

**République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche  
Scientifique**

**UNIVERSITE d'ADRAR  
FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE  
DEPARTEMENT DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE**



**MEMOIRE DE FIN D'ETUDE EN VUE DE L'OBTENTION DU  
DIPLOME  
DE MASTER EN GENIE CIVIL  
OPTION : STRUCTURE**

## **Thème**

**Eude de la réponse d'un bâtiment (R+9) à contreventement  
mixte en utilisant la méthode dynamique par accélérogramme**

**Soutenu le : Juin 2021**

**Présenté par :**

Djebala Fatima Zahra

Mokadem Abdalia

**Encadré par :**

Mr IKHLEF Boualem Univ.d'ADRAR

**Examineurs**

Pr SEMCHA Abdélaziz Univ.d'ADRAR

Dr. BALEGH Ben Amer Univ.d'ADRAR

**Promotion 2020/2021**

## شهادة الترخيص بالإيداع

انا الأستاذ (ة): أخاف - هولاء

المشرف مذكرة الماستر.

المشرف مذكرة الماستر.  
الموسومة بـ: Etude de la réponse d'un bâtiment.

(R+g) a contreventement mixte en utilisant la méthode dynamique par accélogramme

من إنجاز الطالب (ة):

والطالب (ة):

مقدمه

كلية: العلوم والتكنولوجيا  
القسم: علوم التكنولوجيا

التخصص: هندسة مدنية - بناءات

تاريخ تقييم / مناقشة: 2021 / 06 / 20

أشهد ان الطلبة قد قاموا بالتعديلات والتصحيحات المطلوبة من طرف لجنة التقييم / المناقشة، وان المطابقة بين النسخة الورقية والإلكترونية استوفت جميع شروطها.

وإمكانهم إيداع النسخ الورقية (02) والالكترونية (PDF).

**- امضاء المشرف:**

ادوار فی : 28 JUN 2021

مساعد رئيس القسم:

۵. ~~عضو ادبی~~ و ~~مضامین~~

قسم علوم التكنولوجيا مكلف بالتدريب والتعليم في التطوير بكلية العلوم والتكنولوجيا

ملاحظة: لا تقبل أى شهادة بدون التوقيع والمصادقة.

## **Dédicace**

***Je souhaite dédier ce mémoire à :***

- *Mes parents, qui ont été pour moi un modèle et n'ont cessé de m'encourager.*
- *Tous les membres de mon famille.*
- *Mon binôme de ce mémoire : Abdalia*
- *Mes enseignants du département de génie civil*
- *Tous ceux qui me sont chère*
- *Tous ceux qui m'ont soutenu dans ce mémoire*

***Djebala Fatima Zohra***

# Remerciements

*En premier lieux, nous tenons à remercier, notre dieu tout puissant de nous avoir donné la foi, la force et le courage.*

*Nous remercions également nos parents pour sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.*

*A Monsieur Mr IKHELLEF, nous lui soyons très reconnaissant pour son aide ; il nous encourage encore plus pour terminer ce travail.*

*Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.*

*Nous remercions tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce travail dans de bonnes conditions.*

*Tous nos enseignants de génie civil de l'université Ahmed DraiaD'adrar*

*Mokadem et Djebala*

**Résumé :**

Ce projet consiste principalement en l'étude dynamique d'une structure (R+9) contreventée par un contreventement mixte (portiques-voiles) à usage multiple (habitation et commercial). La structure est implantée à une zone de sismicité élevée (zone III). L'étude sismique de la réponse du bâtiment a été faite en utilisant la méthode dynamique par accélérogramme. Ensuite, des vérifications ont été faites conformément aux Règles Parasismiques Algériennes 99 modifiées en 2003. Le dimensionnement ainsi que le ferrailage des éléments ont été fait de même conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93 et BAEL91.

**Les mots clé :** calcul de structure , méthode dynamique par accélérogramme

## ملخص:

هذا المشروع يتكون أساسا من دراسة ديناميكية لبناية مقاومة لزلزال بواسطة الجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة تتألف من تسعة طوابق الواقعة في منطقة زلزالية عالية رقم III-وذلك بتطبيق طريقة تسجيلات لزلزال ضربت المنطقة سابق الحساب سلوك البناية للخطر الزلزالي ، والدراسة تمت وفقا للمعايير المقاومة للزلزال الجزائرية RPA99/version 2003، أما بخصوص القياس والتسليح لمختلف العناصر الأساسية المشكلة للبناية فقد استعملنا القوانين المعمول بها في الجزائر.

**الكلمات المفتاحية :** حساب بناية ، الطريقة الديناميكية باستعمال تسجيلات زلزالية

**Summary :**

This project consists mainly in the dynamic study of a structure (R+9) braced by a mixed bracing (porticos-wings) with multiple use (residential and commercial). The structure is located in a high seismicity zone (zone III). The seismic study of the building response was done using the dynamic method by accelerogram. Then, verifications were made in accordance with the Algerian Paraseismic Rules 99 modified in 2003. The dimensioning as well as the reinforcement of the elements were made in accordance with the rules of design and calculation of the structures in reinforced concrete CBA93 and BAEL91.

**Key words :** calculation of structure ,dynamic method by accelerogram

# Notations

<b><u>Notations en majuscules romaines</u></b>	
<b><i>A</i></b>	Aire d'une section d'acier.
<b><i>A'</i></b>	Section d'aciers comprimés
<b><i>Ar</i></b>	Section d'un cours d'armature transversal ou d'âme
<b><i>Aser</i></b>	Section d'aciers pour l'ELS
<b><i>Au</i></b>	Section d'aciers pour l'ELU
<b><i>B</i></b>	Aire d'une section de béton
<b><i>Br</i></b>	Section réduite
<b><i>CV</i></b>	Condition vérifié
<b><i>C n V</i></b>	Condition non vérifié
<b><i>D</i></b>	Diamètre
<b><i>E</i></b>	Module d'élasticité longitudinale
<b><i>ELS</i></b>	Etat limite de service
<b><i>ELU</i></b>	Etat limite ultime
<b><i>E<sub>v</sub></i></b>	Module de déformation différé du béton
<b><i>E<sub>i</sub></i></b>	Module de déformation instantané du béton
<b><i>Eh</i></b>	Module de déformation longitudinal du béton
<b><i>Ej</i></b>	Module d'élasticité instantanée
<b><i>Es</i></b>	Module de d'élasticité de l'acier
<b><i>F</i></b>	Force ou action générale
<b><i>F</i></b>	Flèche due à une charge considérée ( g, j, p)
<b><i>G</i></b>	Action permanente
<b><i>I</i></b>	Moment d'inertie
<b><i>L</i></b>	Longueur ou portée
<b><i>L<sub>x</sub></i></b>	La plus petite dimension dans un panneau en dalle pleine
<b><i>L<sub>y</sub></i></b>	La plus grande dimension dans un panneau en dalle pleine
<b><i>M</i></b>	Moment en général
<b><i>Ma</i></b>	Moment sur appui
<b><i>Mt</i></b>	Moment en travée
<b><i>Mu</i></b>	Moment de calcul ultime



<b><i>Mser</i></b>	Moment de calcul de service
<b><i>Mt</i></b>	Moment en travée
<b><i>N</i></b>	Effort normal
<b><i>Nu</i></b>	Effort normal de service
<b><i>Nser</i></b>	Effort normal en service
<b><i>P</i></b>	Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU)
<b><i>PP</i></b>	poutre principale
<b><i>PS</i></b>	Poutre secondaire
<b><i>Q</i></b>	Action ou charge variable
<b><i>S</i></b>	Section
<b><i>T</i></b>	Effort tranchant
<b><i>V</i></b>	Effort tranchant

**Notations en minuscule romaines**

<b><i>A</i></b>	Une dimension transversale
<b><i>b</i></b>	Une dimension longitudinale
<b><i>b<sub>0</sub></i></b>	Epaisseur brute de l'arme d'une section
<b><i>D</i></b>	Hauteur utile
<b><i>E</i></b>	Excentricité, épaisseur, Enrobage
<b><i>Fe</i></b>	Limite d'élasticité de l'acier
<b><i>Fcj</i></b>	Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours
<b><i>Ftj</i></b>	Résistance caractéristique de la traction du béton âgé de j jour
<b><i>fc28</i></b>	Resistance à la compression du béton calculé à 28 jours
<b><i>ft28</i></b>	Resistance de la traction du béton calculé à 28 jours.
<b><i>h<sub>0</sub></i></b>	Epaisseur d'une membrure de béton
<b><i>H</i></b>	Hauteur totale d'une section de béton armé.
<b><i>i</i></b>	Rayon de giration d'une section
<b><i>J</i></b>	Nombre de jours
<b><i>k</i></b>	Coefficient en général
<b><i>l</i></b>	Longueur ou porté
<b><i>Lf</i></b>	Longueur de flambement
<b><i>Ls</i></b>	Longueur de scellement

$n$	Coefficient d'équivalence acier-béton
$\phi_t$	Espacement des armatures transversales

**Notations Grecques**

$\alpha$	Angle en général, coefficient
$\gamma$	Coefficient
$\varepsilon$	Déformation relative
$\theta$	Coefficient
$\lambda$	Elancement
$\mu$	Coefficient
$\nu$	Coefficient de poisson
$\Sigma$	Contrainte normale
$\sigma_b$	Contrainte de compression du béton.
$\Sigma s$	Contrainte de compression dans l'acier
$\tau$	Contrainte tangente

## Liste de figures:

<b>CHAPITRE I</b>	
FIG I.1:DIAGRAMME CONTRAINTE DEFORMATION -CONTRAINTE DE BETON.....	
FIG I.2:DIAGRAMME CONTRAINTE DEFORMATION DE CALCUL A L'ELU .....	5
FIG I.3:DIAGRAMME CONVENTIONNEL DEFORMATION -CONTRAINTES DE L'ACIER.....	6
FIG I.4: REGLE DE TROIS PIVOT .....	7
<b>CHAPITRE II</b>	
FIG II.1:DALLE EN CORPS CREUX. ....	9
FIG II.2:SCHEMA D'UNE SECTION "Te" .....	10
FIG II.3:PLANCHER TERRASE .....	11
FIG II.4:COUPE D'ESCALIER.....	12
FIG II.5:DEMONSTRATION LA SECTION LA POUTRE PRINCIPALE .....	15
FIG II.6:DEMONSTRATION LA SECTION LA POUTRE SECONDAIRE.....	16
FIG II.7:SURFACE DE POUTRE CENTRAL .....	19
FIG II.8:SURFACE DE POUTRE RIVE. ....	19
FIG II.9:SURFACE DE POUTRE D'ANGLE .....	19
FIG II.10:LES DIMENSIONS DE L'ACROTERE ET LA SCHEMA STATIQUE.....	26
<b>CHAPITRE III</b>	
FIG III.1:SCHEMA STATIQUE DE L'ACROTERE .....	28
FIG III.2:SCHEMA THEORIQUE DE FERRAILLAGE L'ACROTERE .....	32
FIG III.3:SCHEMA STATIQUE DE L'ESCALIER.....	33
FIG III.4: SCHEMA FERRAILLAGE L'ESCALIER.....	35
FIG III.5:SCHEMA STATIQUE DE LA POUTRE PALIERE .....	36
<b>CHAPITRE V</b>	
FIG V.1:LA PROGRAMME DE SAP2000.....	49
FIG V.2:LA BATIMENT R+9 EN SAP2000 EN 3D .....	50
FIG V.3:ACCELEROGRAMME DE COMPOSANTE E-W DU SEISME DE 21 MAI 2003(STATION DAR EL BAIDA).....	59
FIG V.4:ACCELEROGRAMME DE LA COMPOSANTE N-S DU SEISME DE 21 MAI 2003(STATION DAR EL BEIDA).....	59
FIG V.6:EFFORT TRANCHANT A LA BASE DANS SENS X.X. ....	61
FIG V.5:EFFORT TRANCHANT A LA BASE DANS SENS Y.Y .....	61
FIG V.7:EXEMPLE DE RESULTATS TROUVEE DES DEPLACEMENTS DANS LE SENS X.X POUR UN LE NIVEAU RDC. ....	63
FIG V.8: EXEMPLE DE RESULTATS TROUVEE DES DEPLACEMENTS DANS LE SENS Y.Y POUR UN LE NIVEAU RDC .....	64

## Liste de Tableaux :

CHAPITRE II	.
TAB II.1: DIMENSION DE POUTRELLE .....	11
TAB II.1: POTEAU CENTRAL .....	22
TAB II.2: VERIFICATION DE FLAMBEMENT .....	23
TAB II.3: POTEAU DE RIVE .....	23
TAB II.4: VERIFICATION DE FLAMBEMENT. ....	24
TAB II.5: POTEAU D'ANGLE .....	24
TAB II.6: VERIFICATION DE FLAMBEMENT .....	25
CHAPITRE III	.
TAB III.1: MOMENT ET L'EFFORT DE( ELU ,ELS) .....	29
CHAPITRE V	.
TAB V.1: COEFFICIENT D'ACCELERATION DE ZONE A .....	52
TAB V.2: VALEURS DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT .....	52
TAB V.3: VALEURS DE T1 ET T2 .....	53
TAB V.4: VALEURS DE $\Xi\%$ .....	53
TAB V.5: POIDS DE STRUCTURE .....	54
TAB V.6: MODAL DE PARTICIPATION MASS RATIOS .....	60
TAB V.7: EFFORT TRANCHANT TROUVEES PAR SAP2000 .....	61
TAB V.8: VERIFICATION DES DEPLACEMENTS DANS LE SENS X.X .....	62
TAB V.9: VERIFICATION DES DEPLACEMENTS DANS LE SENS Y.Y .....	63
TAB V.10: VERIFICATION L'EFFORT NORMAL REDUIT .....	65
TAB V.11: VERIFICATION DE L'EFFET P-DELTA DANS LE SENS X.X .....	65
TAB V.12: VERIFICATION DE L'EFFORT P-DELTA DANS LE SENS Y-Y .....	66
CHAPITRE VI	.
TAB VI.1: COEFFICIENT DE SECURITE ET CARACTERISTIQUES MECANQUES .....	67
TAB VI.2: DES SOLLICITATIONS DES POTEAUX ELU .....	68
TAB VI.3: DES SOLLICITATIONS DES POTEAUX ELA .....	68
TAB VI.4: VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT DANS LES POTEAUX .....	69
TAB VI.5: DETERMINATION DE LA ZONE NODALE .....	
TAB VI.6: POURCENTAGE MINIMALE DES VOILES .....	80
TAB VI.7: FERRAILLAGE DES VOILES .....	81

## Sommaire

### **Chapitre I**

Introduction générale.....	1
GENERALITES ET DEFINITIONS .....	2
I.1. Présentation De L'ouvrage:.....	2
I.2. Caractéristique Géométrique: .....	2
I.3.les différents éléments de la structure:.....	2
I.4.Caractristiques mécaniques des matériaux:.....	2
4.1.Béton : .....	2
4.1.1 composition moyenne du béton : .....	3
4.1.2 la résistance caractéristique du béton : .....	3
4.1.4. coefficient de poisson ;.....	3
4.1.5. la déformation longitudinale du béton : .....	3
4.1.6. diagramme déformation –contraintes de béton : .....	4
4.1.7 .les contraintes limites : .....	4
4.2.L'acier : .....	5
2.1.diagramme contrainte déformation : .....	6
2.2.contraint : .....	6
2.3. règles des trois pivots : .....	7
5. REGLES ET NORMES DE CALCUL : .....	8

### **Chapitre II**

II.1. Introduction : .....	9
II.2.Plancher à corps creux : .....	9
II.3.Les nervures : .....	9
II.4. Pré dimensionnement des escaliers : .....	12
II.5.Prédimensionnement des voiles : .....	14
Les voile de contreventement : .....	14
Les voiles périphérique : .....	
II.6.Prédimesionnement des poutres: .....	15
6.1.Les poutres principales : .....	15
6.2. les poutres secondaire : .....	15
II.7.Pré dimensionnement des poteaux : .....	16
II.8. Acrotère : .....	25
8.1. Evaluation des charge et surcharges: .....	26
II.9. Murs extérieurs : .....	27

II.10. Murs intérieurs :	27
II.11. Conclusion :	27
<b>Chapitre III</b>	.
III.1. l' acrotère :	28
1.1 La définition:	28
1-1 schéma statique :	28
1-2 Calcul des excentricités :	29
III.2. Escalier:	33
2.1. Définition :	33
2.2. Détermination des efforts :	33
2.3. Ferrailage	34
<b>Chapitre IV</b>	.
IV.1. Les planches:	39
IV.2. Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :	39
<b>Chapitre V:</b>	.
V.1. Définition:	48
2. Modélisation de la structure étudiée	48
2.1. Description du bâtiment SAP 2000.	48
2.2. Modélisation des éléments structuraux :	50
2.3 . Modélisation de la masse :	
3 . choix de la méthode :	50
3.1. Méthode statique équivalente :	51
3.1.1. condition d'application de la méthode statique équivalente :	51
3.1.2. Calcul de la force sismique totale ( VOIR MODIFICATIFS ET COMPLEMENTS AUX RPA 99 EN PAGE 116) :	51
Analyse de la structure :	
Hypothèses de calcul :	
Les données de l'ouvrage :	
3.1 . Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :	59
<b>Chapitre VI</b>	.
VI. 1. Ferrailage des poteaux:	67
VI.2. Ferrailage des poutres :	69
VI.2.1. Poutres principales (30 ; 40) :	70
VI.2.2. Poutres secondaires (25 ; 35) :	74
VI.2.3. Schéma des ferrillages des poutres:	78
<b>VI.3. Introduction:</b>	79

VI.3.1. Stabilité des constructions vis-à-vis les charges latérales .....	79
VI.3.2. Ferrailage des voiles :.....	
VI.3.3. Combinaison.....	79

# Introduction générale



# Introduction générale

La conception d'une structure parasismique est un problème complexe vu la nécessité de répondre aux exigences de sécurité imposées par les règlements, et d'économie imposées par les coûts croissants des constructions.

La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué de cadres, de voiles ou des deux en même temps.

Dans le présent projet, on se propose l'étude sismique de la réponse d'un bâtiment en utilisant la méthode dynamique par accélérogramme. Ensuite, des vérifications seront faites conformément aux Règles Parasismiques Algériennes 99 modifiées en 2003. L'étude sera menée sur un bâtiment en R+9 à usage d'habitation et commercial avec un système de contreventement mixte implanté en zone III. Pour ce faire, nous procéderons comme suit

Chapitre I : Présentation du projet,

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments structuraux : poteaux, poutres et planchers

Chapitre III : Prédimensionnement et ferrailage des éléments non structuraux : les escaliers et l'acrotère

Chapitre IV : Etude des planchers corps creux

Chapitre V : Etude sismique

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

# CHAPITER I

## GENERALITES ET DEFINITIONS

- ❖ Présentation du projet
- ❖ Caractéristiques géométriques
- ❖ Caractéristiques géométriques du sol
- ❖ Caractéristiques mécaniques des matériaux
- ❖ Règlement utilisés
- ❖ Logiciel utilisé

**I.1. Présentation de l'ouvrage :**

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude de la réponse d'un bâtiment composé d'un rez de chaussée à usage commercial, et les 9 étages (étage courant) à usage d'habitation ; qui sera implanté à Alger, classé par le règlement parasismique Algérien « RPA 99 version 2003 » comme une zone de forte sismicité « zone III ».

**I.2. Caractéristique Géométrique:**

L'ouvrage a les caractéristiques géométriques suivantes :

Longueur Totale (m)	28.8
Largeur Totale (m)	20.05
Hauteur Totale (m)	31.62
Hauteur d'étage courant	3.06
Hauteur de R.D.C (m)	4.08
Surface Totale (m <sup>2</sup> )	485.0145

**I.3. Les différents éléments de la structure :****Système porteur :**

L'ouvrage est de type auto stable, contreventé par un système des portiques longitudinaux et transversaux constitués des poteaux et des poutres.

**Plancher :**

Les planchers sont constitués par des dalles pleines à l'intermédiaire de la construction et les autres sont en corps creux d'un hourdis de 4 cm d'épaisseur sur des entrevous en béton de 20 cm d'épaisseur appuyées sur des nervures, qui elles – même reposent sur des poutres. Les hourdis et les nervures sont conçus pour être coulés en place.

**Maçonnerie :**

Les murs de remplissage seront construits en brique creuse comportant :

Pour les murs extérieurs, une paroi externe de 15 cm d'épaisseur et une paroi d'intérieur de 10 cm d'épaisseur, les parois étant séparées par un vide de 5 cm. Pour les murs intérieurs et le garde-corps, une cloison simple de 10 cm d'épaisseur.

