du béton	Erreur ! Signet non défini.
I.5.2 Méthode de calcul.....	Erreur ! Signet non défini.
I.5.2.1 Définition des états limitent .....	Erreur ! Signet non défini.
I.5.2.2 Déformation et contrainte de calcul.....	Erreur ! Signet non défini.
I.5.2.3 Module de déformation longitudinale instantanée ..	Erreur ! Signet non défini.
I.5.2.4 Module de déformation longitudinale différé .....	Erreur ! Signet non défini.
➤ Acier .....	Erreur ! Signet non défini.
I.5.3.2 Contraint limite de l'acier .....	Erreur ! Signet non défini.
I.5.3.3 Contrainte admissibles à ELS ....	Erreur ! Signet non défini.
I.5.3.4 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites ....	Erreur ! Signet non défini.

## CHAPITRE II: Pré dimensionnement

II Introduction .....	Erreur ! Signet non défini.
II.1. Pré dimensionnement .....	Erreur ! Signet non défini.
II.1.1 Pré dimensionnement des planchers .....	Erreur ! Signet non défini.
>Planchers à corps creux .....	Erreur ! Signet non défini.
>Dalle console (dalle plaine) .....	Erreur ! Signet non défini.
II.1.2 Pré dimensionnement les poteaux .....	Erreur ! Signet non défini.
>poteau centrale .....	Erreur ! Signet non défini.
>Calcul de l'élançement mécanique .....	Erreur ! Signet non défini.
II.1.3 Pré dimensionnement des poutres .....	Erreur ! Signet non défini.
>Poutre principale :(porteuse) .....	Erreur ! Signet non défini.
>Poutres secondaire (non porteuses) .....	Erreur ! Signet non défini.
>Poutre palière .....	Erreur ! Signet non défini.
II.1.4 Pré dimensionnement des escaliers .....	Erreur ! Signet non défini.
>Escaliers 01 .....	Erreur ! Signet non défini.
>Escaliers 02 .....	Erreur ! Signet non défini.
>Paillasse .....	Erreur ! Signet non défini.
II.1 .5-Pré dimensionnement des voiles .....	Erreur ! Signet non défini.

## CHAPITRE III: Décence des charges

III.1 Définition .....	Erreur ! Signet non défini.
III.1.1 Poteau central .....	Erreur ! Signet non défini.
Planchers RDC étage courant pour un seul étage (Niv +1.45 / +4.75 / +8.05 / +11.35 / +14.65 / +19.95 / +21.25) .....	Erreur ! Signet non défini.
III.1.2 Poteau de rive .....	Erreur ! Signet non défini.
III.1.1 Poteau d'angle .....	Erreur ! Signet non défini.

## CHAPITRE IV: ETUDE DES PLANCHERS

IV.1 Etude des planchers .....	Erreur ! Signet non défini.
IV.1.1 Plancher à corps creux .....	Erreur ! Signet non défini.

**A.Détermination des armateurs de la dalle de compression** Erreur ! Signet non défini.

**IV.1.2 Calcul des poutrelles** ..... Erreur ! Signet non défini.

**IV.1.3 Condition satisfaite** ..... Erreur ! Signet non défini.

**IV.1.3.1 Plancher terrasse inaccessible** . Erreur ! Signet non défini.

**IV.1.3.2 Plancher terrasse accessible** ..... Erreur ! Signet non défini.

**IV.1.3.3 Plancher étage courants** ..... Erreur ! Signet non défini.

**IV.2.1 Ferrailage des poutrelles :** ..... Erreur ! Signet non défini.

**A.Déterminations des armateurs transversales** ..... Erreur ! Signet non défini.

**B.Calcul de l'espacement** .....  
....Erreur ! Signet non défini.

## **CHAPITRE V: Ferrailage des éléments secondaires**

**V.1 Escalier** ..... Erreur ! Signet non défini.

**Diagrammes des sollicitations** ..... Erreur ! Signet non défini.

**Calcul des armateurs à L'ELU** ..... Erreur ! Signet non défini.

**V .2 Balcons** ..... Erreur ! Signet non défini.

**V .2.1 Evaluations des charges** ..... Erreur ! Signet non défini.

**V .2.3 Calcul des moments et l'effort tranchant** Erreur ! Signet non défini.

**V .4 Détermination des armateurs à L'ELU** ..... Erreur ! Signet non défini.

**V .2.5 Détermination des armateurs à L'ELS** ... Erreur ! Signet non défini.

**V.3 L'étude de l'acrotère :** ..... Erreur ! Signet non défini.

**V.3 Evaluations des charges** ..... Erreur ! Signet non défini.

**V.3.1 La force sismique** ..... Erreur ! Signet non défini.

**V.3 .2 Calcul des sollicitations** ..... Erreur ! Signet non défini.

**V.3.5 Ferrailage de l'acrotère** ..... Erreur ! Signet non défini.

**V.3.6 Vérifications à l'ELU** ..... Erreur ! Signet non défini.

**V.3.7 Vérification a l'ELS :** ..... 63

## **CHAPITRE VI: ETUDE SISMIQUE**

**VI.1. Introductions :** ..... Erreur ! Signet non défini.

VI.1.1 Présentations des différentes méthodes d'estimations des forces sismiques .....	Erreur ! Signet non défini.
<b>VI.2 La méthode dynamique nodale spectral : RPA art</b>	
4.1.3.....	Erreur ! Signet non défini.
VI.2.1 Principe de la méthode .....	Erreur ! Signet non défini.
VI.2.2 Modélisation .....	Erreur ! Signet non défini.
<b>VI.3 Objectifs de l'étude dynamique.</b>	
.....	Erreur !
Signet non défini.	
VI.3.1 Modélisation mathématique .....	Erreur ! Signet non défini.
VI.3.2 Modélisation de la structure étudiée .....	Erreur ! Signet non défini.
VI.3.3 Descriptions du logiciel SAP2000	Erreur ! Signet non défini.
<b>VI.4 Modélisation des éléments structuraux :</b>	
.....	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.1 Modélisation de la masse .....	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.2 Méthode modale spectrale .....	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.2.1 Hypothèses de calcul .....	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.2.2 Analyse de la structure .....	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.3 Vérifications de la résultante de force sismique .....	Erreur !
Signet non défini.	
VI.4.3.1 Calcul de force sismique totale .....	Erreur ! Signet non défini.
Choix du coefficient de comportement R .....	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.3.2 Résultante des forces sismique de calcul .	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.3.3 Vérifications de la période .....	Erreur ! Signet non défini.
Modal participation mass rations .....	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.3.4 Vérification de la période numérique ..	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.4 Comparaison entre la période numérique et empirique .....	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.5 Déplacement maximum absolu de chaque niveau : Art 4.4.3 (page 37).....	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.6 Justification vis-à-vis de la déformation : Art 5.10 (page 40) .....	Erreur ! Signet non défini.
<b>VI.4.7 Vérification à l'effort Normal réduit :Article 7.1.3.3.....</b>	
...Erreur ! Signet non défini.	

## CHAPITRE VII : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

VII .1 Les poutres .....	Erreur ! Signet non défini.
VII .1.1 Calcul des éléments structuraux .....	Erreur ! Signet non défini.
A. Sens x-x .....	Erreur ! Signet non défini.
VII .1.2 Vérification a l'ELS .....	Erreur ! Signet non défini.
B .Sens Y-Y .....	Erreur ! Signet non défini.
VII .1 Les poteaux .....	Erreur ! Signet non défini.
VII .1.2 Armateurs longitudinaux .....	Erreur ! Signet non défini.
B. Armatures transversales .....	Erreur ! Signet non défini.
V.3 Les voile : .....	Erreur ! Signet non défini.
A. Aciers verticaux .....	Erreur ! Signet non défini.
B. Aciers horizontaux .....	Erreur ! Signet non défini.
C. Règles communes .....	Erreur ! Signet non défini.
D. Méthode de calcul .....	Erreur ! Signet non défini.

## CHAPITRE VIII : Etude de l'infrastructure

VIII.1 Introduction .....	Erreur ! Signet non défini.
VIII.2 Stabilité des fondations .....	Erreur ! Signet non défini.
VIII .3 Choix du type de fondation .....	Erreur ! Signet non défini.
VIII .4 choix du type de fondation dépend du .....	Erreur ! Signet non défini.
VIII.5 Vérification du chevauchement .....	Erreur ! Signet non défini.
Calcul des rapports de dimensions .....	Erreur ! Signet non défini.
Calcul des moments en travée et en appui .....	Erreur ! Signet non défini.
Calcul des armatures longitudinales .....	Erreur ! Signet non défini.
VIII .6 Pré dimensionnement du radier : .....	Erreur ! Signet non défini.
Vérification de la contrainte de cisaillement : .....	Erreur ! Signet non défini.
Vérification de l'effort sous pression : .....	Erreur ! Signet non défini.
Vérification à la stabilité du radier : .....	Erreur ! Signet non défini.
Vérification au renversement : .....	Erreur ! Signet non défini.
Calcul des réactions d'appuis : .....	Erreur ! Signet non défini.

**VIII.7 Ferrailage des nervures :.....Erreur ! Signet non défini.**

❖ **Annexes**

❖ **Conclusion**

# Liste des Tableaux

<b>Tableau I- 1:</b> Caractéristiques mécaniques des aciers.....	13
<b>Tableau II .2 :</b> vérification de flambement .....	19
<b>Tableau III.1 :</b> Poids totale de poteau central .....	31
<b>Tableau III. 2 :</b> Poids totale de poteau de rive .....	33
<b>Tableau III.3 :</b> Poids totale de poteau d'angle.....	34
<b>Tableau IV.1 :</b> Détermination des charges représentées par les poutrelles.....	39
<b>Tableau IV.2:</b> Les efforts tranchants et des moments du plancher terrasse inaccessible.....	42
<b>Tableau IV .3 :</b> Les efforts tranchants et des moments du plancher terrasse inaccessible .....	43
<b>Tableau VI.4 :</b> Les efforts tranchants et des moments du plancher terrasse accessible (ELU).....	44
<b>Tableau VI.5 :</b> Les efforts tranchants et des moments du plancher terrasse accessible(ELS).....	45
<b>Tableau VI.6 :</b> Les efforts tranchants et des moments du plancher de l'étage courants (ELU).....	46
<b>Tableau VI.7 :</b> Les efforts tranchants et des moments du plancher de l'étage courants (ELS).....	47
<b>Tableau V.1 :</b> les charges d'acrotère .....	60
<b>Tableau VI.1 :</b> coefficient d'accélération .....	73
<b>Tableau VI .2 :</b> Valeurs de $T_1$ et $T_2$ .....	73
<b>Tableau VI.3 :</b> Valeurs de $\xi$ (%).....	74
<b>Tableau VI.4 :</b> Valeurs du coefficient de comportement R .....	74
<b>Tableau VI.5 :</b> valeurs de pénalités $p_q$ .....	75
<b>Tableau VI.6 :</b> valeurs du coefficient de pondération $\beta$ .....	76
<b>Tableau VI.7 :</b> Raiponce Spectrum base.....	77
<b>Tableau VI.8 :</b> participation mass ratios .....	78

<b>TableauVI.9</b> : valeurs du coefficient $C_T$ .....	81
<b>TableauVI.10</b> : Déplacements suivant le sens X-X et le sens Y-Y.....	82
<b>Tableau VI.11</b> : Vérification du déplacement suivant le sens X-X.....	84
<b>TableauVI.12</b> : Vérification du déplacement suivant le sens Y-Y.....	84
<b>Tableau VII .1</b> : Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux.....	86
<b>Tableau VII .2</b> : La quantité minimale et l'espacement maximum d'armateurs transversal.....	87
<b>Tableau VII .3</b> : les vérifications des poutres à L'ELA et à L'ELS .....	95
<b>TableauVII.4</b> : ferrallaige de poutre .....	96
<b>TableauVII.5</b> :le pourcentage minimales et maximales des armateurs longitudinaux .....	97
<b>TableauVII.6</b> : Calcule les armateurs du poteau 30x30.....	97
<b>TableauVII.7</b> : Calcule les armateurs du poteau 35x35.....	98
<b>TableauVII.8</b> : Calcule les armateurs du poteau 40x40.....	98
<b>TableauVII.9</b> : Calcule les armateurs du poteau 40x50.....	99
<b>TableauVII.10</b> : Calcule les armateurs du poteau 40x60.....	99
<b>TableauVII.11</b> : Calcule les armateurs du poteau 40x80.....	99
<b>TableauVII.12</b> : Section d armature.....	100
<b>TableauVII.11</b> : Vérification spécifiques.....	101

<b>Figure 1.1.</b> Plancher à corps creux. ....	3
<b>Figure 1.2.</b> Corps creux (hourdis).....	3
<b>Figure1.3.</b> Acrotère.....	4
<b>Figure 1.4.</b> Brique creuse.....	4
<b>Figure 1.5.</b> Evolution de la résistance <b>fcj</b> en fonction de l'âge du béton.....	7
<b>Figure 1.6.</b> Evolution de la résistance à la traction <b>ftj</b> en fonction de <b>fcj</b> .....	7
<b>Figure1.7.</b> Diagramme parabole-rectangle.....	9
<b>Figure1.8.:</b> Diagramme rectangulaire simplifié .....	10
<b>Figure1.9 :</b> Diagramme contraintes déformation .....	13
<b>Figure II-1 :</b> plancher Corp. Creux.....	15
<b>Figure II.1.2 :</b> poteau central .....	16
<b>Figure II.3 :</b> La volée d'escalier .....	24
<b>Figure IV.1 :</b> Shéma ferailage de la dalle de compresion .....	34
<b>Figure IV.2 :</b> Détermination des armatures de la poutrelle .....	34
<b>FigureIV.3 :</b> Diagrammes des efforts tranchants et des moments de terrasse inaccessible(ELU).....	40
<b>Figure IV.4 :</b> Diagrammes des efforts tranchants et des moments de terrasse inaccessible(ELS) .....	41
<b>Figure IV.5:</b> Diagrammes des efforts tranchants et des moments de terrasse accessible (ELU).....	42
<b>Figure IV.6 :</b> Diagrammes des efforts tranchants et des moments de terrasse accessible ELS .....	43
<b>Figure IV.7:</b> Diagrammes des efforts tranchants et des moments de l'étage courant ELU...44	
<b>Figure IV.8 :</b> Diagrammes des efforts tranchants et des moments de l'étage courant EL....45	
<b>Figure IV.9 :</b> FERRAILLAGE DE POUTRELLES .....	46
<b>Figure IV.10 :</b> Schéma de ferrailage des poutrelles.....	49

<b>Figure V.1</b> : Escalier .....	50
<b>Figure V.2</b> : Schéma de ferrailage volée 01 .....	53
<b>Figure V.3</b> : Schéma de ferrailage volée 02.....	54
<b>Figure V.4</b> : les dimensions de l'acrotère.....	58
<b>Figure V.5</b> : Schéma ferrailage de l'acrotère .....	56
<b>Figure VI.1</b> : Modélisation de la structure (vu en 3D).....	72
<b>Figure VI.2</b> : participation mass ratios.....	79
<b>Figure VI.3</b> : Mode 2 (translation) : $T = 0.821s$ .....	80
<b>Figure VI.4</b> : Mode 3 (translation) : $T = 0.752s$ .....	80

# Introduction général

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs de génie civil s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité des usagers et la protection de l'environnement.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à des mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions généralement.

Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Les différentes études et règlements préconisent des divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au domaine de Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment (02sous-sol+01 entre sol + RDC+ 6 étages) structure est soumise à un spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS 9.7.1.

# CHAPITRE I

## Présentation du projet

**I.1 Introduction :**

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment. On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

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

Donc ; pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (CBA 93, RPA 99 / version 2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

**I.1.2 Présentation de l'ouvrage :**

Le projet qui fait l'objet de notre étude consiste à étudier un bâtiment (02sous-sol+01 entre sol + RDC+ 6 étages) en béton armé, il entre dans le cadre de la réalisation d'une promotion immobilière à usage mixte (commerce et habitation).

Cet ouvrage est implanté à la ville dit Mostaganem (Achacha) de qui est classée dans le groupe d'usage en (zone III) selon le RPA 99 (Règlement Parasismique Algérien 99 version 2003).

**➤ Caractéristiques géométriques :**

La structure comporte :

02 sous -sol + 01entre sol + RDC + 6 étages + terrasse

02 cages d'escalier qui mènent du 2<sup>ème</sup> sous-sol au RDC

02 cages d'escalier qui mènent du RDC au 6<sup>ème</sup> étage

➤ **Les caractéristiques géométriques de la structure sont les suivantes :**

-Hauteur totale/fondation : 32.39m

-Hauteur totale / T.N : 24.55 m

-Hauteur du 1<sup>er</sup> sous-sol :2.97m

- Hauteur du 2<sup>ème</sup> sous-sol : 2.97m

-Hauteur entre sol : 3.30m

-Hauteur de RDS : 3.30 m

-Hauteur étage courants : 3.30m

-Largeur : 20.75 m

-Longueur: 38.30m

### **I.3 Ossature et système constructif adopté :**

#### **I.3.1 Le Ossature :**

Contreventement de la structure est assuré par des portiques et renforcé par des voiles exigés par le RPA

99 / version 2003, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

#### **I.3.2 Les planchers :**

1-Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement

Faible par rapport aux autres dimensions de la structure. Ils remplissent deux fonctions

Principales:

Fonction de résistance mécanique : les planchers supportent leur poids propre et les

Surcharges d'exploitation.

Fonction d'isolation : ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents

étages.

**Rôle des planches :**

- Résistance et stabilité (supporter les charges d'exploitations, durabilité... etc.).
- Etanchéité et protection (à l'air, au feu, aux effractions... etc.).
- Isolation thermique et acoustique.
- Fonction architecturale (aspect décoratif en sous face).
- Fonctions techniques (facilité de mise en œuvre, liaisons avec les porteurs verticaux, passage de gaines (électricité... etc.).

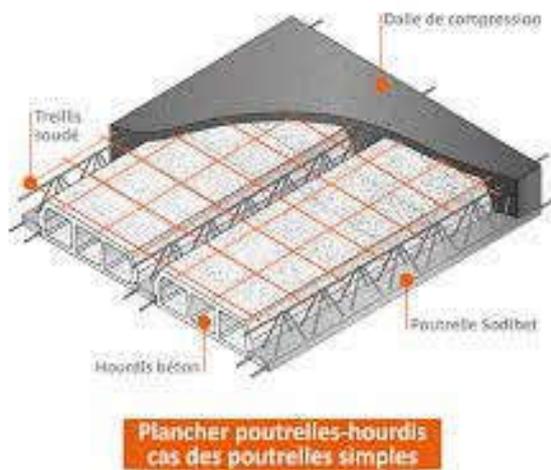


Figure 1.1. Plancher à corps creux.

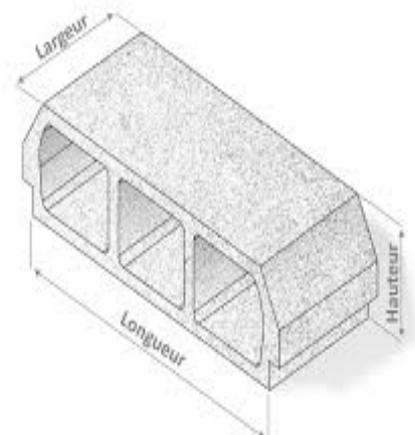


Figure 1.2. Corps creux (hourdis).

### I.3.3 Maçonnerie :

Les murs extérieurs sont par double parois à brique creuse avec une épaisseur de (10+15) cm séparés par un vide de 5cm.

Les murs intérieurs sont constitués en simple parois de 10 cm d'épaisseur.

### I.3.4 Escaliers:

- Le bâtiment comporte un seul type d'escaliers à deux volées et un palier de repos.
- Les escaliers sont coulés sur place.

### I.3.5 Revêtement :

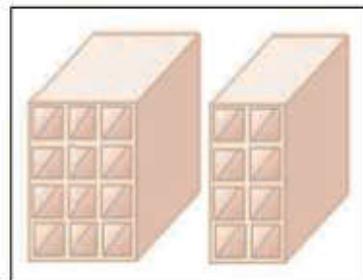
- \*Enduit en plâtre pour les plafonds.
- \* Enduit en ciment pour les murs extérieurs.
- \* Revêtement à carrelage pour les planchers.
- \* Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

**I.3.6 Acrotère :**

Au niveau de terrasse, on a un acrotère en béton armé d'une hauteur égale à **60 cm** et de **10 cm** d'épaisseur.



**Figure1.3.** Acrotère



**Figure 1.4.** Brique creuse

**I.3.7 Balcons :**

Les balcons sont réalisés en :

- Consoles par dalle pleine en béton armé.
- Dans certaines zones III en dalle en corps creux.

**I.4 Caractéristiques du sol :**

Le sol d'assise de la construction est un sol meuble d'après le rapport du laboratoire de la mécanique des sols,

- La contrainte du sol est  $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2$  bars.
- Le poids spécifique de terre  $\gamma_h = 1.7$  t / m<sup>3</sup>.
- L'angle de frottement interne du sol  $\varphi = 30^\circ$

**I.5 Caractéristique mécanique des matériaux :****➤ Béton:****I.5.1.1 Définition:**

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé en génie civil, notons qu'il est Principalement constitué de granulats naturels (sables, gravillons), de liants normalisés (ciments Artificiels), d'adjuvants éventuels et d'eau de mouillage.

Poids volumique du béton = **25 KN/ m<sup>3</sup>**

**I.5.1.2 Compositions du béton :**

- **Ciment:** joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions

de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

- **Granulats:** comprennent les sables et les pierrailles:
- **Sables** : sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches.

La grosseur de ses grains est généralement inférieure à **5 mm**. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

- **Graviers** : sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre **5 et 25 à 30 mm**. Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière ou obtenues par concassage de roches dures.

**I.5.1.3 Dosage de béton :**

- **Dosage du béton :**

Le dosage du béton est lié au poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Pour mener cette étude, le béton est dosé à 350 Kg de ciment par m<sup>3</sup>. Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptées et à présenter une protection efficace de l'armature.

Dans un mètre cube de béton, on a les proportions suivantes :

- 350 kg de ciment CEM II/ A 42,5
- 400 L de sable  $C_g \leq 5$  mm
- 800 L de gravillons  $C_g \leq 25$  mm
- 175 L d'eau de gâchage

**I.5.1.4 Principaux caractéristiques et avantages de béton :**

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

- a) Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- b) La mise en place des armatures dans le coffrage.
- c) Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage.
- d) Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont :

- **Economie** : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.

- **Souplesse des formes** : elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.
- **Résistance aux agents atmosphériques** : elle est assurée par un enrobage correct des Armatures et une compacité convenable du béton.
- **Résistance au feu** : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des Incendies.
- **Fini des parements** : sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats. En contrepartie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, et que le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.

#### I.5.1.5 Résistances mécaniques du béton :

##### a) Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression, notée **fcj**.

On utilise le plus souvent la valeur de **fc28**. Elle est déterminée à la base d'écrasements d'éprouvette normalisée (**16 x 32**) par compression axiale après **28 jours** de durcissement

Pour notre présent projet on prend :

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

En cas des calculs en phase de réalisation, On adoptera les valeurs de **f<sub>cj</sub>** à (**j**) jours, à partir de **f<sub>c28</sub>**, par les formules suivantes :

- Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$  :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} \cdot f_{c28} \quad \text{Si } j < 60 \text{ jours}$$

$$f_{tj} = 1,1 \cdot f_{c28} \quad \text{Si } j > 60 \text{ jours}$$

- Pour des résistances  $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$  :

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95j} \cdot f_{c28} \quad \text{Si } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{tj} = f_{c28} \quad \text{Si } j > 28 \text{ jours}$$

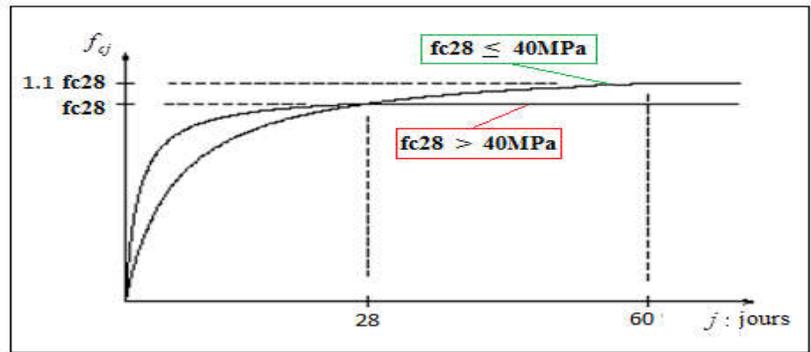


Figure 1.5. : Evolution de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton

**b) Résistance à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction, à l'âge de j jour notée  $f_{tj}$  est conventionnellement définie par la formule :

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

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

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$                        $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

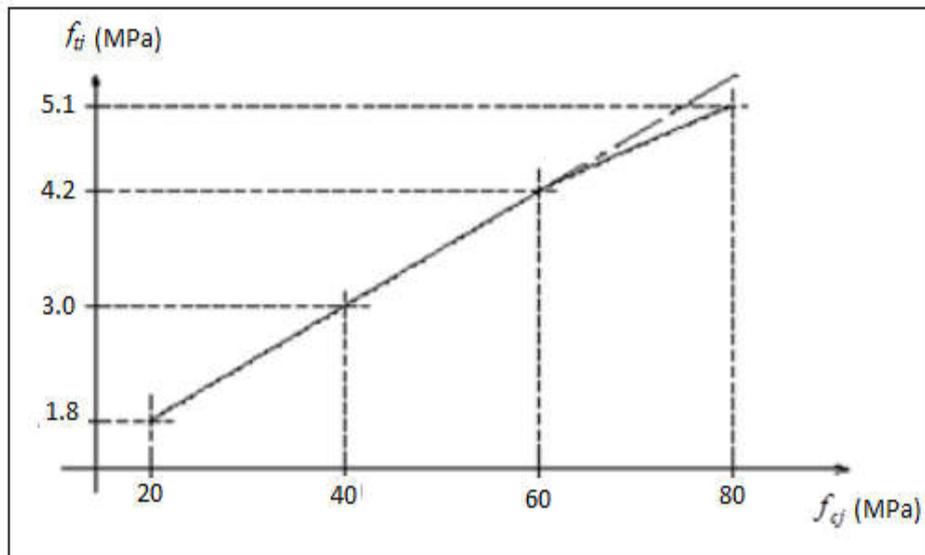


Figure 1.6. Evolution de la résistance à la traction  $f_{tj}$  en fonction de  $f_{cj}$

La résistance du béton à la traction est donnée par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ avec } f_{cj} < 60 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{BAEL91/Art A2, 1, 12})$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1$$

## I.5.2 Méthode de calcul :

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays a permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul et a conduit à la méthode de calcul aux états limites.

### I.5.2.2 Déformation et contrainte de calcul

#### - Etat limite ultime de résistance :

Leur dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage. Il correspond à la limite :

- De l'équilibre statique de la construction (non-renversement).
- De la résistance et de la fatigue des matériaux (non rupture).
- De la stabilité de forme (non flambement).

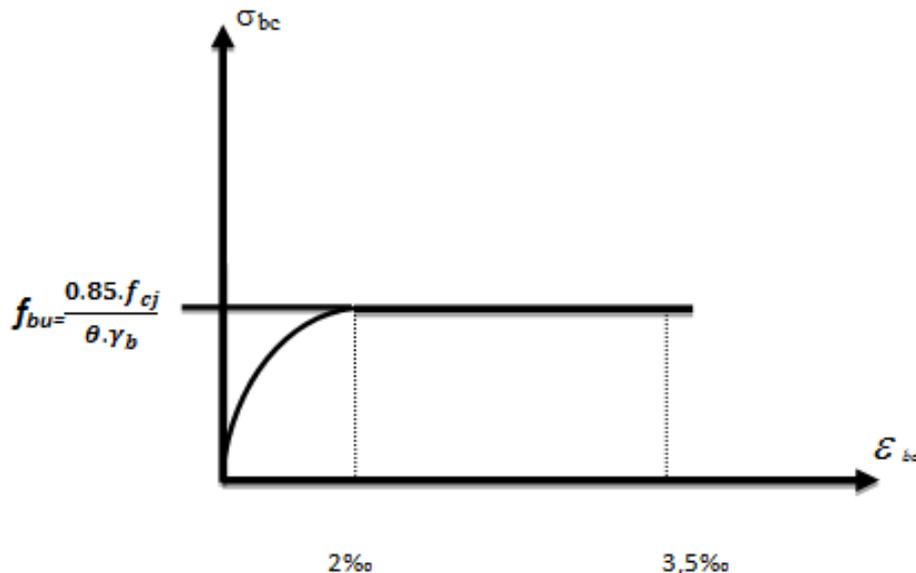


Figure 1.7. Diagramme parabolé-rectangle.

Précisons que la courbe en pointillé est celle mise en évidence par l'essai et la courbe en trait continu est une simplification de cette dernière pour faciliter les calculs.

$$\epsilon_{bc1} = (4,5 - 0,025 f_{cj}) \text{‰} \quad \text{si } f_{cj} > 40 \text{MPa}$$

La valeur de calcul de la résistance en compression de béton  $f_{bu}$  est donné par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

Où :  $(\theta)$  est égal à **1** pour une durée d'application des actions supérieure à 24 heures,

$(\theta)$  est égal à **0,9** pour une durée d'actions comprise entre 1 heure et 24 heures

$(\theta)$  est égal à **0,85** pour une durée d'actions inférieure à 1h (Article A.4.3.4.1, DTR-BC-2.41).

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

$f_{cj}$  : résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours.

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité.

D'où la contrainte  $\sigma_{bc}$  est en fonction de son raccourcissement.

$$0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \quad \sigma_{bc} = 0,25 f_{bc} \times 103 \epsilon_{bc} (4-103 \times \epsilon_{bc})$$

ELS : La contrainte de compression du béton a l'ELS est limité à:

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

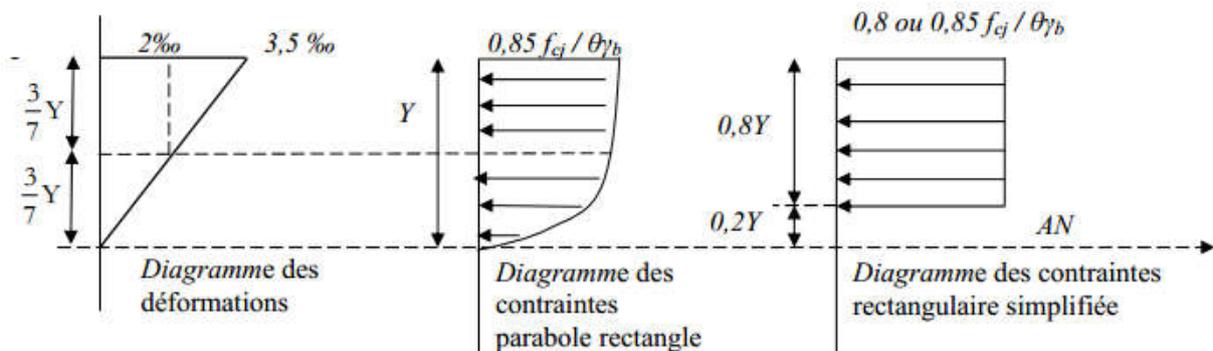


Figure1.8.: Diagramme rectangulaire simplifié.

Sur une distance de 0,2 y compté à partir de l'axe neutre la contrainte est nulle.- Sur la distance restante 0,8 y la contrainte a pour valeur  $0,85 \times f_{cj} / (\gamma_b \times \theta)$  pour les zones comprimées dont la largeur est croissante ou constante vers les fibres les plus comprimées.  $(0,8 \times f_{cj} / (\theta \times \gamma_b))$  pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante ou constante vers mêmes fibres.

### I.5.2.3 Module de déformation longitudinale instantanée :

Le module d'élasticité longitudinale instantanée du béton pour des sollicitations normales d'une durée inférieure à 24 heures contraintes et pour une résistance de compression de 28 jours ( $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ )

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{25}$$

$$E_{ij} = 32164,165 \text{ MPa}$$

### I.5.2.4 Module de déformation longitudinale différé :

Le module d'élasticité longitudinale différée du béton traitant du retrait et du fluage pour une résistance de compression de 28 jours ( $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ )

$$E_{ij} = 3700^3 \sqrt{f_c 28}$$

$$E_{ij} = 3700^3 \sqrt{25}$$

$$E_{ij} =$$

➤ **Coefficient de Poisson :**

Le coefficient de Poisson est pris égal à 0,20 ( $\nu = 0.20$ ) pour le calcul des Déformations à l'état limite de service et à 0 ( $\nu = 0$ ) pour le calcul des sollicitations à l'état Limite ultime (Article A.2.1.3, DTR-BC-2.41).

➤ **Acier:**

**I.5.3.1 Définition:**

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, On distingue deux types d'aciers :

-Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 %de carbone.

-Aciers durs pour 0.25 à 0.40 %de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :  $E_s = 200\ 000$  MPa.

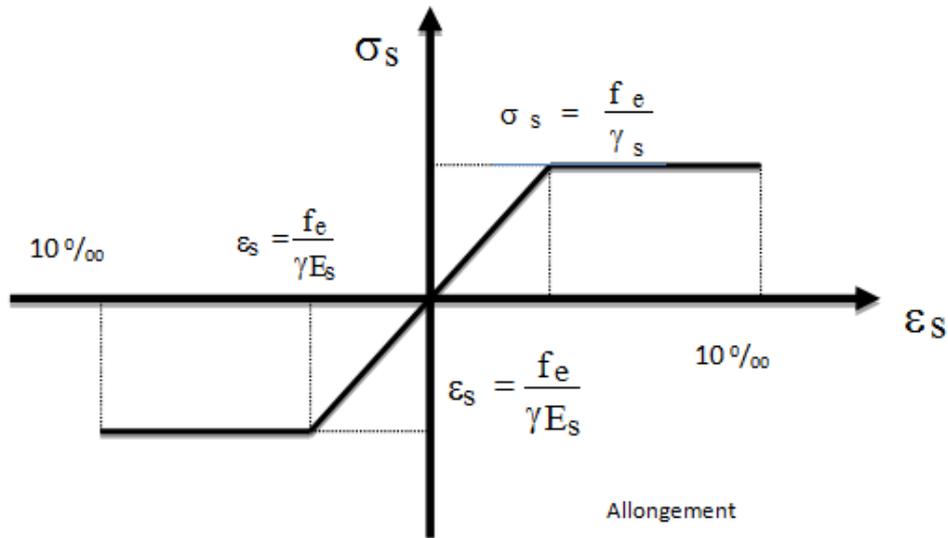
La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique  $f_e$ . Le tableau suivant nous donne quelques exemples d'aciers.

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à La Rupture	Allongement relatif à La Rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de [ψ] scellement
Aciers en Barre	Rond lisse FeE235	RL	235	410-490	22%	1	1
	Haute adhérence FeE400	HA	400	480	14%	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 (Φ<6)	TS	520	550	08%	1,3	1

**Tableau I- 1:Caractéristiques mécaniques des aciers**

**I.5.3.2 Contraint limite de l'acier :**

Contrainte limite de l'acier à l'état limite ultimes ELU :



**Figure1.9 :** Diagramme contraintes déformation

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant, avec :

**f<sub>e</sub>** : contrainte limite élastique.

**ε<sub>s</sub>** : déformation (allongement) relative de l'acier. **γ**

$$\epsilon_{es} = \frac{f_e}{\gamma S E_s}$$

**σ<sub>s</sub>** : contrainte de l'acier.

**γ<sub>s</sub>** : coefficient de sécurité de l'acier.

**γ<sub>s</sub>** = 1.15 en cas de situations durables ou transitoires.

**γ<sub>s</sub>** = 1.00 en cas de situations accidentelle

**I.5.3.3 Contrainte admissibles à ELS:**

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine :

Fissuration peu nuisible : pas de vérification.

Fissuration préjudiciable :  $\sigma_s \leq \sigma_{st} = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}})$  en MPa

Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s \leq \sigma_{st} = \min (0,5 f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}})$  en MPa

Avec **η** : coefficient de fissuration.

**η** = 1 pour les aciers ronds lisses.

$\eta=1,6$  pour les aciers à haute adhérence (HA)

Coefficient d'équivalence:

Avec :

$n$  : coefficient d'équivalence.

$E_s$  : module de déformation de l'acier.

$E_b$  : Module de déformation du béton.

$F_e= 400$  MPa.

#### **I.5.3.4 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :**

##### **\* Etat limite ultime :**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

**1,35 G + 1,5 Q**

##### **\*Etat limite de service :**

Combinaison d'action suivante : **G + Q**

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes a prévu des combinaisons d'action suivantes :

$G + Q+ E$

**G** : charge permanente.

$0,8 G +E$

**E**: effort de séisme.

# CHAPITRE II

## Pré-dimensionnement des éléments structuraux

## II Introduction :

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : poutres, poteaux, voiles, et des autres éléments secondaires, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé pré dimensionnement, ce pré dimensionnement pour un but : détermination de l'ordre de grandeur du point de vue coffrage de chaque élément constituant l'ouvrage .Pour cela nous évaluons une descente des charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, de tous les niveaux, et à la fin jusqu'à la fondation.

### II.1. Pré dimensionnement:

#### II.1.1 Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont définis comme étant des éléments de structures horizontaux constituant la séparation entre les étages assurant la transmission des charges vers les éléments porteurs (poutres, poteaux, voiles) Ils assurent une isolation thermique, acoustique et coupe-feu. Notre structure sera composée essentiellement de :

Plancher à corps creux et en dalle pleine

#### ➤ Planchers à corps creux :

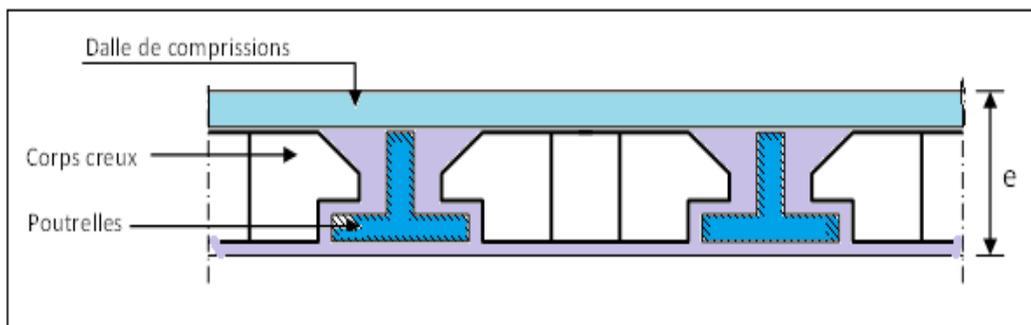


Figure II-1 : plancher Corp. creux.

L'épaisseur du plancher dépendant de la condition suivant :

$L_{\max} = 4.24$  (longueur max d'une travée de la poutrelle entre nus des appuis).

$$e \geq \frac{\min(L_{x\max}, L_{y\max})}{22.5}$$

$$e \geq \frac{4.24}{22.5}$$

$$e \geq 0.188$$

On prend un plancher de (16+4).....

**e = 20 cm**

### II.1.2 Pré dimensionnement les poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis, pour transmettre les charges aux fondations.

Le pré dimensionnement se fait en considérant les poteaux les plus sollicités à la compression simple centre uniquement par un calcul basé sur la descente des charges.

#### ➤ poteau centrale :

La surface de rectangle de charge :

$$S_{rc} = (4.40 \text{ m} \times 1.75 \text{ m}) + (5.40 \text{ m} \times 1.75 \text{ m}) = 17.15 \text{ m}^2$$

$$S_{rc} \text{ Total} = 17.15 \text{ m}^2 \times 6 \times 10 \text{ KN/m}^2 = 1029 \text{ KN}$$

Puisque la structure est implantée dans une zone à forte sismique zone III

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \text{ pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \left(50/\lambda\right)^2 \text{ pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$Br = (a-2)2 \Rightarrow \sqrt{Br} = a-2$$

$$A = 2 + \sqrt{Br} \Rightarrow a = 0.02 + \sqrt{Br}$$

On fixe l'élanement mécanique à  $35 < 50 F_{C28}$

$$Br \geq \frac{\frac{N_U}{F_{C28}} \cdot 10^3}{0.9\gamma_b + \frac{f_c}{100\gamma_s}} \cdot 10 - 2$$

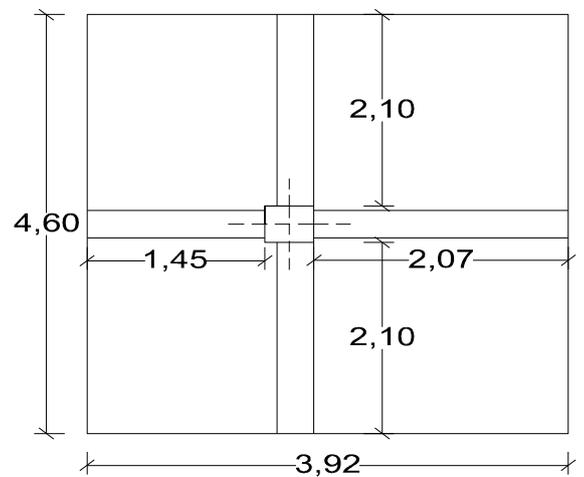


Figure II.1.2 : poteau central

On prend  $\lambda$  toujours 35 ( $\lambda = 35$ )

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \Rightarrow \alpha = 0.71$$

$$Br \geq \frac{\frac{1364.56}{0.71} \times 10^3}{\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15}} \times 10^{-2}$$

$$Br \geq \frac{1921.920 \times 10}{18.52 + 3.478}$$

$$Br \geq \frac{19219.20}{21.998}$$

$$Br \geq 873.68 \text{ cm}^2$$

$$\sqrt{Br} = 29.56 \text{ cm}$$

$$a = \sqrt{Br} + 2 = 31.56 \text{ cm}$$

**Vérification selon le RPA 99-version 2003 (Art 7.5.1 P51-52)**

Pour la zone **III** le RPA impose de vérifier les conditions suivantes :

- $\text{Min}(a, b) \geq 30\text{cm} \Rightarrow a = 35 \text{ cm} \geq 30 \dots\dots\dots$  vérifier
- $\text{Min}(a, b) \geq \frac{he}{20} \text{ cm} \Rightarrow a = 35 \text{ cm} \geq \frac{330}{20} = 16.5 \text{ cm} \dots\dots\dots$  vérifier
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{a} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} \leq \frac{40}{40} = 1 < 4 \dots\dots\dots$  Vérifier

Rayon de giration  $i_x, i_y$

$$A = 40^2 = 1600 \text{ cm}^2$$

Donc   $i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{213333.33}{1600}} = 11.55 \text{ cm}$

➤ **Calcul de l'élanement mécanique :**

$$L_f = 0.7 * H_0$$

Avec :

- $L_f$  : longueur de flambement.

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{0.7 * 330}{11.55} = 20$$

$$\lambda_x = \lambda_y = 20 < 50 \quad \Rightarrow \quad \text{le flambement vérifié}$$

Poteau	Nu(MN)	Br (m <sup>2</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	L <sub>0</sub> (m)	Selon RPA a= b (cm)
Sous sol 1	1.715	0.109	17.15	2.97	60
Sous sol 2	1.543	0.0987	17.15	2.97	50
Entre sol	1.372	0.0878	17.15	3.30	50

<b>RDC</b>	1.200	0.0768	17.15	3.30	45
<b>1ere etg</b>	1.029	0.065	17.15	3.30	40
<b>2em etg</b>	0.857	0.054	17.15	3.30	40
<b>3em etg</b>	0.686	0.043	17.15	3.30	40
<b>4em etg</b>	0.514	0.032	17.15	3.30	35
<b>5em etg</b>	0.343	0.021	17.15	3.30	35
<b>6em etg</b>	0.171	0.010	17.15	3.30	35

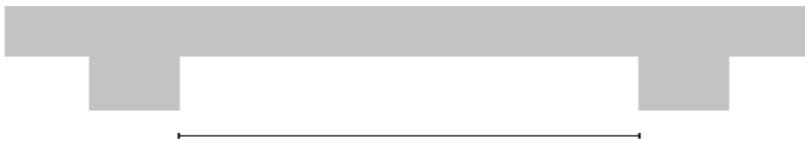
**Tableau II.2** : vérification de flambement

### II.1.3 Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments horizontale qui supportent les planchers, elle reçoivent en généralement des charges verticales qui tendent a la faire fléchir le dimension de section doivent satisfaire aux conditions suivante :

- Critère de rigidité : la hauteur de la poutre doit respecter la condition de flèche

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



$L_{\max}$  : la plus grande portée de la poutre

- Condition du R.P.A99 (modifié).
- Critère de résistance.
- Vérification a l'effort tranchant.
- Critère de flexibilité

#### ➤ Poutre principale :(porteuse)

➤  $L_{\max} = 6.90 \text{ cm}$

$$\frac{690}{15} \leq \square \leq \frac{690}{10}$$

**H = 55 cm**

$$46 \text{ cm} \leq \square \leq 69 \text{ cm}$$

Mais comme on a un mur de 30 cm on opte pour une largeur de poutre : **b = 30 cm**

### Vérification selon le RPA 99-version 2003 (Art 7.5.1 P51-52)

Pour la zone **III** le RPA impose de vérifier les conditions suivantes :

- $\square \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow \square = 30 \text{ cm}, 35 \text{ cm}, 40 \text{ cm}, 45 \text{ cm}, 50 \text{ cm}, 55 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots$  Vérifiée
- $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots$  Vérifiée
- $\frac{\square}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{40}{30} = 1, 1.16, 1.33, 1.5, 1.66, 1.83, 2 < 4 \dots$  Vérifiée

➤ **Poutres secondaire (non porteuses) :**

➤  $L_{\max} = 440 \text{ cm}$

$$\frac{440}{15} \leq \square \leq \frac{440}{10}$$

$$29.3 \text{ cm} \leq \square \leq 44 \text{ cm}$$

**H = 40 cm**

Mais comme on a un mur de 30 cm on opte pour une largeur de poutre **b = 30 cm**

### Vérification selon le RPA 99-version 2003 (Art 7.5.1 P51-52)

Pour la zone **III** le RPA impose de vérifier les conditions suivantes :

- $\square \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow \square = 35 \text{ cm}, 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots$  Vérifiée
- $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots$  Vérifiée
- $\frac{\square}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{40}{30} = 1.33, 1.5 < 4 \dots$  Vérifiée
- **Poutre palière :**

Ce sont des poutres réalisées au niveau des paliers de repos, et qui servent de support des volées pour les escaliers.

Nous prendrons donc des poutres palières de section :

**30 x30**

**II.1.4 Pré dimensionnement des escaliers :**

Un escalier est un ouvrage en béton armé qui permet de passer d'un niveau à un autre dans une construction, notre structure est munie d'escaliers qui doivent respectées la règle de **blondel**

➤ **Escaliers 01**

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$$

$h = H/n$  avec  $n$  le nombre de contres marches ; Avec :  $H = 1.65 \text{ m}$

$$n = 10$$

$$H_T = 3.30 \text{ m}$$

$$n_T = 20$$

$$H = \frac{H_T}{2} = \frac{3.30}{2} \Rightarrow H = 1.65 \text{ m}$$

$$\left. \begin{aligned} \square &= \frac{H}{n} \Rightarrow \square = \frac{1.65}{10} = 0.165 \text{ m} \\ \square &= \frac{H}{n} \Rightarrow \square = \frac{1.65}{10} = 0.165 \text{ m} \\ g &= \frac{L}{n-1} \Rightarrow g = \frac{2.7}{9} = 0.30 \text{ m} \end{aligned} \right\}$$

$$h = 16.5 \text{ cm} ; g = 30 \text{ cm}$$

$2h + g = 16.5 \times 2 + 30 \text{ cm} = 63 \text{ cm}$  ..... la règle de blondel est vérifiée

➤ **Escaliers 02**

$h = H/n$  avec  $n$  le nombre de contres marches ; Avec :  $H = 1.65 \text{ m}$

$$n = 9$$

$$H_T = 2.97 \text{ m}$$

$$n_T = 18$$

$$H = \frac{H_T}{2} = \frac{2.97}{2} \Rightarrow H = 1.485 \text{ m}$$

$$c = \frac{H}{n} \Rightarrow c = \frac{1.485}{9} = 0.165 \text{ m}$$

$$c = \frac{H}{n} \Rightarrow c = \frac{1.485}{9} = 0.165 \text{ m}$$

$$g = \frac{L}{c - 1} \Rightarrow g = \frac{2.7}{8} = 0.30 \text{ m}$$

h = 16.5 cm ; g = 30 cm

2h + g = 16.5 x 2 + 30 cm = 63 cm ..... la règle de blondel est vérifiée

➤ **Paillasse :**

C'est la dalle en béton armé qui supporte les marches de l'escalier, son

Pré dimensionnement se fera en considérant la volée d'escalier la plus importante

En porte la structure se présente comme telle

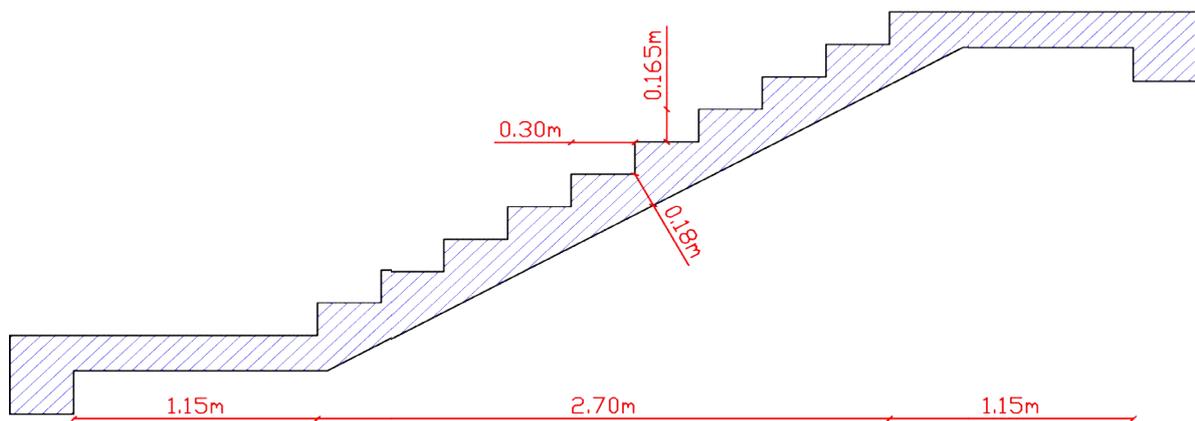


Figure II.3 : La volée d'escalier

Soit  $L_p$  longueur totale développée de la paillasse

$$L_T = 3.16 + 0.85 + 0.85$$

$$L_T = 4.86 \text{ m}$$

L'épaisseur de la paillasse détermine par la condition suivante :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$$\frac{486}{30} \leq e \leq \frac{486}{20} \quad \Rightarrow \quad 16.20 \leq e \leq 24.30$$

On prend dans ce cas .....

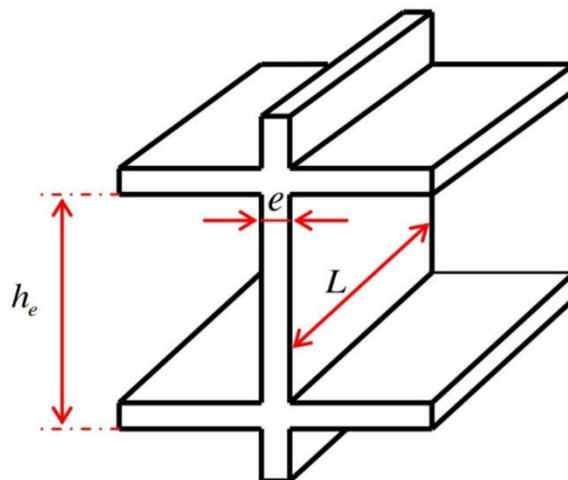
$$e = 20 \text{ cm}$$

### II.1 .5-Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles ou murs de contreventement peuvent être généralement définis comme des éléments Verticaux à deux dimensions. Ils présentent une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques.

D'après l'article 7.7.1 du RPA 99-2003, ont considéré comme voile les éléments satisfaisant la condition suivante :

$$L \geq 4e$$



Selon le B.A.E.L 91-99 :

- L'épaisseur minimale d'un voile est de 15 cm.
- De plus l'épaisseur droite déterminée en fonction de la hauteur libre et les conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué ci-dessous :

$$e \geq \frac{\square e}{20} \quad \text{Avec} \quad h_e : \text{la hauteur libre de l'étage}$$

$$e \geq \square e = \frac{295}{20} \geq 14.75$$

On prend :

$$e = 15 \text{ cm}$$

# CHAPITRE III

## Décente de charge

**III.1 Définition :**

Il s'agit de déterminer la nature et l'intensité des différentes charges ou actions qui agissent sur une structure et en particulier sur l'un de ces éléments (poteaux, poutres, planchers, voiles et fondations).

Dimensionner le coffrage aux états limites.