**Revêtement :**

Le revêtement est constitué de :

Enduit en plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds, enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de la façade et le carrelage pour les planchers et les escaliers.

**Escalier :**

Les escaliers seront construits en béton armé, leur réalisation s'effectuera par étage afin de limiter l'emploi des échelles, les marches seront revêtues de carrelage.

**I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux****I.4.1. Béton :**

Les bétons et aciers seront choisis conformes aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé en vigueur en Algérie.

#### 4.1.1 Composition moyenne du béton :

En l'absence d'une détaillée de la composition du béton on propose la composition moyenne suivante basée sur une estimation de la densité moyenne du gravier et du sable et en utilisant un dosage en ciment permettant d'obtenir, dans des conditions courantes, une résistance à la compression égale à 25 MPa

#### 1.4.2 La résistance caractéristique du béton :

##### a- en compression : « $f_{cj}$ »

C'est la valeur de la résistance à la compression du béton à 28 jours d'âge, dans notre cas  $f_{c28}=25$  MPa

La résistance caractéristique à un âge  $j < 28$  jours est donnée par la formule :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.67+0.83j} f_{c28} \text{ pour } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa}$$

##### b- en traction : « $f_{tj}$ »

La résistance caractéristique à la traction du béton à J jours notée  $f_{tj}$  est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.060 f_{cj}$$

Dans notre cas  $f_{t28}=2.1$  MPa

#### 1.4.3. Retrait – fluage

**La retrait :** c'est la diminution de la longueur d'une pièce lors d'un manque d'eau.

**Le fluage :** c'est la déformation provoquée dans le temps par une charge constante de longue durée.

#### 1.4.4. Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson est pris égal à 0.2 pour le calcul des déformations et à 0 (zéro) pour le calcul des sollicitations.

#### 1.4.5. La déformation longitudinale du béton

Déformation instantanées  $E_{ij}$

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantanée ( $E_{ij}$ ) de béton est :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164.20 \text{ MPa}$$

Déformation différées  $E_{ij}$  [A. 2.1.2.2] CBA 93

Sous contraintes de longue durée d'application

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

#### I.4.6. Diagramme déformation – contraintes de béton

on distingue (Fig I.1) :

Le diagramme « parabolerectangle »

Le diagramme rectangulaire simplifié qui sera étudié et utilisé dans nos calcul en raison de : sa simplicité d'emploi

Sa concordance satisfaisante, en flexion simple, avec le diagramme « parabole rectangle »

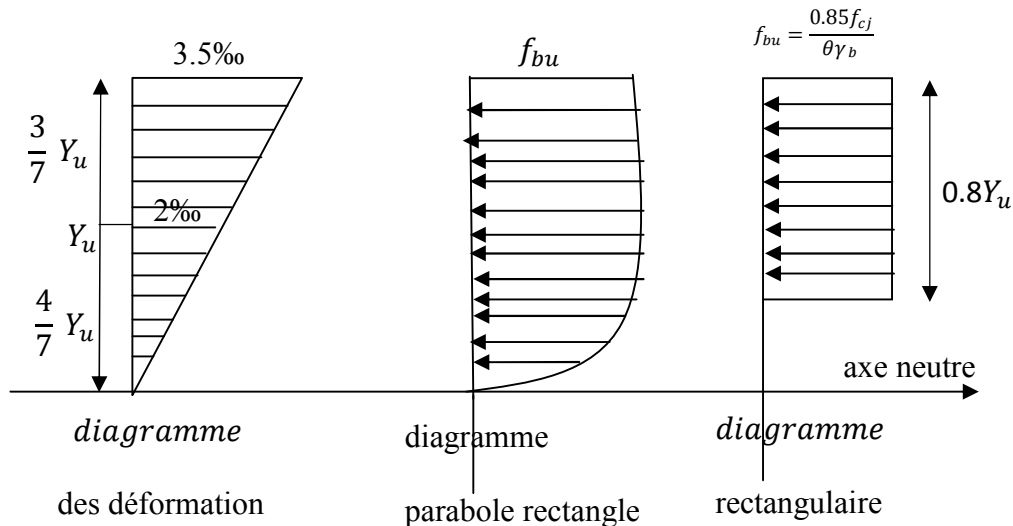


Fig I.1; Diagramme contrainte déformation - contrainte de béton

#### I.4.7. Les contraintes limites

On distingue deux états limite :

Etat limite ultime ( ELU )

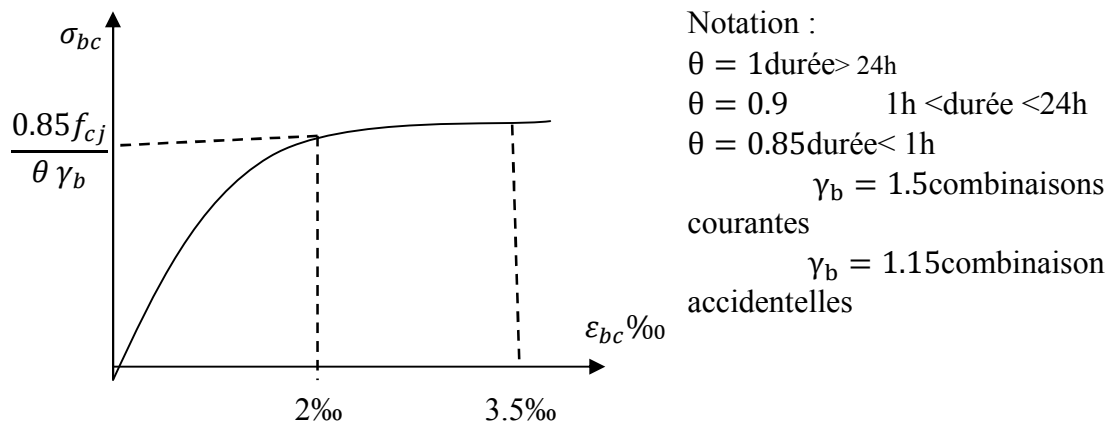
Etat limite service ( ELS )

##### Etat limite ultime

Les sollicitations de calcul à considérer résultent des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables.

La contrainte limite du béton en compression est :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$



**FigI.2:Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU**

Dans notre cas :  $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$

### Etat limite de service

Les vérifications à effectuer portant généralement sur :

Un état limite de compression du béton

Un état limite d'ouverture de fissure

Les contrainte de compression du béton est limite à  $0.6 f_{cj}$  dans notre cas  $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

### Contrainte limite de cisaillement

La contrainte de cisaillement à ELU est définie par :  $\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d}$

La contrainte admissible de cisaillement est fixée par :

$\tau_u = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa})$  Fissuration peu préjudiciable

$\tau_u = \min(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa})$  Fissuration et fissuration très préjudiciable

### L'acier

Les aciers utilisés pour le ferrailage des éléments dans la structure sont de trois types :

### Diagramme contrainte déformation

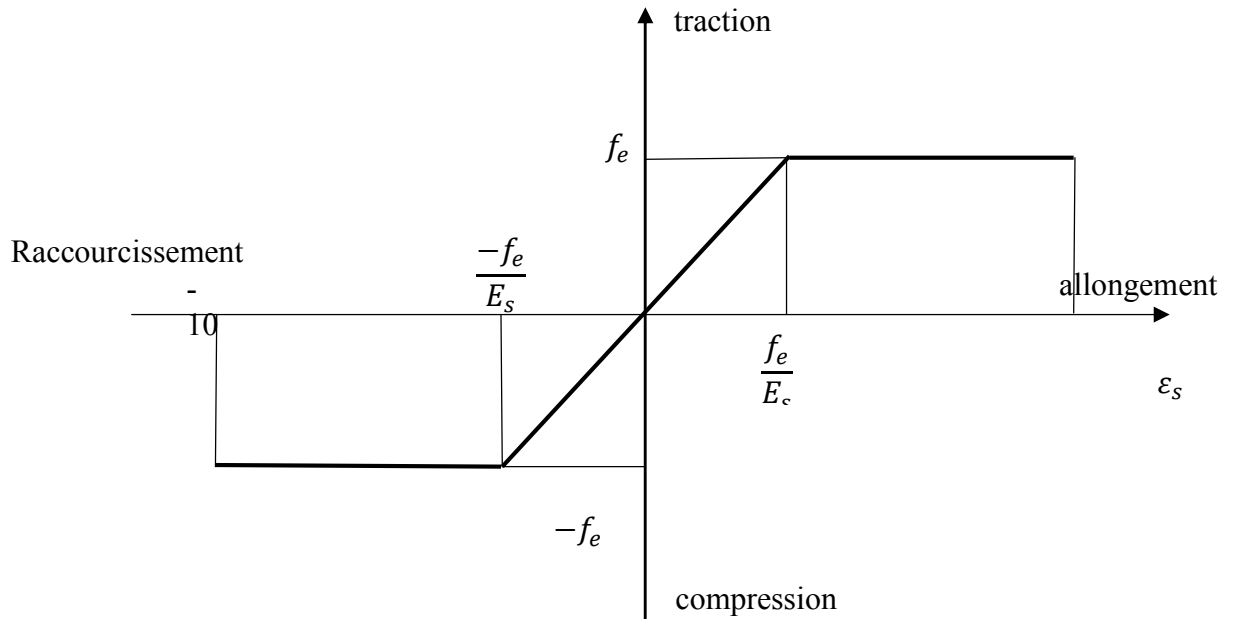


Fig I.3:Diagramme conventionnel déformation -contraintes de l'acier

### Contrainte

Etat limite ultime :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \begin{cases} \text{barre lisse : } \sigma_s = 266.7 \text{ MPa} \\ \text{barre H. A : } \sigma_s = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\gamma_s = 1.15$  combinaisons courantes

$\gamma_s = 1$  combinaisons accidentelles

Etat limite de service :

ELs

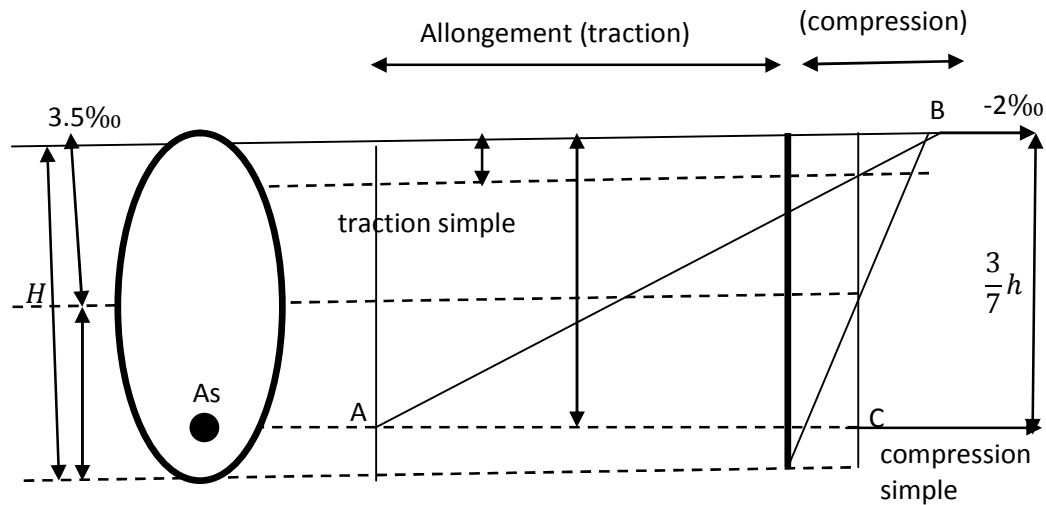
$$: \begin{cases} \text{— cas de fissuration peut préjudiciable } \sigma'_s = f_e \\ \text{cas de fissuration préjudiciable } \sigma'_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max (110 \sqrt{f_{tj}}, 240 \text{ MPa}) \right\} \\ \text{— cas de fissuration très préjudiciable } \sigma'_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e, \max (90 \sqrt{f_{tj}}, 200 \text{ MPa}) \right\} \end{cases}$$

Avec :  $\eta$  coefficient de fissuration

$\eta = 1$  pour ronds lisses ;

$\eta = 1.6$  pour acier HA ;

### Règles des trois pivots



FigI.4: Règles de trois pivot

Pivot A : traction simple ou compression, flexion avec l'état limite atteint dans l'acier

Pivot B : flexion avec état ultime atteint dans le béton

Pivot C : compression simple ou compression

#### Hypothèse de calcul

##### ELU :

Conservation des sections planes avant et après déformation (théorie de Navet Bernoulli)

La résistance du béton à la traction est négligeable.

Pas de glissement relatif entre l'acier et béton.

Allongement ultime de l'acier est limité à 10‰

Les diagramme linéaires de déformation passe obligatoirement par l'un des pivots A, B ou C

Raccourcissement ultime de béton :  $\epsilon_{bu} = 3.5\text{‰}$  en flexion

$\epsilon_{bu} = 2\text{‰}$  en compression

##### ELS:

Constriction des section planes

Le béton a une résistance de traction supposée nulle

Pas de glissement relatif béton acier.

Les contraintes de compression pour le béton et de traction pour l'acier sont supposées proportionnellement à leur déformation élastique (loi de HOOK).

$$\sigma_b = E_b \cdot \epsilon_b \quad \text{et} \quad \sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s$$

Par convention  $n = E_s / E_b$  rapport d'équivalence a pour valeur ( $n=15$ ).

Il est fait abstraction du retrait et de fluage



**I.5. Règles et normes de calcul**

Pour le calcul et la vérification on utilise :

❖ RPA 99.V 2003

Ces règles parasismiques algériennes sont utilisées pour l'évaluation de la charge sismique globale et sa répartition sur les différents étages et portique, est aussi utilisé pour assurer les conditions minimales en matière de sections transversales des éléments porteurs et de la quantité minimale d'armature dans ces mêmes éléments

❖ Les règles BAEL 91

Sont utilisées pour le pré-dimensionnement, et le ferrailage des différents éléments porteurs de l'ouvrage, il est ensuite utilisé pour la vérification de la résistance et de la stabilité de

l'ouvrage dans son ensemble.

❖ DTR-B.C 2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitation

❖ RNV99 : règle algérienne neige et vent.

❖ CBA99 : calcul des ouvrages en béton armé.

❖ Logiciel utilisé :

Afin de réaliser l'étude des portiques, le passage informatique est indispensable afin de faciliter les calculs. Pour cet effet, nous avons utilisé le logiciel «SAP2000 ».

## Chapitre II:

### PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX ET SECONDAIRES

- ❖ Pré dimensionnement des planches
- ❖ Pré dimensionnement des poutres
- ❖ Pré dimensionnement des poteaux
- ❖ Descente charge
- ❖ Les voiles
- ❖ Les escaliers
- ❖ Acrotère

## CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX ET SECONDAIRES

### II.1. Introduction

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99V2003 [1] et du CBA93 [2]. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après les vérifications dans la phase du dimensionnement.

### II.2. Plancher à corps creux

On appelle le plancher nervure l'ensemble constitué de nervure (ou poutrelle) supportant des dalles de faible portée.

Les nervures sont en béton armé, coulées sur place, et reposant sur des poutres principales ou des voiles.

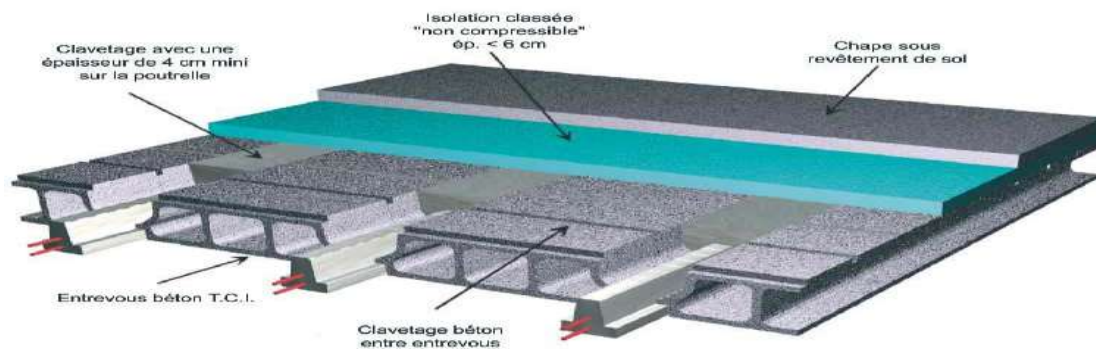
L'épaisseur totale des planchers doit satisfaire la condition suivante :

$$ht \geq \frac{l_x}{22.5} \quad \text{avec } ht \text{ l'épaisseur du plancher}$$

$l_x$ : la portée maximale de la poutrelle entre nus d'appuis

$$L_{\max} 4.30 \text{ m } ht \geq \frac{430}{22.5} \approx 19 = 20$$

$l_y$	$\frac{l_y}{22.5}$	Ht(cm)
430	20	20(16+4)

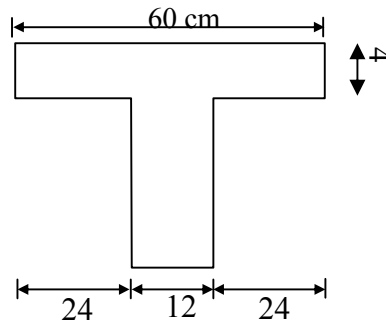


**Fig II.1: Dalle en corps creux.**

### II.3. Les nervures

La section transversale des nervures est assimilée à une section en T (T) de caractéristique géométrique suivante :

La largeur  $b_0$  est généralement calculée par la formule suivante : la largeur de la table de compression est égale  $b = b_0 + 2b_1$



**Fig II.2: Schéma d'une section "Té".**

détermination de  $b_0$ :

la largeur  $b_0$  est généralement calculée par la formule suivante :

$$0.4h_t \leq b_0 \leq 0.8h_t$$

$$0.4 \times 20 \leq b_0 \leq 0.8 \times 20$$

$$8 \text{ cm} \leq b_0 \leq 16 \text{ cm}$$

$$b_1 \text{ min} = \begin{cases} b_1 \leq \frac{L_n - b}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h \leq b_1 \leq 8h \end{cases} \quad \text{L: la portée entre nus des chaingnes}$$

$$b_1 \text{ min} = \begin{cases} b_1 \leq \frac{60 - 12}{2} = 24 \\ b_1 \leq \frac{360}{10} = 36 \\ 24 \leq b_1 \leq 32 = 30 \text{ cm} \leq h_t \leq 40 \text{ cm} \end{cases}$$

$$b_1 = \min(24, 26, 32) \Rightarrow b_1 = 24 \text{ cm}$$

déterminer de  $b$ :

$$b_0 = 12 \text{ cm} ; b = 2b_1 + b_0 = 60 \text{ cm}$$

Vérification Les poutrelles étudiées dans notre structure auront les dimensions suivantes :

**Tab II.1: Dimension de poutrelle**

Epaisseur de la dalle de compression	4cm
Epaisseur de l'entrevous	16cm
La largeur $b_0$ des nervures	12 cm
Distance $L_n$ entre deux nervures	48cm
Entraxe des nervures	60cm

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

**Descente des charges :**

**a. Plancher terrasse inaccessible :**

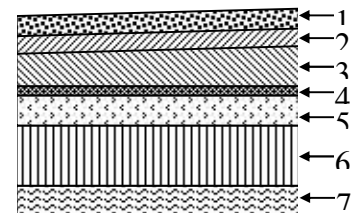
- 1- Gravions roule de protection 0,04x20..... .. 0,80 kN/m<sup>2</sup>
- 2- Étanchéité multicouche 0,02x6..... 0,12 kN/m<sup>2</sup>
- 3- Forme de pente 0,1x22..... 2,2 kN/m<sup>2</sup>
- 4- Isolation thermique en liège 0,04x4..... 0.16 kN/m<sup>2</sup>
- 5- Plancher à corps creux (16 + 4) cm..... 2 ,8kN/m<sup>2</sup>
- 6- Enduit sous plafond en ciment 0,02x10..... 0,20 kN/m<sup>2</sup>
- Charge permanente totale:..... G=6,28kN/m<sup>2</sup>
- la surcharge d'exploitation..... Q=1kN/m<sup>2</sup>

**b. plancher étage courant:**

Etage courant (16+4):

-la charge permanent:

- 1. Protection lourde (ep = 5cm)..... 1,00 KN /m<sup>2</sup>
- 2. Etanchéité multiple (ep = 2cm)..... 0,12 KN /m<sup>2</sup>
- 3. Forme de pente (ep = 7cm)..... 1,54 KN /m<sup>2</sup>
- 4. Paravapeur (Feuille polyane)..... 0,01 KN/m<sup>2</sup>
- 5. Isolation thermique en liège (ep = 5cm) .... 0,16 KN /m<sup>2</sup>
- 6. Plancher corps creux (16 + 5 cm)..... 2,80 KN /m<sup>2</sup>
- 7. Enduit de plâtre (ep = 2cm) ..... 0,20 KN /m<sup>2</sup>



**Fig II.3: Plancher terrasse**

## CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX ET SECONDAIRES

-Charge permanente totale:.....  $G=5,38\text{KN/m}^2$

La surcharge d'exploitation.....  $Q=1,5\text{KN/m}^2$

### II.4. Pré dimensionnement des escaliers

Les escaliers sont constitués de volées classiques en béton armé reposant sur des paliers coulés sur place.