Le schéma ci-après explique le circuit d'écoulements des charges et des surcharges et des éléments porteurs :

Charges permanentes G + charges d'exploitation Q



Planchers. Poutres



Voiles. Poteaux



Fondations



Sol

**III.1.1 Poteaux central :**

La surface de rectangle de charge

$$S_{rc} = 18.032 \text{ m}^2$$

Terrasse accessible (Niv +24.55) :

- Plancher (16 + 5) =  $[(1.55 \times 2.15 \times 2) + (2.07 \times 2.15 \times 2)] \times 2.90 \dots\dots 45.15 \text{ KN}$
  - Poutre =  $[(0.30 \times 0.35 \times 1.45) + (0.30 \times 0.35 \times 2.07 + (0.30 \times 0.40 \times 2.10 \times 2)] \times 25 \dots\dots\dots 21.83 \text{ KN}$
  - $P_G = 18.32 \times 1.86 \dots\dots\dots 34.08 \text{ KN}$
  - $P_Q = 18.32 \times 1.5 \dots\dots\dots 27.48 \text{ KN}$
- $P_{\text{total}} = 128.54 \text{ KN}$**

Planchers RDC et étage courant pour un seul étage (Niv +1.45 / +4.75 / +8.05 / +11.35 / +14.65 / +19.95 / +21.25) :

- Plancher (16 + 5) =  $[(1.55 \times 2.15 \times 2) + (2.07 \times 2.15) \times 2] \times 2.90 \dots\dots\dots 45.15 \text{ KN}$
  - Poutre =  $[(0.30 \times 0.35 \times 1.45) + (0.30 \times 0.35 \times 2.07 + (0.30 \times 0.40 \times 2.10 \times 2)] \times 25 \dots\dots\dots 21.83 \text{ KN}$
  - Poteau (40 x 40) =  $(0.40 \times 0.40 \times 3.30) \times 25 \dots\dots\dots 13.20 \text{ KN}$
  - $P_G = 18.32 \times 2.66 \dots\dots\dots 48.73 \text{ KN}$
  - $P_Q = 18.32 \times 1.5 \dots\dots\dots 27.48 \text{ KN}$
- $P_{\text{total}} = 111.24 \text{ K}$**

Plancher Niv -1.85 (entre sol) :

- Plancher dalle plane (ép :20 cm) =  $[(1.55 \times 2.15 \times 2) + (2.07 \times 2.15 \times 2)] \times 0.20 \times 25 \dots\dots\dots 77.85 \text{ KN}$
- Poutre =  $[(0.30 \times 0.35 \times 1.45) + (0.30 \times 0.35 \times 2.07 + (0.30 \times 0.40 \times 2.10 \times 2)] \times 25 \dots\dots\dots 21.83 \text{ KN}$
- Poteau (40 x 40) =  $(0.40 \times 0.40 \times 3.30) \times 25 \dots\dots\dots 13.20 \text{ KN}$
- $P_G = 18.32 \times 2.80 \dots\dots\dots 50.49 \text{ KN}$

- $P_Q = 18.32 \times 1.5$   
 ..... 27.48 KN
- $P_{total} = 190.85KN$**

Plancher Niv -4.82 (sous-sol) :

- Plancher dalle pleine (ép :20 cm) =  $[(1.55 \times 2.15 \times 2) + (2.07 \times 2.15 \times 2)] \times 0.20 \times 25$  ..... 77.85 KN
  - Poutre =  $[(0.30 \times 0.35 \times 1.45) + (0.30 \times 0.35 \times 2.07 + (0.30 \times 0.40 \times 2.10 \times 2)] \times 25$  ..... 21.83 KN
  - Poteau (40 x 40) =  $(0.40 \times 0.40 \times 2.97) \times 25$  ..... 11.88 KN
  - $P_G = 18.32 \times 2.80$  ..... 50.49 KN
  - $P_Q = 18.32 \times 2.5$  ..... 45.80 KN
- $P_{total} = 205.85KN$**

Niveau	Poids
Terrasse	<b>128.54 KN</b>
RDC + étages courants	<b>(111.24 KN × 7) = 778.69 KN</b>
Entre sol	<b>190.85 KN</b>
Sous-sol	<b>205.85 KN</b>
Poids total	<b>1303.93 KN</b>

**Tableau III.1 : Poids total de poteaux central**

**III.1.2 Poteaux de rive :**

La surface de rectangle de charge

$S_{rc} = 24.06 \text{ m}^2$

$S_{rc} \text{ corps creux} = 16.23 \text{ m}^2$

$S_{rc} \text{ dalle pleine} = 7.83 \text{ m}^2$

Terrasse (Niv +24.55) :

- Plancher (16 + 5) =  $[(12.65 \times 3.00) + (2.65 \times 4.40)] \times 2.90$  ..... 56.87 KN
- Plancher dalle pleine (ép :20 cm) =  $[(1.65 \times 3.00) + (1.65 \times 0.90)] \times 0.20 \times 25$   
 ..... 32.18 KN

- Poutre =  $[(0.30 \times 0.55 \times 2.90) + (0.30 \times 0.60 \times 2.55) + (0.30 \times 0.40 \times 4.40 \times) + (0.30 \times 0.35 \times 1.65) + (0.15 \times 0.35 \times 1.65) + (0.15 \times 0.35 \times 4.35)] \times 25$  ..... 43.75 KN
  - $P_G$  dalle corps creux =  $16.23 \times 1.86$  ..... 34.08 KN
  - $P_G$  dalle plaine =  $7.83 \times 2.80$  ..... 21.92 KN
  - $P_Q = 24.06 \times 1.5$  ..... 36.09KN
- $P_{total} = 224.89KN$**

Planchers RDC et étage courant pour un seul étage (Niv +1.45 / +4.75 / +8.05 / +11.35 / +14.65 / +19.95 / +21.25) :

- Plancher (16 + 5) =  $[(12.65 \times 3.00) + (2.65 \times 4.40)] \times 2.90$ ..... 56.87 KN
  - Plancher dalle plaine (ép :20 cm) =  $[(1.65 \times 3.00) + (1.65 \times 0.90)] \times 0.20 \times 25$  ..... 32.18 KN
  - Poutre =  $[(0.30 \times 0.55 \times 2.90) + (0.30 \times 0.60 \times 2.55) + (0.30 \times 0.40 \times 4.40 \times) + (0.30 \times 0.35 \times 1.65) + (0.15 \times 0.35 \times 1.65) + (0.15 \times 0.35 \times 4.35)] \times 25$  ..... 43.75 KN
  - Poteau (40 x 40) =  $(0.40 \times 0.40 \times 3.30) \times 25$  ..... 13.20 KN
  - $P_G$  dalle corps creux =  $16.23 \times 2.66$  ..... 43.17 KN
  - $P_G$  dalle plaine =  $7.83 \times 2.80$  ..... 21.92 KN
  - $P_Q = 24.06 \times 1.5$  ..... 36.09KN
- $P_{total} = 247.18KN$**

Plancher Niv -1.85 (entre sol) :

La surface de rectangle de charge

$$Src = 26.57 \text{ m}^2$$

- Plancher dalle plaine (ép :20) =  $[(2.65 \times 3.00 \times) + (1.88 \times 3.00) + (1.88 \times 2.20) + (2.65 \times 2.20)] \times 0.20 \times 25$ .....117.80 KN
- Poutre =  $[(0.30 \times 0.55 \times 2.90) + (0.30 \times 0.40 \times 2.20) + (0.30 \times 0.35 \times 1.88) + (0.30 \times 0.40 \times 2.55)] \times 25$  ..... 21.83 KN
- Poteau (40 x 40) =  $(0.40 \times 0.40 \times 3.30) \times 25$  ..... 13.20 KN
- $P_G = 26.57 \times 2.80$  ..... 74.40 KN
- $P_Q = 26.57 \times 1.5$  ..... 39.86 KN

$$P_{\text{total}} = 267.09 \text{ KN}$$

Plancher Niv -4.82 (sous-sol) :

- Plancher dalle pleine (ép :20) =  $[(2.65 \times 3.00 \times) + (1.88 \times 3.00) + (1.88 \times 2.20) + (2.65 \times 2.20)] \times 0.20 \times 25$  ..... 117.80 KN
- Poutre =  $[(0.30 \times 0.55 \times 2.90) + (0.30 \times 0.40 \times 2.20) + (0.30 \times 0.35 \times 1.88) + (0.30 \times 0.40 \times 2.55)] \times 25$  ..... 21.83 KN
- Poteau (40 x 40) =  $(0.40 \times 0.40 \times 2.97) \times 25$  ..... 11.88 KN
- $P_G = 26.57 \times 2.80$  ..... 74.40 KN
- $P_Q = 26.57 \times 2.5$  ..... 66.43 KN

$$P_{\text{total}} = 292.34 \text{ KN}$$

Niveau	Poids
Terrasse	224.89 KN
RDC + étage courant	$(247.18 \text{ KN} \times 7) = 1730.26 \text{ KN}$
Entre sol	267.09 KN
Sous-sol	292.34 KN
Poids totale	2514.58 KN

**Tableau III. 2 : Poids totale de poteaux de rive**

### III.1.1 Poteaux d'angle :

La surface de rectangle de charge

$$S_{rc} = 18.032 \text{ m}^2$$

Terrasse (Niv +24.55) :

- Plancher (16 + 5) =  $(2.30 \times 2.65) \times 2.90$  ..... 17.68 KN
- Poutre =  $[(0.30 \times 0.40 \times 2.20) + (0.30 \times 0.45 \times 2.55)] \times 25$  ..... 15.20 KN
- $P_G = 7.52 \times 1.86$  ..... 34.08 KN
- $P_Q = 7.52 \times 1.5$  ..... 11.28 KN

$$P_{\text{total}} = 78.24 \text{ KN}$$

Planchers RDC et étage courant pour un seul étage (Niv +1.45 / +4.75 / +8.05 / +11.35 / +14.65 / +19.95 / +21.25) :

- Plancher (16 + 5) =  $(2.30 \times 2.65) \times 2.90$  ..... 17.68 KN
- Poutre =  $[(0.30 \times 0.40 \times 2.20) + (0.30 \times 0.45 \times 2.55)] \times 25$  ..... 15.20 KN

- Poteaux (40 x 40) =  $(0.40 \times 0.40 \times 3.30) \times 25$  ..... 13.20 KN
  - $P_G = 7.52 \times 2.66$  ..... 20.00 KN
  - $P_Q = 7.52 \times 1.5$  ..... 11.28 KN
- $P_{total} = 77.36$**

Plancher Niv -1.85 (entre sol) :

La surface de rectangle de charge

$$S_{rc} = 27.07 \text{ m}^2$$

- Plancher dalle pleine (ép :20 cm) =  $[(2.20 \times 2.65) + (2.20 \times 1.40) + (3.58 \times 2.65) + (3.58 \times 1.40)] \times 0.20 \times 25$  ..... 115.15 KN
  - Poutre =  $[(0.30 \times 0.40 \times 2.20) + (0.30 \times 0.35 \times 3.58) + (0.30 \times 0.40 \times 2.55) + (0.30 \times 0.35 \times 1.40)] \times 25$  ..... 27.50 KN
  - Poteau (40 x 40) =  $(0.40 \times 0.40 \times 3.30) \times 25$  ..... 13.20 KN
  - $P_G = 27.07 \times 2.80$  ..... 75.80 KN
  - $P_Q = 27.07 \times 1.5$  ..... 40.61 KN
- $P_{total} = 272.26 \text{ KN}$**

Plancher Niv -4.82 (sous-sol) :

- Plancher dalle pleine (ép :20 cm) =  $[(2.20 \times 2.65) + (2.20 \times 1.40) + (3.58 \times 2.65) + (3.58 \times 1.40)] \times 0.20 \times 25$  ..... 115.15 KN
  - Poutre =  $[(0.30 \times 0.40 \times 2.20) + (0.30 \times 0.35 \times 3.58) + (0.30 \times 0.40 \times 2.55) + (0.30 \times 0.35 \times 1.40)] \times 25$  ..... 27.50 KN
  - Poteau (40 x 40) =  $(0.40 \times 0.40 \times 2.97) \times 25$  ..... 11.88 KN
  - $P_G = 27.07 \times 2.80$  ..... 75.80 KN
  - $P_Q = 27.07 \times 2.5$  ..... 67.68 KN
- $P_{total} = 298.01 \text{ KN}$**

Niveau	Poids
Terrasse	<b>78.24 KN</b>
RDC + étage courant	<b><math>(77.36 \text{ KN} \times 7) = 541.52 \text{ KN}</math></b>
Entre sol	<b>272.26 KN</b>
Sous-sol	<b>298.01 KN</b>
Poids totale	<b>1190.03 KN</b>

**Tableau III.3 : Poids totale de poteaux d'angle**

# CHAPITRE IV

## Etude des plancher

### IV.1 Etude des planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les charges et les surcharge qu'ils transmettent par la suite aux poutres.

#### IV.1.1 Plancher à corps creux :

Ces planchers sont constitués des poutrelles en béton armé préfabriqué ou coulée sur place sur lesquelles se repose des (entrevous ou corps creux) et une table de compression, ce type de plancher est plus économiques et dispose de performances :

- Plus légers, il est d'une grande facilité de mise en œuvre.
- Sa consommation en béton est minime mis-a-part la forme verticale des parois des entrevous du corps creux.
- L'épaisseur de notre plancher est de 21cm, dont 16cm pour hourdis, et 5cm pour la dalle de compression.
- Notre dalle de compression est réalisée en béton légèrement armé coulée sur place, elle remplit toute la surface du plancher.

A. Détermination des armateurs de la dalle de compression :

C'est une fine dalle de 5cm d'épaisseur légèrement armée de treillis soudé et dont le rôle est de répartir les charges sur les poutrelles, le calcul des armateurs se fera forfaitairement.

#### Armatures perpendiculaires aux nervures :

AP  $\perp$  poutrelles ( $ln$ = la distance entre axes des poutrelles)

$$AP = \frac{4ln}{f_e} \quad \text{pour } ln > 50cm \quad ln = 60 \text{ cm (Algérie)} \quad \text{Fe} = \mathbf{400 \text{ MPA.}}$$

$$AP = \frac{4 \times 60}{400} = 0.6 \text{ Cm}^2/\text{ml} \quad AP = 0.6 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

#### Armatures parallèles aux nervures :

$$Ar = \frac{AP}{2} = \frac{0.6}{2} = 0.3 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad Ar = 0.3 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Choix :  $\phi$  6 (A = 1.41 cm<sup>2</sup>/ml)  $e = 15\text{cm}$

TS :  $\phi$  5 mailles (150/150)

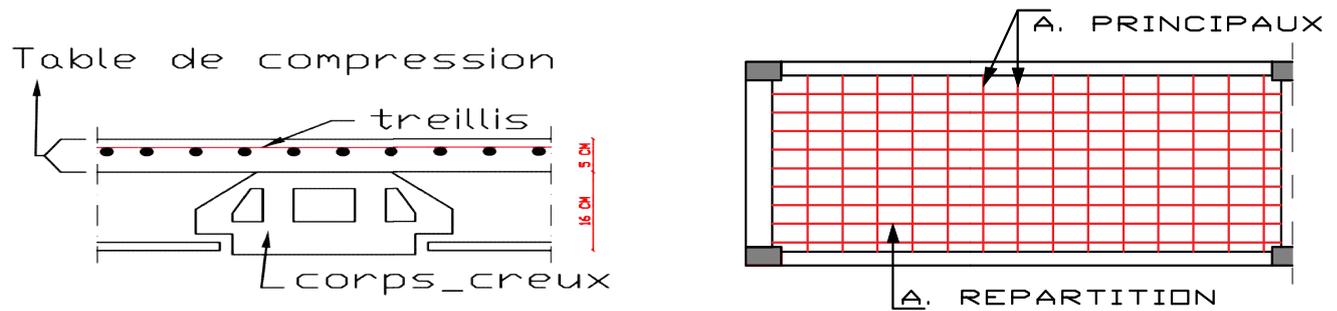


Figure IV.1 : Shéma ferailage de la dalle de compression

### IV.1.2 Calcul des poutrelles :

Méthodes de calcul appliqué aux planchers aux charges.

#### Détermination des armatures des poutrelles :

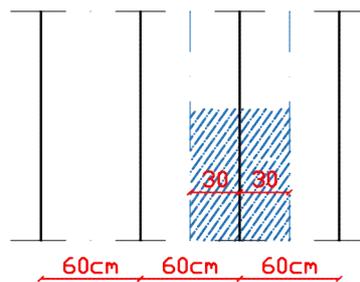


Figure IV.2 : Détermination des armatures des poutrelle

Détermination des charges représentée par les poutrelles (surface du rectangle des charge).

- Terrasse inaccessible :

$$ELS_T = G_T + Q_T$$

$$ELU_T = 1.35 G_T + 1.5 Q_T$$

$$G_T = 6.18 \text{ (KN/ml)} \quad Q_T = 1 \text{ (KN/ml)}$$

$$SRC = 0.60 \text{ m} \times 1 \text{ m} = 0.60 \text{ m}^2$$

- 1<sup>er</sup> cas :

$$ELU_T = [(1.35 \times 6.18) + (1.5 \times 1)] \times 0.6$$

$$ELU_T = (8.34 + 1.5) \times 0.6$$

$$ELU_T = 5.90 \text{ (KN/ml)}$$

- 2<sup>eme</sup> cas :

$$ELS_T = (6.18 + 1) \times 0.6$$

$$ELS_T = 4.31 \text{ (KN/ml)}$$

• Terrasse accessible :

$$ELS_T = GT + QT$$

$$ELU_T = 1.35 G_T + 1.5 Q_T$$

$$G_T = 4.58 \text{ (KN/ml)} \quad Q_T = 1.5 \text{ (KN/ml)}$$

$$SRC = 0.60 \text{ m} \times 1 \text{ m} = 0.60 \text{ m}^2$$

- 1<sup>er</sup> cas :

$$ELU_T = [(1.35 \times 4.58) + (1.5 \times 1.5)] \times 0.6$$

$$ELU_T = (6.18 + 2.25) \times 0.6$$

$$ELU_T = 5.06 \text{ (KN/ml)}$$

- 2<sup>eme</sup> cas :

$$ELS_T = (4.58 + 1.5) \times 0.6$$

$$ELS_T = 3.65 \text{ (KN/ml)}$$

• Etage courant :

$$ELS_E = GT + QT$$

$$ELU_E = 1.35 G_E + 1.5 Q_E$$

$$G_E = 5.56 \text{ (KN/ml)} \quad Q_T = 1.5 \text{ (KN/ml)}$$

$$SRC = 0.60 \text{ m} \times 1 \text{ m} = 0.60 \text{ m}^2$$

- 1<sup>er</sup> cas :

$$ELU_E = [(1.35 \times 5.56) + (1.5 \times 1.5)] \times 0.6$$

$$ELU_E = [(7.51 + 2.25)] \times 0.6$$

$$ELU_E = 5.86 \text{ (KN/ml)}$$

- 2<sup>eme</sup> cas :

$$ELS_E = (5.56 + 1.5) \times 0.6$$

$$ELS_E = 4.24 \text{ (KN/ml)}$$

Niveau	ELU (KN/ml)	ELU (KN/ml)
Terrasse inaccessible	5.90	4.31
Terrasse accessible	5.06	3.65
Etage courant	5.86	4.24

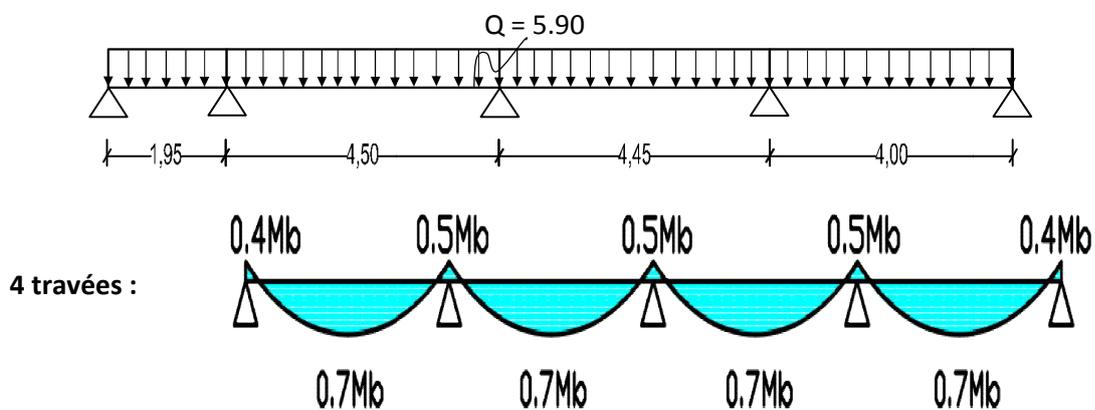
**Tableau IV.1 :** Détermination des charges représente par les poutrelles

On choisit le planchéier le plus sollicité (plancher courant)

$$P_{ELU} \text{ Terrasse inaccessible} > P_{ELU} \text{ Etage courant}$$

$$5.90 \text{ KN/ml} > 5.86 \text{ KN/ml}$$

SAP 2000 ne permettra de modéliser les poutrelles, et calculer les moments avec leurs diagrammes à ELU et ELS.



A. Appuis de rives :

- Appuis simples :  $M_a = 0$
- Encastrement parfait :  $M_a = 0.4 M_o$

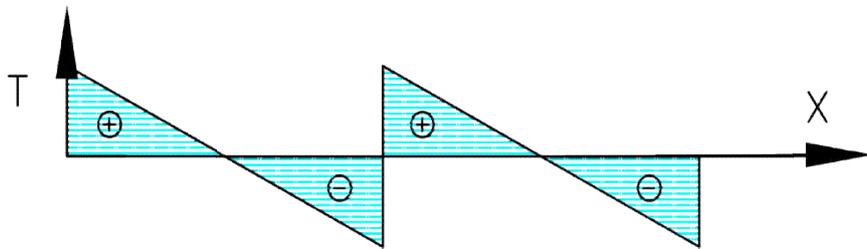
**4 travées :**B. Effort tranchant :

Les efforts tranchants sont déterminés de la manière suivante :

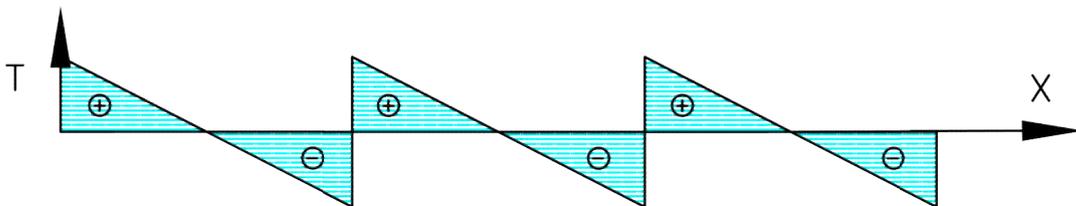
On majore forfaitairement l'effort tranchant correspondants à la travée de références de :

- 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées.
- 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

**2 travées :**  $1.15 \frac{QL}{2}$



**Plus de 2 travées :**  $1.10 \frac{QL}{2}$



On majore forfaitairement les effort tranchant correspondants à la travée de références de 10% Parce qu'il s'agit d'une poutre de plus de deux travées.

$$T1 = TA = TB = TC = TD = \frac{qu \times L}{2} \times 1.10$$

**IV.1.3 Condition satisfaite :**

- **Principe de la méthode forfaitaire :**

$M_o$  : la valeur maximale de moments fléchissant dans la (travée de compression), c'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumises aux mêmes charges.

$M_W$  et  $M_e$  : respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.

$M_t$  : le moment maximal constant en travée qui est prise en compte dans le calcul de la travée considérée.

A : le rapport des charges d'exploitation à la somme des charge permanentes et des charges d'exploitation.  $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

- **Condition d'application de la méthode forfaitaire :**

Les valeurs de  $M_t$ ,  $M_W$ ,  $M_e$  doivent vérifier la condition suivante :

1)-  $M_t + (M_W + M_e) / 2 \geq (1 + 0.3\alpha) M_o$

(Avec le second membre de l'inégalité n'étant pas inférieur à  $1.05 M_o$ )

2)- Le moment maximal en travée ( $M_t$ ) n'est pas inférieur à :

$(1 + 3\alpha) / 2 \times M_o$  dans le cas d'une travée de rive.

3)- la valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire nets pas inférieur à :

- $0.60 M_o$  dans le cas d'une poutre à deux travées.
- $0.50 M_o$  dans le cas des appuis voisins des appuis de rive d'une poutre a plus de deux travées.
- $0.40 M_o$  dans le cas des autres appuis intermédiaire d'une poutre à plus de trois travées.

De part et d'autre de chaque appui d'intermédiaire, on retient pour la vérification des sections la plus grande des valeurs absolues des moments évalués à gauche et à droite de l'appuis considéré

Si les calculs font intervenir un moment d'encastrement sur un appui de rive, la résistance de cet appui sous l'effet du moment pris en compte doit être justifiée.

- Appuis simples :  $M_a = 0$ .
- Appuis semi encastrement :  $M_a = 0.20 M_o$ .
- Encastrement parfait :  $M_a = 0.40 M_o$ .

#### IV.1.3.1 Plancher terrasse inaccessible :

ELU = 5.90 (KN / ml).

ELS = 4.31 (KN / ml).

#### ELU :

Tableau des efforts tranchant et des moments :

Travée	Q (KN/ml)	L(m)	$V = \left[ \frac{Ql}{2} + 10\%(Ql)/2 \right]$ (KN°)	$M_o = Ql^2/8$ (KN.ml)	$V_d$	$V_d$	$M_g$	$M_d$	$M_t$
A – B	5.90	1.95	6.33	2.80	6.33	-6.33	1.12	1.4	1.96
B – C	5.90	4.50	14.60	14.93	14.60	- 14.60	5.97	<b>7.47</b>	<b>10.45</b>
C – D	5.90	4.45	14.44	14.60	14.44	- 14.44	5.84	7.30	10.22
D – E	5.90	4.00	12.98	11.80	12.98	- 12.98	4.72	5.90	8.26

**Tableau IV.2:** Les efforts tranchant et des moments du plancher terrasse inaccessible (ELU)

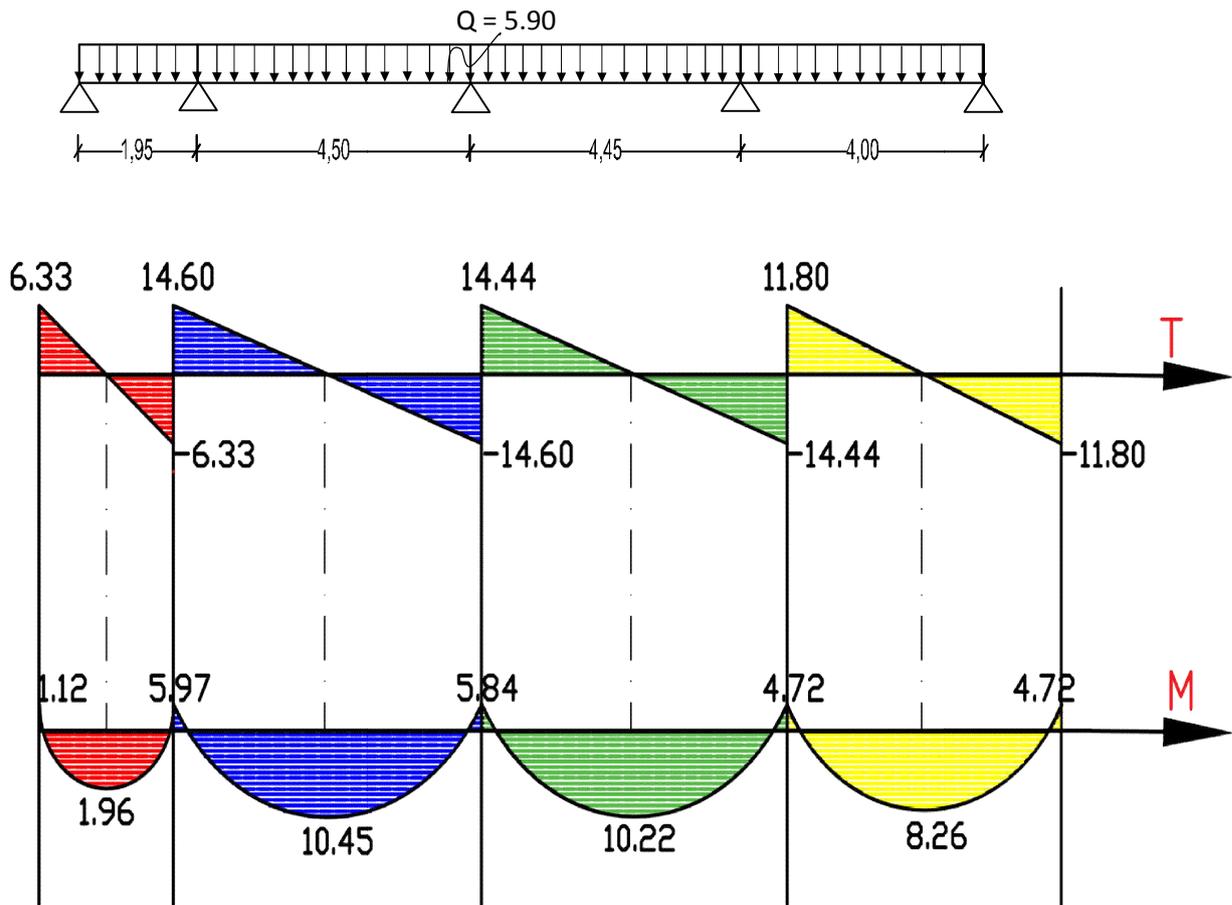


Figure IV.3 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments de terrasse inaccessible (ELU)

**ELS :**

Tableau des efforts tranchant et des moments :

Travée	Q (KN/ml)	L(m)	$V = \left[ \frac{Ql}{2} + 10\%(Ql)/2 \right]$ (KN°)	$M_o = \frac{Ql^2}{8}$ (KN.ml)	$V_d$	$V_d$	$M_g$	$M_d$	$M_t$
A - B	4.31	1.95	4.62	2.05	4.62	-4.62	0.82	1.025	1.44
B - C	4.31	4.50	10.67	10.91	10.67	-10.67	4.36	<b>5.46</b>	<b>7.64</b>
C - D	4.31	4.45	10.55	10.67	10.55	-10.55	4.27	5.34	7.47
D - E	4.31	4.00	9.48	8.62	9.48	-9.48	3.45	4.31	6.03

Tableau IV .3 : Les efforts tranchant et des moments du plancher terrasse inaccessible (ELS)

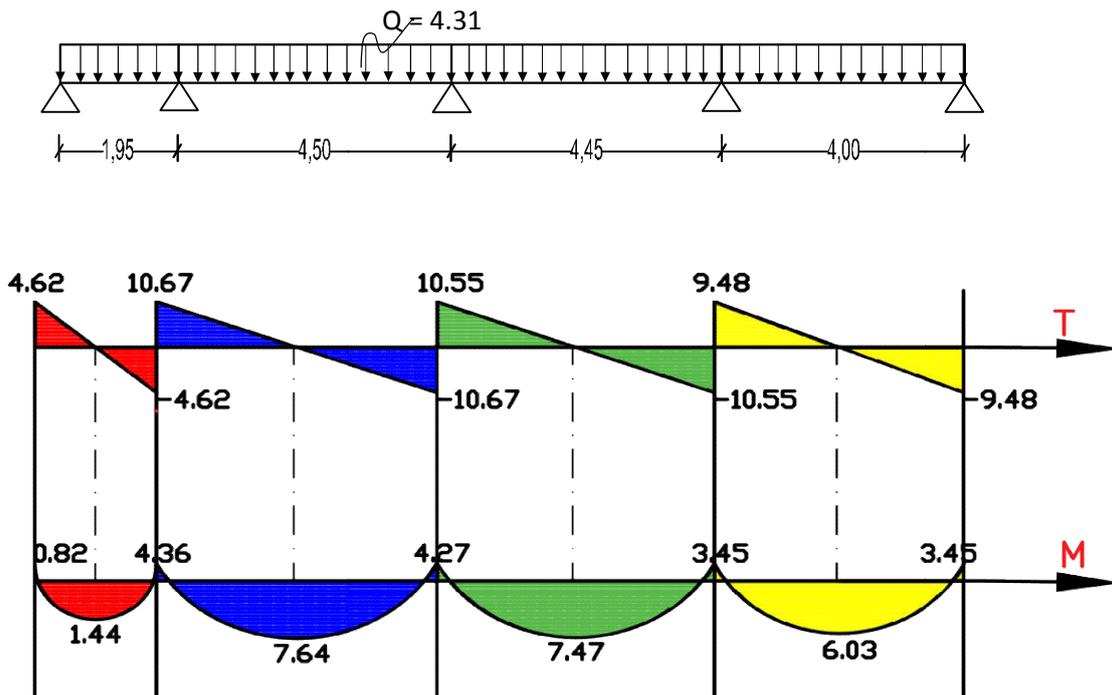


Figure IV.4 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments de terrasse inaccessible (ELS)

IV.1.3.2 Plancher terrasse accessible :

ELU = 5.06 (KN / ml).

ELS = 3.56 (KN / ml).

ELU :

Tableau des efforts tranchant et des moments :

Travée	Q (KN/ml)	L(m)	$V = \left[ \frac{Ql}{2} + 10\%(Ql)/2 \right]$ (KN°)	$M_0 = \frac{Ql^2}{8}$ (KN.ml)	$V_d$	$V_d$	$M_g$	$M_d$	$M_t$
A - B	5.06	1.95	5.43	2.41	5.43	-5.43	0.96	1.21	1.69
B - C	5.06	4.50	12.52	12.81	12.52	-12.52	5.12	6.41	8.97
C - D	5.06	4.45	12.38	12.53	12.38	-12.38	5.01	6.27	8.77
D - E	5.06	4.00	11.13	10.12	11.13	-11.13	4.05	5.06	7.08

Tableau IV.4 : Les efforts tranchant et des moments du plancher terrasse accessible (ELU)

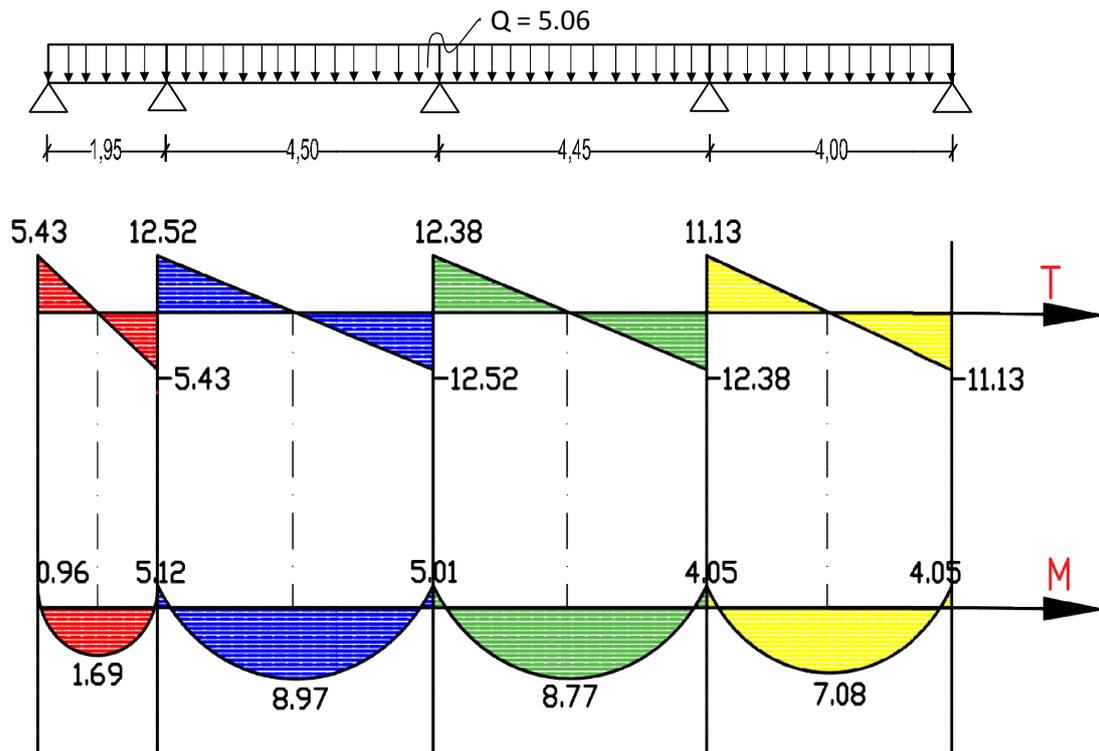


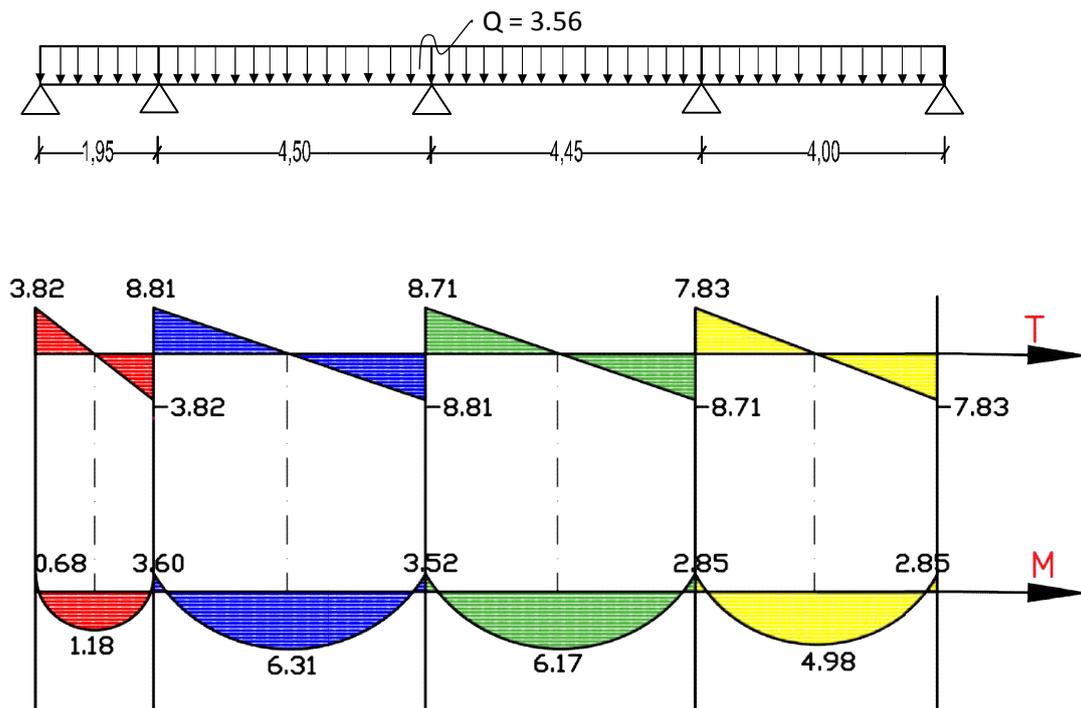
Figure IV.5: Diagrammes des efforts tranchants et des moments de terrasse accessible (ELU)

**ELS :**

Tableau des efforts tranchant et des moments

Travée	Q (KN/ml)	L(m)	$V = \left[ \frac{Ql}{2} + 10\% (Ql) / 2 \right]$ (KN°)	$M_o = \frac{Ql^2}{8}$ (KN.m)	$V_d$	$V_d$	$M_g$	$M_d$	$M_t$
A - B	3.56	1.95	3.82	1.69	3.82	-3.82	0.68	0.85	1.18
B - C	3.56	4.50	8.81	9.01	8.81	-8.81	3.60	<b>4.51</b>	<b>6.31</b>
C - D	3.56	4.45	8.71	8.81	8.71	-8.71	3.52	4.41	6.17
D - E	3.56	4.00	7.83	7.12	7.83	-7.83	2.85	3.56	4.98

Tableau IV.5 : Les efforts tranchant et des moments du plancher terrasse accessible (ELS)



**Figure IV.6 :** Diagrammes des efforts tranchants et des moments de terrasse accessible (ELS)

**IV.1.3.3 Plancher étage courants :**

ELU = 5.86 (KN / ml).

ELS = 4.24 (KN / ml).

**ELU :**

Tableau des efforts tranchant et des moments :

Travée	Q (KN/ml)	L(m)	$V = \left[ \frac{Ql}{2} + 10\%(Ql)/2 \right]$ (KN°)	$M_o = \frac{Ql^2}{8}$ (KN.ml)	$V_d$	$V_d$	$M_g$	$M_d$	$M_t$
A - B	5.86	1.95	6.28	2.79	6.28	-6.28	1.12	1.40	1.95
B - C	5.86	4.50	14.50	14.83	14.50	-14.50	5.93	<b>7.42</b>	<b>10.38</b>
C - D	5.86	4.45	14.34	14.51	14.34	-14.34	5.80	7.26	10.16
D - E	5.86	4.00	12.89	11.72	12.89	-12.89	4.69	5.86	8.20

**Tableau IV.6 :** Les efforts tranchant et des moments du plancher de l'étage courants (ELU)

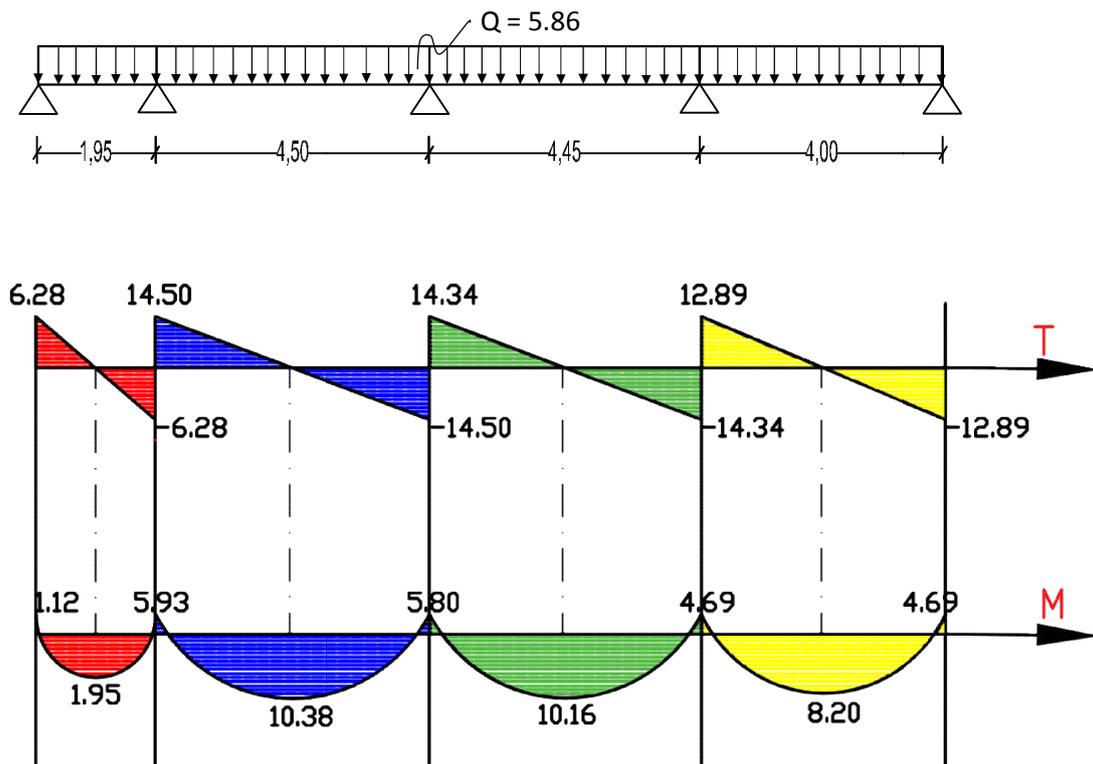


Figure IV.7 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments de l'étage courant (ELU)

**ELS :**

Tableau des efforts tranchant et des moments :

Travée	Q (KN/ml)	L(m)	$V = \left[ \frac{ql}{2} + 10\%(Ql)/2 \right]$ (KN°)	$M_0 = \frac{Ql^2}{8}$ (KN.ml)	$V_d$	$V_d$	$M_g$	$M_d$	$M_t$
A – B	4.24	1.95	4.55	2.02	6.28	-6.28	2.81	1.01	1.41
B – C	4.24	4.50	10.49	10.73	14.50	- 14.50	4.29	<b>5.37</b>	<b>7.51</b>
C – D	4.24	4.45	10.38	10.50	14.34	- 14.34	4.2	5.25	7.35
D – E	4.24	4.00	9.33	8.48	12.89	- 12.89	3.39	4.24	5.94

Tableau IV.7 : Les efforts tranchant et des moments du plancher de l'étage courants (ELS)

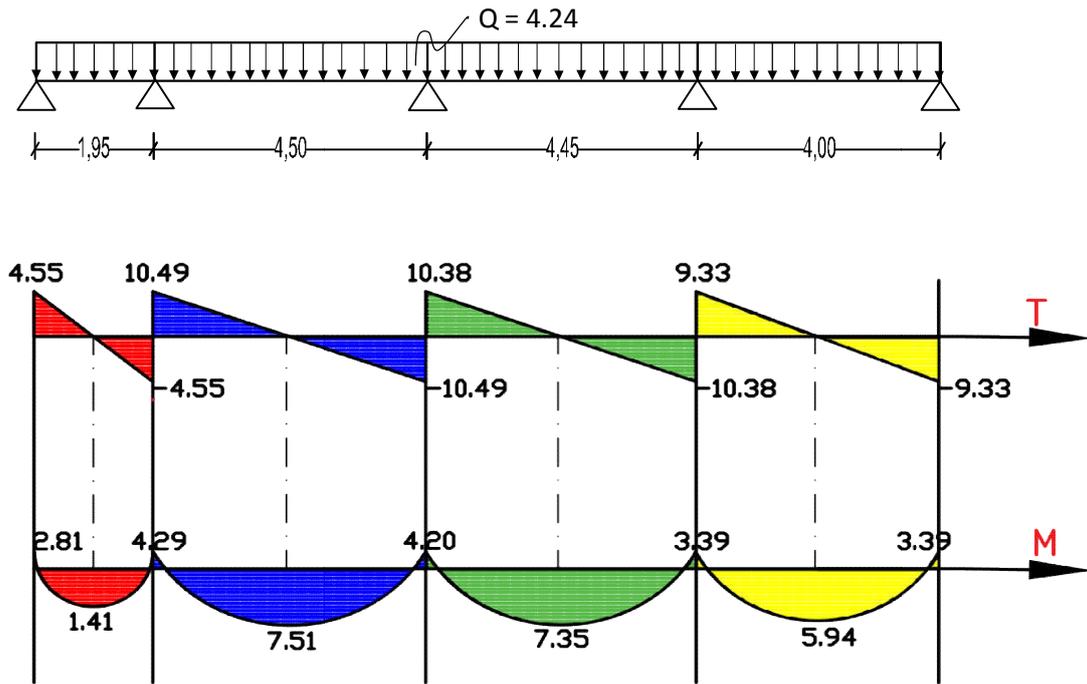


Figure IV.8 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments de l'étage courant (ELS)

### IV.2.1 Ferrailage des poutrelles :

- Travée :

- Détermination des armateurs longitudinaux
- En travée :  $M = 9.54$  KN.ml

\*calcul des armateurs de la poutrelle a L'ELU

**ELU :**

**ELS :**

}	$M_{Max}$ travée : 10.45 (KN/m)	}	$M_{Max}$ travée : 7.64 (KN/m)
	$M_{Max}$ appuis : -7.47 (KN/m)		$M_{Max}$ appuis : -5.46 (KN/m)

Vérifions si l'axe neutre se trouve dans la table de compression

$$M_t = f_{bc} \times b \times h_o \times \left(d - \frac{h_o}{2}\right)$$

Mt (moments de la table)

$$M_t = \left[ 14.17 \times 600 \times 50 \times \left( 189 - \frac{50}{2} \right) \right] \times 10^{-6}$$

$$\Rightarrow M_t = 69.72 \text{ (KN.m)}$$

On a  $M_u = 10.45 \text{ KN.m} < M_t = 69.72 \text{ KN.m}$

- Donc la section se calcule comme une section rectangulaire de dimension (b x d)  $\Rightarrow (60 \times 18.9)$

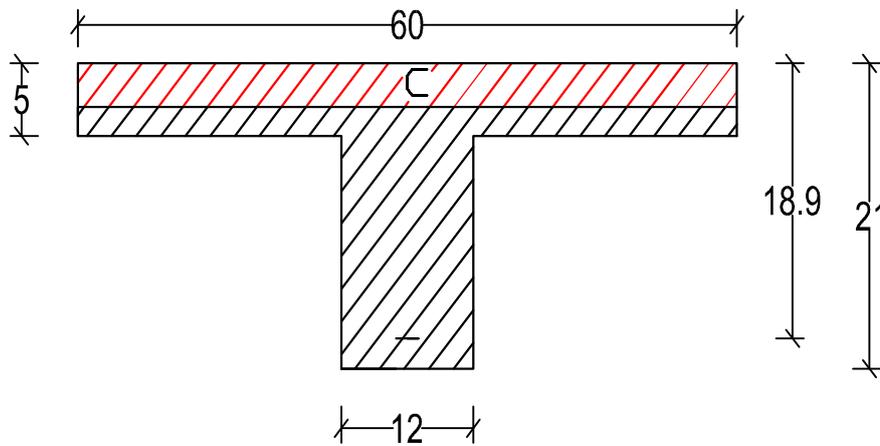


Figure IV.9 : FERRAILLAGE DE POUTRELLES

- **En travée :**

$$M_a = 10.45 \text{ (KN.m)}$$

$$\mu = \frac{10^3 \times M_{\max}}{f_{bc} \times b \times d^2} = \frac{10^3 \times 10.45}{14.17 \times 0.6 \times 189^2} = 0.03$$

- Le paramètre de déformation est :

$$\alpha = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{(1 - 2\mu)} \right] = 0.04$$

- Le bras du levier

$$z = 189 (1 - 0.4 \alpha) = 185.98 \text{ mm}$$

- La section de l'acier est :

$$A_s = \frac{10^4 \times M_{\max}}{\delta_s \times z} = \frac{10^4 \times 10.45}{434.78 \times 185.98} = 1.29 \text{ cm}^2$$

**Choix : 2T 10As = (1.57 cm<sup>2</sup>)**

- Appuis :

$$M_U = -7.47 \text{ (KN/m)}$$

Nous disposant d'un moment négatif ( $M < 0$ ).

Donc la section se calcule comme une section rectangulaire de dimension

$$(b_o \times d) \Rightarrow (12 \times 18.9)$$

➤ calcul la section réduit est :

$$\mu = \frac{10^3 \times M_{max}}{f_{bc} \times b \times d^2} = \frac{10^3 \times 7.47}{14.2 \times 0.12 \times 189^2} = 0.12$$

➤ le paramétré de déformation est :

$$\alpha = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{(1 - 2\mu)} \right] = 0.16$$

➤ le bras du levier est :

$$z = 189(1 - 0.4 \alpha) = 176.90 \text{ (mm)}$$

➤ la section des aciers est :

$$AS = \frac{10^4 \times M_{max}}{\delta_s \times z} = \frac{10^4 \times 7.47}{434.78 \times 176.90} = 1.00 \text{ cm}^2$$

**Choix : 2T10 (1.57cm<sup>2</sup> )**

**Vérification a L'ELS en travée**

$$M_{ser} = 7.64 \text{ KN/m}$$

$$b \cdot y^2 + 30 \cdot A_s \cdot Y - 30 \cdot A_s \cdot d = 0$$

$$60 y^2 + 30 (1.57) y - 30 (1.57) 17 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 739.11 \text{ cm}^2$$

$$Y = 5.00 \text{ cm}$$

$$I = \frac{60y^3}{3} + 15.As (d - y)^2 = 12479.2 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser} \times 10^2}{I} = 0.061 \text{ N.mm}^2$$

$$\delta_{bc} = k.y = 0.061 \times 38.50 \leq 0.6 f_{c28}$$

$$\Rightarrow 2.35 \text{ MPa} \leq 0.6 \times 25 \text{ MPa} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{Vérifier})$$

### Vérification a L'ELS en appuis

$$M_{ser} = 5.46 \text{ KN/m}$$

$$b_o.Y^2 + 30.As.y - 30.As.d = 0$$

$$12.y^2 + 30(1.57)y - 30(1.57)17 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 306.41 \text{ cm}^2$$

$$Y = 6.99 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_o y^3}{3} + 15.As (d - y)^2 = 8310.00 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser} \times 10^2}{I} = 0.065 \text{ N.mm}^2$$

$$\delta_{bc} = k.y = 0.065 \times 63.90 \leq 0.6 f_{c28}$$

$$\Rightarrow 4.20 \text{ MPa} \leq 0.6 \times 25 \text{ MPa} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{Vérifier})$$

### A. Déterminations des armateurs transversales :

Les aciers sont de nuance Fe E400 doivent reprendre la condition suivante :

$$\Phi t \leq \min\left(\frac{b_o}{10}, \Phi t l, 6 \text{ mm}\right)$$

$$\Phi t \leq \min(12 \text{ mm}, 14 \text{ mm}, 6 \text{ mm}) \dots \text{ On prend } \Phi t = 6 \text{ mm}$$

### B. Calcul de l'espacement :

Les espacements doivent répondre la condition suivante :

$$St \leq \min(0.90d, 40 \text{ cm}).$$

$$St \leq \min(0.90d \times 17 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) \Rightarrow St = 15.30 \text{ cm}$$

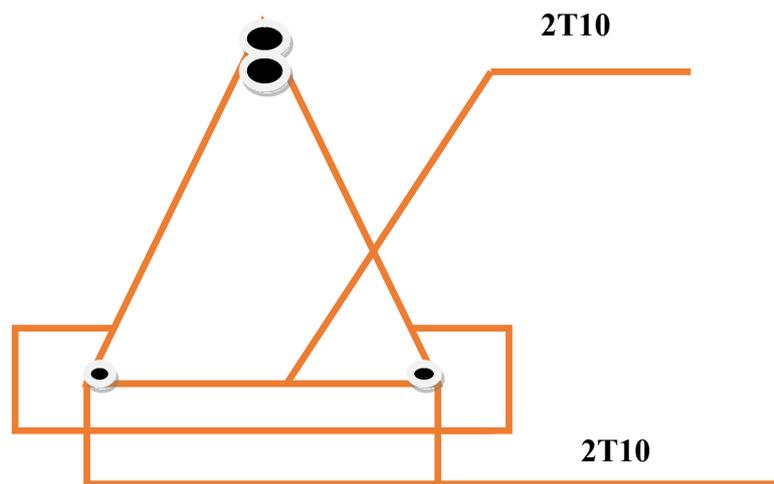
On prend :  $St = 15 \text{ cm}$

- **Cisaillement :**

$$Z \leq 3.33 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec } \zeta = \frac{10 \times T_{max}}{b \times d} \Rightarrow \zeta = \frac{10 \times 11.28}{12 \times 18.9} = 0.50 \text{ MPa}$$

$$\zeta = 0.50 < 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$



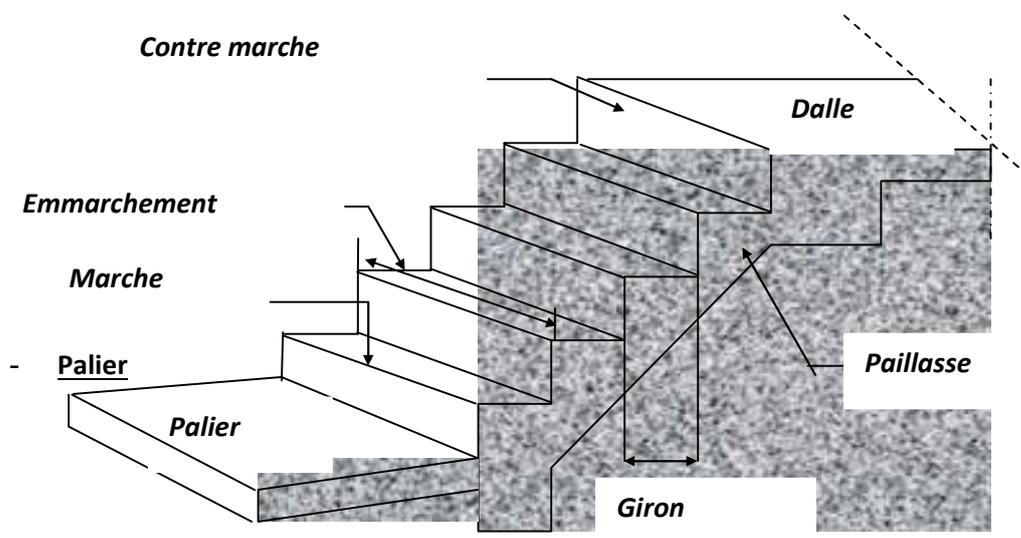
**Figure IV.10 :** Schéma de ferrailage des poutrelles

# CHAPITRE V

## Ferraillage des éléments secondaires

**V.1 Escalier :**

Un escalier se compose d'un certains nombre de marches dont la longueur est l'embranchement, la largeur est le giron, la partie vertical est la contre marche, le support des marches s'appelle la paillasse. Une suite ininterrompue de marches qu'on appelle une volée, qui peut être droite ou courbe. La partie horizontale d'un escalier entre deux volées est un palier. Du coté du vide les volées et les paliers sont munis d'un garde corps ou rampe deux volées parallèles ou en biais sont réunis par un ou plusieurs paliers ou un cartier tournant, cette dernière disposition de construction plus délicate, permet de gagner un peu de place sur le développement de l'escalier.



**Figure V.1 : Escalier**

$G = 5.27 \text{ KN/m}^2$                        $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

$N_{ELS} = 5.27 + 2.5 = 7.77 \text{ KN/ml}$

$N_{ELU} = 1.35 (5.27) + 1.5 (2.5) = 10.86 \text{ KN/ml}$

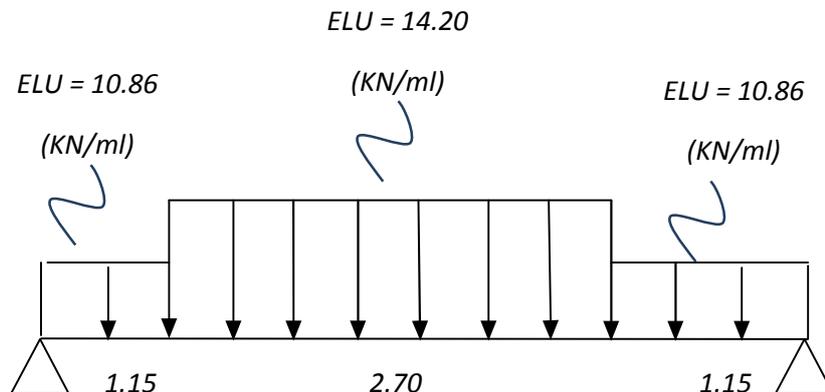
- **Paillasse**

$G = 8.17 \text{ KN/m}^2$                        $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

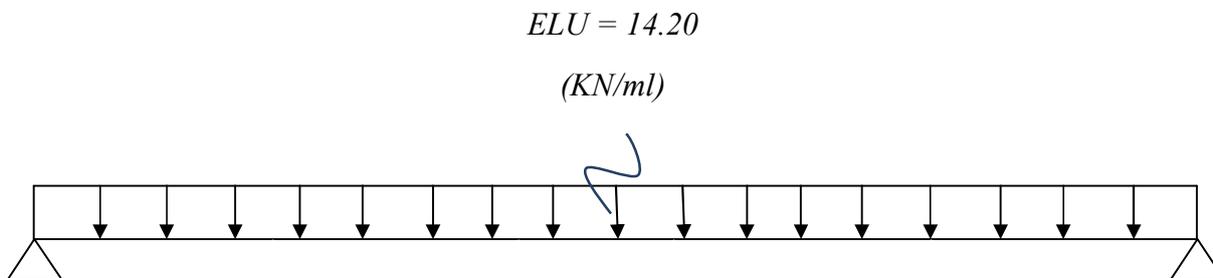
$N_{ELS} = 8.17 + 2.5 = 10.67 \text{ KN/ml}$

$N_{ELU} = 1.35 (8.17) + 1.5 (2.5) = 14.20 \text{ KN/ml}$

A L'ELU :



Nous uniformisons les charges (réparties) pour simplifier les calculs.