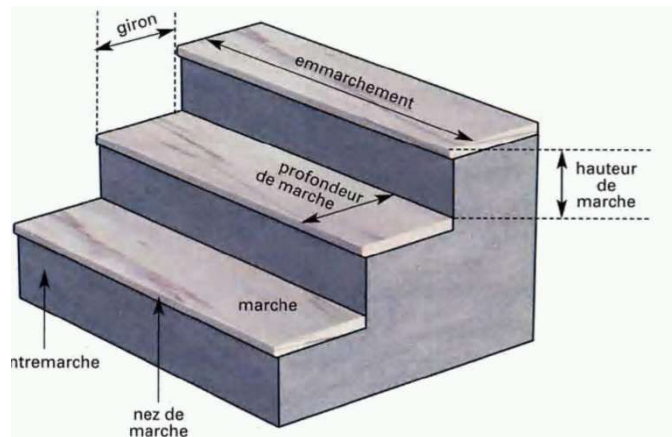
Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marche (h), on utilise la formule de BLONDEL.

$$0.59 \leq g + 2h \leq 0.66$$

Giron :  $g=30\text{ cm}$

Hauteur de la marche « h »

Les escaliers composent à 3 volées et 2 paliers chaque étage :



**Fig II.4: Coupe d'escalier**

### Volée d'escalier de l'étage courant :

Hauteur d'étage .....  $H=3.06\text{m}$

Hauteur de volée.....  $h=1.53\text{m}$

On prend le giron .....  $g=30\text{cm}$

$$g=30\text{cm} \rightarrow 14.5 \leq h \leq 18$$

On prend :  $h=17\text{cm}$

-nombre de marche de contre volée:

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \text{ marches entre chaque étage, il ya 9 marche sur chaque volée.}$$

-Nombre de marche de volée:

$$N_{\max} = N_c - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marche}$$

## CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX ET SECONDAIRES

La longueur de la linge de foulée:

$$L_l = g \times N_{\max} = 30(9-1) = 2.4\text{m}$$

$L_l$ : la longueur de la projection de la vue transversale de l'escalier.

L'inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = 1.53 \div 2.4 \rightarrow \alpha = 32.61^\circ$$

la longueur de paillasse est:  $L = 1.53 / \sin \alpha = 2.84\text{m}$

### **Volée d'escalier du Rez –de-chaussée:**

Volée d'escalier de l'étage courant :

Hauteur d'étage .....  $H = 4.08\text{m}$

Hauteur de volée .....  $h = 2.04\text{m}$

On prend le giron .....  $g = 30\text{cm}$

$$g = 30\text{cm} \rightarrow 14.5 \leq h \leq 18$$

On prend :  $h = 17\text{cm}$

-nombre de marche de contre volée:

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{4.08}{1.7} = 24 \text{ marche, il ya 12 marche sur chaque volée}$$

-Nombre de marche de volée:

$$N_{\max} = N_c - 1 = 24 - 1 = 23 \text{ marche}$$

La longueur de la linge de foulée:

$$L_l = g \times N_{\max} = 30 \times 23 = 6.9\text{m}$$

$L_l$ : la longueur de la projection de la vue transversale de l'escalier.

l'inclinaison de la paillasse:

$$\tan \alpha = 2.04 \div 6.9 \rightarrow \alpha = 16.79^\circ$$

la longueur de paillasse est:  $L = 2.04 / \sin \alpha = 7.4\text{m}$

l'épaisseur de la volée:

la volée de l'escalier est assimilée à une dalle simplement appuyée des deux cotés

l'épaisseur de la paillasse est comprise entre :

$$\rightarrow \text{condition de résistance : } \frac{L}{30} < e < \frac{L}{20}$$

$$13 < e < 19.5$$

On prend comme épaisseur  $e = 15\text{cm}$

### **Descente des charges**

#### **La marche et la contre marche:**

1- Revêtement horizontal .....	0,312 kN/m <sup>2</sup>
2- Revêtement vertical 0,312.h/g .....	0,177 kN/m <sup>2</sup>
5- Poids propre des marches 25xh moy.....	3,85 kN/m <sup>2</sup>
7- Enduit en ciment 0,2.....	0,4 kN/m <sup>2</sup>
- Charge permanente totale.....	G=5,88 kN/m <sup>2</sup>

#### **Palier:**

1- Revêtement carrelage horizontal 0,02x22.....	0,44 kN /m <sup>2</sup>
2- Mortier de pose horizontal 0,03x20.....	0,6 kN/m <sup>2</sup>
3- Lit de sabale 0,02x27.....	0,54 kN/m <sup>2</sup>
4- Poids propre du palier 0,06x25.....	1,5 kN /m <sup>2</sup>
5- Enduit en ciment 0,02x20.....	0,4 kN /m <sup>2</sup>
- Charge permanente.....	G= 3,48 kN/m <sup>2</sup>
- Charge d'exploitation.....	Q=2,50 kN/m <sup>2</sup>

### **II.5. Pré dimensionnement des voiles**

Le Pré dimensionnement des voiles de contreventement en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 des RPA99/Version2003. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre de ce pré dimensionnement.

D'après l'article 7.7.1 des RPA 99/Version2003, sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition :

#### **Les voile de contreventement**

Pour augmenter la rigidité de notre structure et assurer un bon contreventement, on a prévu des murs voiles , dimensionnés selon le RPA

Vérification selon le RPA

$$L \geq 4a \text{ et } \geq \frac{h_e}{25}$$

$h_e$  : hauteur libre entre deux étages

L : longueur du voile

A : épaisseur du voile



## CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX ET SECONDAIRES

**Etage courant :**  $a \geq \frac{h_e}{25} = \frac{3.06-0.45}{25} = 0.104 \text{ m}$

**RDC :**  $a \geq \frac{h_e}{25} = \frac{4.08-0.45}{25} = 0.145 \text{ m}$

On adopte une épaisseur de 20cm pour les refends de contreventement.

$$L = 1.7 \text{ m} \geq 80 \text{ cm} \dots \dots \text{CV}$$

### II.6. Prédimensionnement des poutres

Les poutres de notre structure sont des éléments en béton armé, de sections rectangulaires, elles sont susceptibles de transmettre aux poteaux les efforts dus aux chargements verticaux ramenés par les planchers.

Les poutres seront prés dimensionnées selon les formules données par le BAEL 91 révisée 99 [3] et vérifiées par la suite selon le **RPA 99 / version 2003 [1]**. D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, deux types de poutres sont distingués :

#### Les poutres principales

Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les répartissent aux poteaux sur les quels ces poutres reposent.

❖ elles relient les poteaux.

❖ elles supportent la dalle.

Avec :

$L_{max}$  : longueur libre entre nus d'appuis  $\Rightarrow L_{max} = 4.30 \text{ m}$

$h_t$  : hauteur totale de la poutre

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad L_{max} = 4.30 \text{ m}$$

$$2.86 \leq h \leq 4.3$$

Donc  $h = 40$

$$0.4h \leq b \leq 0.8h$$

$$16 \leq b \leq 32$$

donc  $b = 30 \text{ cm}$

D'après le RPA 99 / version 2003

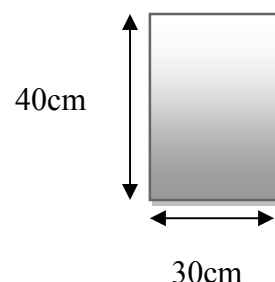
art. 7.5.1 [1] :

❖  $b \geq 20 \text{ cm}$   $30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots \dots \text{CV}$ .

❖  $h \geq 40 \text{ cm}$   $40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots \dots \text{CV}$

❖  $h / b = 1.33 < 4 \dots \dots \text{CV}$ .

**Les poutres secondaires :**



**Fig II.5: Dimensionnement la section la poutre principale**

## CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX ET SECONDAIRES

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

$L_{max} = 395 \text{ cm}$

$$\frac{L_{max}}{15} < h_t < \frac{L_{max}}{10}$$

$$\frac{395}{15} \leq h \leq \frac{395}{10}$$

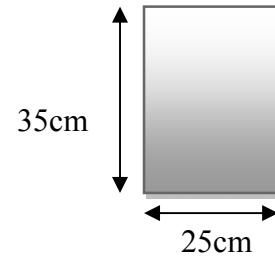
$$26.33 \leq h \leq 39.5$$

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

$$0.4h \leq b \leq 0.8h$$

$$14 \leq h \leq 28$$

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



**Fig II.6: Démontion la section la poutre secondaire**

Avec :

$L_{max}$  : longueur libre entre nus d'appuis  $\Rightarrow L_{max} = 395 \text{ cm}$

$h_t$  : hauteur totale de la poutre

D'après le RPA 99 / version 2003 [1] :

❖  $b \geq 20 \text{ cm}$   $25 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$  .....CV.

❖  $h \geq 35 \text{ cm}$   $35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$  .....CV

❖  $h / b = 1.4 < 4$  .....CV.

Pour des raisons d'ordre pratique on prend :

❖ Une section de  $40 \times 30 (\text{cm}^2)$  pour la PP

❖ Une section de  $35 \times 25 (\text{cm}^2)$  pour le PS

### II.7. Prédimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations. La section du béton sera déterminée selon l'effort centré maximal de compression. La section est donc calculée selon la formule donnée par le CBA 93 l'article B.8.4.1 [2]

$N_u \leq \alpha ((Br.f_{c28}/0.9 \gamma_b) + (A.f_e/\gamma_s))$ . Tel que :

❖  $Br$  : Section du poteau (en  $\text{cm}^2$ ).

❖  $A$  : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

❖  $f_{c28}$  : Résistance à la compression de béton.

## CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX ET SECONDAIRES

❖  $f_e$ : Limite d'élasticité de l'acier utilisé .

❖  $\gamma_b$ : 1,5. Cas durable.

❖  $\gamma_s$ : 1,15. Cas accidentel.

❖  $\alpha$  : Coefficient dépendant de l'élancement mécanique  $\lambda$  des poteaux qui prend les valeurs :  $\alpha = 0,85 / (1 + 0,2(\lambda/35)^2)$  si  $\lambda \leq 50$ .

$\alpha = 0,60 (50/\lambda)^2$  si  $50 < \lambda < 70$ .

On se fixe un élancement mécanique  $\lambda = 40$  pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée.

Selon l'article B.8.4.1 de CBA 93[2] on a :

$$\alpha = 0,85 / (1 + 0,2 \times 1,14) = 0,692.$$

On suppose que  $A = 0$  (cas le plus défavorable), donc :

$$N_u \leq \alpha (Br_{fc} / 28 / 0,9 \gamma_b).$$

D'où :  $Br \geq 0,0064 \times N_u$  (Unité (cm<sup>2</sup>) ; (MN))

Calcul des charges et surcharges revenant au poteau

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

$$Q = Q \times S_{aff} ;$$

$$G = N \cdot S_{aff} + [(P_{pp} + P_{ps}) \cdot n]$$

❖  $N$  : charge permanent cumulée a un niveau donné .

❖  $Q$  : Surcharge d'exploitation.

❖  $P_{pp}$  : Poids propre des poutres principales.

❖  $P_{ps}$ : Poids propre des poutres secondaires.

❖  $n$  : Nombre d'étage supporté par chaque poteau.

❖  $l_{affpp}$  : Longueur afférente de la poutre principale

❖  $l_{affps}$  : Longueur afférente de la poutre secondaire

4.1- surcharge d'exploitation :

Le bâtiment est à usage d'habitation courant, ce qui implique :

$$Q_0 = 1,000 \text{ kN/m}^2$$

Terrasse inaccessible.  $Q_1 = 1,500 \text{ kN/m}^2$

Etage Courant.  $Q_2 = 5,00 \text{ kN/m}^2$

a. Dégression des Surcharges d'Exploitation

## CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX ET SECONDAIRES

Sous terrasse ..... Q<sub>0</sub>.

Sous étage 1 ..... Q<sub>0</sub>+Q<sub>1</sub>.

Sous étage 2 ..... Q<sub>0</sub> + 0,95 (Q<sub>1</sub> + Q<sub>2</sub>).

Sous étage 3 ..... Q<sub>0</sub> + 0,90 (Q<sub>1</sub> + Q<sub>2</sub> + Q<sub>3</sub>).

Sous étage 4 ..... Q<sub>0</sub> + 0,85 (Q<sub>1</sub> + Q<sub>2</sub> + Q<sub>3</sub> + Q<sub>4</sub>).

Sous étage n ..... Q<sub>0</sub> +

(Q<sub>1</sub>+Q<sub>2</sub>+..... +Q<sub>n</sub>) Pour n ≥ 5.

Dégression des Surcharges d'Exploitation

La Terrasse	Q <sub>0</sub>	1
9 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>0</sub> + Q <sub>1</sub>	2.5
8 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>0</sub> + 1.9Q <sub>1</sub>	3.85
7 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>0</sub> + 2.7Q <sub>1</sub>	5,05
6 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>0</sub> + 3.4Q <sub>1</sub>	6,1
5 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>0</sub> + 4 Q <sub>1</sub>	7
4 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>0</sub> + 4.5Q <sub>1</sub>	7, 75
3 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>0</sub> + 5 Q <sub>1</sub>	8.5
2 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>0</sub> + 5.5 Q <sub>1</sub>	9.25
1 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>0</sub> + 6Q <sub>1</sub>	10.00
RDC	Q <sub>0</sub> + 0.65 (9Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> )	13.02
	Q	=13.02

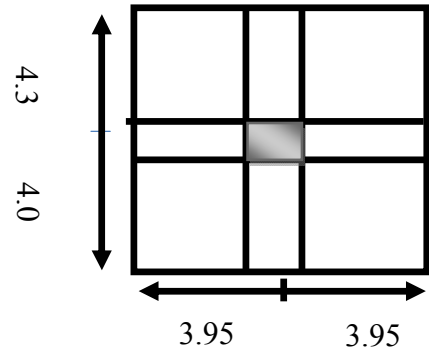
### Calcul des surfaces d'influence pour chaque poteau rectangulaires

Nous avons trois types de poteaux on prend le poteau le plus sollicité pour chaque type:

Poteau central :

$$S_{aff} = \left(\frac{L_1}{2} + \frac{L_2}{2}\right) \times \left(\frac{L_3}{2} + \frac{L_4}{2}\right)$$

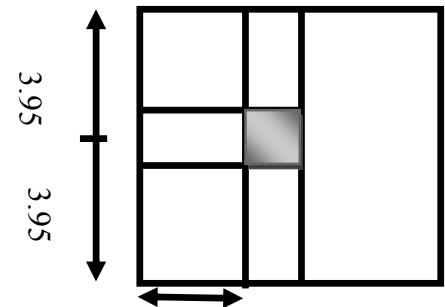
$$S_{aff} = \left( \frac{3,95}{2} + \frac{3,95}{2} \right) \times \left( \frac{4,3}{2} + \frac{4,05}{2} \right) = 16,49 \text{ m}^2$$



**Fig II.7: Surface de poteau central**

Poteau de rive:

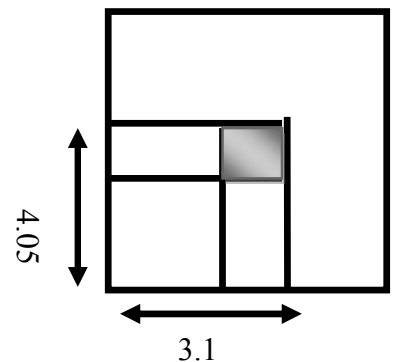
$$S_{aff} = \left( \frac{3,95}{2} + \frac{3,95}{2} \right) \times \left( \frac{4,05}{2} \right) = (1,97 + 1,97) \times 2,025 = 7,99 \text{ m}^2$$



**Fig II.8: Surface de poteau rive.**

Poteau d'angle

$$S_{aff} = \left( \frac{4,05}{2} \right) \times \left( \frac{3,1}{2} \right) = 3,13 \text{ m}^2$$



**Fig II.9: Surface de poteau d'angle**

Lf : Le règlement CBA93[2]

définie la longueur de flambement Lf comme suit  $0,7 \times L_0$  : si le poteau encastré à ses extrémités:

❖ Soit encastré dans un massif de fondation.

❖ Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.

L0 : dans les autres cas. Pour notre cas, on prend :  $L_f = 0,7 L_0$

RDC :  $\Rightarrow L_f = 0,7 \times 4,08 = 2,856 \text{ m}$ .

Etage Courant :  $\Rightarrow L_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$ .

## CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX ET SECONDAIRES

a. Conditions de stabilité de forme : Pour éviter le flambement du poteau BAEL 91[3].

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35 \text{ avec } i = \sqrt{\frac{I_{\min}}{B}}$$

❖  $i$  : rayons de giration

❖  $I_{\min}$  : moment quadratique

❖  $B$  : section du béton

❖  $l_f$  : longueur de flambement Pour une section rectangulaire

$$i = \frac{a}{2\sqrt{3}} \text{ donc } = 2\sqrt{3} \frac{l_f}{a}$$

Pour une section circulaire

$$= 4 \frac{l_f}{D}$$

conditions imposées par le RPA 99[1] :

Pour la Zone Iia art.7.4.1 :

On a. Pour une section rectangulaire

❖  $\min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$

❖  $\min(b_1, h_1) \geq h_e / 20$

❖  $1/4 < b_1 / h_1 \leq 4$

Pour une section circulaire

❖  $D \geq 30 \text{ cm}$

❖  $D \geq h_e / 15$  Avec  $\Rightarrow h_e$  : la hauteur libre d'étage.