Déterminations des réactions :

- $R_A + R_B = 14.20 \times 5 = 71 \text{ KN}$
- $M/B \Rightarrow [(5)^2 \times 14.20] / 2 - 4.45 R_{VB} = 0 \dots \dots \dots \Rightarrow R_A = \frac{5 \times 14.20}{2} = 35.50 \text{ KN}$
- $M/A \Rightarrow [(5)^2 \times 14.20] / 2 - 14.20 R_{VB} = 0 \dots \dots \dots \Rightarrow R_B = \frac{4.45 \times 14.20}{2} = 31.50 \text{ KN}$

Vérifications :  $R_A + R_{VB} = 71 \text{ KN} \dots \dots \dots 35.50 + 35.50 = 71 \text{ KN (ok)}$

Déterminations des efforts (M, T) :

$(0 \leq X \leq 5 \text{ m})$

$T(x) = 35.50 - 14.20 \cdot X$

$\Rightarrow$  Si

- $T(x=0) = 35.50 \text{ KN}$
- $T(x=2.50) = 0$
- $T(x=5) = -35.50 \text{ KN}$

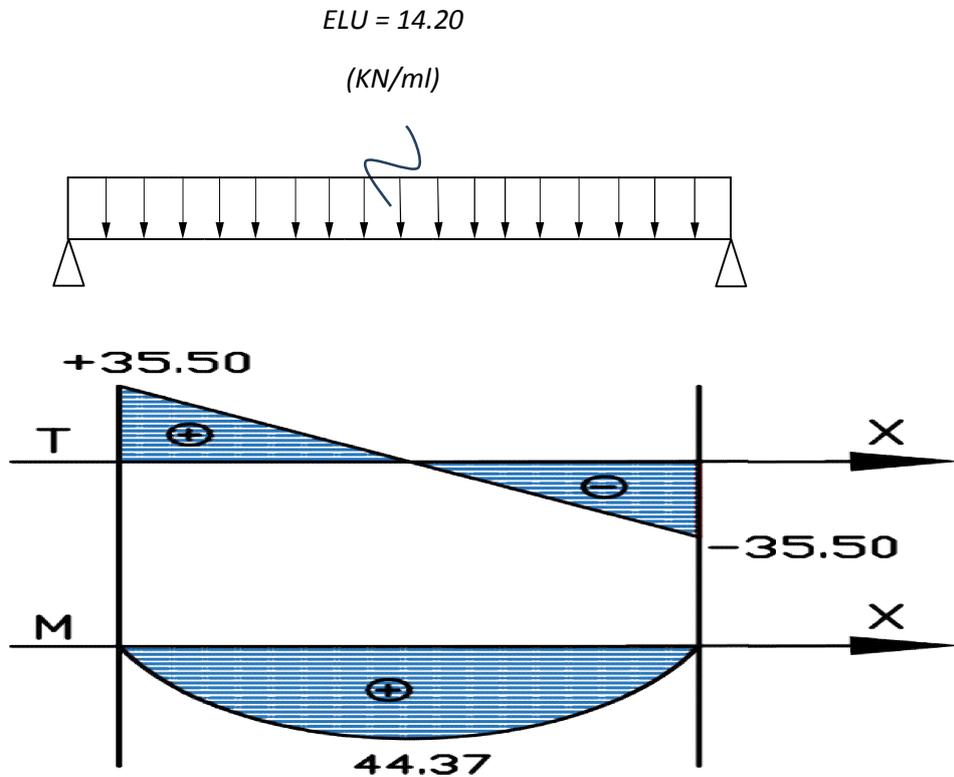
$$M(x = 35.50 - 7.10 \cdot X^2 \Rightarrow \text{Si}$$

$$M(x = 0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(x = 2.50) = 44.37 \text{ KN.m}$$

$$M(x = 5) = 0 \text{ KN.m}$$

Diagrammes des sollicitations :



Pour nos calculs nous avons :

$$M_{\max-t} = 44.37 \text{ (KN/m)}$$

$$T_{\max} = 35.50 \text{ (KN/m)}$$

Calcul des armateurs à L'ELU :

- En travée :

$$Mu = 44.37 \text{ KN.m}$$

$$\frac{10^6 \times M_{\max}}{f_{bc} \times b \times d^2}$$

$$\mu = \frac{44.37 \times 10^6}{14.17 \times 1000 \times 148.5^2} = 0.14$$

$$\alpha = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{(1 - 2\mu)} \right] = 0.7$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 106.92 \text{ mm}$$

$$A_p = \frac{M \times 10^6}{\sigma_s \times z} = \frac{44.37 \times 10^4}{434.78 \times 106.92} = 9.54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Choix :** 7HA14/ml (A = 10.77 cm<sup>2</sup>)

e = 15cm

Armateurs de répartitions :

$$A_R = \frac{A_p}{4} = \frac{9.54}{4} = 2.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Choix :** 6HA8 (A = 2.51 cm<sup>2</sup>)

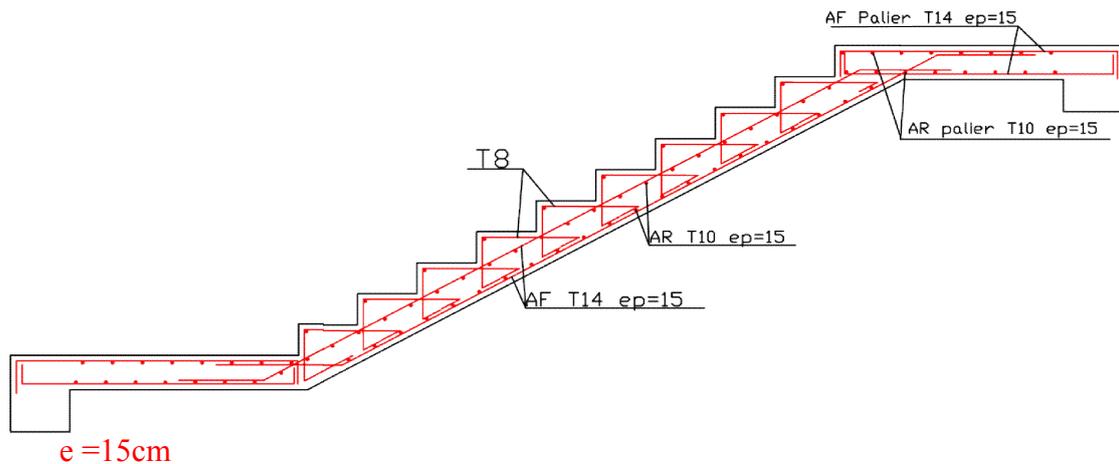


Figure V.2 : Schéma de ferrailage volée 01

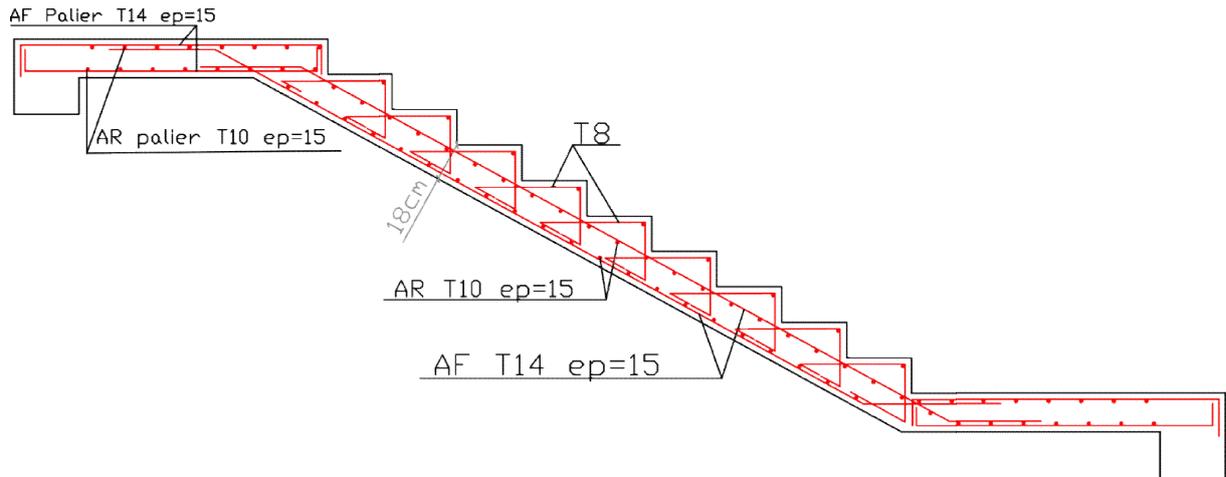


Figure V.3 : Schéma de ferraillage volée 02

## V.2 Balcons :

Le balcon connu comme éléments décoratif, dont l'usage est déterminé dans la plupart des bâtiments comme un moyen de divertir.

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées sur des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque repose sur un, deux ou plusieurs appuis.

Dans notre cas les balcons sont réalisés en dalle pleins d'épaisseurs 15 cm, selon les dimensions et les surcharges, nos balcons sont partiellement encastrés et se reposent sur deux appuis.

### V.2.1 Evaluations des charges :

- Poids propre  $G = 8.56 \text{ KN/ml}$
- Force concentrée due aux poids de mur  $P = 1 \text{ KN/ml}$
- Surcharge d'exploitations  $Q = 3.50 \text{ KN/ml}$

### V.2.2 Les caractéristiques du béton :

$$\left. \begin{array}{l} e = 18cm \\ b = 180cm \\ d = 162cm \end{array} \right\}$$

**V.2.3 Calcul des moments et l'effort tranchant :**

**ELS :**

$$S = G + Q_b \Rightarrow S = 8.56 + 3.50 = 12.06 \text{ KN/ml}$$

$$P = 1 \text{ KN}$$

$$N_A = P + SL \Rightarrow 1 + 12.06 \times (1.80) = 22.71 \text{ KN}$$

$$M_A = \frac{SL^2}{2} + PL \Rightarrow 12.06 \times \frac{(1.80)^2}{2} + (1.80 \times 1)$$

$$M_A = \frac{12.06 \times (1.80)^2}{2} + (1.80 \times 1) \Rightarrow 21.34 \text{ KN.m}$$

**ELU :**

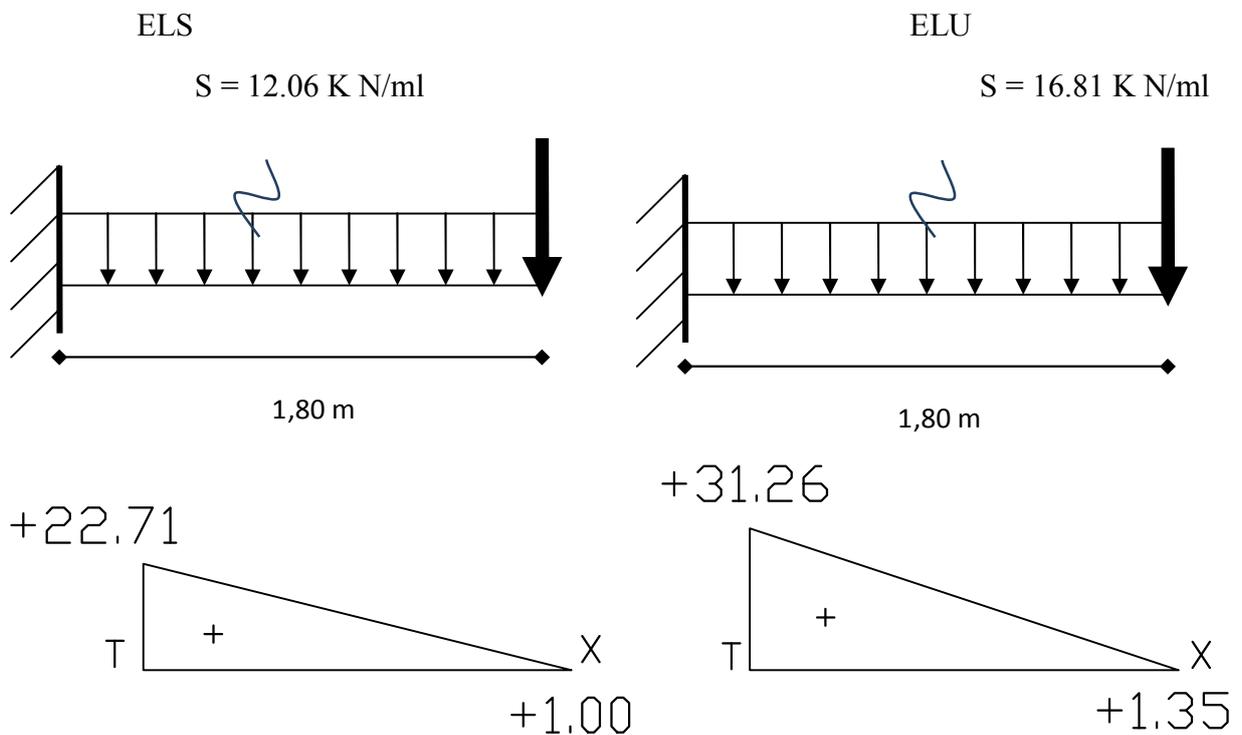
$$S = 1.35G + 1.5Q_b$$

$$S = 1.35 \times (8.56) + 1.5 \times (3.50) = 16.81 \text{ KN/ml}$$

$$P \times 1.35 = 1.35 \text{ KN}$$

$$N_A = P + SL \Rightarrow 1 + 16.81 \times (1.80) = 31.26 \text{ KN}$$

$$M_A = \frac{SL^2}{2} + PL \Rightarrow \frac{16.81 \times (1.80)^2}{2} + (1.80 \times 1.35) = 29.66 \text{ KN/ml}$$



**V.4 Détermination des armateurs à L'ELU :**

$$M_{U \max} = 29.66 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{U \max}}{f_{cb} \times b \times d^2}$$

$$\mu = \frac{29.66 \times 10^3}{14.17 \times 1.80 \times 850^2} \text{ Pivot A} \Rightarrow \mu \leq \mu_l$$

$$A = 0 \text{ (pivot A).}$$

$$\mu = 0.0016$$

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}] = 0.008$$

\*le bras de levier est :

$$Z = 850(1 - 0.4\alpha) = 846.28 \text{ mm}$$

- la section de l'acier est :

$$A_s = \frac{10^3 \times M_{\max}}{\delta_s \times z} = \frac{10^4 \times 29.66}{434.78 \times 846.28} = 0.81 \text{ cm}^2$$

**Choix : 4HA10 ( $A_s = 3.14 \text{ cm}^2$ )**

**Armateurs de répartition :**

$$A = 3.14 \text{ cm} \Rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

$$A_r = \frac{A_p}{2} \Rightarrow A_r = \frac{3.14}{2}$$

$$A_r = 1.57 \text{ cm}^2$$

**Choix : 3T10 ( $A_s = 2.36 \text{ cm}^2$ )**

**V.2.5 Détermination des armateurs à L'ELS :**

$$M_{S \max} = 21.34 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{U \max}}{f_{cb} \times b \times d^2}$$

$$\mu = \frac{21.34 \times 10^3}{14.17 \times 1.80 \times 850^2} \text{ Pivot A} \Rightarrow \mu \leq \mu_l$$

$A = 0$  (pivot A).

$$\mu = 0.0012$$

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}] = 0.006$$

\*le bras de levier est :

$$Z = 850(1 - 0.4\alpha) = 847.96 \text{ mm}$$

\*la sections de l'acier est :

$$A_s = \frac{10^3 \times M_{\max}}{\delta_s \times z} = \frac{10^4 \times 21.34}{434.78 \times 847.96} = 0.58 \text{ cm}^2$$

**Choix : 3HA10 ( $A_s = 2.36 \text{ cm}^2$ )**

**Armateurs de répartition :**

$$A = 2.36 \text{ cm} \Rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

$$A_r = \frac{A_p}{2} \Rightarrow A_r = \frac{2.36}{2}$$

$$A_r = 1.18 \text{ cm}^2$$

**Choix : 2T10 ( $A_s = 1.57 \text{ cm}^2$ )**

### V.3 L'étude de l'acrotère :

Notre bâtiment comporte deux terrasse (accessible et inaccessible) délimitées par un acrotère assimilé à une console verticale encastrée au niveau de plancher terrasse, le calcul sera mené pour l'acrotère de la terrasse accessible (le cas le plus défavorable).

Les charges qui sollicitent l'acrotère sont :

- Son poids propre sous forme d'efforts normaux verticaux.
- Une charge d'exploitations horizontales égale à 1.5KN/ml due à la main courante.
- Une force horizontale  $F_p$

L'acrotère sera étudié en flexions composée, et puisqu'elle est exposée aux intempéries, donc la fissuration et préjudiciable.

Le calcul de l'acrotère se fait pour bande e 1m de largeurs dont les dimensions sont les suivants :

$$S = 0.7 \times 0.1 + 0.07 \times 0.1 + 5(0.03 \times 0.1)/2$$

$$S = 0.785m^2$$

### **V.3 Evaluations des charges :**

La charge d'exploitations :  $Q = 1.5KN$

Poids propres :  $G_1 = 25 \times 0.785 \times 1 = 1.97KN$

Poids d'enduits de ciment intérieure : (e=20cm) :  $G_2 = 0.02 \times 20 \times 0.7 \times 1 = 0.28KN$

Poids d'enduits de ciment extérieure : (e=20cm) :  $G_2 = 0.015 \times 20 \times 0.7 \times 1 = 0.21KN$

$$W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 2.45KN.$$

#### **V.3.1 La force sismique :**

La force sismique horizontale  $F_p$  est donnée par la forme suivant :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

A : coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage IIB, zone IIa, A=0.15).

$C_p$  : Facteurs de force horizontal ( $C_p = 0.8$ ).

$W_p$  : poids de l'acrotère.

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.45 = 1.18 KN$$

#### **V.3 .2 Calcul des sollicitations :**

Calcul du centre de gravité de la sections  $G(X_g ; Y_g)$  :

$$X_g = \frac{\sum x_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.0605m$$

$$Y_g = \frac{\sum y_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.382m$$

La section dangereuse est de celle qui se trouve au niveau de l'encastrement, les sollicitations sont :

$$N_G = 2.45 \text{ KN}$$

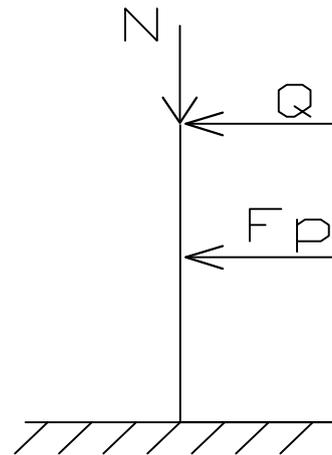
$$N_Q = 0$$

$$N_{FP} = 0$$

$$M_G = 0$$

$$M_Q = Q \times \square = 1.5 \times 0.7 = 1.05 \text{ KN.m}$$

$$M_{FP} = FP \times Y_g = 0.45 \times 0.382 = 0.45 \text{ KN.m}$$



• Combinaison d'actions :

	RPA 99	ELU	ELS
Combinaisons des charges	G + Q + E	1.35G + 1.5Q	G + Q
N (KN)	2.45	3.30	2.45
M (KN.m)	1.50	1.58	1.45

Tableau V.1: les charge de l'acrotère

V.3.3 Calcul de l'excentricité a l'ELU :

$$N_U = 3.30 \text{ KN}$$

$$M_U = 1.58 \text{ KN.m}$$

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression.

On a :

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1.85}{3.3} = 0.479m$$

$$\frac{\square}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05m$$

$e_0 > \frac{\square}{2} \Rightarrow$  Le centre de prissions se trouve en dehors de la section donc elle est partiellement comprimée (S.P.C) le ferraillage se fait par assimilations a la fixions simple.

D'après le BAEL99 (Article A.4.4) le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter  $e_a$  et  $e_2$ .

On remplacer l'excentricité réelle ( $e_0 = \frac{Mu}{Nu}$ ) par une excentricité totale e calcul :

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

$e_a$  : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$e_2$  : Excentricité due aux efforts du second ordre, liés à la déformations e la structure.

$$e_a : \max (2cm. L/250)$$

L : portée de l'élément = 70cm

H : hauteurs de la section qui est égale à 10cm.

$$e_a = \text{Max} (2cm. 70/250) = 2cm$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{\square \times 10^4}$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 1.05} = 0$$

$\phi$  : rapport de la déformation finale due au fluage a la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égale à 2.

$l_f$  : Longueur de flambement.

$$l_f : 2l_0 = 2 \times 0.7 = 1.4m.$$

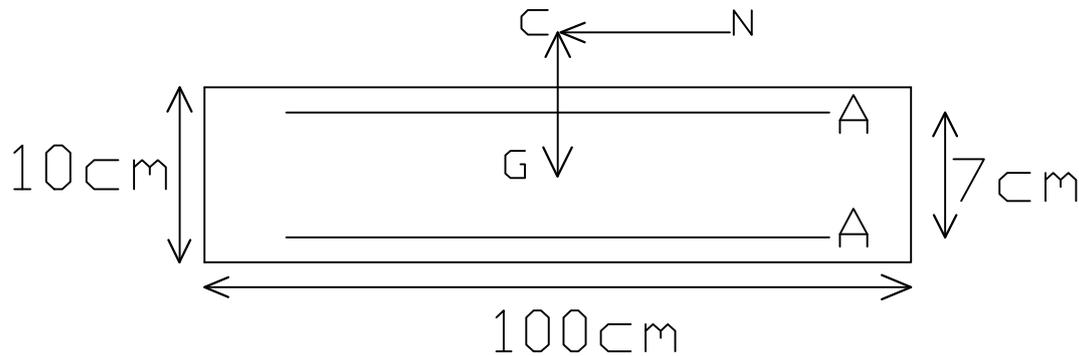
$$e_2 = \frac{3 \times 1.4^2 \times 2}{10^4 \times 0.1} = 0.0117m$$

$$D'où : e = 0.479+0.02+0.0117=0.51m$$

**V.3.4 Les sollicitations de calcul deviennent :**

$$N_u = 3.30 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 3.30 \times 0.51 = 1.683 \text{ KN.m.}$$



**V.3.5 Ferraillage de l'acrotère :**

On calcule les armateurs à l'ELU, puis effectuera la vérification des contraintes à l'ELS, selon le **BAEL91** :

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \left( d - \frac{0.1}{2} \right) = 1.683 + 3.30 \times \left( 0.07 - \frac{0.1}{2} \right) = 1.75 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.75 \times 10^{-3}}{1 \times 0.07^2 \times 14.20} = 0.025$$

$$\mu_{bu} < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.032$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.069 \text{ m}$$

$$A = \frac{\mu_{bu}}{z \times f_{st}} = \frac{1.75 \times 10^{-3}}{384 \times 0.069} = 0.72 \text{ cm}^2$$

La section à la flexion composée est :

$$A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.72 \times 10^{-4} - \frac{3.30 \times 10^{-3}}{348} = 0.62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**V.3.6 Vérifications à l'ELU :**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.07 \times \frac{2.1}{400} = 0.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} > A \Rightarrow \text{On adopte } A = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Armateurs de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{4T6} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Vérifications de l'effort tranchants :**

$$V_u = F_p + Q = 1.18 + 1.5 = 2.68 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.68 \times 10^{-3}}{1 \times 0.7} = 0.038 \text{ MPA}$$

$$\tau_{u0} < \min(0.1 \times f_{c28} ; 3 \text{ MPA}) \Rightarrow \tau_u < \min(2.5 ; 3) \text{ MPA} = 2.5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.038 \text{ MPA} < \tau_{u0} = 2.5 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

- **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_s = \frac{V_u}{0.9 \times d \sum U_i} \leq \tau_{ser0}$$

$\sum U_i$  : la somme des périmètres des barres

$$\sum U_i = \pi \cdot n \cdot \phi = 3.14 \times 4 \times 8 = 100.48 \text{ mm}$$

$$\tau_{ser} = \frac{2.68 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.07 \times 100.48 \times 10^{-3}} = 0.42 \text{ MPA}$$

$$\tau_{ser0} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPA}$$

$$\psi = 1.5 \text{ pour aciers HA. Selon } \Rightarrow \tau < \tau_{ser0} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

**V.3.7 Vérification a l'ELS :**

$$N_s = 2.45 \text{ KN}$$

$$M_s = 1.05 \text{ KN}$$

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{1.05}{2.45} = 0.43 \text{ m}$$

$e_0 > \frac{\square}{2} \Rightarrow$  Section partiellement comprimée.

- Positions de l'axe neutre :

$$y = y_c + c$$

$$c = \frac{\square}{2} - e_0 = \frac{0.1}{2} - 0.43 = -0.38m$$

Calcul de  $y_c$  :

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

$$p = -3 \times c^2 + \frac{(d - c) \times 6 \times n \times A_s}{b}$$

$$= -3 \times (-0.38)^2 + \frac{(0.07 + 0.38) \times (90 \times 2.01 \times 10^{-4})}{1}$$

$$p = -0.425m^2$$

$$q = -2 \times c^3 - (d - c)^2 \times \frac{6 \times n \times A_s}{b}$$

$$= -2 \times (-0.38)^3 - (0.07 + 0.38)^2 \times \frac{6 \times 15 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1}$$

$$q = 0.106m^3$$

$$y_c^3 - 0.425 \times y_c + 0.106 = 0$$

Par tâtonnement :  $y_c = 0.4m$

$$\Rightarrow y = y_c + c = 0.4 - 0.38 = 0.02m$$

- Vérifications des contraintes :

On doit vérifier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \sigma_{bc0} \\ \sigma_{st} \leq \sigma_{st0} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc0} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{st0} = \min \left( \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) = 201.63MPa$$

$$\sigma_{bc} = Ns \times y / \mu t$$

$$\sigma_s = 15 \times Ns \times (d - y) / \mu t$$

$$\mu t = b \times \frac{y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) = 4.925 \times 10^{-5} m^3$$

$$\sigma_{bc} = 1.02 MPA < 15 MPA \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 37.30 MPA < 240 MPA \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

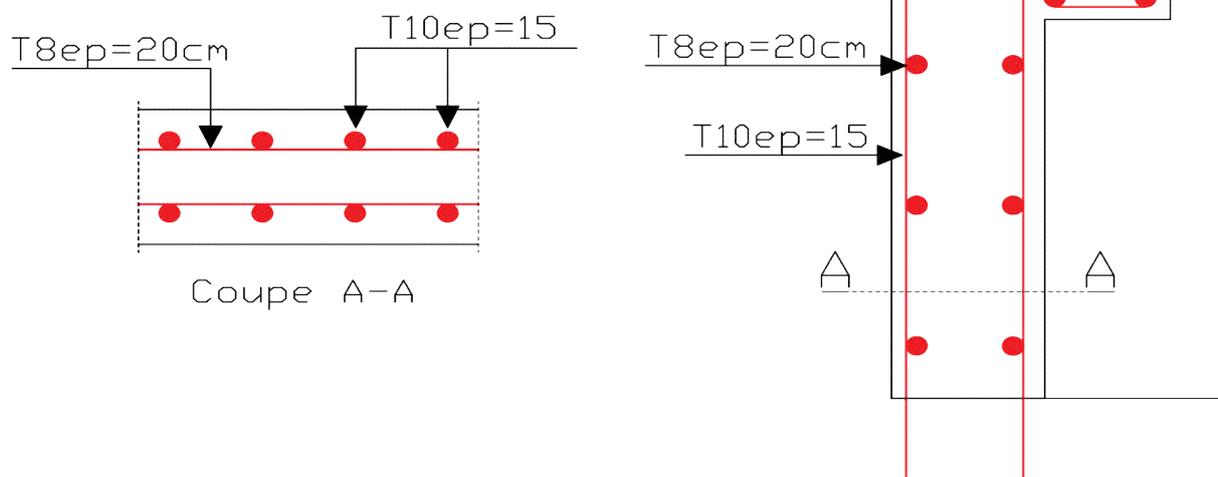


Figure V.5: Schéma ferrailage de l'acrotère

# CHAPITRE VI

## ETUDE SISMIQUE

## VI.1. Introductions :

La seule prévention valable en zone à risque sismique est la construction parasismique, c'est-à-dire l'art de construire de manière telle les bâtiments même endommagés ne s'effondrent pas.

L'action due au séisme est réglementée par le RPA/version 2003 (règle de conceptions et de calcul des constructions en zone sismique)

Le calcul dépend de la zone sismique :

- De la nature du site
- De la catégorie des ouvrages
- De la nature de la structure

Le but de cette étude est d'évaluer les forces horizontales extérieures engendrées par un séisme pour chaque niveau de la structure, afin d'éviter les pertes humaines, mais aussi d'éviter une catastrophe technologique que, des dégâts incontrôlés **risqueraient d'installation sensible**, stratégique ou potentiellement dangereuse, dans tous les cas, la meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

### VI.1.1 Présentations des différentes méthodes d'estimations des forces sismiques :

Le calcul des forces sismiques peut être mené selon trois méthodes :

- La méthode statique équivalente
- La méthode d'analyse modale spectrale
- La méthode La méthode dynamique par accélérogramme

Condition d'application de la méthode statique équivalente :

RPA art 4.1.2

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

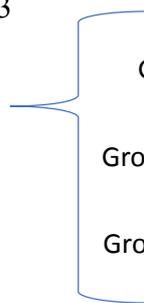
a) - le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zone III

b) - le bâtiment sou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres est les conditions de hauteur énoncées en a, les conditions complémentaires suivants :

Zone I :  Tous les groupes d'usages.

Groupe d'usage 3

Zone II :

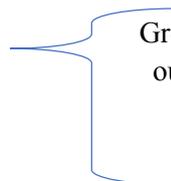


Groupe d'usage 2.....  $H_T \leq 7$  niveaux ou 48.m.

Groupe d'usage 1B.....  $H_T \leq 5$  niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A.....  $H_T \leq 3$  niveaux ou 10m.

Zone III :



Groupe d'usage 1B.....  $H_T \leq 3$  niveaux ou 10m.

Groupe d'usages 2 et 3.....  $H_T \leq 5$  niveaux ou 17m.

Pour notre cas la structure régulière et de hauteur totale de 32.39m en zone III les conditions suscitées sont remplies, donc la méthode est utilisable.

Cependant, nous ne l'utiliserons seulement que pour la vérification de la condition du <<RPA99. Chapitre IV, 4.3.6>>

## VI.2 La méthode dynamique nodale spectral : RPA art 4.1.3

### VI.2.1 Principe de la méthode :

Cette méthode nous permet de faire le calcul pour chaque mode de vibrations, les effets maximums engendrés dans la structure par des force sismique qui sont représenté par un spectre de réponse de calcul, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir à la fin la réponse de la structure.

### VI.2.2 Modélisation :

a) pour les structures régulières en plan comportant des planches rigides, l'analyse peut être faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment, celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastrés a

là-bas et au les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL (degré de liberté) en translations horizontal.

**b)** pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastree a la bas et ou la masse sont concentrées au niveau des centre de gravité des planchers avec trois DDL (deux translations horizontales et une rotation d'axe verticale).

**c)** pour les structures régulières au non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnel encastrés a là-bas et plusieurs DDL par planchers.

**d)** la déformabilité du sol de fondations doit être pris en compte dans le modèle toutes les fois au la réponse de la structure en dépend de façon significative.

**e)** le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismique

(Ex : contributions des zones nodales et des éléments non structure a la rigidité du bâtiment).

**f)** dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie, la rigidité des éléments porteur doit être calculée en considérant les sections non fissurées, si les déplacements sont critique particulièrement dans le cas des structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

La méthode d'analyse model dynamique spectrale peut être utilisées dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalent n'est pas permis.

Après le choix des hypothèses de calcul et l'établissement du modèle de calcul ont procédé au calcul par la méthode dynamique model spectral.

### **VI.3 Objectifs de l'étude dynamique:**

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est détermination de ses caractéristiques dynamiques propres, ceci est obtenu en considérations son

comportement en vibrations libre non-amortie, cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximum lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible.

C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser plus aisément.

### **VI.3.1 Modélisation mathématique :**

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

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle 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 rigidité de tous les éléments de la structure.

### **VI.3.2 Modélisation de la structure étudiée :**

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (moments, effort normaux ...etc.) dans les éléments structuraux, le code de calcul par éléments finis SAP2000 est utilisé.

### **VI.3.3 Descriptions du logiciel SAP2000 :**

SAP2000 est un logiciel de calcul conçu pour modéliser facilement et rapidement tous types de structure grâce à une interface graphique unique, il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non linéaires des latéraux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code...etc.).

De plus de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, SAP2000 offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue.

En effet grâce à ces diverses fonctions, il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre e masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle.

De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (planchers, dalle, trumeau, linteau ...etc.).

SAP2000 permet également le transfert de données avec d'autre logiciel telle que (AUTOCAD, ETABS et SAFE).

#### **VI.4 Modélisation des éléments structuraux :**

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poutre, poteaux) ont été modélisée par des éléments finis de type poutre <<frame>> a deux nœuds ayant six degrés de liberté par nœud.
- Les voiles ont été modélisée par des éléments coques <<Shell>> a quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

##### **VI.4.1 Modélisation de la masse :**

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité  $\beta \times Q$   
RPA99/version 2003

(Dans notre cas  $\beta=0.2$ ) correspondant à la surcharge d'exploitation.

La masse des éléments modélisé est introduite de façon implicite par le pris en compte du poids volumique correspondant a celui du béton armé a savoir  $25\text{KN/m}^3$ .

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

##### **VI.4.2 Méthode modale spectrale :**

###### **VI.4.2.1 Hypothèses de calcul :**

- Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte

- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis du déplacement horizontal).

#### **VI.4.2.2 Analyse de la structure :**

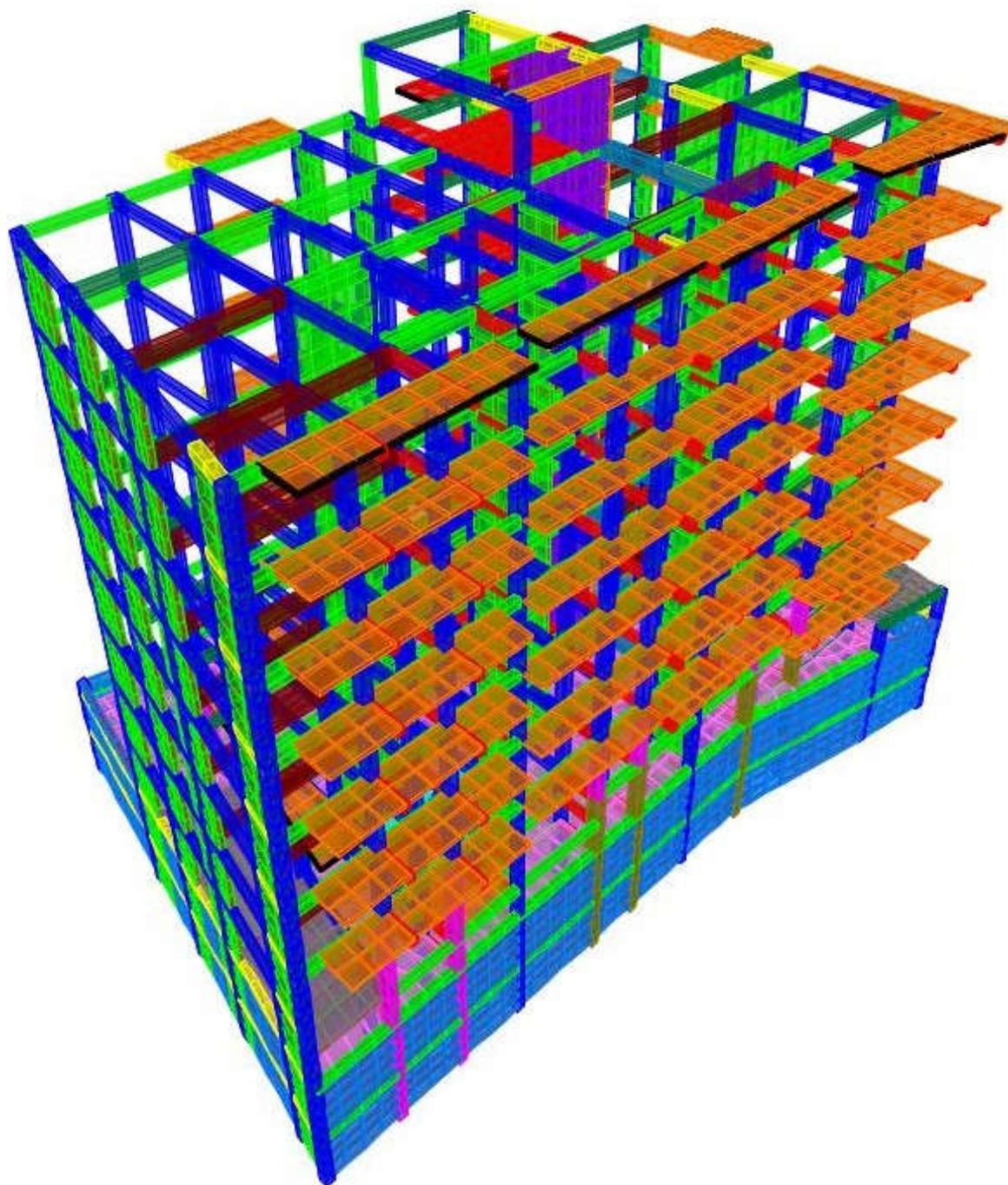
Il est présent possible que l'une des étapes claires d'une analyse dynamique d'une structure et sa modélisation adéquate.

La structure que nous nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue contreventés par es voiles.

En effet le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.
- La position de ces voiles doit être éviter des effort torsion préjudiciable pour la structure

En respectant l'architecture et en suivant les critères ci-dessus on a opté pour la distribution.



**Figure VI.1 :** Modélisation de la structure (vu en 3D)

**VI.4.3 Vérifications de la résultante de force sismique :**

**VI.4.3.1 Calcul de force sismique totale :**

La force sismique totale « V » appliqué à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonal selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_T$$

**A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 (page 26)

Groupe	ZONE			
D'usage	I	Iia	Iib	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

**Tableau VI.1 : coefficient d'accélération**

**A=0.25**

**D** : facteur d'amplifications dynamique moyen, fonction de la catégorie de site du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \eta (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3S \end{cases}$$

T<sub>2</sub> : période caractéristique, associée a la catégorie de site ..... Tableau 4.7 (page 34)

Site	S1	S2	S3	S4
T <sub>1</sub> (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T <sub>2</sub> (sec)	0.30	0.40	0.50	0.70

**Tableau VI.2 : Valeurs de T<sub>1</sub> et T<sub>2</sub>**

T<sub>2</sub> = 0.5 s ⇒ T<sub>2</sub> ≤ T ≤ 3s

D'où D = 2.5 η

On a  $T = 0.678s$

$$D = 2.50 \times 0.76 \times (0.5/0.678)^{2/3}$$

$$D = 1.557$$

Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

Avec : pourcentage d'amortissement critique tableau 4.2 (page 26)

Remplissage	Portique		Voiles ou mur
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	8.5
Dense	7	5	

**Tableau VI.3 : Valeurs de  $\xi$  (%)**

$$\xi = 8.5$$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 8.5)} = 0.816 \dots \text{Ok}$$

R : coefficient de comportement global de la structure

Sa valeur est donnée par le tableau 4.3 en fonction du system de contreventement tel que défini en 4

Catégorie	Description du système de contreventement	Valeur de R
A	<b>Béton armé</b>	
1a	Portique auto stable sans remplissage en maçonnerie rigide	5
1b	Portique auto stable avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5
2	Voiles porteur	3.5
3	Noyau	3.5
4a	Mixte portique /voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale a masses reparties	2
6	Pendule inverse	2

**Tableau VI.4 : Valeurs du coefficient de comportement R**

**Choix du coefficient de comportement R :**

Voiles porteurs  $R = 3.5$

Efforts repris par les voiles = 46808.31 KN

Efforts repris par les voiles+poteaux = 79920.19 KN

$46808.31 \text{ KN} > 20\% (79920.19) = 15984.03 \text{ KN}$

Q : facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan en élévation
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

$P_q$  est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfait ou non

Tableau 4.4 : valeurs de penalties

Critères « q »	Pq	
	Observe	N/observe
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05
2. Redondance en plan	0	0.05
3. Régularité en plan	0	0.05
4. Régularité en élévation	0	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10

Tableau VI.5 : valeurs de penalties  $p_q$

Dans notre cas  $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q = 1 + 0 + 0 + 0 + 0.05 + 0.05 + 0.10 = 1.20$

Notre structure a un facteur de qualité  $Q=1.20$  dans le sens X est dans le sens Y

Au final nous aurons :

$A=0.25$     $Q=1.20$     $R=4$     $\eta=0.88$     $D=1.557$

$$V = \frac{0.25 \times 1.20 \times 1.557}{3.5} \times W_T$$

$$W = 71335.74 \text{ KN}$$

$$V_s = 0.1334 \times 71335.74 = 9521.82 \text{ KN}$$

Avec W : le poids de la structure

W est égal à la somme des poids  $W_i$  calculés a chaque niveau (i) :

$$W_T = \sum_{i=1}^n W_i \text{ Avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : Poids du aux charges permanent est a celles des équipement éventuels, solidaires de la structure (Donné par SAP2000).

$W_{Qi}$  : Charges d’exploitation (Donné par SAP2000).

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d’exploitation et donné par le tableau 4.5

Cas	Type d’ouvrage	$\beta$
1	Bâtiment d’habitation, bureaux ou assimilés	0.2
2	Bâtiment recevant du public temporairement :	0.3
	Salles d’exposition de sport, lieux de culte, salle de réunion avec places debout	
	Salles e classes, restaurant, dortoirs, salles de réunion avec place assises	
3	Entrepôts, hangars	0.4
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrage assimilés	1
5	Autres ouvrages non visés ci-dessus	0.6

Tableau VI.6 : valeurs du coefficient de pondération  $\beta$

$$\beta = 0.2$$

Après avoirs lancé l’analyse sure SAP2000, nous obtenu la totalité des charge et surcharge de notre structure, le tableau ci-dessus nous indique les valeurs des charges permanentes G et des charges d’exploitations Q (lignes misent en trame de fond en rose et la valeurs surbrillance en vert) dans la colonne Fz.

$$W_T = W_{GT} + \beta W_{Qi} \dots W_T = 71335.74 \text{ KN}$$

$$V_x = V_y = V = 9521.82 \text{ KN}$$

$$80\%V = 9521.82 \times 0.80 = 7617.45 \text{ KN}$$

### VI.4.3.2 Résultante des forces sismique de calcul :

#### Art 4.3.6 (page 36)

La résultante des forces sismique à la basse  $V_t$  obtenu par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieurs à **80%**de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalent  $V$  pour une valeur de la période fondamentales donnée par la formule empirique appropriée, sinon il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (les force, le déplacement, les moments ...) dans le rapport **0.8V/V<sub>T</sub>**

#### Base de spectre raiponce :

		F1	F2	F3	M1	M2	M3
Texte	Texte	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
EX	Max	9895.945	1080.94	196.765	23713.7472	208203.3535	29653.4568
EY	Max	878.921	7760.587	181.934	158628.5226	19070.2482	34507.6996

Tableau VI.7 : base de spectre raiponce

Le tableau ci-dessus nous montre les valeurs de  $V_x$  et de  $V_y$  respectivement dans la colonne F1 et F2 indiqué par les lignes misent en trame de fond en rose surbrillance en vert.

$$V_{x \text{ SAP2000}} = 9804.79 \text{ KN}$$

$$> 80\%V = 7617.45 \text{ KN vérifiée}$$

$$V_{y \text{ SAP2000}} = 7807.97 \text{ KN}$$

### VI.4.3.3 Vérifications de la période :

#### Art 4.2.4 (page 31)

Nous avons considéré dans ce projet ci

L'analyse automatique par le logiciel SAP2000 a donné les résultats représentés dans le tableau ci-dessus.

**Modal participation mass rations :**

Modes	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
	Sec												
<b>1</b>	<b>0.8531</b>	0.002	0.38	1E-05	0.002	0.38	1E-05	0.254	8E-04	0.111	0.254	8E-04	0.111
2	0.8211	0.465	0.01	2E-06	0.466	0.39	2E-05	0.006	0.198	0.07	0.26	0.198	0.181
3	0.7521	0.063	0.142	3E-07	0.529	0.531	2E-05	0.093	0.028	0.29	0.354	0.226	0.471
4	0.2585	2E-06	1E-08	0.001	0.529	0.531	0.001	2E-04	3E-04	4E-07	0.354	0.227	0.471
5	0.2263	1E-04	0.07	1E-06	0.529	0.601	0.001	0.044	3E-05	0.037	0.397	0.227	0.508
6	0.2094	0.035	0.04	9E-08	0.564	0.641	0.001	0.024	0.011	0.038	0.421	0.238	0.546
7	0.1943	0.092	0.013	3E-05	0.656	0.654	0.002	0.007	0.031	0.014	0.428	0.269	0.56
8	0.1885	7E-05	5E-05	3E-04	0.656	0.654	0.002	2E-05	9E-05	2E-04	0.428	0.269	0.56
9	0.1352	2E-06	9E-05	0.004	0.656	0.654	0.005	9E-05	0.004	1E-04	0.428	0.273	0.56
10	0.1253	1E-04	0.004	0.006	0.656	0.658	0.011	6E-04	7E-05	1E-05	0.429	0.273	0.56
11	0.1217	0.001	0.003	5E-04	0.657	0.662	0.012	0.001	4E-06	8E-05	0.43	0.273	0.56
12	0.1089	5E-05	0.003	0.062	0.657	0.665	0.074	0.005	0.017	0.004	0.435	0.29	0.564
13	0.1047	5E-06	0.02	0.033	0.657	0.685	0.107	0.018	0.013	0.016	0.453	0.303	0.581
14	0.1037	2E-05	7E-04	1E-04	0.657	0.685	0.107	1E-04	5E-04	1E-04	0.453	0.304	0.581
15	0.1023	6E-06	2E-05	0.109	0.657	0.685	0.217	0.014	0.033	9E-05	0.467	0.337	0.581
16	0.0975	3E-05	0.002	0.066	0.657	0.688	0.283	0.036	0.04	4E-04	0.503	0.377	0.581
17	0.0971	3E-08	5E-09	1E-06	0.657	0.688	0.283	2E-05	9E-07	4E-07	0.503	0.377	0.581
18	0.0969	3E-05	4E-05	0.01	0.657	0.688	0.293	2E-05	0.003	6E-04	0.503	0.38	0.582
19	0.0955	0.01	0.028	0.003	0.667	0.715	0.295	0.004	0.007	0.013	0.507	0.387	0.595
20	0.094	0.001	0.002	0.003	0.668	0.718	0.299	0.012	2E-04	8E-04	0.519	0.387	0.595

**Tableau VI.8 :** participation mass rations\_

**Interprétation des résultats :**

- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation suivant l'axe transversal (YY)
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de translation suivant l'axe transversal (XX)
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de torsion

Deformed Shape (EIGENMODES) - Mode 1; T = 0.85309; f = 1.17221

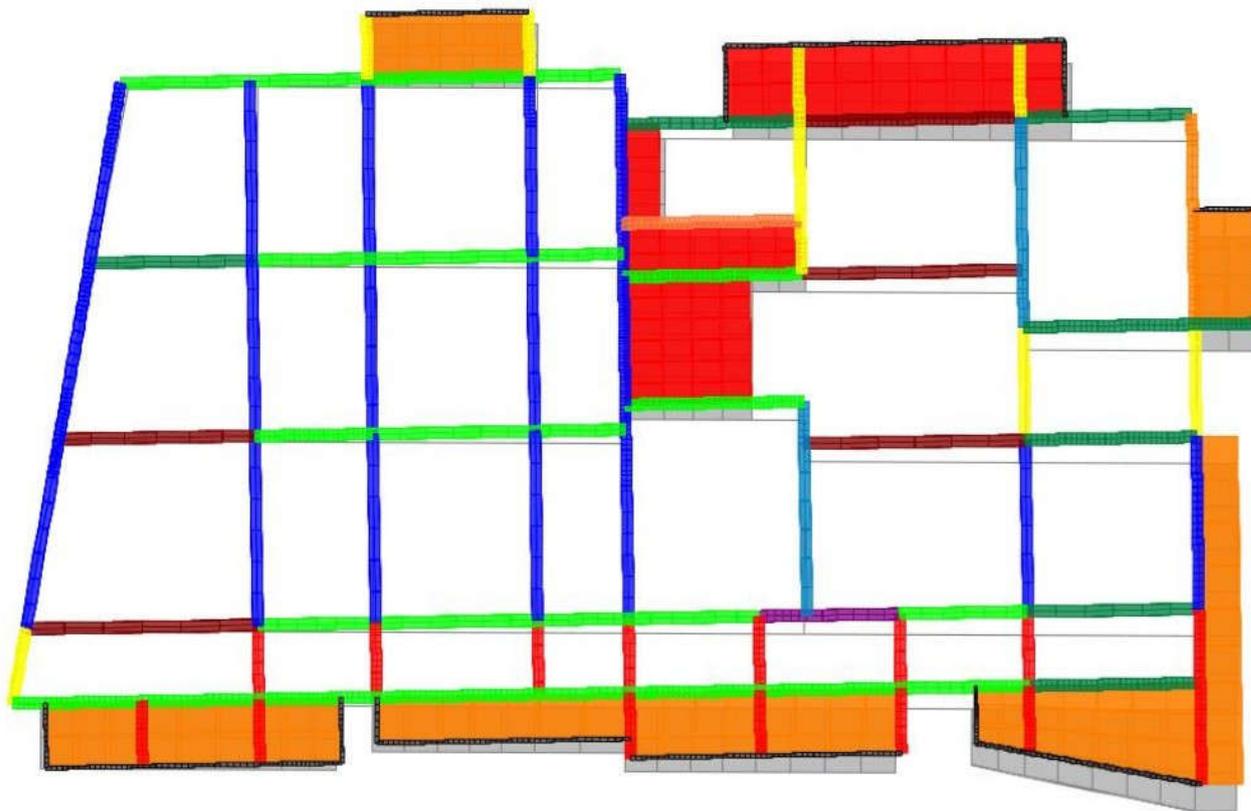
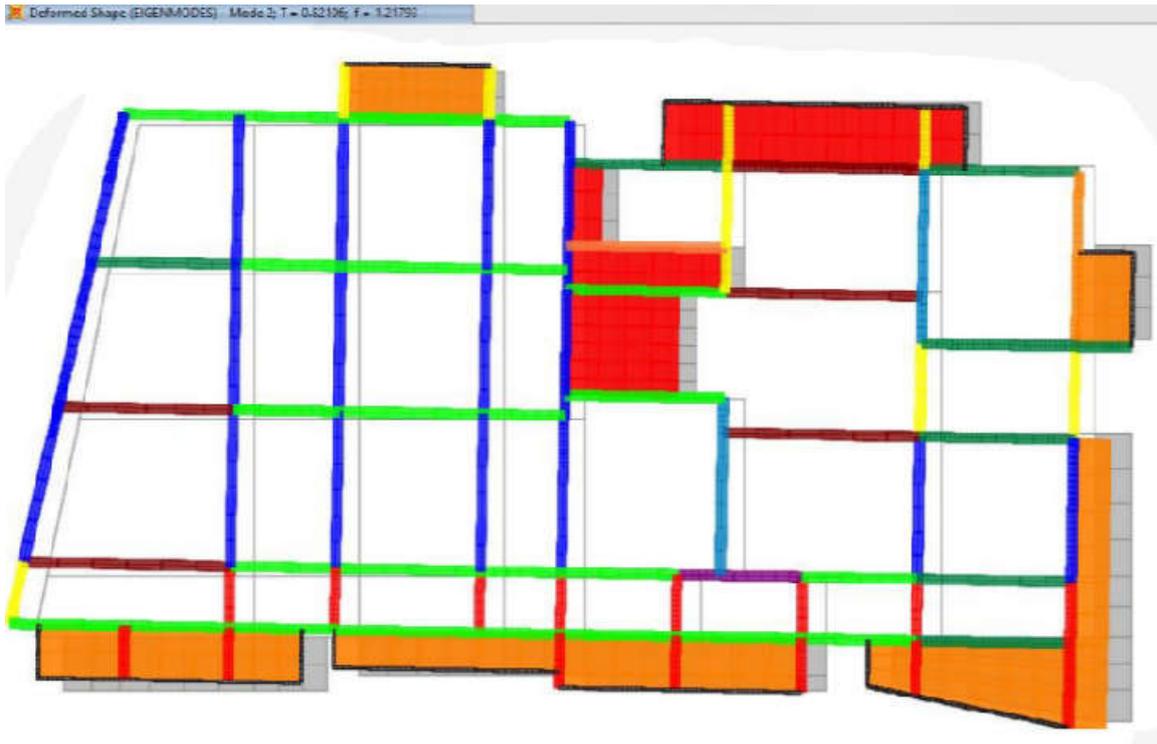
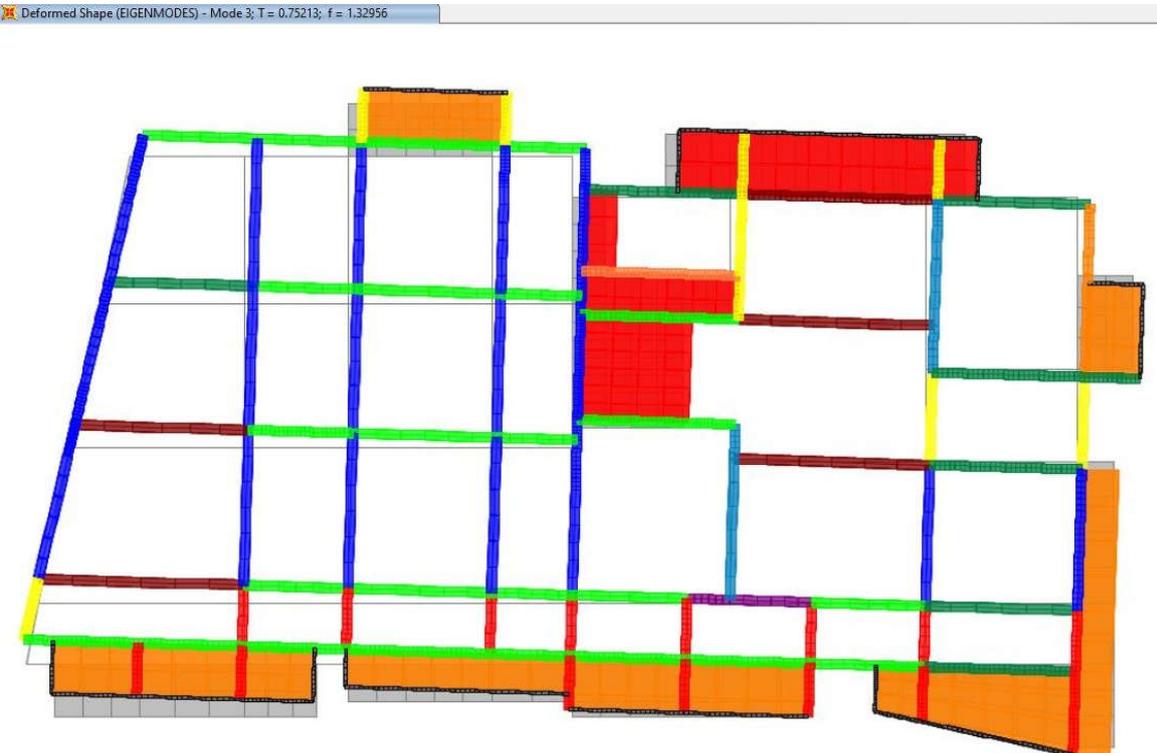


Figure VI.2 : participation mass rations



**Figure VI.3** : Mode 2 (translation) :  $T = 0.821s$



**Figure VI.4** : Mode 3 (translation) :  $T = 0.752s$

**VI.4.3.4 Vérification de la période numérique :****Art 4.2.4**

$$T_{SAP2000} = 0.678s$$

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimées a partir de formules empiriques au calculée par des méthode analytique ou numériques.

La formule empirique utilisée dans notre cas et la suivant :

$$T = C_T \times H_N^{3/4}$$

$H_N$  : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.