7.5- Exemple de calcul :

a. Condition de résistance :

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

$$Q = Q \times S_{aff} ;$$

$$G = N \cdot S_{aff} + [(P_{pp} + P_{ps}) \cdot G_{pot}]$$

$$P_{pp} = \rho_{\text{béton}} \times V_{pp} = 25 \times 0,40 \times 0,30 \times 4,3 = 12,90 \text{ kN/m}$$

$$P_{ps} = \rho_{\text{béton}} \times V_{ps} = 25 \times 0,35 \times 0,25 \times 3,95 = 8,64 \text{ kN/m}$$

$$G_{pot} = a \cdot b \cdot h \cdot \gamma_{\text{béton}} = 25 \times 0,35 \times 0,35 \times 3,06 = 9,37 \text{ kN/m}$$

## CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX ET SECONDAIRES

$$N. Saff = 6,28 \times 16,49 = 103.55 \text{ kN}$$

$$Q. Saff = 1 \times 16,49 = 16.49 \text{ kN}$$

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

$$q_u = 1,35 (N. Saff + (P_{pp} + P_{ps})) + 1,5 Q$$

$$N_u = 1,15 . p_u = 169.42 \text{ kN}$$

$$Br \geq 1084.29 \text{ cm}^2 .$$

$$\text{Soit } b = h = 35 \times 35 \text{ cm. D'où } Br = 1225 \text{ cm}^2.$$

b. Critère de flambement :

$$\lambda = 2\sqrt{3} \frac{l_f}{a}$$

$$l_f = 214 \text{ cm}$$

$$\lambda = 3,46 \text{ l}_f / 35 = 21,15 \leq 35 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

Vérification des conditions imposée par le RPA 99 [1] :

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq h_e / 20 = 405/20 = 20,25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$0,25 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc, Un poteau de  $(35 \times 35) \text{ cm}^2$

est bien convenable

c. Détermination de la section

- Pour tenir compte de l'effet sismique, nous majorons les dimensions de poteau de 20% :

$$a' = 1.2a$$

- Pour un section carrée  $Br = (a - 0.02)^2$

$$\text{d'où : } a = b = \sqrt{Br + 2} \text{ (en cm)}$$

N.B : les autres calculs sont effectués de la même façon et récapitulés dans les tableaux suivants :

## CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX ET SECONDAIRES

### ❖ Poteau central

**Tab II .1: Poteau central**

Niveau	Q	G	Ppp	Pps	Saff	n	Nu	Br	a	B(m <sup>2</sup> )
Terrasse	1	131.98	12.9	8.64	16.49	/	202.9118	1298.636	36.05659	30*30
9	2.5	251.61	12.9	8.64	16.49	1	401.5122	2569.678	50.71199	35*35
8	3.85	371.23	12.9	8.64	16.49	2	596.4024	3816.975	61.80167	35*35
7	5.05	496.98	12.9	8.64	16.49	3	795.8443	5093.403	71.38808	45*45
6	6.1	622.73	12,9	8.64	16.49	4	991.5759	6346.086	79.68232	45*45
5	7	748.48	12,9	8.64	16.49	5	1183.597	7575.023	87.05461	45*45
4	7.75	877.86	12,9	8.64	16.49	6	1376.814	8811.61	93.89018	50*50
3	8.5	1007.24	12,9	8.64	16.49	7	1570.031	10048.2	100.2607	50*50
2	9,25	1136.62	12,9	8.64	16.49	8	1763.247	11284.78	106.2499	50*50
1	10.00	1277.74	12,9	8.64	16.49	9	1972.3	12622.72	112.3709	55*55
RDC	13.02	1418.85	12,9	8.64	16.49	10	2237.006	14316.84	119.673	55*55



## CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX ET SECONDAIRES

**Tab II.2: Vérification de flambement**

Niveau	A	B	L0	lf	$\lambda$	
terrasse	30	900	3.06	214	24.68	CV
9	35	1225	3.06	214	21.15	CV
8	35	1225	3.06	214	21.15	CV
7	45	2025	3.06	214	16.45	CV
6	45	2025	3.06	214	16.45	CV
5	45	2025	3.06	214	16.45	CV
4	50	2500	3.06	214	14.8	CV
3	50	2500	3.06	214	14.8	CV
2	55	3025	3.06	214	14.8	CV
1	55	3025	3.06	214	14.8	CV

❖ poteau de rive

**Tab II.3: Poteau de rive**

Niveau	Q	G	Ppp	Pps	Saff	n	Nu	Br	a	B(m <sup>2</sup> )
Terrasse	1	78.6	12.9	8.64	7.99	/	118.09	755.83	27.51	30×30
9	2.5	150.01	12.9	8.64	7.99	1	232.48	1487.88	38.59	30×30
8	3.85	221.42	12.9	8.64	7.99	2	345.06	2208.43	47	30×30
7	5.05	292.83	12.9	8.64	7.99	3	455.85	2917.47	54.03	30×30
6	6.1	364.25	12.9	8.64	7.99	4	564.84	3615.02	60.14	30×30
5	7	438.14	12.9	8.64	7.99	5	675.39	4322.52	65.76	35×35
4	7.75	512.04	12.9	8.64	7.99	6	784.14	5018.53	70.86	35×35
3	8,5	1800.57	12.9	8.64	7.99	7	2532.64	16208.9	127.33	40×40
2	9,25	3089.1	12.9	8.64	7.99	8	4281.14	27399.3	165.54	40×40
1	10	3169.11	12.9	8.64	7.99	9	4398.15	28148.2	167.79	45×45
RDC	13.02	3254.3	12.9	8.64	7.99	10	4549.11	29114.3	170.64	45×45

## CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX ET SECONDAIRES

**Tab II.4: vérification de flambement.**

Niveau	A	B	L0	lf	$\lambda$	
terrasse	30	900	3.06	214	24.68	CV
9	30	900	3.06	214	24.68	CV
8	30	900	3.06	214	24.68	CV
7	30	900	3.06	214	24.68	CV
6	30	900	3.06	214	24.68	CV
5	35	1225	3.06	214	21.15	CV
4	35	1225	3.06	214	21.15	CV
3	40	1600	3.06	214	18.51	CV
2	40	1600	3.06	214	18.51	CV
1	45	2025	3.06	214	16.45	CV
RDC	45	2025	4.08	285	21.91	CV

❖ Poteau d'angle:

**Tab II.5: poteau d'angle**

Niveau	Q	G	Ppp	Pps	Saff	n	Nu	Br	a	B(m <sup>2</sup> )
Terrasse	1	48.08	12,9	8.64	3.13	/	69.6	445.47	21.12	30×30
9	2.5	93.34	12,9	8.64	3.13	1	137.75	881.63	29.71	30×30
8	3.85	138.61	12,9	8.64	3.13	2	205.2	1313.29	36.25	30×30
7	5.05	183.87	12,9	8.64	3.13	3	271.94	1740.44	41.73	30×30
6	6.1	229.14	12,9	8.64	3.13	4	337.98	2163.08	46.52	30×30
5	7	274.40	12,9	8.64	3.13	5	403.31	2581.21	50.82	30×30
4	7.75	319.67	12,9	8.64	3.13	6	467.94	2994.84	54.74	30×30
3	8,5	367.42	12,9	8.64	3.13	7	535.92	3429.94	58.58	35×35
2	9,25	415.17	12,9	8.64	3.13	8	603.91	3865.05	62.18	35×35
1	10	465.79	12,9	8.64	3.13	9	675.77	4324.94	65.78	40×40
RDC	13.02	520.49	12,9	8.64	3.13	10	763.70	4887.69	69.93	40×40

**Tab II.6: vérification de flambement**

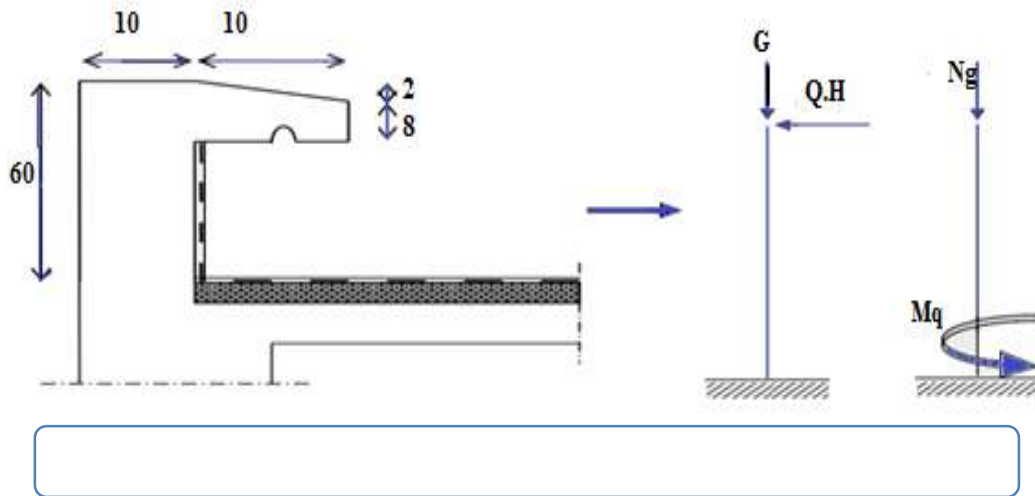
Niveau	A	B	L0	lf	$\bar{\lambda}$	
terrasse	30	1225	3.06	214	24.68	CV
9	30	1225	3.06	214	24.68	CV
8	30	1225	3.06	214	24.68	CV
7	30	2025	3.06	214	24.68	CV
6	30	2025	3.06	214	24.68	CV
5	30	2025	3.06	214	24.68	CV
4	30	2500	3.06	214	24.68	CV
3	35	2500	3.06	214	21.15	CV
2	35	3025	3.06	214	21.15	CV
1	40	3025	3.06	214	18.51	CV

### **II.8. Acrotère**

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement, il est réalisé en béton armé.

L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui considéré comme un effort normal  $N_G$  et une charge d'exploitation non pondérée estimée à 1000 N/ml provoquant un moment de flexion.



**Fig II.10: Les dimensions de l'acrotère et la schéma statique**

### 8.1 .Evaluation des charge et surcharges

a) surface de l'acrotère :

$$S = (0,1 \times 0,6) + (0,08 \times 0,10) + \frac{1}{2} (0,02 \times 0,10) = 0,069 m^2$$

b) Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho \cdot S = 2500 \times 0,069 = 172,5 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Revêtement en enduit de ciment} = 0,02 \times 2000 \times (0,6 + 0,2 + 0,08 + 0,1 + 0,5) = 59,2 \text{ kg/ml}$$

$$G_t = 172,5 + 59,2 = 231,7 \text{ kg/ml}$$

c) surcharge d'exploitation :

$$G = 2,08 \text{ KN/ml}$$

$$q = 1 \text{ kn/ml}$$

### **II.9. Murs extérieurs**

Mur extérieur de 30cm (double paroi)

1- Enduit extérieur (02 cm).....	0,4 kN/m <sup>2</sup>
2- Briques creuses (15 cm).....	1,30 kN/m <sup>2</sup>
3- Briques creuses (10 cm).....	0,90 kN/m <sup>2</sup>
4- Enduit de plâtre (02 cm).....	0,20 kN/m <sup>2</sup>
5- lame d'air (5 cm).....	0,00 kN/m <sup>2</sup>
La charge totale.....	2.85 kN/m <sup>2</sup>

### **II.10. Murs intérieurs**

Murs intérieurs (simple cloison) :

1- Enduit ciment extérieur (02 cm) .....	0,4 kN/m <sup>2</sup>
2- Briques creuses (10 cm) .....	0,90 kN/m <sup>2</sup>
3- Enduit de plâtre (02 cm) .....	0,20 kN/m <sup>2</sup>
La charge totale.....	1,5 kN/m <sup>2</sup>

### **II.11. Conclusion**

Le pré dimensionnement que nous avons effectué sur les éléments structuraux a pour but d'assurer la résistance, la stabilité et l'économie de la structure tout en satisfaisant les règles de RPA99/version 2003 et les différents critères. Le chapitre suivant fera l'objet d'étude des planchers corps creux et des dalles pleine

# CHAPITRE III

## CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

- ❖ L'acrotère
- ❖ L'escalier

## III.1. L'acrotère

### III.1.1 Définition

L'acrotère est une construction complémentaire sur la plancher terrasse pour servir essentiellement au relevé de l'étanchéité, et pour second rôle il sert à protéger les personnes contre la chute.

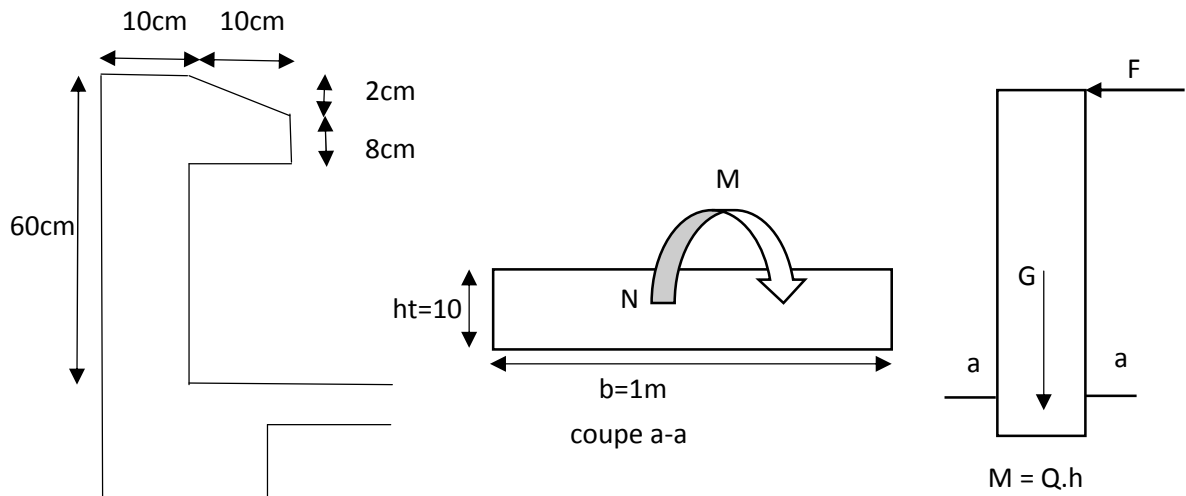
L'acrotère est assimilable à une console encastrée au le plancher terrasse, qui est un système isostatique. la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

Elle est sollicitée par son poids propre  $G$ , et une poussée horizontale :  $F = \text{Max}(f_p, f_q)$  ;

Avec :  $-f_p = 4AC_p W_p$

- $A = 0.15$  coefficient d'accélération de zone (RPA 99 page 26)
- $C_p = 0.8$  facteure de force horizontale (RPA 99 page 43)
- $w_p$  : poids propre de l'acrotère.  $W_p = 205.5 \text{ Kg/ml}$
- $F_q$  : la poussée horizontale  $F_q = 100 \text{ kN/ml}$ .

### III.1.2 Schéma statique



**FigIII.1:Schéma statique de l'acrotère**

- Le calcul sera effectuer pour une bonde de 1 m de largeur la console sera calculée en flexion composée .

Avec :  $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.725 = 0.83 \text{ KN/ml}$

$$Q = \text{Max}(F_p, F_q) = 100 \text{ KN /ml}$$

La force  $F$  engendre un moment maximum à la base .

Moment et l'effort normaux :

$$M_u = 1.5Q.h$$

$$M_s = Q .h$$

Tab III.1: Moment et l'effort de (Elu, Els)

/	N (KN)	M (KN.m)
E.L.U	2.32	0.9
E.L.S	1.72	0.6

### III.1.3 Calcul des excentricités

E.L.U :

Excentricité du 1<sup>er</sup> ordre  $e_1$  :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a \quad \text{Avec :} \quad e_a = \max \left\{ \frac{L}{250} = \frac{60}{250} = 0.24 \text{ cm} \rightarrow e_a = 2 \text{ cm} \right.$$

$$\rightarrow e_a = \frac{0.9}{2.32} + 0.02 = 0.4 \text{ m.}$$

Excentricité du 2<sup>ème</sup> ordre  $e_2$  :

$$e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2}{10^4 \cdot h} [2 + (\alpha \cdot \xi)]$$

Avec : longueur de flambement :  $l_f = 0.2L_0 = 0.2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m}$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_q} = \frac{W_p}{W_p + F_p} = \frac{1.725}{1.725 + 0.8} = 0.6$$

$$\rightarrow e_2 = \frac{3 \times (1.2)^2}{10^4 \times 0.1} \times [2 + (0.68 \times 2)] = 0.029 \text{ m}$$

$$e_0 = e_1 + e_2 = 0.40 + 0.029 = 0.429 \text{ m}$$

Sollicitation ultime corrigée  $M_{uc}$  :

$$M_{uc} = N_u \cdot e_0 = 2.32 \times 0.429 = 0.99 \text{ KN.m}$$

Sollicitation ramenées au centre de gravité :

$$M_{uA} = N_u \cdot e_A \quad \text{Avec :} \quad e_A = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$\rightarrow e_A = 0.429 + \left(0.09 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.469 \text{ m}$$

Donc :  $\rightarrow M_{uA} = 2.32 \times 0.469 = 1.08 \text{ KN.m}$

E.L.S :

- Effort normal :  $N_{ser} = G = 1.781 \text{ KN}$ .

- Moment fléchissant :  $M_u = Q \cdot h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN}$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$



Excentricité du 1<sup>er</sup> ordre  $e_1$  :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a \quad \text{Avec : } e_a = 2 \text{ cm}$$

$$\rightarrow e_1 = \frac{0.6}{1.725} + 0.02 = 0.367 \text{ m.}$$

Excentricité du 2<sup>ème</sup> ordre  $e_2$  :

$$e_2 = 0.029 \text{ m}$$

$$e_0 = e_1 + e_2 = 0.3767 + 0.029 = 0.396 \text{ m}$$

Sollicitation service corrigée  $M_{serC}$  :

$$M_{serC} = N_{ser} \cdot e_0 = 1.725 \times 0.396 = 0.68 \text{ KN.m}$$

Sollicitation ramenée au centre de gravité :

$$M_{serA} = N_{ser} \cdot e_A$$

$$\text{Avec : } e_A = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$\rightarrow e_A = 0.396 + \left(0.09 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.43 \text{ m.}$$

$$\text{Donc : } M_{serA} = 1.725 \times 0.43 = 0.75 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage:

$$M = 0.9 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b d^2 f_{bu}} = 0.0078$$

$$\mu_{bu} < \mu_{ul} = 0.371 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.255(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0098$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.09 \text{ m}$$

Section de l'acier:

$$A_t = \frac{M_{ut}}{Z \sigma_s} \quad (\text{avec } \sigma_s = \frac{f_{Me}}{1.15})$$

$$A = \frac{0.9 \times 10^{-3}}{0.09 \times 348} = 2.87 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$A_t = 0.29 \text{ cm}^2$$

- Calcul des excentricités:

Elu:

Excentricité du 1<sup>er</sup> ordre  $e_1$ :

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.86 \text{ cm}^2$$

On a donc :

$A_{\min} > A_t \rightarrow$  (on adoptera  $A_{\min}$ )  $\rightarrow$  soit:  $7T8=3,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

$\text{esp}=16.5 \text{ cm}$

Les armateurs de répartitions  $A_r$ :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.52}{4} = 0.88 \text{ cm}^2$$

$\text{esp}=18 \text{ cm}$

Vérification des contraintes:

Il faut que:  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bc}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.0098)}) = 0.0098$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{0.9}{0.6} = 1.5$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.5-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.5$$

$$\alpha < 0.5$$

On a donc:

$$\rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{CV.}$$

Vérification de l'effort tranchant:

$$T_{\max} = Q = 1.00 \text{ KN}$$

$$\tau_{st} = \frac{T_{\max}}{b d} = \frac{1 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.011 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow \overline{\tau}_u \min \left\{ 0.2 \times \frac{25}{1.5} = 0.33 \text{ MPa} \right. \right. \\ \left. \left. 5 \text{ MPa} \right. \right.$$

$$\overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

On a donc:  $\tau_u = 0.011 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$

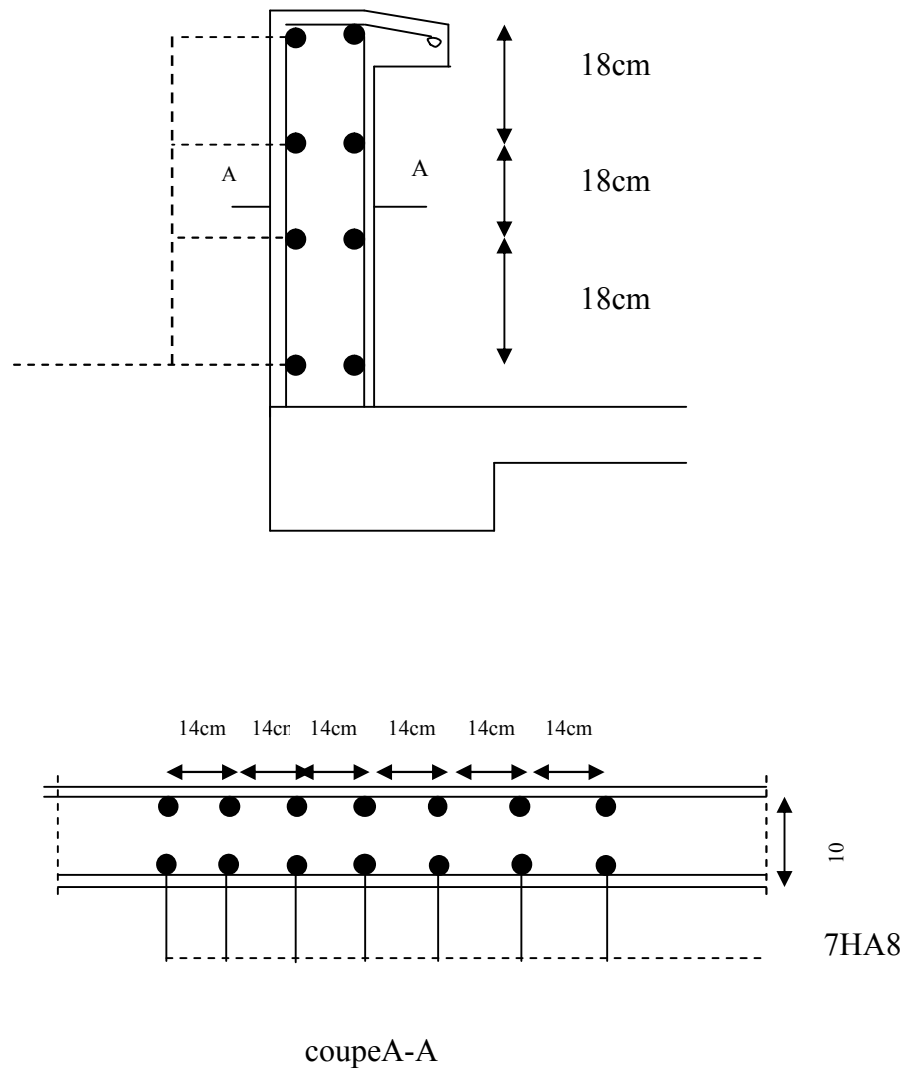


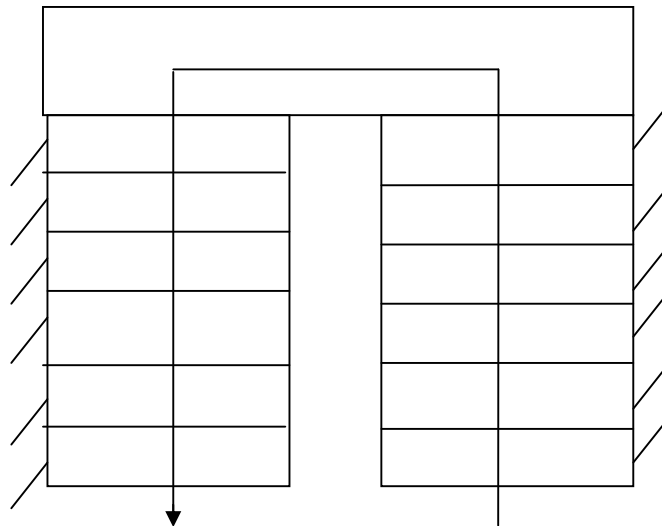
Fig III.2:Schéma théorique de ferraillage l'acrotère

### **III.2.Escalier**

#### **III.2.1.Définition**

Un escalier est un élément constitué d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux. Ou bien, il sert à relier deux différents niveaux d'une construction.