Tableau 4.6 : valeurs du coefficient  $C_T$

Cas n°	Système de contreventement	$G_T$
1	Portique auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portique auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Portique auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.050
4	Contreventement assure partiellement ou totalement par es voiles en béton armé, des pales triangulées et des murs en maçonnerie	0.050

**TableauVI.9** : valeurs du coefficient  $C_T$

Dans notre projet nous avons :

$$H_N = 32.39 \text{ m}$$

$$C_T = 0.050 \text{ (contreventement assuré par des voiles en béton armé)}$$

$$D'où T = 0.05 \times 32.39^{(3/4)} \Rightarrow T = 0.678$$

**VI.4.4 Comparaison entre la période numérique et empirique :**

Les valeurs de T calculée à partir des formules de Rayleigh ou des méthode numérique ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques de plus de 30%

$$T_{SAP2000} \leq T' = 1.30 \times T = 1.30 \times 0.678 = 0.8825s \Rightarrow 0.8532 < 0.8825 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

**VI.4.5 Déplacement maximum absolu de chaque niveau :** Art 4.4.3 (page 37)

Le déplacement horizontal à chaque niveau « K » de la structure est calculée comme suit

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement due aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement donné par le tableau 4.3 (page 28) , on a : R = 3.5

Le déplacement relatif au niveau « K » par port au niveau « K-1 »

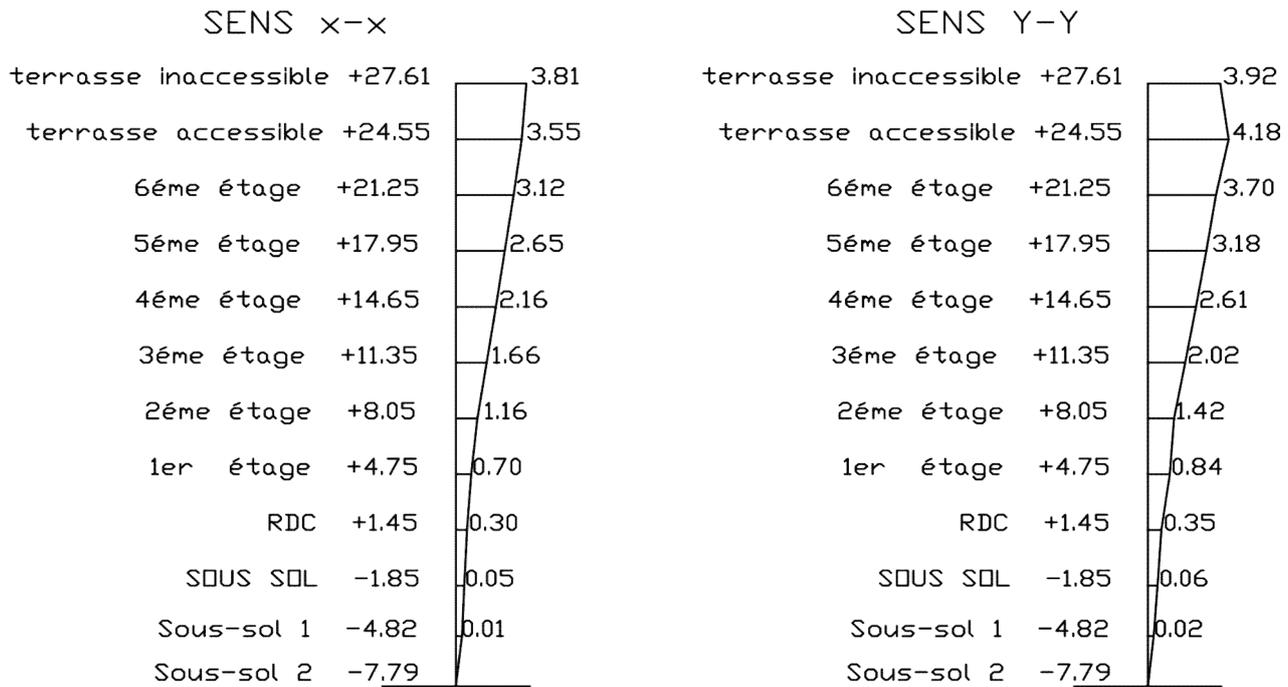
$$\Delta = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Après analyse par SAP2000 nous obtenu par  $\delta_{ek}$  les résultats suivants :

**Déplacements suivant le sens X-X et le sens Y-Y :**

Niveaux	$\delta_{ek}$ (Cm) sens X-X	$\delta_{ek}$ (Cm) sens Y-Y
Terrasse inaccessible	3.81	3.92
Terrasse accessible	3.55	4.18
6 <sup>ème</sup> étage	3.12	3.70
5 <sup>ème</sup> étage	2.65	3.18
4 <sup>ème</sup> étage	2.16	2.61
3 <sup>ème</sup> étage	1.66	2.02
2 <sup>ème</sup> étage	1.16	1.42
1 <sup>er</sup> étage	0.70	0.84
RDC	0.30	0.35
SOUS SOL	0.05	0.06
1 <sup>er</sup> entre sol	0.01	0.02
2 <sup>ème</sup> entre sol (-7.79)	0	0

**Tableau VI.10:** Déplacements suivant le sens X-X et le sens Y-Y



Nous obtenu pour  $\delta_{ek}$  (résultats tirés des tableaux ci-dessus donnés par le logiciel SAP2000) les graphes suivants :

**VI.4.6 Justification vis-à-vis de la déformation : Art 5.10 (page 40)**

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage, l'inégalité ci-dessus doit nécessaire être vérifiée :  $\Delta_k \leq \Delta_{adm}$

- $\Delta_{adm} = 0.01 h_e$  ; avec  $h_e$  : hauteur de l'étage K
- $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

**Tableau VI.11 : Vérification dans le sens X-X :**

Niveaux	$\delta_{ek}$ (Cm)	$\Delta_k$ (Cm)	$\Delta_{adm}$ (Cm)	Observation
Terrasse inaccessible	3.81	/	0.033	Vérifiée
Terrasse accessible	3.55	1.22	0.033	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> étage	3.12	1.22	0.033	Vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	2.65	1.26	0.033	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	2.16	1.23	0.033	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	1.66	1.19	0.033	Vérifiée

2 <sup>ème</sup> étage	1.16	1.08	0.033	Vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	0.70	1.01	0.033	Vérifiée
RDC	0.30	0.84	0.033	Vérifiée
SOUS SOL	0.05	0.71	0.033	Vérifiée
1 <sup>er</sup> entre sol	0.01	0.49	0.0297	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> entre sol (-7.79)	0	0.10	0.0297	Vérifiée

**Tableau VI.11** : Vérification du déplacement suivant le sens X-X

Les déplacements inter étages **Tableau VI.12** sont inférieure aux valeurs limites imposé par le **RPA99/version 2003. (Art 5.10)** accepte

**Vérification dans le sens Y-Y :**

Niveaux	$\delta_{ek}$ (Cm)	$\Delta_k$ (Cm)	$\Delta_{adm}$ (Cm)	Observation
Terrasse inaccessible	3.92	/	0.030	Vérifiée
Terrasse accessible	4.18	1.26	0.030	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> étage	3.70	1.33	0.030	Vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	3.18	1.36	0.030	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	2.61	1.33	0.030	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	2.02	1.29	0.030	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	1.42	1.19	0.030	Vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	0.84	1.12	0.030	Vérifiée
RDC	0.35	0.94	0.030	Vérifiée
SOUS SOL	0.06	0.77	0.030	Vérifiée
1 <sup>er</sup> entre sol	0.02	0.56	0.0297	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> entre sol	0	0.14	0.0297	Vérifiée

**Tableau VI.12** : Vérification du déplacement suivant le sens Y-Y

Les déplacement inter étages sont inférieure aux valeurs limites imposé par le **RPA99/version 2003. (Art 5.10)** accepte

**Après la vérification de l'effort normal réduit nous avons augmenter les sections des poteaux afin de satisfaire les exigences du RPA2003.**

**VI.4.7 Vérification à l'effort Normal réduit :Article 7.1.3.3****Poteaux 40x40 :**

$$v = \frac{N_d}{B \cdot f_{c28}} \leq 0.30 \quad \longrightarrow \quad v = 0.30 \leq 0.30 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**Poteaux 40x50 :**

$$v = \frac{N_d}{B \cdot f_{c28}} \leq 0.30 \quad \longrightarrow \quad v = 0.279 \leq 0.30 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Poteaux 40x60 :**

$$v = \frac{N_d}{B \cdot f_{c28}} \leq 0.30 \quad \longrightarrow \quad v = 0.282 \leq 0.30 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Poteaux 40x80 :**

$$v = \frac{N_d}{B \cdot f_{c28}} \leq 0.30 \quad \longrightarrow \quad v = 0.247 \leq 0.30 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

# CHAPITRE VI

## Ferraillage des éléments porteurs

**Introduction :**

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (SAP2000), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

**VII .1 Les poutres :**

Art 7.5.2.1 du RPA :

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

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en recouvrement.

La longueur de recouvrement est de :

- 40  $\emptyset$  en zone I et IIa.
- 50  $\emptyset$  en zone IIb et III.

Section d'armateurs	Amin (cm <sup>2</sup> )	Zone courante (cm <sup>2</sup> )	Zone de recouvrement (cm <sup>2</sup> )
Poutre (30 x 30)	4.50	36.00	54.00
Poutre (30 x 35)	5.25	42.00	63.00
Poutre (30 x 40)	6.00	48.00	72.00
Poutre (30 x 45)	6.75	54.00	81.00
Poutre (30 x 50)	7.50	60.00	90.00
Poutre (30 x 55)	8.25	66.00	99.00
Poutre (30 x 60)	9.00	72.00	108.00
Poutre (30 x 65)	9.75	78.00	117.00

**Tableau VII .1** : Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux

**Art 7.5.2.2 du RPA :**

La quantité d'armatures transversales minimales est déterminé comme suit :

$$At = 0.003 \times B$$

L'espacement maximum ente les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travées :  $S \leq \left(\frac{\square}{4} ; 12\phi l\right)$
- Dans la zone courante :  $S \leq \frac{\square}{2}$

	At	Lg de la zone nodale	Espacement zone nodale	Espacement zone courante
Poutre (30 x30)	2.70	60 cm	7.5cm	15 cm
Poutre (30 x35)	3.15	70 cm	8.75 cm	17.50 cm
Poutre (30 x40)	3.60	80 cm	10 cm	20 cm
Poutre (30 x45)	4.05	90 cm	11.25 cm	22.50 cm
Poutre (30 x50)	4.50	100 cm	12.50 cm	25 cm
Poutre (30 x55)	4.95	110 cm	13.75 cm	27.50 cm
Poutre (30 x60)	5.40	120 cm	15 cm	30 cm
Poutre (30 x65)	5.85	130 cm	16.25 cm	32.50 cm

**Tableau VII .2 :** La quantité minimale et l'espacement maximum d'armateurs transversal

Il y'a d'autres vérifications à faire concernant les espacements :

$$S_1 \leq \min ( 0.9d ; 40cm)$$

$$S_2 \leq \frac{At \cdot fe}{0,4bo}$$

$$S_3 \leq \frac{0,8 \cdot At \cdot fe}{bo \cdot (\tau u - 0,3 \cdot ft28)}$$

**NB :** nous présenterons manuellement tous les calculs d'armatures des poutres à L'ELU, suivant d'un exemple de vérifications à L'ELS puis le reste des vérifications (à L'ELS) seront effectuées avec le logiciel SAP2000

**VII .1.1 Calcul des éléments structuraux :**

Puisque notre bloc a dépassé les 30 mètres, nous avons pris en considération le calcul thermique.

La numérotation des combinaisons préconisées est la suivante :

Combinaisons 1 : ELU :  $1.35G + 1.5Q + 0.8T$

Combinaisons 2 : ELS :  $G + Q + 0.6T$

Combinaisons 3 :  $G + Q \pm Ex$

Combinaisons 4 :  $G + Q \pm Ey$

Combinaisons 5 :  $0.8G \pm Ex$

Combinaisons 6 :  $0.8G \pm Ey$

**G :** Charge permanente

**Q :** Charge d'exploitation

**T :** Température

Concernant les moments max, on prendra les efforts les plus sollicités entre ELU & ELA, Etat limite ultime et état limite accidentel.

**A. Sens x-x :**

**Poutre (30 x 30)**

**ELA:**

<b>M<sub>U</sub>-appuis</b> (KN.m)	<b>M<sub>U</sub>-travée</b> (KN.m)	Combinaison
31.04	21.32	G+Q±Ex

- **En appuis :**

$M_{appuis} = 31.04 \text{ KN.m}$

$$* \mu = \frac{M \times 10^3}{\sigma_{bc} \times b \times d^2}$$

$$\mu = \frac{31.04 \times 10^3}{18.50 \times 30 \times 27^2} = 0.077 \leq L \quad A' = 0$$

$$* \alpha = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{(1 - 2\mu)} \right] \Rightarrow 1.25 \left[ 1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.077)} \right]$$

$$\alpha = 0.10$$

$$* z = (1 - 0.4 \alpha) \times d \Rightarrow (1 - 0.4 \times 0.10) \times 27$$

$$z = 25.92 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M \times 10^3}{\sigma_s \times z} = \frac{31.04 \times 10^3}{500 \times 25.92} = 2.39 \text{ cm}^2$$

**Choix : 3HA14 filants (4.62 cm<sup>2</sup>)**

• **En travée :**

$$M_{\text{travée}} = 21.32 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M \times 10^3}{\sigma_{bc} \times b \times d^2}$$

$$\mu = \frac{21.32 \times 10^3}{18.50 \times 0.30 \times 270^2} = 0.053 \leq L \quad A' = 0 \quad \alpha = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{(1 - 2\mu)} \right]$$

$$= 0.19$$

$$\alpha = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{(1 - 2\mu)} \right] \Rightarrow 1.25 \left[ 1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.053)} \right]$$

$$\alpha = 0.063$$

$$z = (1 - 0.4 \alpha) \times d \Rightarrow (1 - 0.4 \times 0.063) \times 27$$

$$z = 260.32 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M \times 10^3}{\sigma_s \times z} = \frac{21.32 \times 10^3}{500 \times 26.32} = 1.62$$

**Choix : 3HA14 filants (4.62 cm<sup>2</sup>)**

ELS :

$M_{U\text{-appui}}$ (KN.m)	$M_{U\text{-travée}}$ (KN.m)	Combinaison
-8.04	2.66	G+Q±Ex

**VII .1.2 Vérification a l'ELS :**• **En appuis :**- **Positions de l'axe neutre :**

$$by^2 + 30.As.y - 30.As.d = 0$$

$$As = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$30y^2 + (30 \times 4.62)y - (30 \times 4.62) \times 27 = 0$$

$$30.y^2 + 138.60y - 3742.20 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 655.63255 \text{ cm} \qquad y = 8.62 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 As(d - y)^2$$

$$I = \frac{30 \times 8.62^3}{3} + (15 \times 4.62)(27 - 8.62)^2$$

$$I = 29816.27 \text{ cm}^4$$

$$M_{ser} = 8.04 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{8.04 \times 10^3 \times 8.62}{29816.27} = 2.32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{adm} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} ,$$

$$\sigma_{bc} = 2.32 \text{ Mpa} < \sigma_{adm} = \mathbf{15 \text{ Mpa}} \quad (\text{condtions vérifiée})$$

- **En travée :**

**Positions de l'axe neutre :**

$$b \cdot y^2 + 30 A_s \cdot y - 30 A_s \cdot d = 0$$

$$A_s = \mathbf{4.62 \text{ cm}^2}$$

$$30y^2 + (30 \times 4.62)y - (30 \times 4.62) \times 27 = 0$$

$$30 \cdot y^2 + 138.60 - 3742.20 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 655.63255 \text{ cm} \quad y = 8.62 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 A_s(d - y)^2$$

$$I = \frac{30 \times 10.48^3}{3} + (15 \times 4.62)(27 - 8.62)^2$$

$$I = 29816.27 \text{ cm}^4$$

$$M_{ser} = 2.66 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{2.66 \times 10^3 \times 8.62}{29816.27} = 0.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{adm} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} ,$$

$$\sigma_{bc} = 0.77 \text{ Mpa} < \sigma_{adm} = 15 \text{ Mpa} \quad (\text{condtions vérifiée})$$

NB : comme la fissuration est considérée comme peu préjudiciable, il n'y a aucune limite pour  $\sigma_{sadm}$

## B .Sens Y-Y :

**Poutre (30 x 30)**

**ELA :**

$M_{U\text{-appuis}}$ (KN.m)	$M_{U\text{-travée}}$ (KN.m)	Combinaison
-80.56	69.20	G+Q±Ex

- **En appuis :**

$$M_{\text{appui}} = 80.56 \text{ KN.m}$$

$$* \mu = \frac{M \times 10^3}{\sigma_{bc} \times b \times d^2}$$

$$\mu = \frac{80.56 \times 10^3}{18.50 \times 30 \times 27^2} = 0.20 \leq L \quad A' = 0$$

$$* \alpha = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{(1 - 2\mu)} \right] \Rightarrow 1.25 \left[ 1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.20)} \right]$$

$$\alpha = 0.275$$

$$* z = (1 - 0.4 \alpha) \times d \Rightarrow (1 - 0.4 \times 0.275) \times 27$$

$$z = 24.03 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M \times 10^3}{\sigma_s \times z} = \frac{80.56 \times 10^3}{500 \times 24.03} = 6.70 \text{ cm}^2$$

**Choix : 3HA14 + 2HA14 filants (7.70 cm<sup>2</sup>)**

- **En travée :**

$$M_{\text{travée}} = 69.20 \text{ m}$$

$$* \mu = \frac{M \times 10^3}{\sigma_{bc} \times b \times d^2}$$

$$\mu = \frac{69.20 \times 10^3}{18.50 \times 30 \times 27^2} = 0.17 \leq L \quad A' = 0 \quad \alpha = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{(1 - 2\mu)} \right]$$

$$= 0.19$$

$$* \alpha = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{(1 - 2\mu)} \right] \Rightarrow 1.25 \left[ 1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.17)} \right]$$

$$\alpha = 0.24$$

$$* z = (1 - 0.4 \alpha) \times d \Rightarrow (1 - 0.4 \times 0.24) \times 27$$

$$z = 24.46 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M \times 10^3}{\sigma_s \times z} = \frac{69.20 \times 10^3}{500 \times 24.46} = 5.65 \text{ cm}^2$$

**Choix : 3HA14 + 1HA14 + (6.16 cm<sup>2</sup>)**

**ELS :**

<b>M<sub>U</sub>-appuis</b> (KN.m)	<b>M<sub>U</sub>-travée</b> (KN.m)	Combinaison
-37.16	20.67	G+Q±Ex

**Vérification a l'ELS :**

- En appuis :**

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

$$by^2 + 30.As.y - 30.As.d = 0$$

$$As = 7.70 \text{ cm}^2$$

$$30y^2 + (30 \times 7.70)y - (30 \times 7.70) \times 27 = 0$$

$$30.y^2 + 231y - 6237 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 833.71 \text{ cm} \quad y = 10.045 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 As(d - y)^2$$

$$I = \frac{30 \times 10.045^3}{3} + (15 \times 7.70)(27 - 10.045)^2$$

$$I = 43338.63 \text{ cm}^4$$

$$M_{ser} = 37.16 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{37.16 \times 10^3 \times 10.045}{43338.63} = 8.61 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{adm} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} ,$$

$$\sigma_{bc} = 8.61 \text{ Mpa} < \sigma_{adm} = 15 \text{ Mpa} \quad (\text{condtions vérifiée})$$

• **En travée :**

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

$$b \cdot y^2 + 30 A_s \cdot y - 30 A_s \cdot d = 0$$

$$A_s = 6.16 \text{ cm}^2$$

$$30y^2 + (30 \times 6.16)y - (30 \times 6.16) \times 27 = 0$$

$$30 \cdot y^2 + 184.80y - 4989.60 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 751.40 \text{ cm} \quad y = 9.44 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 A_s(d - y)^2$$

$$I = \frac{30 \times 9.44^3}{3} + (15 \times 6.16)(27 - 9.44)^2$$

$$I = 36904.20 \text{ cm}^4$$

$$M_{ser} = 20.68 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{20.68 \times 10^3 \times 9.44}{36904.20} = 5.28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{adm} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} ,$$

$$\sigma_{bc} = 5.28 \text{ Mpa} < \sigma_{adm} = 15 \text{ Mpa} \quad (\text{condtions vérifiée})$$

NB : comme la fissuration est considérée comme peu préjudiciable, il n'y a aucune limite pour  $\sigma_{sadm}$

• Le tableau suivant illustre toutes les vérifications à L'ELA et à L'ELS :

Sens	b x h (cm <sup>2</sup> ) Sens	M <sub>ser</sub> (KN.m)		A <sub>s1</sub> (Cm <sup>2</sup> ) (Appuis)	A <sub>s2</sub> (Cm <sup>2</sup> ) (Travées)	σ <sub>bc</sub> (MPa)		σ <sub>sadm</sub> ( MPa)
		Appuis	Travées	Appuis	Travées	Appuis	Travées	
	<b>30 x 30</b>	-31.04	21.32	4.62	4.62	2.32	0.77	15
	<b>30 x 35</b>	-	122.04	10.65	8.64	8.17	5.76	15

X-X		139.65						
	30 x 40	- 178.57	108.19	12.66	7.69	7.92	13.62	15
	30 x 55	- 402.90	252.08	20.33	14.04	8.06	4.96	15
Y-Y	30 x 30	-80.65	69.20	7.70	6.16	8.61	5.28	15
	30 x 35	- 187.20	221.79	17.19	20.33	6.25	2.89	15
	30 x 40	- 194.23	151.59	14.05	10.65	8.73	6.20	15
	30 x 45	- 193.87	131.51	12.66	7.70	5.41	6.98	15
	30 x 50	-49.38	36.02	4.62	4.62	4.45	3.35	15
	30 x 55	-73.13	58.45	4.62	4.62	6.99	5.58	15

Tableau VII .3 : les vérifications des poutres à L'ELA et à L'ELS

Nous constatons ainsi que toutes les vérifications sont satisfaites.

Sens	b x h (cm <sup>2</sup> ) Sens	A	
		Appuis	Travées
X-X	30 x 30	3T14	3T14
	30 x 35	3T14+3T16	3T14+2T16
	30 x 40	3T14+4T16	3T14+2T16
	30 x 55	3T14+5T20	3T14+3T20

<b>Y-Y</b>	<b>30 x 30</b>	3T14+2T14	3T14+1T14
	<b>30 x 35</b>	3T14+4T20	3T14+5T20
	<b>30 x 40</b>	3T14+3T20	3T14+3T16
	<b>30 x 45</b>	3T14+4T16	3T14+2T14
	<b>30 x 50</b>	3T14	3T14
	<b>30 x 55</b>	3T14	3T14
	<b>30 x 60</b>	4T14+4T16	4T14+4T16

Tableaux VII .4: Ferrallaige des poutres

**VII .1 Les poteaux :****VII .1.2 Armateurs longitudinaux :****Art 7.4.2.1 du RPA :**

Les armateurs longitudinaux doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de :
  - ✓ 0.7 % en zone I.
  - ✓ 0.8 % en zone IIa.
  - ✓ 0.9 % en zone IIb et III.
  
- Leur pourcentage maximal sera de :
  - ✓ 4 % en zone courante.
  - ✓ 6 % en zone de recouvrement.

- La longueur minimale de recouvrements :
  - ✓ 40 Ø en zones I et IIa.
  - ✓ 50 Ø en zones IIb et III.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
  - ✓ 25 cm en zones I et IIa.
  - ✓ 20 cm en zones IIb et III.

Désignation	Amin (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )		Amax (cm <sup>2</sup> )	
		Z – courant	Z - recouvrement	Z – courant	Z - recouvrement
Poteau 35 x 35	11.025 cm <sup>2</sup>	49.00 cm <sup>2</sup>	73.50 cm <sup>2</sup>	49.00 cm <sup>2</sup>	73.50 cm <sup>2</sup>
Poteau 40 x 40	14.40 cm <sup>2</sup>	64.00 cm <sup>2</sup>	96.00 cm <sup>2</sup>	64.00 cm <sup>2</sup>	96.00 cm <sup>2</sup>
Poteau 40 x 45	18.00 cm <sup>2</sup>	80.00 cm <sup>2</sup>	120.00 cm <sup>2</sup>	80.00 cm <sup>2</sup>	120.00 cm <sup>2</sup>
Poteau 40 x 50	21.60 cm <sup>2</sup>	96.00 cm <sup>2</sup>	144.00 cm <sup>2</sup>	96.00 cm <sup>2</sup>	144.00 cm <sup>2</sup>
Poteau 40 x 60	28.80 cm <sup>2</sup>	128.00 cm <sup>2</sup>	192.00 cm <sup>2</sup>	128.00 cm <sup>2</sup>	192.00 cm <sup>2</sup>

**Tableau VII.5 :** le pourcentage minimal et maximal des armatures longitudinales

Les sollicitations de ces poteaux sont des efforts normaux et des moments fléchissant leurs ferraillements se feront en flexions composée avec une fissuration peu préjudiciable.

Les armateurs seront calculés selon le tableau suivant :

**POTEAUX 35x35**

Notation	Désignation	Valeurs en KN (ELA)	Désignation	Valeurs en KN (ELA)
1 <sup>er</sup> cas	M <sub>2max</sub>	162.11 KN.m	N <sub>cor</sub>	473.10 KN
2 <sup>ème</sup> cas	M <sub>3max</sub>	77.88 KN.m	N <sub>cor</sub>	112.74 KN
3 <sup>ème</sup> cas	N <sub>max</sub>	1503.97 KN	M <sub>2cor</sub>	64.57 KN.m
			M <sub>3cor</sub>	12.87 KN.m
4 <sup>ème</sup> cas	N <sub>max</sub>	1045.07 KN	M <sub>2cor</sub>	15.32 KN.m
			M <sub>3cor</sub>	1.11 KN.m

**Tableau VII.7 :** Calcul les armatures du poteaux 35x35

**POTEAUX 40x40**

Notation	Désignation	Valeurs en KN (ELA)	Désignation	Valeurs en KN (ELA)
1 <sup>er</sup> cas	$M_{2max}$	195.58 KN.m	$N_{cor}$	432.20 KN
2 <sup>ème</sup> cas	$M_{3max}$	231.01 KN.m	$N_{cor}$	359.96 KN
3 <sup>ème</sup> cas	$N_{max}$	3072.67 KN	$M_{2cor}$	50.71 KN.m
			$M_{3cor}$	14.92 KN.m
4 <sup>ème</sup> cas	$N_{max}$	2347.12 KN	$M_{2cor}$	22.65 KN.m
			$M_{3cor}$	78.08 KN.m

**Tableau VII.8 :** Calcul les armatures des poteaux 40x40

**POTEAUX 40x45**

Notation	Désignation	Valeurs en KN (ELA)	Désignation	Valeurs en KN (ELA)
1 <sup>er</sup> cas	$M_{2max}$	172.30 KN.m	$N_{cor}$	968.44 KN
2 <sup>ème</sup> cas	$M_{3max}$	160.77 KN.m	$N_{cor}$	782.85 KN
3 <sup>ème</sup> cas	$N_{max}$	1685.74 KN	$M_{2cor}$	2.55 KN.m
			$M_{3cor}$	9.84 KN.m

**Tableau VII.9 :** Calcul les armatures des poteaux 40x50

**POTEAUX 40x50**

Notation	Désignation	Valeurs en KN (ELA)	Désignation	Valeurs en KN (ELA)
1 <sup>er</sup> cas	$M_{2max}$	159.89 KN.m	$N_{cor}$	1091.07 KN
2 <sup>ème</sup> cas	$M_{3max}$	187.45 KN.m	$N_{cor}$	167592 KN
3 <sup>ème</sup> cas	$N_{max}$	2005.05 KN	$M_{2cor}$	2.87 KN.m
			$M_{3cor}$	18.60 KN.m

**Tableau VII.10 :** Calcul les armatures des poteaux 40x60

POTEAUX 40x60

Notation	Désignation	Valeurs en KN (ELA)	Désignation	Valeurs en KN (ELA)
1 <sup>er</sup> cas	M <sub>2max</sub>	29.85 KN.m	N <sub>cor</sub>	1121.72 KN
2 <sup>ème</sup> cas	M <sub>3max</sub>	160.88 KN.m	N <sub>cor</sub>	723.31 KN
3 <sup>ème</sup> cas	N <sub>max</sub>	2388.54 KN	M <sub>2cor</sub>	7.50 KN.m
			M <sub>3cor</sub>	14.94 KN.m

Tableau VII.11 : Calcul les armatures des poteaux 40x80

Poteaux	Dimensions (cm <sup>2</sup> )	Adoptée (cm <sup>2</sup> )	
		Cas 1	Cas 2
I	30 :30	8T14	8T12
II	35 :35	8T14	8T14
III	40 :40	8T16	8T16
IV	40 :50	10T16	10T16
V	40 :60	12T16	12T16
VI	40 :80	16T16	16T16

Tableau VII.12 : Sections d'armatures des poteaux.

**B. Armatures transversales :**

Art 7.4.2.2 du RPA :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{P_a P_v}{\square_1 f_e}$$

Vu : est l'effort tranchant de calcul.

H1 : hauteur totale de la section brut.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armateurs transversales.

$\alpha$  : est un coefficient correcteur qui tient compte de la fragilité de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à 2.5 si  $\lambda \geq 5$ .

$t$  : est l'espacement des armatures transversales.

L'espacement «  $t$  » est établi comme suit :

Dans la zone nodale :

$$t \leq \text{Min}(10\phi l ; 15 \text{ cm}) \text{ en zones I et IIa}$$

$$t \leq 10 \text{ cm en zones IIb et III}$$

Dans la zone courante :

$$t' \leq 15\phi l \text{ en zones I et IIa}$$

$$t' \leq \text{Min}(10\phi l ; 15 \text{ cm}) \text{ en zones IIb et III}$$

	V (KN)	$\tau = \frac{V}{b.d}$ (Mpa)	$\tau_{adm}$ (Mpa)
Poteau 30 x 30	46.08	0.06	3.25
Poteau 35 x 35	195.77	0.18	3.25
Poteau 40 x 40	164.97	0.11	3.25
Poteau 40 x 50	126.74	0.07	3.25
Poteau 40 x 60	297.84	0.14	3.25
Poteau 40 x 80	63.50	0.02	3.25

Tableau VII.13 : Vérification spécifiques

### V.3 Les voiles :

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique algérien RPA 99/version 2003.

Sous l'action des forces horizontales (séisme, vent) ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- ✓ Moment fléchissant et effort tranchant provoqué par l'action de séisme.

- ✓ Effort normal dû à la combinaison des charge permanentes, d'exploitation et la charge sismique.

Le ferraillage es voiles comprend essentiellement :

- ✓ Dans le plan horizontal  $\Rightarrow$  des aciers horizontaux
- ✓ Dans le plans verticales  $\Rightarrow$  des aciers verticaux

La section en flexion composée peut être :

- Partiellement comprimée « SPC ».
- Entièrement comprimée « SEC ».
- Entièrement tendue « SET ».
- Les vérifications seront faites selon les recommandations du RPA / version 2003.
- 

### **A. Aciers verticaux :**

#### **Article 7.7.4.1 du RPA**

La disposition du ferraillage vertical se fera de telle sort qu'il répondra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des imposées par le RPA 99/version 2003.

L'effort de tractions engendré dans un partie du voile doit être reprise en totalité par les armateurs dont le pourcentage minimal est de 0.20%de la section horizontale du béton tendu.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient ligatures avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si des 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 à la partie supérieure, toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrements).

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

### **B. Aciers horizontaux :**

#### **Article 7.7.4.2 du RPA**

Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile, elles doivent être munies de crochets a (135°) ayant une longueur de  $10\phi$ .

Dans le cas où il existe 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 :**

#### **Article 7.7.4.3 du RPA**

Le pourcentage minimum d'armateurs 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 plus petite deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e \quad e: \text{épaisseurs du voile}$$

$$S \leq 30\text{cm}$$

Les deux nappes d'armateurs doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré, dans chaque nappe les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieurs.

Le diamètre  $\phi_t$  des épingles est :

- $\phi_t = 6 \text{ mm}$  lorsque  $\phi_v \leq 20 \text{ mm}$
- $\phi_t = 8 \text{ mm}$  lorsque  $\phi_v > 20 \text{ mm}$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exceptions des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseurs du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

- $40\phi$  pour les barres situées dans les zones de reversement du signe des effort est possible
- $20\phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'actions de toutes les combinaisons possibles des charges.

**D. Méthode de calcul :**

Pour la détermination de sections des armateurs longitudinales, nous utiliserons **la méthode de R.D.M** (la méthode par tronçons).

Cette méthode vise à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction par les formules suivantes :

$$\sigma_{1-2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M \times V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : moment fléchissant appliqué

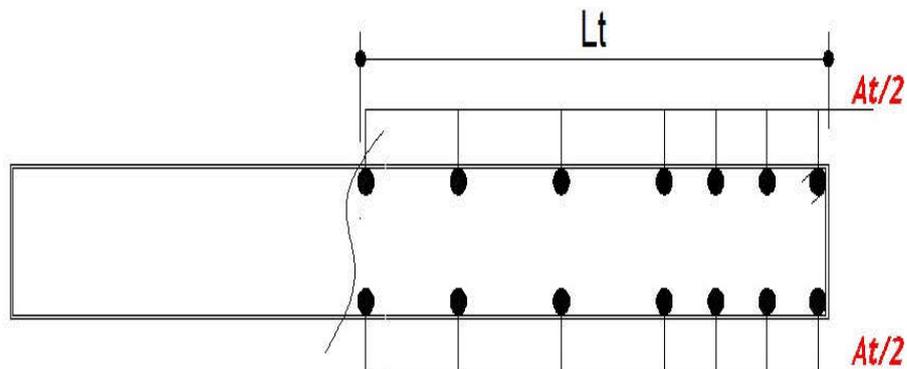
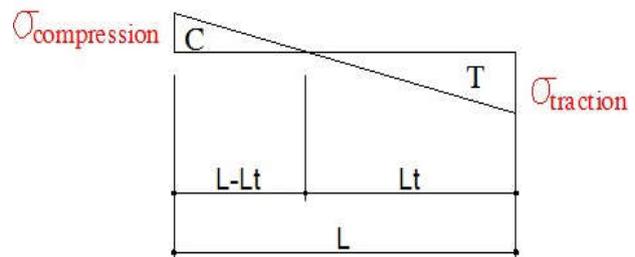
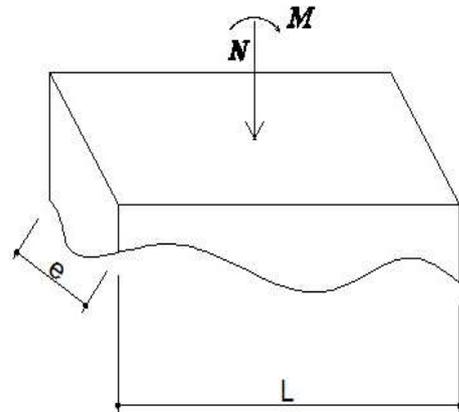
S : section transversale du voile

I : inertie du voile

V : bras de levier,  $V = \frac{L_{voile}}{2}$

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \times L$$

$$F_t = \frac{L \times \sigma_t \times e}{2}$$



# CHAPITRE VIII

## Etude de l'infrastructure

**VIII.1 Introduction :**

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

**VIII.2 Stabilité des fondations :**

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action :

- Des sollicitations dues à la superstructure qui sont : des forces verticales ascendantes ou descendantes, des forces obliques, des forces horizontales et des moments de flexion ou de torsion ;
- Des sollicitations dues au sol qui sont : des forces verticales ascendantes ou descendantes et des forces obliques (adhérence, remblais...).

Les massifs de fondations doivent être stables ; c'est-à-dire qu'ils ne doivent donner lieu à des tassements que si ceux-ci permettent la tenue de l'ouvrage ; des tassements uniformes sont admissibles dans certaines limites ; mais des tassements différentiels sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage. Il est donc nécessaire d'adapter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage : L'étude géologique et géotechnique a pour but de préciser le type, le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

**VIII.3 Choix du type de fondation :**

Avec un taux de travail admissible du soi d'assise qui est égal à  $2\bar{\sigma}$ , il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante.
- Radier évidé.
- Radier général.

**VIII.4 choix du type de fondation dépend du :**

Type d'ouvrage construire.

La nature et l'homogénéité du bon sol.

La capacité portance de terrain de fondation.

La charge totale transmise au sol.

La raison économique.

La facilité de réalisation.

- ✓ Le type de fondation préconisé pour notre structure est des semelles filantes, mais après le pré dimensionnement, les semelles deviennent très larges et tendent à occuper
- ✓ tout l'entraxe des poteaux, on opte alors pour **un radier général** a fin de limiter en maximum, les tassements notamment différentielles.

Nous proposons en premier cas des semelles isolée pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à **50%** de la surface totale du bâtiment

$$(S_{\text{Semelle}} / S_{\text{Bâtiment}} < 50\%)$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$A \times B \geq N / \sigma_{\text{sol}}$$

on a une semelle et un poteau homothétique :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b}$$

$$A = \frac{a}{b} \times B$$

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times N / \sigma_{\text{sol}}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{0.4}{0.8} \times \frac{11.01664}{0.20}}$$

$$B = 5,24\text{m}$$

$$S_{\text{semelle}} = B^2 \times \text{Nombr}$$

de poteaux

$$= 5.24^2 \times 44$$

$$S_{\text{semelle}} = 1208.13 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 794.725 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bat}}} = 152.02 \geq 50\%$$

### VIII.5 Vérification du chevauchement:

On a : la Surface totale du bâtiment :  $S_b = 794.725 \text{ m}^2$

Faisant le rapport  $S_s / S_b$ , on déduit :

La surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles, pour cela j'ai opté pour un radier général comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont:

- L'augmentation de la surface de la semelle, minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution

#### 1. Voile périphérique :

##### Calcul de la poussée des terres :

La contrainte engendrée par la poussée des terres est noté (q). Elle est due au poids volumique des terres. Elle est calculée par la relation suivante :

$$Q = \gamma d x h x$$

où :

$\gamma d$  : est le poids spécifique du remblai ;

h : est la hauteur du mur voile t

K : le coefficient de poussée.

$$K=0,2$$

$$Q = 17 \times 0,27 \times 2,97$$

$$Q = 13,63 \text{ kN/m}^2$$

La contrainte engendrée par la poussée due au remblai (P). Elle est due à la surcharge du remblai. Elle est calculée par la relation suivante :

$$P = p \times K$$

$$p = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$P = 5 \times 0,27$$

$$P = 1,35 \text{ kN/m}^2$$

**Combinaisons d'action et calcul de sollicitations**

$$q_u = 1,35 \times Q + 1,5 \times P$$

$$q_u = 1,35 \times 13,6 + 1,5 \times 1,35$$

$$q_u = 20,39 \text{ kN/m}^2$$

$$q_s = Q + P$$

$$q_s = 13,6 + 1,35$$

$$q_s = 14,95 \text{ kN/m}^2$$

### Calcul des rapports de dimensions

$$\rho = l_x / l_y$$

$$\frac{611}{670} =$$

$$\rho = 0,91$$

$\rho > 0.4$  La dalle travaille dans deux sens

Calcul des moments caractéristiques

$$U_x = 0,0447$$

$$U_y = 0,8036$$

$$M_{Ox} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$= 0,0447 \times 20,39 \times 6,7^2$$

$$40,91 \text{ KN.m}$$

$$M_{Oy} = \mu_y \times M_{Ox}$$

$$= 0,8036 \times 40,91$$

$$= 32,90 \text{ KN.m}$$

### Calcul des moments en travée et en appui

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

$$M_a = -0,5 \times M_o$$

### Calcul des armatures longitudinales

#### En appui :

sens x-x

$$M = -20,46 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = 0,85 \times (f_{cj} / \theta \cdot \gamma_b)$$

$$\sigma_{bc} = 0,85 \times (25/1 \times 1,15)$$

$$\sigma_{bc} = 18,48$$

$$d = 0,9 \times h \quad d = 0,9 \times 20$$

$$d = 18 \text{ cm}$$

$$U = \frac{Mu}{b \times \sigma_{bc} \times d^2}$$

$$= \frac{20.46}{100 \times 18^2 \times 18,48}$$

$$= 0,034$$

$$U \geq U_{ab} = 0,186$$

pivot A

$$A'_u = 0$$

$$= \frac{f_e}{\gamma_s \times 500}$$

$$= \frac{1.15}{1.15}$$

$$= 434.8$$

$$a = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times U})$$

$$a = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,043})$$

$$a = 0,044$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha$$

$$\beta = 0,96$$

$$A_u = \frac{Mu}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$A_u = \frac{20.46}{340 \times 0.96 \times 18}$$

$$A_u = 3.40 \text{ cm}^2$$

4T12

En travée :

$$M=30.68 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{b_c} = 0.85 \times (f_{cj} / \theta \cdot \gamma_b)$$

$$\sigma_{b_c} = 0.85 \times (25/1 \times 1.15)$$

$$\sigma_{b_c} = 18,48$$

$$d = 0,9 \times h \longrightarrow d = 0,9 \times 20$$

$$d = 18\text{cm}$$

$$U = \frac{Mu}{b \times \sigma_{bc} \times d^2}$$

$$= \frac{30.68}{100 \times 18^2 \times 18,48}$$

$$U = 0,031$$

$$U \geq U_{ab} = 0,18$$

Pivot A

$$A'_u = 0$$

$$a = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times U})$$

$$a = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,031})$$

$$a = 0,0027$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha$$

$$\beta = 0,99$$

$$A_u = \frac{Mu}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$A_u = \frac{30,68}{340 \times 0,99 \times 18^2}$$

$$A_u = 4,94 \text{ cm}^2$$

5T12

### En appui

sens y-y

$$M = -16,45 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = 0,85 \times (f_{cj} / \theta \cdot \gamma_b)$$

$$\sigma_{bc} = 0,85 \times (25 / 1 \times 1,15)$$

$$\sigma_{bc} = 18,48$$

$$d = 0,9 \times h \quad d = 0,9 \times 20$$

$$d = 18 \text{ cm}$$

$$d = 0,9 \times h \quad d = 0,9 \times 20$$

$$U = \frac{Mu}{b \times \sigma_{bc} \times d^2}$$

$$= \frac{16,45}{100 \times 18^2 \times 18,48}$$

$$= 0,027$$

$$U \geq U_{ab} = 0,18$$

Pivot A

$$A'_u = 0$$

$$= \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$= \frac{500}{1,15}$$

$$= 434,8$$

$$a = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times U})$$

$$a = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,027})$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha$$

$$\beta = 0,95$$

$$A_u = \frac{Mu}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$A_u = \frac{16,45}{340 \times 0,94 \times 18}$$

$$A_u = 2,67 \text{ cm}^2$$

3T12

En travée :

$$M = 24,68 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = 0,85 \times (f_{cj} / \theta \cdot \gamma_b)$$

$$\sigma_{bc} = 0,85 \times (25 / 1 \times 1,15)$$

$$d = 0,9 \times h_d = 0,9 \times 20 \longrightarrow$$

$$U = \frac{Mu}{b \times \sigma_{bc} \times d^2}$$

$$d = 18 \text{ cm}$$

$$= \frac{24,68}{100 \times 18^2 \times 18,48}$$

$$= 0,041$$

$$U \geq U_{ab} = 0,186 \text{ pivot A}$$

$$A'_u = 0$$

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

$$a = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times U})$$

$$a = 1,25 \times (\sqrt{1 - 2 \times 0,0249})$$

$$a = 0,057$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha$$

$$\beta = 0,98$$

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$A_u = \frac{24.68}{348 \times 0,98 \times 18}$$

$$A_u = 4.02 \text{ cm}^2$$

5T12

$$8T32 = 64.31 \text{ cm}^2$$

**VIII .6 Pré dimensionnement du radier :****Epaisseur de la table :**  $e \geq L/20$ Avec : (e) : épaisseur du radier &(L) : longueur max. entre points d'appuis.  $L_{\max} = 6.70\text{m}$ Soit :  $e / 33.5\text{cm}$       On prendra 50cm**Hauteur des nervures :**  $h \geq L/10$ 

Avec : (h) hauteur de la nervures &amp;(L) longueur max. entre points d'appuis.

Soit :  $h / 67.00\text{cm}$             On prendra  $h=120\text{cm}$  ;  $l = 40\text{cm}$ **VIII 6.1 Vérification de la contrainte du sol à l'état limite de service (ELS) :**

$$\sum N_{\text{ser}} = 80373.179 \text{ KN (toutes les réactions)}$$

$$S : \text{Surface totale du radier} = 807.85 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{radier}} = P_{\text{table}} + P_{\text{nervures}} = 10098.125 + 2144.45 = 12242.57 \text{ KN}$$

$$\sigma = 92615.75 / 807.85 = 114.64 \text{ KN/m}^2 < 250 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

(La largeur de la nervure = 40cm)

**VIII 6.2 Vérification de la contrainte du sol à l'état limite accidentel (ELA) :**

$$\sum N_a = 199046.208 \text{ KN (toutes les réactions)}$$

$$S : \text{Surface totale du radier} = 807.85 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{radier}} = P_{\text{table}} + P_{\text{nervures}} = 10098.125 + 2144.45 = 12242.57 \text{ KN}$$

$$\sigma = 123193.50 / 807.85 = 152.49 \text{ KN/m}^2 < 375 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

(La largeur de la nervure = 40cm)

**Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$b = 1\text{m} ; d = 0.9h = 0.45\text{m} ; \sum N_u = 110166.466 \text{ KN (toutes les réactions)} ; L_{\max} = 6.70\text{m}$$

$$\tau_{\mu} = \frac{V_{\mu}^{\max}}{b \times d} \leq 0.005 \times f_{c28}$$

$$V_{\mu} + \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b \times L_{\max}}{2 \times S_{\text{rad}}} = 518.20 \text{ KN}$$

$$\tau_{\mu} = 1.15 \text{ MPA} < 1.25 \text{ MPA} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

### Vérification de l'effort sous pression :

Consiste à vérifier le non soulèvement sous l'effort de la pression hydraulique.

$$G_{\text{tot}} \geq \alpha \times S_{\text{rad}} \times \gamma \times h$$

Avec :

$G_{\text{tot}}$  : Poids totale à la base du radier.

$\alpha$  : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement est égale à 1.5.

$\gamma$  : Poids volumique de l'acier est égale à 10 KN/m<sup>3</sup>.

$h$  : Profondeur de l'infrastructure est égale à 0.5 m.

$$G_{\text{tot}} = 122409.04 \text{ KN} \phi 6058.87 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition...Vérifiée}$$

### Vérification à la stabilité du radier :

Les vérifications à la stabilité du radier consistent à vérifier les contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivantes :

- Effort normal N dû aux charges verticales.
- Moment fléchissant à la base du bâtiment.

$$M = M_0 + \tau_0 \times \square$$

Avec :

$\tau_0$  : Effort tranchant à la base

$M_0$  : Moment sismique à la base

E : la hauteur de l'infrastructure

$$X_G = 18.90 \text{ m}; \quad Y_G = 12.12 \text{ m}; \quad b = 37.80 \text{ m}; \quad h = 24.25 \text{ m}; \quad S = 807.85 \text{ m}^2;$$

$$N_u = 110166.466 \text{ KN}; \quad N_{\text{ser}} = 80373.179 \text{ KN}; \quad e = 0.50 \text{ m}; \quad M_{\text{ox}} = 103654.25 \text{ KNm};$$

$$M_{\text{oy}} = 246813.88 \text{ KNm}; \quad T_{\text{ox}} = 10073.65 \text{ KN}; \quad T_{\text{oy}} = 7678.73 \text{ KN}; \quad I_x = 44920.62 \text{ m}^4;$$

$$I_y = 109145.51 \text{ m}^4$$

$$\text{A L'ELU: } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \times \sigma_{\text{sol}}$$

$$\text{A L'ELS: } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{1-2} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} \pm \frac{M \times V}{1} \text{ D'ou } (V : X_G \text{ ou } Y_G)$$

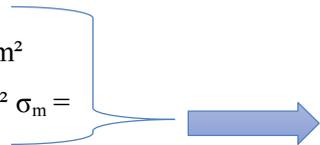
- Sens Longitudinal:

**ELU :**

$\sigma_1 = 182.10 \text{ KN/m}^2$

$\sigma_2 = 90.64 \text{ KN/m}^2 \quad \sigma_m =$

vérifiée



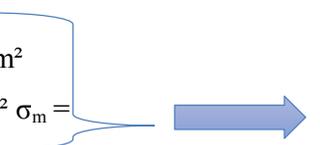
$159.23 \text{ KN/m}^2 < 332.50 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition}$

**ELS :**

$\sigma_1 = 145.22 \text{ KN/m}^2$

$\sigma_2 = 53.76 \text{ KN/m}^2 \quad \sigma_m =$

vérifiée



$122.35 \text{ KN/m}^2 < 250.00 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition}$

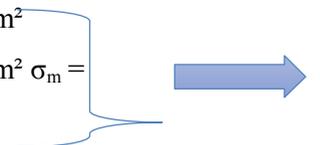
**- Sens Transversal :**

**ELU :**

$\sigma_1 = 164.20 \text{ KN/m}^2$

$\sigma_2 = 108.53 \text{ KN/m}^2 \quad \sigma_m =$

vérifiée



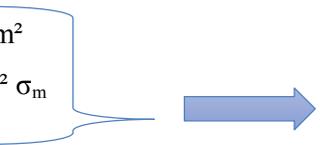
$150.28 \text{ KN/m}^2 < 332.50 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition}$

**ELS :**

$\sigma_1 = 127.32 \text{ KN/m}^2$

$\sigma_2 = 71.65 \text{ KN/m}^2 \quad \sigma_m =$

vérifiée



$= 113.40 \text{ KN/m}^2 < 250.00 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition}$

**Vérification au renversement :**

Suivant x :  $0.05 \text{ m} < 9.45\text{m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

Suivant y :  $0.10 \text{ m} < 6.06\text{m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

**Calcul des réactions d'appuis :**

Coefficient de raideur :  $K = 4$  pour un sol moyen.

- La surface moyenne revenant aux nœuds d'angle :  $S_1 = 0.125 \text{ m}^2$

- La surface moyenne revenant aux nœuds de rive :  $S_2 = 0.250 \text{ m}^2$

- La surface moyenne revenant aux nœuds centraux :  $S_3 = 0.500 \text{ m}^2$

$K_1 = 4 \times 0.125 \times 10^4 \text{ KN/m} = 5000 \text{ KN/m}$

$K_2 = 4 \times 0.250 \times 10^4 \text{ KN/m} = 10000 \text{ KN/m}$

$K_3 = 4 \times 0.500 \times 10^4 \text{ KN/m} = 20000 \text{ KN/m}$

**VIII.7 Ferrailage des nervures :**

**Nervure:**

$b_0 = 40\text{cm}; H = 120\text{cm}$

En travée :  $M_{\max} = -979.42\text{KNm}$  (Elt1908/Combinaison :  $G+Q \pm Ex$ )  $A = 17.59 \text{ cm}^2$

Aux appuis :  $M_{\max} = 764.43\text{KNm}$  (Elt4183/Combinaison :  $G+Q \pm Ex$ )  $A = 13.56 \text{ cm}^2$

- **Ferraillage transversal :**

-  $V_{\max} = 1149.19 \text{ KN}$  (Elément n° **4183**)

(Combinaison : **ELU**)

Soit deux cadres .....  $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = 2.66 \text{ Mpa} < \text{Min} [ 0.13f_{c28} ; 4 \text{ Mpa} ] = 3.25 \text{ Mpa}$$

Escapement:  $S_t \leq \text{Min} [0.9d; 40 \text{ cm}] = 97.20 \text{ cm}$

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b_0} = 50.25 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \cdot A_t \cdot f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = 7.92 \text{ cm} \text{ en appui}$$

Compte tenu du RPA 2003 :  $s \leq \text{Min} (h/4 ; 12\Phi_1 ; 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm}$ Soit :  $t = 10 \text{ cm}$  dans les zones nodales (sur 240 cm du nu d'appuis) $t = 15 \text{ cm}$  dans les zones courantes

*Soit un ferraillage composé de **4T16** en nappes inférieure et supérieure, avec un renforcement de **4T16** en appui et **4T16** en travée.*

**Nervure:**

$b_0 = 35\text{cm}; H = 120\text{cm}$

**En travée :**  $M_{\max} = -177.00\text{KNm}$  (Elt**4445**/Combinaison : **ELU**)  $A = 3.04 \text{ cm}^2$ **Aux appuis :**  $M_{\max} = 453.02\text{KNm}$  (Elt**4181**/Combinaison : **G+Q±Ex**)  $A = 7.92 \text{ cm}^2$ - **Ferraillage transversal :**  $V_{\max} = 445.64 \text{ KN}$  (Elément n° **4448**)(Combinaison : **ELU**)

Soit deux cadres .....  $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = 1.17 \text{ Mpa} < \text{Min} [ 0.13f_{c28} ; 4 \text{ Mpa} ] = 3.25 \text{ Mpa}$$

Escapement:  $S_t \leq \text{Min} [0.9d; 40 \text{ cm}] = 97.20 \text{ cm}$

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b_0} = 57.43 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \cdot A_t \cdot f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = 33.48 \text{ cm}$$

Compte tenu du RPA 2003 :  $s \leq \text{Min} (h/4 ; 12\Phi_1 ; 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm}$

Soit :  $t = 10 \text{ cm}$  dans les zones nodales (sur 240 cm du nu d'appuis)

$t = 15 \text{ cm}$  dans les zones courantes

*Soit un ferrailage composé de 4T16 en nappes inférieure et supérieure, avec un renforcement de 4T16 en appui et 4T16 en travée.*

#### Ferrailage de la table :

$$l_x = 6.20 \text{ m} ; l_y = 7.00 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_y}{l_x} = \frac{6.20}{7.00} = 0.88$$

Donc le panneau travaille dans les deux sens

$$\rho = 0.88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0445 \\ \mu_y = 0.7659 \end{cases}$$

Evaluation des moments  $M_x$  et  $M_y$  :

$$\text{ELU} : q_u = \sigma_M - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 136.37 \text{ KN/ml}$$

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 233.27 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 178.66 \text{ KN.ml}$$

#### - Ferrailage dans le sens XX :

##### Aux appuis :

$$M_{ua} = (0.5) (233.27) = 116.635 \text{ KN.m} \quad A = 5.76 \text{ cm}^2$$

##### En travée :

$$M_{ut} = (0.75) (233.27) = 174.95 \text{ KN.m} \quad A = 8.72 \text{ cm}^2$$

#### - Ferrailage dans le sens YY :

##### Aux appuis

$$M_{ua} = (0.5) (178.66) = 89.33 \text{ KN.m} \quad A = 4.39 \text{ cm}^2$$

**En travée:**

$$M_{ut} = (0.75) (178.66) = 133.99 \text{ KN.m} \quad A = 6.63 \text{ cm}^2$$

$$\gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15 ; f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; f_e = 500 \text{ Mpa} ; b_0 = 1^{\text{ml}} ; h = 50^{\text{cm}} ; c = 2.5^{\text{cm}} \text{ (enrobage)}$$

*Soit un ferrailage composé de **7T14/ml** en nappe supérieure, un ferrailage composé de **7T14/ml** en nappe inférieure*

**Ferrailage dans le sens XX :****Aux appuis**

$$M_{ua} = (0.5) (233.27) = 116.635 \text{ KN.m} \quad A = 5.76 \text{ cm}^2$$

**En travée :**

$$M_{ut} = (0.75) (233.27) = 174.95 \text{ KN.m} \quad A = 8.72 \text{ cm}^2$$

**- Ferrailage dans le sens YY :****Aux appuis :**

$$M_{ua} = (0.5) (178.66) = 89.33 \text{ KN.m} \quad A = 4.39 \text{ cm}^2$$

**En travée:**

$$M_{ut} = (0.75) (178.66) = 133.99 \text{ KN.m} \quad A = 6.63 \text{ cm}^2$$

$$\gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15 ; f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; f_e = 500 \text{ Mpa} ; b_0 = 1^{\text{ml}} ; h = 50^{\text{cm}} ; c = 2.5^{\text{cm}} \text{ (enrobage)}$$

*Soit un ferrailage composé de **7T14/ml** en nappe supérieure, un ferrailage composé de **7T14/ml** en nappe inférieure*

# Conclusion

**Ce projet a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul et dessin, ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.**

**On a utilisé le logiciel SAP2000 afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au coffrages et ferrailage des différents éléments de construction.**

**D'après l'étude qu'on a faite on a choisi la conception de ferrailage la plus économique mais qu'il reste dans la marge des calculs.**

**Cette petite expérience nous a incité à connaître les étapes pour l'étude d'un bâtiment et leur réalisation, et nous avons aussi déduire que la connaissance théorique à elle seule n'est pas suffisante, car il existe un autre côté constructif qui ressort plus de l'expérience de calcul et auquel il est utile de se conformer.**

**Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'études**

# BIBLIOTHEQUES UTILISEES

## BIBLIOTHEQUES UTILISEES

### *Règlements :*

- ✓ RPA99 : règles parasismiques algériennes version 2003
- ✓ CBA 93 : calcul des ouvrages en béton armé
- ✓ DTR : Charges permanentes et charges d'exploitations
- ✓ Béton aux états limite « BAEL.91 »

### *Livres et ouvrages :*

✚ « Béton Armé\_ Guide de Calcul. Bâtiment et Génie Civil » H.Renaud & J.Lamirault

- ✚ Calcul des ouvrages en béton armé [Mr: Yacine Chérait]
- ✚ Cours :

### *Cours :*

- ✚ structure en béton armé (3ème année licence + 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> année master)
- ✚ Cours résistance de matériaux RDM (3ème année licence)

### *Documents :*

- ✚ Drif .R, Sayah .A « Etude d'un bâtiment R+7+2SS à usage d'habitation et commercial » Université Tlemcen
- ✚ Rahmani .S et dahmane .A « Etude d'un bâtiment R+9+SS à usage d'habitation » Université Bejaia, 2018