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté a deux volée et un seul palée coulé en place.



**Fig III.3:Schéma statique de l'escalier**

Un escalier est constitué d'une succession de gradins, il sert à relier deux différents niveaux d'une construction.

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment.

#### **III.2.2. Détermination des efforts**

Pour notre emmarchement on aura :

Palier RDC et EC..... $G1 = 5.40 \text{ KN/ml}$

Paillasse RDC..... $G2 = 8.12 \text{ KN/ml}$

Paillasse EC..... $G'2 = 8.12 \text{ KN/ml}$

Surcharge..... $Q = 2.50 \text{ KN/ml}$

o Combinaisons :

a/ palier Chargement linéaire  $q_1/\text{ml}$  de palier

$$Q_{up} = 1.35 \times G_1 + 1.5 Q_1 = 1.35 \times 5.4 + 1.5 \times 2.50 = 11.04 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{up} = Q_{up} \times 1 \text{ ml} = 11.04 \text{ KN/ml}$$

b / paillasse

Chargement linéaire  $q_2/\text{ml}$  de la paillasse

$$Q_{uv} = 1.35 G_2 + 1.5 Q_2 = 1.35 \times 8.12 + 1.5 \times 2.50 = 14.71 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{uv} = Q_{uv} \times 1 \text{ ml} = 14.71 \text{ KN/ml}$$

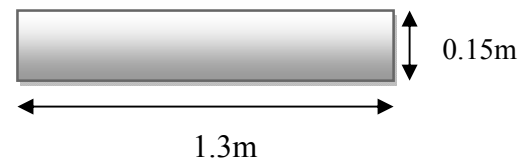
### III.2.3. Ferrailage

Le calcul se fait pour une section rectangulaire d'une largeur de 1.3 m, et d'une hauteur de 0,15m :

$$M_{u\max} = 23.97 \text{ KN. m}$$

$$V_{u\max} = 18.42 \text{ KN}$$

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



Fissurations peu nuisibles ; donc le calcul se fera à l'ELU.

### Ferrailage de la paillasse

a. Armature longitudinale :

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{23.97 \times 10^{-3}}{1.3 \times (0.9 \times 0.15^2) \times 14.17} = 0.06$$

$\mu < 0.186 \rightarrow$  Pas d'armatures comprimées.

$\rightarrow$  Domaine 1,  $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$ ,  $\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.077$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.13 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 5.29 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$= 0.23 \times 1.3 \times (0.9 \times 0.15) \times \frac{2.1}{400} = 2.1 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{min}$$

Choix des barres : 6HA 12 = 6.79 cm<sup>2</sup>

2.3.3. calcul de l'espacement

$$St \leq \min(0, 9d, 40 \text{ cm}) = 12.15 \text{ cm.}$$

On prend : St = 10 cm.

2.3.4. Ar matures de répartition:

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1.7 \text{ cm}^2$$

4HA 8 = 2.01 cm<sup>2</sup> espacées de 25 cm.

2.3.5. Vérification au cisaillement

On doit vérifier que:  $t < \bar{t}$

$$t_u = \frac{V_{u\max}}{b_0 \times d}$$

$$V_u = 26.38 \text{ KN}$$

$$t_u = \frac{0.02638}{1.3 \times 0.108} = 0.15 \text{ MPa}$$

$$\bar{t}_u = \min\left(0.20 \frac{f_{c28}}{g_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa.}$$

$t < \bar{t} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$

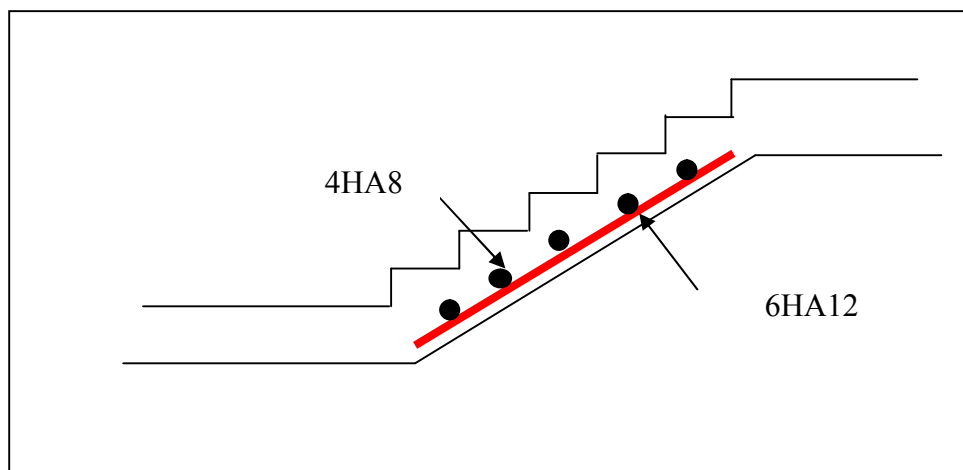


Fig III.4: Schéma ferrailage l'escalier

**Calcul de la poutre palière**

Les poutres palières sont encastrées aux extrémités. Elles reprennent les charges suivantes :

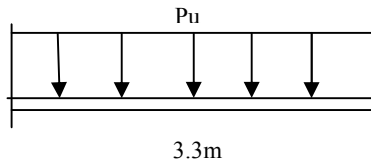
- Charges dues à leur poids propre.
- Charges dues aux réactions du palier.
- Charges dues au poids propre de la maçonnerie.

Les dimensions de la poutre palière sont:

$b = 30 \text{ cm.}$

$h = 30 \text{ cm.}$

Longueur 3.3 m.



**Fig III.5:Schéma statique de la poutre palière**

Dans notre cas, la poutre palière la plus défavorable est celle qui supporte la console.

- Poids propre de la poutre (charge permanente)  $= 0.3 \times 3 \times 25 = 22.5 \text{ KN/ml}$
  - Réaction du palier (charge d'exploitation) :  $Q = (3.25 + 3.25) \times 3.3 = 21.4 \text{ KN/ml}$
- $P_{ser} = 21.4 + 2.25 = 43.9 \text{ KN/ml.}$

$$P_u = 1.35 (22.5) + 1.5 (21.4) = 62.47 \text{ KN/ml}$$

La poutre n'étant pas exposée aux intempéries. La fissuration est peu nuisible, donc le calcul se fera à l'ELU.

**Calcul du moment maximum**

Moment maximum en travée :

$$M_u = \frac{P_u \times l^2}{24} = 28.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{P_s \times l^2}{24} = 19.91 \text{ KN.m}$$

Moment maximum aux appuis :

$$M_u = \frac{P_u \times l^2}{12} = 56.69 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{P_s \times l^2}{12} = 39.83 \text{ kN.m}$$

L'effort tranchant :

$$T = V_{u\max} = P_u \times \frac{l}{2} = 103.07 \text{ kN}$$

#### **2.4.2. Calcul du Ferrailage :**

Ferrailage en travée :

$$M_u = 0.02834 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0.02834}{0.3 \times (0.9 \times 0.3)^2 \times 14.17} = 0.08$$

$\mu < 0.186 \rightarrow$  Pas d'armatures comprimées.

$\rightarrow$  Domaine 1,  $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$ ,  $\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.104$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.287 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 2.83 \text{ cm}^2$$

Ferrailage en appuis :

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0.05669}{0.3 \times (0.9 \times 0.3)^2 \times 14.17} = 0.18$$

$\mu < 0.186 \rightarrow$  Pas d'armatures comprimées.

$\rightarrow$  Domaine 1,  $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$ ,  $\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.25$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.24 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 67.87 \text{ cm}^2$$

#### **Vérifications diverses**

a/ Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier;

$$t_u < \bar{t}$$

$$t_u = \frac{V_{u\max}}{b_0 \times d}$$

$$V_u = 0.103$$

$$t_u = \frac{1.03}{0.3 \times (0.9 \times 0.3)} = 1.27$$

$$\bar{t}_u = \min\left(0.20 \frac{f_{c28}}{g_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa.}$$



$t < \bar{t} \rightarrow \text{Armature transversales droites } \alpha = 90^\circ$

b/ Condition de non fragilité:

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 0.3 \times (0.9 \times 0.3) \times \frac{2.1}{400} = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{\min}$$

Choix des barres : 6HA 12 = 6.79 cm<sup>2</sup>

## Armatures transversales :

$$A_t = \frac{A_s}{4} = 0.607 \text{ cm}^2$$

On prend

Calcul l'espacement:

$$S_t < \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = 0.243 \text{ m}$$

On prend:  $S_t = 20 \text{ cm}$

Vérification de la section  $A_t$ :

$$A_t \geq \frac{V_{\max} \times S_t}{0.8 \times d \times f_e} = 0.0289 \text{ MPa}$$

$$V_{\max} = 0.0289 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

# CHAPITRE IV:

## ETUDE DE PLANCHER

- ❖ PLANCHER A CORPS CREUX
- ❖ Pré dimensionnements des poutrelles
- ❖ Ferraillages des poutrelles

### IV.1. Les planchers

Les planchers sont des éléments horizontaux plan qui permettent la séparation entre deux niveaux successifs et déterminent les différents niveaux d'un bâtiment. On a deux types de planchers :

- ❖ Plancher en corps creux
- ❖ plancher dalle pleine

### IV.2. Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants

#### a. Méthode forfaitaire

Elle ne s'applique qu'aux éléments fléchies (poutre, dalle calculées dans un seul sens).

- ❖  $P \geq \max(2G ; 5 \text{ kN/m}^2)$
- ❖ Les moments d'inertie de section transversale sont les mêmes dans les différentes travées
- ❖ Le rapport entre deux portées successives doit être compris entre 0,85 et 1,25 ( $0,85 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1,25$ )
- ❖ La fissuration est considérée comme peu nuisible.

Valeurs des coefficients :

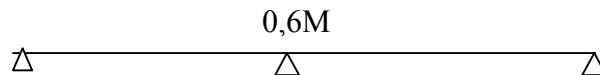
$M_0$  : La valeur maximale du moment de flexion dans la travée de comparaison ou moment isostatique.

$M_e, M_w$  : respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite qui sont pris en compte dans le calcul de la travée.

$M_t$  : le moment maximale de la travée considérée.

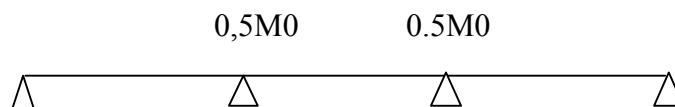
$\alpha$  : Est le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes d'exploitation. La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire n'est pas inférieure à :

$0,6M_0$  : Dans le cas d'une poutre à deux travées.

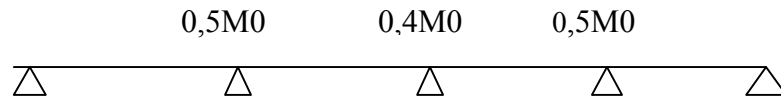


$0,5M_0$  : Dans le cas des appuis voisins des appuis d'extrémité d'une poutre à plus de deux

travées.



0.4M: Dans le cas des autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.



Les moments en travées :

doit satisfaire les inégalités suivantes :

❖ Pour les travées de rive :

$$M_t + \left( \frac{M_w + M_e}{2} \right) \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0 ; 1.05M_0]$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

❖ Pour les travées intermédiaires :

$$M_t + \left( \frac{M_w + M_e}{2} \right) \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0 ; 1.05M_0]$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

### **b. Trois moments**

Moment aux appuis :

$$M_{i-1} + 2M_i (L_i + L_{i+1}) + M_{i+1} L_i = -6EI (\theta_i^g + \theta_i^d) \text{ avec :}$$

$$\theta_2^g = q \cdot L_1^3 / (24EI)$$

$$\theta_2^d = \theta_3^g = q \cdot L_2^3 / (24EI)$$

$\theta_i^g, \theta_i^d$  respectivement les rotations à gauche et à droite de l'appui considéré.

$M_{i-1}, M_i, M_{i+1}$ , les moment en appuis.

$L_{i-1}, L_i, L_{i+1}$ , les travées de la poutre

### **c. Méthode de Albert Caquot**

la méthode s' applique essentiellement aux poutres -planchers des construction industrielles ,c'est -à-dire  $Q > 2G; Q \geq 5KN$ .

Elle peut aussi s'appliquer lorsqu' une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas validée.

\*Valeurs des moments sur appuis

Afin de calculer le moment sur appui il faut déduire les longueurs fictives suivantes :

\* $l'=l$  : pour les travées de rive ;

\* $l'=0,8l$  : les travées intermédiaires.

Le moments sur appui peut égale à :

$$M_a = - \frac{PW \cdot L'_w{}^3 + P_e \cdot L'_e{}^3}{8.5 (L'_w + L'_e)}$$

$M_a = \text{Momentsurappui}$  ;

$P_w \text{ et } P_e = \text{charges uniformes sur les travées de gauche et de droite}$  ;

$L'_w \text{ et } L'_e = \text{Portées fictives des travées de gauche et de droite}$  ;

Valeur de moment en travée :

Les moment en travée sont calculés en considérant les travées réelles ( de portée  $L$  , non fictives  $L'$  ) .comme dans l'évaluation de moment sur appuis , on ne considère que les deux travées adjacentes à la travée étudiée .

Le moment est maximal au point (X) d'effort tranchant nul :

$$X(m) = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{q \cdot l'}$$

Le moment maximal  $M(x)$  en travée :

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{qx^2}{2} + M_w \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \frac{x}{l}$$

Effort tranchant :

Les efforts tranchants sur appuis (  $V_w$  appuis de gauche et  $V_e$  appuis droit ) sont calculés comme suit :

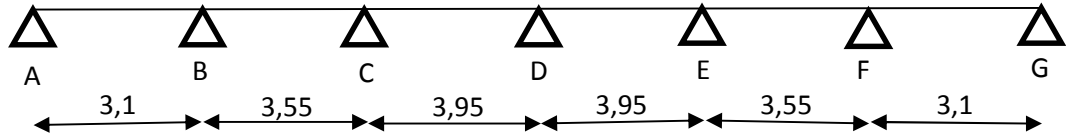
$$\begin{cases} V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2} \\ V_e = V_w + qL \end{cases}$$

	G	Q	$\alpha$	$q_u$	$q_s$	charge sur nervure 0.65q	
						$q_u$	$q_s$
Terrasse	6.28	1	0.137	9.978	7.28	6.486	4.732
Etage courant	5.38	1.5	0.218	9.513	6.88	6.183	4.472

**Plancher terrasse**

1) ELU :

❖ Type 01 :



Détermination des sollicitation :

$$M_{0.AB} = M_{0.FG} = \frac{q_u \times L_{AB}^2}{8} = \frac{6,486 \times 3,1^2}{8} = 7,79$$

$$M_{0.BC} = M_{0.EF} = \frac{6,486 \times 3,55^2}{8} = 10,22$$

$$M_{0.CD} = M_{0.DE} = \frac{6,486 \times 3,95^2}{8} = 12,65$$

Les moments aux appuis :

$$M_A = M_G = 0,2M_0 = 1,56$$

$$M_B = M_F = 0,5M_0 = 5,11$$

$$M_C = M_E = M_D = 0,4M_0 = 5,06$$

Moment en travée :

Travée AB : (travée de rive )

$$M_t^{AB} = M_t^{FG} = \max (0,69M_0 ; 0,62M_0)$$

$$M_t^{AB} = M_t^{FG} = 5,37$$

Travée BC & EF : (travée intermédiaire )

$$M_t^{BC} = M_t^{EF} = \max (0,59M_0 ; 0,52M_0)$$

$$M_t^{BC} = M_t^{EF} = 6,03 \text{ KN. m}$$

Travée CD & DE :

$$M_t^{CD} = M_t^{DE} = \max (0,64M_0 ; 0,52M_0)$$

$$M_t^{CD} = M_t^{DE} = 8,096$$

Effort tranchant :

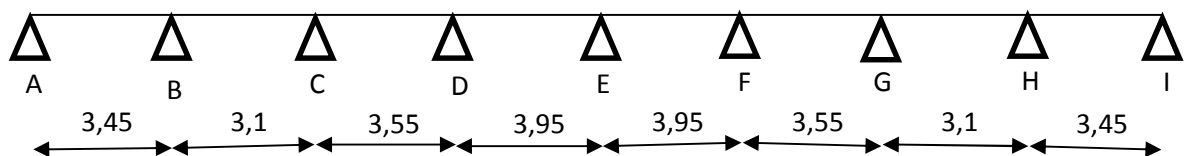
$$\text{Travée AB : } \begin{cases} T_A = \frac{M_A - M_B}{L_{AB}} + \frac{q_u \times L_{AB}}{2} = 8,91 \text{ KN} \\ T_B = T_A - q_u \times L_{AB} = -11,198 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} T_B = \frac{M_B - M_C}{L_{BC}} + \frac{q_u \times L_{BC}}{2} = 11,53 \text{ KN} \\ T_C = T_B - q_u \times L_{BC} = -11,49 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée CD : } \begin{cases} T_C = \frac{M_C - M_D}{L_{CD}} + \frac{q_u \times L_{CD}}{2} = 12,81 \text{ KN} \\ T_D = T_C - q_u \times L_{CD} = -12,81 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée DE : } \begin{cases} T_D = \frac{M_D - M_E}{L_{DE}} + \frac{q_u \times L_{DE}}{2} = 12,81 \text{ KN} \\ T_E = T_D - q_u \times L_{DE} = -12,81 \text{ KN} \end{cases}$$

❖ Type 02 :



Travée	$M_O$	$M_W$	$M_E$	$M_t$	$T_W$	$T_e$
A-B	9.65	1,93	4,82	6,66	10,35	-12,03
H-I		4,82	1,93		12,03	-10,35
B-C	7.79	4,82	4,09	4,596	10,29	-9,82
G-H		4,09	4,82		9,82	-10,29
C-D	10.22	4,09	5,06	6,54	11,24	-11,78
F-G		5,06	4,09		11,87	-11,24
D-E	12.65	5,06	5,06	8,096	12,81	-12,81
E-F		5,06	5,06		12,81	-12,81

2) ELS :

❖ Type 01 :

Travée	$M_0$ KN.M	$M_w$ KN.M	$M_E$ KN.M	$M_T$ KN.M	$T_W$ KN	$T_E$ KN
A-B	5,68	1,136	3,725	3,92	6,499	-8,170
F-G		3,725	1,136		8,17	-6,499
B-C	7,45	3,725	3,692	4,39	8,41	-8,39
E-F		3,692	3,725		8,39	-8,41
C-D	9,23	3,692	3,692	5,91	9,345	-9,35

## Chapitre IV : ETUDE DE PLANCHER

D-E		3,692	3,692		9,34	-9,35
-----	--	-------	-------	--	------	-------

❖ Type 02 :

Travée	Mo	MW	Me	Mt	Tw	Te
A-B	7,04	1,41	3,52	4,86	7,55	-8,77
H-I		3,52	1,41		8,77	-7,55
B-C	5,68	3,52	2,98	3,35	7,51	-7,16
G-H		2,98	3,52		7,16	-7,51
C-D	7,45	2,98	3,69	4,77	8,199	-8,599
F-G		3,69	2,98		8,599	-8,19
D-E	9,23	3,69	3,69	5,91	9,34	-9,35
E-F		3,69	3,69		9,34	-9,35

**Etage courant :**

1) ELU :

❖ Type 01 :

Travée	M <sub>0</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>
A-B	7,43	1,486	4,87	5,27	8,49	-10,68
f-G		4,87	1,486		10,68	-8,49
B-C	9,74	4,87	4,82	9,35	10,99	-10,96
E-F		4,82	4,87		10,96	-10,99
C-D	12,06	4,82	4,82	7,96	12,21	-12,21
D-E		4,82	4,82		12,21	-12,21

❖ Type 02 :

Travée	M <sub>0</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>	Tw	T <sub>e</sub>
A-B	9,199	1,84	4,599	6,53	9,86	-11,47
H-I		4,599	1,84		11,47	-9,86
B-C	7,43	4,599	3,896	7,13	9,81	-9,36
G-H		3,896	4,599		9,36	-9,81



## Chapitre IV : ETUDE DE PLANCHER

C-D	9,74	3,896	4,82	6,43	10,71	-11,24
F-G		4,82	3,896		11,24	-10,71
D-E	12,06	4,82	4,82	7,96	12,21	-12,21
E-F		4,82	4,82		12,21	-12,21

2) ELS :

❖ Type 01 :

Travée	$M_o$	MW	$M_e$	$M_t$	Tw	Te
A-B	5,37	1,07	3,52	3,81	6,14	-7,72
F-G		3,52	1,07		7,72	-6,14
B-C	7,04	3,52	3,49	6,76	7,95	-7,92
E-F		3,49	3,52		7,92	-7,95
C-D	8,72	3,49	3,49	5,75	8,83	-8,83
D-E		3,49	3,49		8,83	-8,83

❖ Type 02 :

Travée	$M_o$	$M_w$	$M_e$	$M_t$	$T_w$	$T_e$
A-B	6,65	1,33	3,32	4,72	7,14	-8,29
H-I		3,32	1,33		8,29	-7,14
B-C	5,37	3,32	2,82	5,15	7,02	-6,77
G-H		2,82	3,32		6,77	-7,09
C-D	7,04	2,82	3,49	4,65	7,75	-8,12
F-G		3,49	2,82		8,12	-7,75
D-E	8,72	3,49	3,49	5,75	8,83	-8,83
E-F		3,49	3,49		8,83	-8,83

**Type 03 : (en ELU & ELS )**

**Plancher terrasse**

Moment en appuis			Moment en travée				
Appuis	E.L.U	E.L.S	Travée	X(m )	Portée réelle (m)	E.L.U	E.L.S
A	-7,79	-5,68	A-B	1,69	3,1	1,20	0,88
B	-5,47	-3,99	B-C	0,83	3,55	-2,24	-1,63
C	-22,94	-16,73	C-D	3,95	7,9	27,66	20,18
D	-22,94	-16,73	D-E	2,72	3,55	-2,24	-1,63
E	-5,47	-3,99	E-F	1,41	3,1	1,20	0,88
F	-7,79	-5,68	/	/	/	/	/

Effort tranchant				Travée
E.L.U		E.L.S		
T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	
9,31	-10,80	6,79	-7,88	A-B
16,43	-6,59	11,99	-4,81	B-C
25,62	-25,62	18,69	-18,69	C-D
6,59	-16,43	4,81	-11,99	D-E
10,80	-9,31	7,88	-6,79	E-F

**Etage courant :**

Moment en appuis			Moment en travée				
Appuis	E.L.U	E.L.S	Travée	X(m )	Portée réelle (m)	E.L.U	E.L.S
A	-7,43	-5,37	A-B	1,69	3,1	1,14	0,83
B	-5,22	-3,77	B-C	0,83	3,55	-2,13	-1,54
C	-21,87	-15,81	C-D	3,95	7,9	26,37	19,07
D	-21,87	-15,81	D-E	2,72	3,55	-2,13	-1,54
E	-5,22	-3,77	E-F	1,41	3,1	1,14	0,83
F	-7,43	-5,37	/	/	/	/	/

Effort tranchant				Travée
E.L.U		E.L.S		
T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	
8,87	-10,30	6,42	-7,45	A-B
15,66	-6,29	11,33	-4,55	B-C
24,42	-24,42	17,66	-17,66	C-D
6,29	-15,66	4,55	-11,33	D-E
10,30	-8,87	7,45	-6,42	E-F

# CHAPITRE V

## Etude du bâtiment par la méthode dynamique par accélérogramme

### **V.1. Définition**

L'étude génie civil d'un bâtiment consiste à déterminer les différentes actions qui agissent sur cet ouvrage, pour cette raison l'étude des efforts sismiques est indispensable pour assurer la sécurité des biens et des personnes, le risque sismique est lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de la construction, raison pour laquelle une démarche globale de conception parasismique dans la construction doit être mise en place, elle doit s'appuyer sur trois points :

- Respect de la réglementation parasismique.
- Conception architecturale parasismique.
- Mise en œuvre soignée.

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants. Plusieurs conceptions parasismiques et diverses méthodes de calcul ont été proposées parmi lesquelles on distingue trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode dynamique modale spectrale.
- Méthode dynamique par accélérogrammes.

### **V.2. Modélisation de la structure étudiée**

Le calcul dynamique consiste à déterminer les modes propres de vibration de la structure ainsi que leurs natures (modes de torsion ou de translation), les caractéristiques dynamiques de la structure sont déterminées par logiciel SAP2000.

### **V.3. Description du bâtiment SAP 2000**

**Présentation du programme SAP2000 :** SAP 2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et

ouvrage de génie civil. Il permet en même environnement la saisie graphique des ouvrages de BTP avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamique avec des compléments de conception et des structures en béton armé, charpente métallique.



**Fig V.1:la programme de Sap2000**

SAP2000 est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments, châteaux D'eau ....) .

Le logiciel de SAP 2000 permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la

Géométrie, condition aux limites, chargement caractéristique des matériaux....etc.).

La modélisation sur SAP2000 consiste en les étapes suivantes :

- Entrer la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivité des éléments).
- Spécifier les propriétés des éléments et les assigner aux éléments.
- Définir les cas de charges (statique et dynamique) et assigner ces charges aux éléments.

4. Spécifier les conditions aux limites (appuis diaphragmes,...etc.).

5. Visualiser les résultats

#### **V.4. Modélisation des éléments structuraux**

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poutres et poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degré de liberté par nœud .
- Les voile ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds .
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigide et le sens des poutrelles peut-être automatiquement introduits.

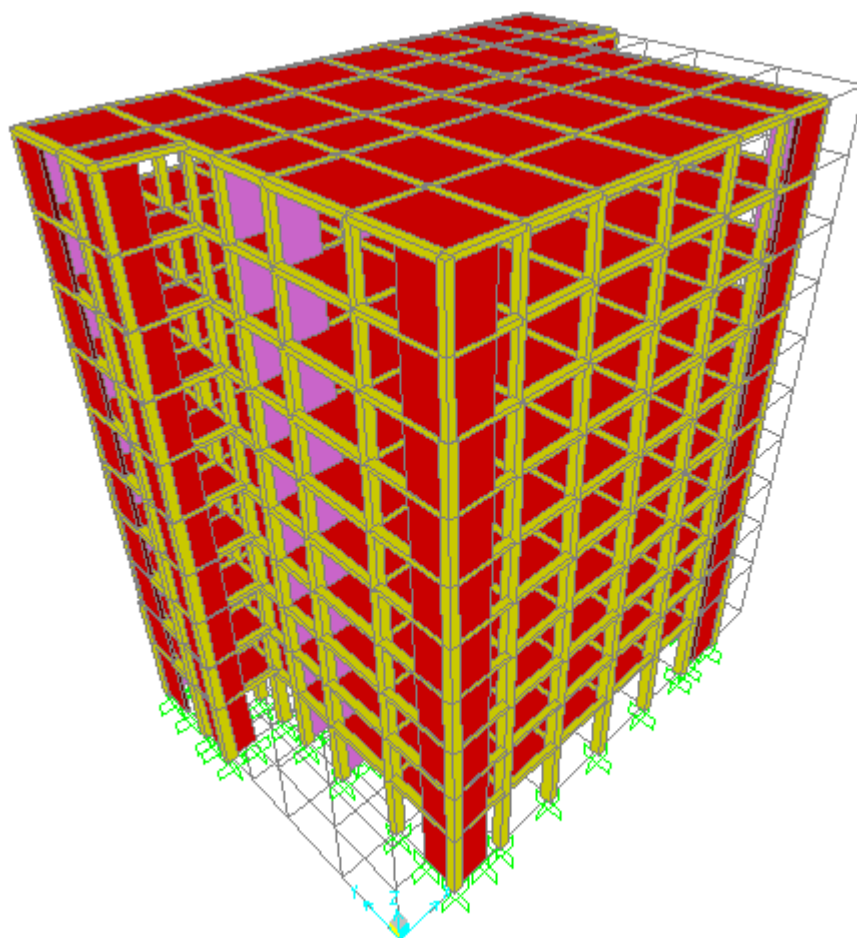
Les dalles sont modélisée par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires

#### **V.5. choix de la méthode de calcul**

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de condition suivant les règles en vigueur en Algérie ( RPA99/2003 ) , ici les condition d'application de la méthode statique équivalent ne sont pas toutes remplies .

Dans le cadre de cette recherche, le choix des accélérogrammes représente une étape fondamentale. Ces accélérogrammes sont utilisés pour réaliser des analyses temporelles qui permettent de caractériser le comportement des structures à étudier.

Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.



**Fig V.2: La Batiment de l'étude**

### **V.5.1 Méthode statique équivalente**

#### **V.5.1.1 Condition d'application de la méthode statique équivalente**

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

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

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I :

tous groupes

Zone II :

groupe d'usage 3

groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III :

groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

#### **V.5.1.2 Calcul de la force sismique totale (voir modificatifs et compléments aux RPA 99 EN page 116).**

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule

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

- A : coefficient d'accélération de zone.
  - D : facteur d'amplification dynamique moyen.
  - Q : facteur de qualité.
  - R : coefficient de comportement.
  - WT : poids total de la structure.
- A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment



## CHAPITRE V : Etude du bâtiment par la méthode dynamique par accélérogramme

**Tab V.1: Coefficient d'accélération de zone A**

Groupe \ Zone	I	II	III
1A	0.12	0.25	0.35
1B	0.10	0.20	0.30
2	0.08	0.15	0.25
3	0.05	0.10	0.15

A : coefficient d'accélération de zone IIIa..... A= 0.30

Groupe usage 1B (hauteur totale =28.56 m )

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

**Tab V.2: Valeurs du coefficient de comportement**

Cas n°	Système de contreventement	$C_T$
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé , des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0.050

T : la période fondamentale de la structure coefficient, fonction de système de contreventement, du type de remplissage

$$T = C_T h_n^{3/4} = 1 \text{ s}$$

$h_n$ : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$h_n = 31.62 \text{ m}$

$T_1, T_2$  : périodes caractéristique associées à la catégorie du site ( tableau 4,7 RPA /2003)

## CHAPITRE V : Etude du bâtiment par la méthode dynamique par accélérogramme

**Tab V.3: Valeurs de T1 et T2**

Site	S1 (site rocheux)	S1 (site ferme)	S1 (site meuble)	S1 (site très meuble)
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

D'après le rapport du sol, nous avons un site ferme  $S \rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \\ T_2 = 0.40 \end{cases}$

Et comme " CT " le cas n0=03 dans le tableau, on peut utiliser aussi la formule :

$$T = \frac{h_n}{\sqrt{D}}$$

où "D "est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction considérée.

$$D_x = 28.8 \text{ m} \rightarrow T_x = 0.53 \text{ s}$$

$$D_y = 20.05 \text{ m} \rightarrow T_y = 0.63 \text{ s}$$

$$T_x = \min ( 0.53 \text{ s} , 1 \text{ s} ) \rightarrow T_x = 0.53 \text{ s}$$

$$T_y = \min ( 0.63 \text{ s} , 1 \text{ s} ) \rightarrow T_y = 0.63 \text{ s}$$

$$T_2 = 0.4 \text{ s} < T_x = 0.53 \text{ s} < 3 \text{ s} \rightarrow D_x = 2.5 \eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 1.325$$

$$T_2 = 0.4 \text{ s} < T_x = 0.63 \text{ s} < 3 \text{ s} \rightarrow D_y = 2.5 \eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 1.4$$

$\xi$  : pourcentage d'amortissement critique donnée par le tableau 4,2 (RPA/2003),

Dans notre cas  $\xi = 10\% \rightarrow$  présence des voile en béton armé et des murs en maçonnerie

**Tab V.4: Valeurs de  $\xi\%$**

	Portiques		Voiles ou murs
Remplissage	Béton armé	Acier	Béton armé / maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

: facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7(2+\xi)} \geq 0,7$$

## CHAPITRE V : Etude du bâtiment par la méthode dynamique par accélérogramme

$$\rightarrow = \sqrt{\frac{7}{2 \cdot \xi}} = 0.76$$

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

$$D = \begin{cases} 2.5 \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \cdot \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

$$D = 1.031$$

-R : coefficient de comportement global de la structure

Le bâtiment est contreventé par un système de contreventement mixte , portique /voile en béton armé avec interaction

$$R = 5$$

- Q : facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de

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

La valeur de Q est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum Pq$

Q ; facteur de qualité

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad P_q : \text{valeur de pénalité .}$$

$$Q = 1.2$$

-W : le poids de la structure

**Tab V.5: Poids de structure**

Element	Surface m <sup>2</sup>	G(KN/m <sup>2</sup> )	Q(KN/m <sup>2</sup> )
RDC	451.3	5.38	
Etage courant	451.3	5.38	1.5
Etage terrasse	451.3	6.28	1
L'acrotère	0.07	2.08	1
Poids des poteaux:			

## CHAPITRE V : Etude du bâtiment par la méthode dynamique par accélérogramme

$$9^{\text{ème}} + 8^{\text{ème}} = (P_{\text{cen}} = 0.35 \times 0.35 \times 25 = 3.0625; P_{\text{riv}} = 0.30 \times 0.30 \times 25 = 2.25; P_{\text{ang}} = 0.30 \times 0.30 \times 25 = 2.25)$$

$$7^{\text{ème}} + 6^{\text{ème}} + 5^{\text{ème}} = (P_{\text{cen}} = 0.45 \times 0.45 \times 25 = 5.0625; P_{\text{riv}} = 0.35 \times 0.35 \times 25 = 3.0625; P_{\text{ang}} = 0.30 \times 0.30 \times 25 = 2.25)$$

$$4^{\text{ème}} + 3^{\text{ème}} + 2^{\text{ème}} = (P_{\text{cen}} = 0.50 \times 0.50 \times 25 = 6.25; P_{\text{riv}} = 0.40 \times 0.40 \times 25 = 4; P_{\text{ang}} = 0.35 \times 0.35 \times 25 = 3.0625)$$

$$\text{RDC} + 1^{\text{ème}} = (P_{\text{cen}} = 0.55 \times 0.55 \times 25 = 7.5625; P_{\text{riv}} = 0.45 \times 0.45 \times 25 = 5.0625; P_{\text{ang}} = 0.40 \times 0.40 \times 25 = 4)$$

Poids de poutres:

Poutres principales =  $0.4 \times 0.3 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$

Poutres secondaires =  $0.35 \times 0.25 \times 25 = 2.18 \text{ KN/ml}$

Niveau	Elément	$W_{\text{GI}} + W_{\text{QI}} (\text{KN})$	$W_t (\text{KN})$
Terasse +31.62	Plancher terrasse	2834.16	4635.66
	Poutres principales	411.87	
	Poutres secondaires	323.53	
	$\frac{1}{2}$ voiles	436.3	
	$\frac{1}{2}$ poteau	206.92	
	$\frac{1}{2}$ mur de façade	135.23	
	Acrotère	197.39	
	20% surcharge exploitation	90.26	
8 <sup>ème</sup> +28.56	Plancher étage	2427.99	4480.19
	Poutres principales	411.87	
	Poutres secondaires	323.53	
	$(\frac{1}{2} + \frac{1}{2})$ voiles	493.1	
	$(\frac{1}{2} + \frac{1}{2})$ poteau	413.85	
	$(\frac{1}{2} + \frac{1}{2})$ mur de façade	270.46	
	20% surcharge exploitation	139.39	

**CHAPITRE V : Etude du bâtiment par la méthode dynamique par accélérogramme**

7 <sup>ème</sup> +25.5	Plancher étage	2427.99	4669.597
	Poutres principales	411.87	
	Poutres secondaires	323.53	
	( $\frac{1}{2} + \frac{1}{2}$ )voiles	493.1	
	( $\frac{1}{2} + \frac{1}{2}$ )poteau	603.257	
	( $\frac{1}{2} + \frac{1}{2}$ )mur de façade	270.46	
	20%surcharge exploitation	139.39	
6 <sup>ème</sup> +22.44	Plancher étage	2427.99	4669.597
	Poutres principales	411.87	
	Poutres secondaires	323.53	
	( $\frac{1}{2} + \frac{1}{2}$ )voiles	493.1	
	( $\frac{1}{2} + \frac{1}{2}$ )poteau	603.25	
	( $\frac{1}{2} + \frac{1}{2}$ )mur de façade	270.46	
	20%surcharge exploitation	139.39	
5 <sup>ème</sup> +19.38	Plancher étage	2427.99	4669.597
	Poutres principales	411. 87	
	Poutres secondaires	323.53	
	( $\frac{1}{2} + \frac{1}{2}$ )voiles	493.1	
	( $\frac{1}{2} + \frac{1}{2}$ )poteau	603.25	
	( $\frac{1}{2} + \frac{1}{2}$ )mur de façade	270.46	
	20%surcharge exploitation	139.39	
4 <sup>ème</sup> +16.32	Plancher étage	2427.99	4812.59
	Poutres principales	411.87	
	Poutres secondaires	323.53	
	( $\frac{1}{2} + \frac{1}{2}$ )voiles	493.1	

**CHAPITRE V : Etude du bâtiment par la méthode dynamique par accélérogramme**

	$(\frac{1}{2} + \frac{1}{2})$ poteau $(\frac{1}{2} + \frac{1}{2})$ mur de façade 20%surcharge exploitation	746.25 270.46 139.39	
3 <sup>ème</sup> +13.26	Plancher étage Poutres principales Poutres secondaires $(\frac{1}{2} + \frac{1}{2})$ voiles $(\frac{1}{2} + \frac{1}{2})$ poteau $(\frac{1}{2} + \frac{1}{2})$ mur de façade 20%surcharge exploitation	2427.99 411.87 323.53 493.1 746.25 270.46 139.39	4812.59
2 <sup>ème</sup> +10.2	Plancher étage Poutres principales Poutres secondaires $(\frac{1}{2} + \frac{1}{2})$ voiles $(\frac{1}{2} + \frac{1}{2})$ poteau $(\frac{1}{2} + \frac{1}{2})$ mur de façade 20%surcharge exploitation	2427.99 411.87 323.53 493.1 746.25 270.46 135.39	4812.59
1 <sup>ème</sup> +7.14	Plancher étage Poutres principales Poutres secondaires $(\frac{1}{2} + \frac{1}{2})$ voiles $(\frac{1}{2} + \frac{1}{2})$ poteau $(\frac{1}{2} + \frac{1}{2})$ mur de façade 20%surcharge exploitation	2427.99 441.87 323.53 533.6 923.34 270.46 135.39	5056.18
	Plancher étage	2427.99	

## CHAPITRE V : Etude du bâtiment par la méthode dynamique par accélérogramme

RDC +4.08	Poutres principales	441.87	5210.07
	Poutres secondaires	323.53	
	( <sup>1</sup> / <sub>2</sub> + <sup>1</sup> / <sub>2</sub> )voiles	533.6	
	( <sup>1</sup> / <sub>2</sub> + <sup>1</sup> / <sub>2</sub> )poteau	1077.23	
	( <sup>1</sup> / <sub>2</sub> + <sup>1</sup> / <sub>2</sub> )mur de façade	270.46	
	20%surcharge exploitation	135.39	
Poids total			47828.64

La force sismique totale « V » appliquée à la base dans les deux sens :

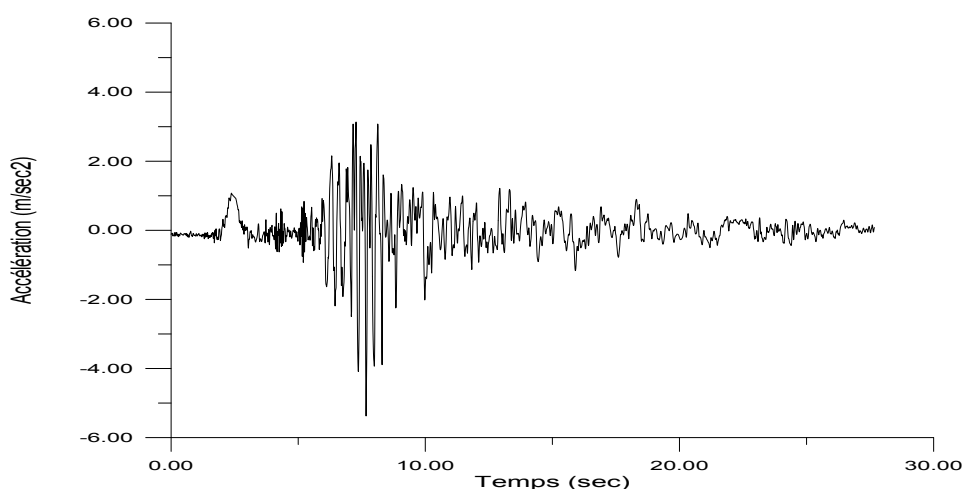
$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} W_t = \frac{0.3 \times 1.325 \times 1.2}{5} \times 47828.64 = 4562.85 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} W_t = \frac{0.3 \times 1.4 \times 1.2}{5} \times 47828.64 = 4821.12 \text{ KN}$$

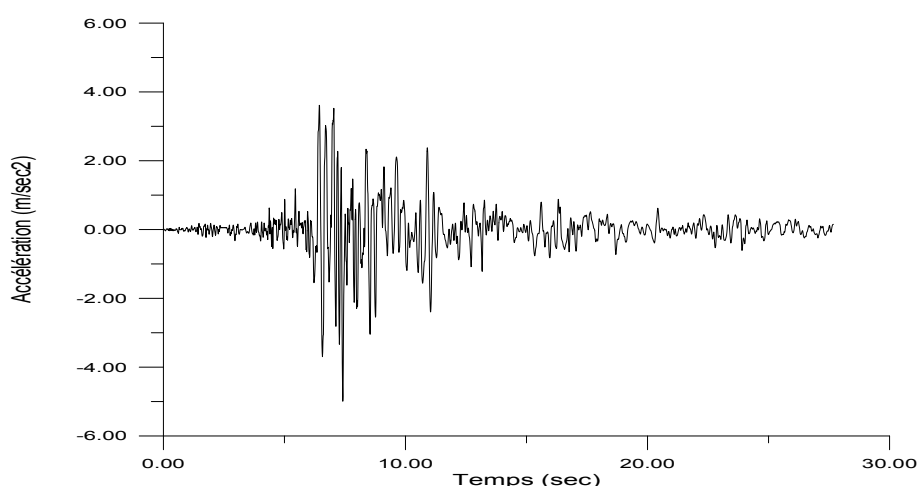
### V.5.2. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

#### V.5.2.1 Description de l'excitation sismique

Une analyse dynamique des réponses temporelles (par accélérogrammes) est utilisée. Elle est plus précise pour analyser le comportement non linéaire et étudier les réponses des deux structures en fonction du temps. Les deux composantes horizontales d'accélérogrammes utilisées dans l'analyse sont celles du séisme du 21 mai 2003 de Boumerdès et d'Alger enregistrées à la station de Dar El Beida avec une accélération maximale de 0.52g pour la composante E-W (transversale) et de 0.49g pour la composante N-S (longitudinale). Ces deux composantes sont appliquées respectivement dans le sens longitudinal et le sens transversal de chaque structure.



**Fig V.3:Accélérogramme de composante E-W du séisme de 21 mai 2003(station Dar El Baida).**



**Fig V.4:Accélérogramme de la composante N-S du séisme de 21 mai 2003(station Dar El Baida)**



## CHAPITRE V : Etude du bâtiment par la méthode dynamique par accélérogramme

### V.6 Résultats de l'analyse et vérification réglementaire

#### V.6 .1 Périodes propres, fréquences propres et participation des masses modales effectives

Les résultats sont présentés dans les tableaux ci-dessous Pour notre structure, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : - la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure. Il est à noter que le pourcentage de masse modale dépasse les 90% pour le nombre de modes retenus.

**Tab V.6: Pourcentage des masses modales effective**

StepNum	Period	Frequency	UX	UY	SumUX	SumUY
1	1.0581	0.0002	0.7447	1.058082	0.00019	0.74465
2	1.0265	0.6985	0.0004	1.02651	0.69873	0.74506
3	0.8621	0.0310	0.0009	0.862123	0.72970	0.74592
4	0.3136	0.00003	0.1371	0.313644	0.72970	0.88302
5	0.2875	0.1389	0.00003	0.287505	0.86862	0.88304
6	0.2406	0.0094	0.0003	0.240582	0.87803	0.88331
7	0.1514	0.0000	0.0539	0.1514	0.87803	0.93721
8	0.1320	0.0532	0.0000	0.131951	0.93124	0.93722
9	0.1106	0.0038	0.0001	0.110625	0.93501	0.93730

#### V.6 .2 Vérification de la période fondamentale du bâtiment portique

Estimation de la période fondamentale empirique : ( $T_{emp}$ ) :

$$T = C_T h_n^{3/4} = 1 \text{ s}$$

Selon l'article 4,2,4 (4) RPA99/version 2003, la période doit être majorée de 30%  
D'ou :


$$1.3 \times T_{emp} = 1.3 \text{ sec}$$

- Vérification de la période fondamentale numérique ):

Elle est obtenue à partir d'un modèle numérique, et elle doit être inférieure à la période empirique ( $T_{emp}$ ) :

Il faut que :  $T_{num} \leq 1.3 \times T_{emp}$

On a :  $T_{Num} = 1.05 \text{ sec}$

 **V.6 sec < 1.3 sec** ..... La condition est vérifiée

#### V.6 .2 Vérification de l'effort tranchant à la base

Les résultats de calcul manuel par la méthode statique équivalente de la force sismique totale « V » appliquée à la base dans les deux sens sont:

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} W_t = \frac{0.3 \times 1.325 \times 1.2}{5} \times 47828.64 = 4562.85 \text{ KN}$$

## CHAPITRE V : Etude du bâtiment par la méthode dynamique par accélérogramme

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} W_t = \frac{0.3 \times 1.4 \times 1.2}{5} \times 47828.64 = 4821.12 \text{ KN}$$

Le calcul numérique de la force sismique totale « V » appliquée à la base dans les deux sens est illustré dans le tableau ci-dessous

**Tab V.7: Effort tranchant trouvées par Sap2000**

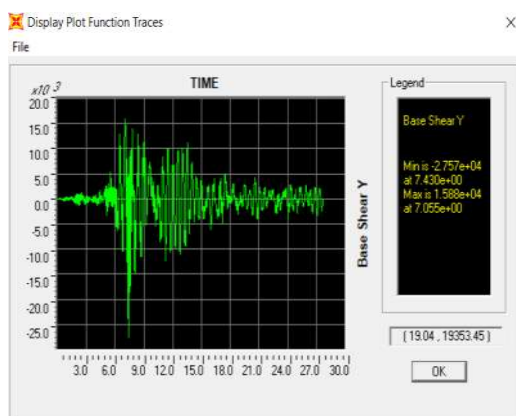
TABLE: Efforts tranchants trouvées par sap2000 (Analyse modale)					
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	Text	KN	KN	KN
EX	NonModHist	Max	16134.073	61.734	42.473
EX	NonModHist	Min	-15443.035	-60.349	-42.253
EY	NonModHist	Max	60.763	15877.331	176.875
EY	NonModHist	Min	-67.187	-27572.305	-136.711
EXST	LinStatic		-43755.936	1.092E-07	1.389E-08
EYST	LinStatic		-43755.936	1.092E-07	1.388E-08

La résultante des forces sismique à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

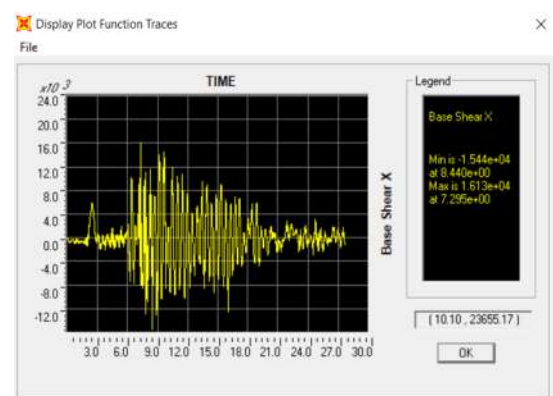
Les résultats de comparaisons trouvées sont résumés dans le tableau ci-dessous :

	0.8V statique (KN)	V dynamique (modale) (KN)	
Suivant X	3650.28	16134.073	Condition vérifié
Suivant Y	3856.89	15877.331	Condition vérifié

- Vérification de l'effort tranchant à la base trouvée par l'analyse dynamique par accélérogramme



**Fig V.5: Effort tranchant à la base dans sens y.y**



**Fig V.6: Effort tranchant à la base dans sens x.x.**

## CHAPITRE V : Etude du bâtiment par la méthode dynamique par accélérogramme

Les résultats de comparaisons trouvées sont résumés dans le tableau ci-dessous :

	0.8Vstatique (KN)	Vdynamique (par accélérogramme) (KN)	
Suivant X	3650.28	16130	Condition vérifié
Suivant Y	3856.89	27750	Condition vérifié

### V.6 .3 Vérification des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

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

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

R : coefficient de comportement

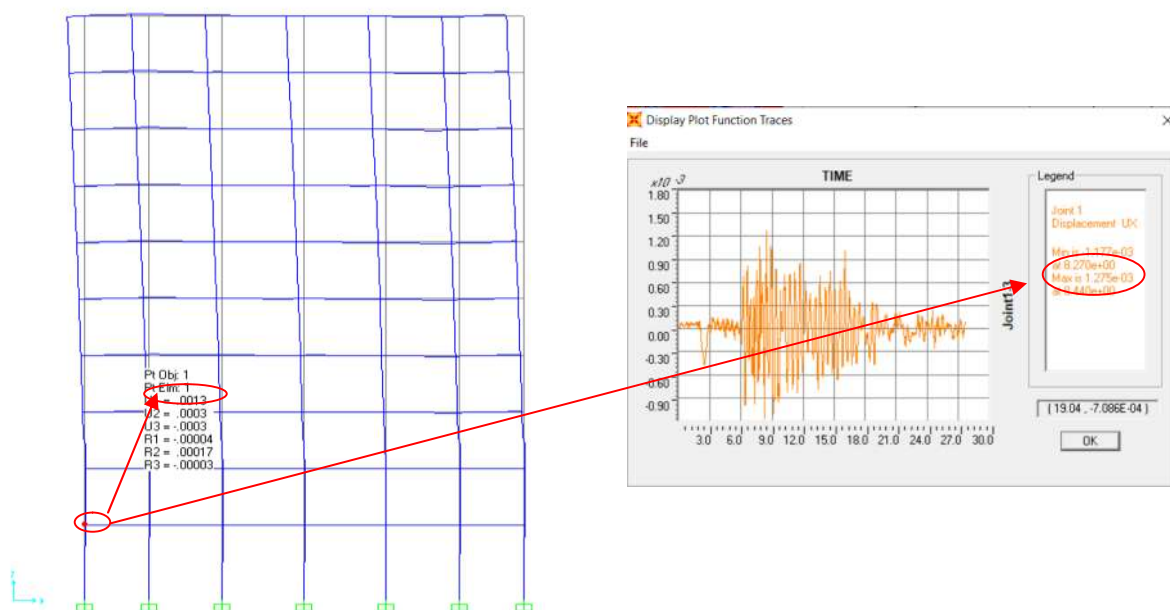
le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

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

**Tab V.8:Vérification des déplacements dans le sens X.X**

Niveau	Sens X-X						
	$\delta_{ek}$	$\delta_k$	$\delta_{k-1}$	$\Delta_k$	$h_k$	$\Delta_k/h_k$	
RDC	0.13	0.52	0	0.52	408	0.127	vérifiée
étage 01	0.12	0.48	0.65	-0.04	306	-0.013	vérifiée
étage 02	0.32	1.28	0.48	0.8	306	0.261	vérifiée
étage 03	0.59	2.36	1.28	1.08	306	0.353	vérifiée
étage 04	0.91	3.64	2.36	1.28	306	0.418	vérifiée
étage 05	1.27	5.08	3.64	1.44	306	0.471	vérifiée
étage 06	1.65	6.6	5.08	1.52	306	0.497	vérifiée
étage 07	2.04	8.16	6.6	1.56	306	0.510	vérifiée
étage 08	2.42	9.68	8.16	1.52	306	0.497	vérifiée
étage 09	2.8	11.2	9.68	1.52	306	0.497	vérifiée

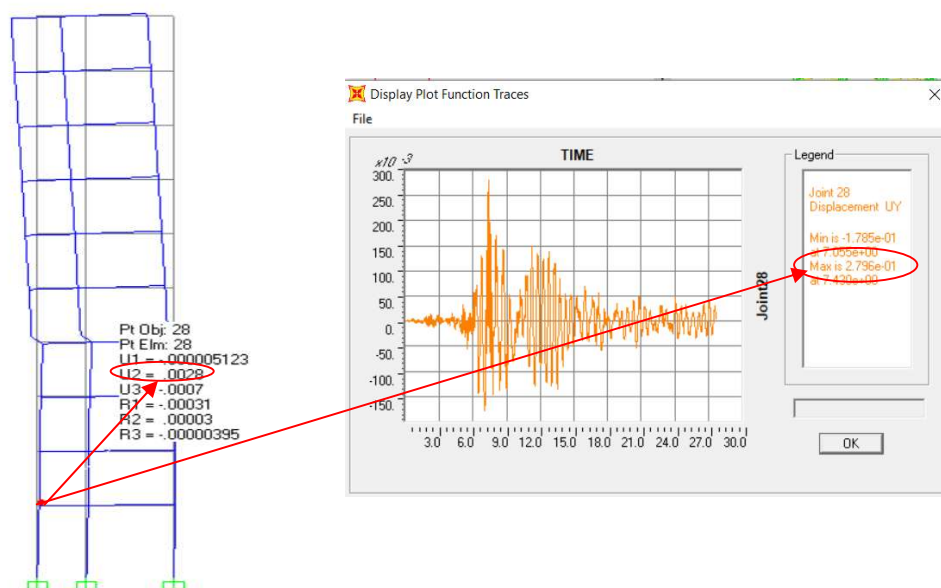
## CHAPITRE V : Etude du bâtiment par la méthode dynamique par accélérogramme



**Fig V.7:**Exemple de résultats trouvée des déplacements dans le sens x.x pour le niveau RDC.

**Tab V.9:**Vérification des déplacements dans le sens Y.Y

niveaux	Sens Y-Y						
	$\delta_{ek}$	$\delta_k$	$\delta_{k-1}$	$\Delta_k$	$h_k$	$\Delta_k/h_k$	
RDC	0.28	1.12	0	1.12	408	0.275	vérifiée
étage 01	0.25	1	1.12	-0.12	306	-0.039	vérifiée
étage 02	0.51	2.04	1	1.04	306	0.340	vérifiée
étage 03	0.79	3.16	2.04	1.12	306	0.366	vérifiée
étage 04	1.22	4.88	3.16	1.72	306	0.562	vérifiée
étage 05	1.71	6.84	4.88	1.96	306	0.641	vérifiée
étage 06	2.23	8.92	6.84	2.08	306	0.680	vérifiée
étage 07	2.76	11.04	8.92	2.12	306	0.693	vérifiée
étage 08	3.29	13.16	11.04	2.12	306	0.693	vérifiée
étage 09	3.79	15.16	13.16	2	306	0.654	vérifiée



**Fig V.8: Exemple de résultats trouvée des déplacements dans le sens y.y pour un le niveau RDC**

Déplacement	Méthode modèle spectrale	Méthode dynamique par accélérogramme
Déplacement au niveau RDC selon le sens X-X (joint 1)	0.13	0.127
Déplacement au niveau RDC selon le sens Y-Y (joint 28)	0.28	0.279

## V.6 .4. Vérification de l'effort normale réduit

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$V=N_d / (B_c \times f_{cj})$$

Nd : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

Bc : est l'aire ( section brute ) de cette dernière

Fcj : est la résistance caractéristique du béton

## CHAPITRE V : Etude du bâtiment par la méthode dynamique par accélérogramme

**Tab V.10: Vérification l'effort normal réduit**

	Nu (KN)	a (m)	b (m)	B (m^2)	V	observation
RDC	1090.081	0.55	0.55	0.3025	0.144	vérifiée
Étage 01	2087.408	0.55	0.55	0.3025	0.276	Vérifiée
Étage 02	904.112	0.5	0.5	0.25	0.144	Vérifiée
Étage 03	759.1	0.5	0.5	0.25	0.121	Vérifiée
Étage 04	645.838	0.5	0.5	0.25	0.103	Vérifiée
Étage 05	498.605	0.45	0.45	0.2025	0.098	Vérifiée
Étage 06	383.503	0.45	0.45	0.2025	0.075	Vérifiée
Étage 07	285.225	0.45	0.45	0.2025	0.056	Vérifiée
Étage 08	153.413	0.35	0.35	0.1225	0.050	Vérifiée
Étage 09	63.722	0.35	0.35	0.1225	0.020	vérifiée

### V.6 .5. Vérification de l'effet P delta

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

P<sub>k</sub> : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »

V<sub>k</sub>: effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ<sub>k</sub> : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h<sub>k</sub> : hauteur de l'étage « k »

**Tab V.11: Vérification de l'effet P-Delta dans le sens X.X**

sens X-X						
niveau	h <sub>k</sub>	P <sub>k</sub>	Δ <sub>k</sub>	V <sub>k</sub>	Θ	Observation
RDC	408	2438.157	0.52	16142.036	0.00019	Vérifiée
1	306	5875.312	0.04	25092.743	0.00003	Vérifiée
2	306	5464.99	0.8	14126.645	0.00101	Vérifiée
3	306	5464.989	1.08	13149.277	0.00147	Vérifiée
4	306	5464.99	1.28	12382.97	0.00185	Vérifiée
5	306	5308.623	1.44	11234.679	0.00222	Vérifiée
6	306	5308.624	1.52	9725.988	0.00271	Vérifiée
7	306	5308.624	1.56	8231.057	0.00329	Vérifiée
8	306	5119.286	1.52	6968.927	0.00365	Vérifiée
9	306	8941.326	1.52	3698.818	0.01201	Vérifiée

## CHAPITRE V : Etude du bâtiment par la méthode dynamique par accélérogramme

**Tab V.12: Vérification de l'effort P-Delta dans le sens Y-Y**

sens Y-Y						
niveau	$h_k$	$P_k$	$\Delta_k$	$V_k$	$\Theta$	Observation
RDC	408	2438.157	1.12	15890.242	0.00042	Vérifiée
1	306	5875.312	0.12	21599.589	0.00011	Vérifiée
2	306	5464.99	1.04	13943.664	0.00133	Vérifiée
3	306	5464.989	1.12	12037.511	0.00166	Vérifiée
4	306	5464.99	1.72	10964.155	0.00280	Vérifiée
5	306	5308.623	1.96	10884.646	0.00312	Vérifiée
6	306	5308.624	2.08	10053.517	0.00359	Vérifiée
7	306	5308.624	2.12	8527.591	0.00431	Vérifiée
8	306	5119.286	2.12	6119.872	0.00580	Vérifiée
9	306	8941.326	2	3171.86	0.01842	Vérifiée

# CHAPITRE VI

## **FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX**

- ❖ Ferrailage des poteaux
- ❖ Ferrailage des poutres
- ❖ Ferrailage des voiles



### **VI. 1. Introduction**

Connaissant les sollicitations auxquelles sont soumis les différents éléments structuraux de notre ouvrage, il est maintenant possible de procéder au ferrailage de ces éléments. Le ferrailage des éléments résistants s'effectuera selon le règlement CBA93 et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA 99/ Version 2003).

Les objectifs du ferrailage sont la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage

### **VI. 2. Ferrailage des poteaux**

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux se calcule en fonction de l'excentricité due à la présence d'un effort de compression et des moments fléchissants ( flexion composée ) . dans les deux plans principaux sous les charges qui sont tirées du fichier résultats du logiciel SAP2000 sous les combinaisons suivantes :

- ELU :  $1.35G + 1.5Q$  :  $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- $G + Q + E$  :  $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- ELS :  $G + Q$

Les sections d'armature calculées et le choix des barres doivent satisfaire les conditions imposées par le règlement BAEL 91 et RPA 99

#### **VI. 2.1 Les conditions imposées par le BAEL 91**

##### **Section minimale :**

Section entièrement comprimée :

$$Max \begin{cases} 4cm^2/ml & \text{du périmètre} \\ 0.2B/100 \end{cases}$$

Les conditions imposées par le RPA99 :

Section minimale :

$$A_{min} = 0.8\% b \times h$$

**Tab VI.1: Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques**

	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$f_{c28}$	$f_{bu}$	$f_e$	$\sigma_s$
Situation accidentelle	1.15	1.5	25	18.4	400	348

Tableaux des sollicitations des poteaux:

Elu : (1.35G+1.5Q)

**Tab VI.2: Des sollicitations des poteaux Elu**

Etage	Section	N <sub>min</sub>	M <sub>corr</sub>	Armature	Section adopté	V <sub>max</sub>
RDC ; 1	55*55	-1996.156	5.466	4HA25+4HA20	32.19	20.466
2 ; 3 ; 4	50*50	-1560.282	-0.9562	3HA25 + 3HA20	24.15	19.375
5 ; 6 ; 7	45*45	-952.784	-1.1766	3HA20 + 3HA16	15.45	22.307
8 ; 9	35*35	-371.16	-1.0566	3HA14 + 3HA12	8.01	23.793

ELA :

**Tab VI.3: Des sollicitations des poteaux ELA**

Etage	Section	N <sub>min</sub>	M <sub>corr</sub>	Armature	Section adopté	V <sub>max</sub>
RDC ; 1	55*55	-1478.905	-24.8908	3HA25+3HA20	24.15	48.247
2 ; 3 ; 4	50*50	-1158.201	-10.3616	3HA20+3HA16	15.45	38.324
5 ; 6 ; 7	45*45	-708.473	-10.774	3HA16+3HA14	10.65	38.296
8 ; 9	35*35	-275.119	-7.2253	4 HA 14	6.15	31.049

## VI. 2.2 Vérification de contrainte de cisaillement

Fissuration non préjudiciable :  $\tau'_u = \min (0.2f_{c28}/\gamma_b, 5\text{MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$

D'après les résultats de logiciel SAP2000 :  $T_{\max} = 48.247 \text{ KN}$

Avec :  $b = 55 \text{ cm}$  ;  $d = 49.5 \text{ cm}$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{48.247}{(55 \times 49.5)} = 0.018 \text{ MPa}$$

Donc :  $\tau_u < \tau'_u \rightarrow$  d'après le calcul de l'effort tranchant la condition de cisaillement est vérifiée

**Tab VI.4: Vérification de l'effort tranchant dans les poteaux**

Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>max</sub>	$\tau_u$ (MPa)	$\tau'_u$ (MPa)	$\tau_u \leq \tau'_u$ (MPa)
( 55*55)	48.247	0.018	3.33	Condition vérifier
( 50*50 )	38.324	0.017	3.33	Condition vérifier
( 45*45 )	38.296	0.021	3.33	Condition vérifier
(35*35 )	31.049	0.028	3.33	Condition vérifier

### VI. 2.3 Armatures transversales

a. Espacement des armatures transversales :

Selon RPA99 :

La zone nodale:  $St \leq \text{Min} (10\phi l ; 15\text{cm}) \Rightarrow St \leq \text{Min} (12 ; 15\text{cm})$  on prendra  $St = 10\text{cm}$

La zone courante :  $St' \leq 15\phi l = 15 \times 1,2 = 18\text{cm}$  ; on prendra  $St' = 15\text{cm}$

b. Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi, \frac{h}{10}\right)$$

Poteaux (55\*55) cm<sup>2</sup> ;  $\phi_t \leq \min\left(\frac{550}{35}, 25, \frac{550}{10}\right) \rightarrow \min(15.71, 25, 55) \rightarrow \phi_t \leq 15.71 \text{ mm}$

Poteaux (50\*50) cm<sup>2</sup> ;  $\phi_t \leq \min\left(\frac{500}{35}, 25, \frac{500}{10}\right) \rightarrow \min(14.28, 25, 50) \rightarrow \phi_t \leq 14.28 \text{ mm}$

Poteaux (45\*45) cm<sup>2</sup> ;  $\phi_t \leq \min\left(\frac{450}{35}, 20, \frac{450}{10}\right) \rightarrow \min(12.86, 20, 45) \rightarrow \phi_t \leq 12.86 \text{ mm}$

Poteaux (35\*35) cm<sup>2</sup> ;  $\phi_t \leq \min\left(\frac{350}{35}, 14, \frac{350}{10}\right) \rightarrow \min(10, 20, 35) \rightarrow \phi_t \leq 10 \text{ mm}$

### VI.3. Ferrailage des poutres

Les poutres sont soumises aux moments fléchissants et aux efforts tranchants, donc elles sont calculées en flexion simple. Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

La section d'armature finale  $A = \max (A_{\text{calcul}} ; A_{\text{CNF}} ; A_{\text{RPA}})$  tel que :

- $A_{\text{calcul}}$ : section d'armature calculée en flexion simple.
- $A_{\text{CNF}}$ : Condition de non fragilité :  $A_{\text{min}} = 0,23.b.d.f_{tj}/f_e$
- $A_{\text{RPA}}$  : Section d'armature minimale du RPA 99 « Version 2003 » (Art 7.5.2.1).

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 zone de recouvrement.

## Combinaisons :

Selon le RPA, les poutres sont admises à la flexion dont les moments sur appuis et en travée, sont déterminés comme suit :

\* Les moments sont obtenus d'après les combinaisons accidentelles :

- **G+Q±E** pour la nappe supérieure
- **0.8G±E** pour la nappe inférieure

\* Les moments en travée sont obtenus d'après les combinaisons durables :

- **1.35G+1.5Q** conformément aux règlements BAEL91
- Dans le cas de ferrailage des travées, on utilise la combinaison du **cas général**

$$\Rightarrow (\gamma_b = 1.5; \gamma_s = 1.15) \Rightarrow f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

- Dans le cas de ferrailage des appuis on utilise la combinaison du **cas accidenté**

$$\Rightarrow (\gamma_b = 1.15; \gamma_s = 1) \Rightarrow f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.15} = 18.48 \text{ MPa}; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

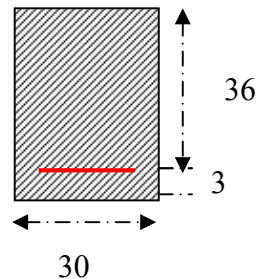
### VI.3.1. Poutres principales (30 ; 40)

- On prend comme un exemple de calcul la poutre la plus sollicitée
- Calcul des armatures transversales

- **En travée** : Combinaison utilisée : **1,35G+1,5Q**

D'après les résultats de logiciel **SAP2000**  $M_{\text{umax}} = 42,2969 \text{ KN.m}$

On se trouve dans le domaine 1,  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$  ;  $\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$



Données				
Géométrie	Largeur de la poutre	b =	30	cm
	Hauteur de la section	h =	40	cm
	Hauteur utile des aciers tendus	d =	36	cm
	Hauteur utile des aciers comprimés	C =	3	cm
Matériau	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e =$	400	MPa
	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	25	MPa
	Conditions de fissuration	non préjudiciable		
Sollicitation	Moment ultime due à : 1.35 G + 1.5 Q	$M_u =$	42,2969	KN.m

	Moment réduit ultime	$\mu_l =$	0,392
--	----------------------	-----------	-------

❖ **Calcul des moments réduits :**

$$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 42,2969 \times 10^3 / (30 \times 36^2 \times 14,2) = 0,0766$$

$$\mu = 0,0766 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Pas d'aciers comprimés (A' = 0 cm}^2\text{)}$$

D'après le BAEL91/modifié 99 page 460 (tableau 5) :

$$\mu = 0,0766 \Rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0766}) = 0,099$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 1 - 0,4 \times 0,099 = 0,96$$

❖ **Détermination de la section théorique des aciers tendus :**

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{42,2969 \times 10^3}{0,96 \times 36 \times 348} = 3,52 \text{ cm}^2$$

La section d'armature finale **A = max (A<sub>calcul</sub> ; A<sub>CNF</sub> ; A<sub>RPA</sub>)**

$$A_s = \max (3,52 ; 1,3 ; 6) = 6 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 6\text{HA}12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

• **En appuis :**

➤ **Nappe supérieure :** Combinaison utilisée : **G+Q ±E**

D'après les résultats de logiciel **SAP2000**  $M_{u\max} = 31,16 \text{ KN.m}$

Données				
<b>Géométrie</b>	Largeur de la poutre	b =	30	cm
	Hauteur de la section	h =	40	cm
	Hauteur utile des aciers tendus	d =	36	cm
	Hauteur utile des aciers comprimés	C =	3	cm
<b>Matériau</b>	Contrainte de l'acier utilisée	$f_e =$	400	MPa
	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	25	MPa
	Conditions de fissuration	non préjudiciable		
<b>Sollicitation</b>	Moment ultime due à : G+Q ±E	$M_u =$	31,16	KN.m
	Moment réduit ultime	$\mu_l =$	0,392	

❖ **Calcul des moments réduits :**

$$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 31,16 \times 10^3 / (30 \times 36^2 \times 18,48) = 0,0433$$

$$\mu = 0,0433 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Pas d'aciers comprimés (A' = 0 cm}^2\text{)}$$

D'après le BAEL91/modifié 99 page 460 (tableau 5) :

$$\mu = 0,0433 \Rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0433}) = 0,055$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 1 - 0,4 \times 0,055 = 0,98$$

❖ **Détermination de la section théorique des aciers tendus :**

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{31,16 \times 10^3}{0,983 \times 36 \times 400} = 2,208 \text{ cm}^2$$

La section d'armature finale  $A = \max (A_{\text{calcul}} ; A_{\text{CNF}} ; A_{\text{RPA}})$

$$A_s = \max (2,208 ; 1,3 ; 6) = 6 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 6\text{HA}12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

➤ **Nappe inférieure** : Combinaison utilisée : **0.8G±E**

D'après les résultats de logiciel **SAP2000**  $M_{\text{umax}} = 24,981 \text{ KN.m}$

Données				
<b>Géométrie</b>	Largeur de la poutre	b =	30	cm
	Hauteur de la section	h =	40	cm
	Hauteur utile des aciers tendus	d =	36	cm
	Hauteur utile des aciers comprimés	C =	3	cm
<b>Matériau</b>	Contrainte de l'acier utilisée	$f_e =$	400	MPa
	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	25	MPa
	Conditions de fissuration	non préjudiciable		
<b>Sollicitation</b>	Moment ultime due à : 0.8G±E.	$M_u =$	24,981	KN.m
	Moment réduit ultime	$\mu_l =$	0,392	

❖ **Calcul des moments réduits**

$$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 24,981 \times 10^3 / (30 \times 36^2 \times 18,48) = 0,0348$$

$$\mu = 0,0348 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Pas d'aciers comprimés (A' = 0 cm}^2\text{)}$$

D'après le BAEL91/modifié 99 page 460 (tableau 5) :

$$\mu = 0,0348 \Rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0348}) = 0,0443$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,0443) = 0,98$$

❖ **Détermination de la section théorique des aciers tendus**

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{24,981 \times 10^3}{0,98 \times 36 \times 400} = 1,77 \text{ cm}^2$$

La section d'armature finale  $A = \max (A_{\text{calcul}} ; A_{\text{CNF}} ; A_{\text{RPA}})$

$$A_s = \max (1,77 ; 1,3 ; 6) = 6 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 6\text{HA}12 = 6,78 \text{ cm}^2$$

✓ **La vérification du ferrailage des poutres transversales :**

- Section minimale (RPA) :  $b = 30 \text{ cm}$  ;  $h = 40 \text{ cm}$

$$A_{\text{min}} = 0,5\% \cdot b \times h = 0,5\% \times (40 \times 30) = 6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Section maximale (RPA) : } A_{\text{max}} = 4\% \cdot b \times h = 4\% \times (40 \times 30) = 48 \text{ cm}^2$$

On a : La section d'armature sur appuis :

$$\left. \begin{aligned} A'_s &= 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2 \\ A_s &= 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\} \Rightarrow 6,79 + 6,79 = \mathbf{13,58 \text{ cm}^2}$$

D'où :  $13,58 \text{ cm}^2 < 48,00 \text{ cm}^2$  .....CV

❖ **Condition de non fragilité : BAEI91 (Art A.4.2)**

$$A_{CNF} = 0,23 \times b \times d \times f_{tj} / f_e = 0,23 \times 30 \times 42 \times 2,1 / 400 = 1,3 \text{ cm}^2 < 6,79 \text{ cm}^2$$

❖ **La vérification à l'état limite ultime (E.L.U) :**

**a. La vérification de la contrainte de cisaillement :BAEI91 (art A.5.1)**

Fissuration non préjudiciable :  $\overline{\tau}_u = \min (0,2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$

D'après les résultats de logiciel **SAP2000**  $T_{\max} = 75,825 \text{ KN}$

Avec :  $b = 30 \text{ cm}$  ;  $d = 36 \text{ cm}$

$$\tau_u = T_{\max} / b \times d = 75,825 \times 10 / 30 \times 36 = 0,70 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

**b. Calcul de la section des armatures transversales :**

*Diamètre minimale BAEI 91 (art A.7.2,2) :*

$$\Phi_t \leq \min (\Phi_1 ; h / 35 ; b_0 / 10) = \min (12 \text{ mm} ; 12,8 \text{ mm} ; 30 \text{ mm}).$$

On prend : T8 (HA. FeE400MPa)

• **Espacement d'après le BAEI 91 (art A.5.1, 22)**

$$S_t \leq \min (0,9 d, 40 \text{ cm}) = \min (32,4 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 32,4 \text{ cm}$$

$$A_t f_e / b \times S_t \geq \max [\tau_u / 2, 0,4 \text{ MPa}] \Rightarrow A_t \geq 0,40 \times 30 \times 32,4 / 400 = 0,972 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 4T8 = \mathbf{2,01 \text{ cm}^2}$$

• **Espacement par le RPA 99 (art 7.5.2, 2)**

$$S_t \leq h / 2 = 40 / 2 = 20 \text{ cm} . \text{Donc on adopte : } S_t = 20 \text{ cm}$$

❖ **La vérification à l'état limite de service (E.L.S) :**

**La contrainte de compression du béton :**

$$\text{Nappe inférieure : } A_t = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

**Calcul de  $\sigma_b$  :**

**En travée :** D'après les résultats de logiciel **SAP2000**  $M_{\text{ser}} = 31,33 \text{ KN.m}$

**Position de l'axe neutre :**

$$b.y^2 + 15.A_s.y - 30.d.A_s = 0 \Rightarrow 30.y^2 + 101,7.y - 7322,4 = 0$$

La résolution de cette équation on à trouver :  $y = 14,02 \text{ cm}$

**Moment d'inertie**

$$I = b.y^3/3 + 15.A_s.(d-y)^2 = 30 \times (14.02)^3/3 + 15 \times 6,78 \times (36 - 15,26)^2 = 76691.11 \text{ cm}^4$$

**Contrainte dans le béton :**  $\sigma_{badm} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_b = M_{ser} \cdot Y/I = 31,33 \times 10^{-3} \times 14.02 \times 10^{-2} / 76691.11 \times 10^{-8} = 5.73 \leq \sigma_{adm} = 15 \text{ MPa} \dots CV$$

✓ **La vérification de la flèche BAEL91 (B.6.5.1)**

$$M_0 = (G+Q) L^2 / 8 = (20,894 + 3,275) \times 4,3^2 / 8 = 55.86 \text{ KN.m}$$

**En travée :**  $A_s = 6\text{HA}12 = 6,79 \text{ cm}^2$

$$h/L \geq 1/16 \Rightarrow 0,40/4,3 \geq 0,0625 \Rightarrow 0,09 \geq 0,0625 \dots CV$$

$$h/L \geq M_{t,ser} / 10M_0 \Rightarrow 0,40/4,3 \geq 31,33 / (10 \times 55.86) \Rightarrow 0,09 \geq 0,056 \dots CV$$

$$A_s / b \times d \leq 4,2 / f_e \Rightarrow 6,79 / 30 \times 36 \leq 4,2 / 400 \Rightarrow 0,0063 \leq 0,0105 \dots CV$$

*Donc le calcul de la flèche est inutile*

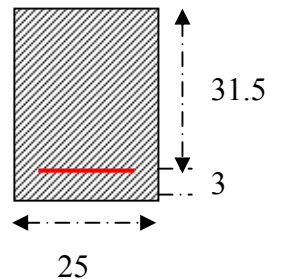
**VI.3.2. Poutres secondaires (25 ; 35)**

➤ On prend comme un exemple de calcul la poutre la plus sollicitée

Calcul des armatures longitudinal

- **En travée :** Combinaison utilisée : **1,35G+1,5Q**

D'après les résultats de logiciel **SAP2000**  $M_u = 20,32 \text{ KN.m}$



Données				
<b>Géométrie</b>	Largeur de la poutre	b =	25	cm
	Hauteur de la section	h =	35	cm
	Hauteur utile des aciers tendus	d =	31.5	cm
	Hauteur utile des aciers comprimés	C =	3	cm
<b>Matériau</b>	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e =$	400	MPa
	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	25	MPa
	Conditions de fissuration	non préjudiciable		
<b>Sollicitation</b>	Moment ultime due à : 1,35G+1,5Q	$M_u =$	20,32	KN.m
	Moment réduit ultime	$\mu_l =$	0,392	

❖ **Calcul des moments réduits :**

$$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 20,32 \times 10^3 / (25 \times 31.5^2 \times 14,2) = 0,0576$$

$$\mu = 0,0576 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Pas d'aciers comprimés (A' = 0 cm}^2\text{)}$$

D'après le BAEL91/modifié 99 page 460 (tableau 5) :

$$\mu = 0,0576 \Rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0465}) = 0,0742$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,0742) = 0,97$$

❖ **Détermination de la section théorique des aciers tendus :**



$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{20,32 \times 10^3}{0,97 \times 31,5 \times 348} = 1,91 \text{ cm}^2$$

La section d'armature finale  $A = \max (A_{\text{calcul}} ; A_{\text{CNF}} ; A_{\text{RPA}})$

$$A_s = \max (1,91 ; 0,95 ; 4,375) = 4,375 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

• **En appuis :**

➤ **Nappe supérieure :** Combinaison utilisée :  $G+Q \pm E$

Données				
<b>Géométrie</b>	Largeur de la poutre	b =	25	cm
	Hauteur de la section	h =	35	cm
	Hauteur utile des aciers tendus	d =	31,5	cm
	Hauteur utile des aciers comprimés	C =	3	cm
<b>Matériau</b>	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e =$	400	MPa
	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	25	MPa
	Conditions de fissuration	non préjudiciable		
<b>Sollicitation</b>	Moment ultime due à : $G+Q \pm E$	$M_u =$	266,9139	KN.m
	Moment réduit ultime	$\mu_l =$	0,392	

❖ **Calcul des moments réduits**

$$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 0,582$$

$\mu = 0,582 > \mu_l = 0,392$  La section est à armatures doubles

$$M_R = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 0,3 \times (0,42)^2 \times 18,48 = 0,179 \text{ KN.m}$$

$$M_r = M_u - M_R = 266,9138 - 0,179 = 266,7348 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,944 < \alpha_1 = 0,636$$

$$A_s = \frac{M_r}{\sigma_s(d - c')} = \frac{266,73}{400(0,315 - 0,03)} = 2,34 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \left[ \frac{M_r}{(d - d')} + \frac{M_R}{d(1 - 0,4\alpha_1)} \right]$$

$$A_s = \frac{1}{400} \left[ \frac{266,73}{(0,315 - 0,03)} + \frac{0,179}{0,32(1 - 0,4 \times 0,636)} \right] = 2,3416 \text{ cm}^2$$

La section d'armature finale  $A = \max (A_{\text{calcul}} ; A_{\text{CNF}} ; A_{\text{RPA}})$

$$A_s = \max (2,3416 ; 0,95 ; 4,375) = 4,375 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

➤ **Nappe inférieure :** Combinaison utilisée :  $0,8G \pm E$ .

<b>Données</b>				
<b>Géométrie</b>	Largeur de la poutre	b =	25	cm
	Hauteur de la section	h =	35	cm
	Hauteur utile des aciers tendus	d =	31.5	cm
	Hauteur utile des aciers comprimés	C =	3	cm
<b>Matériau</b>	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e =$	400	MPa
	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	25	MPa
	Conditions de fissuration	non préjudiciable		
<b>Sollicitation</b>	Moment ultime due à : 0.8G±E.	$M_u =$	270,446	KN.m
	Moment réduit ultime	$\mu_l =$	0,392	

❖ **Calcul des moments réduits**

$$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 0,589$$

$\mu = 0,589 > \mu_l = 0,392$  La section est à armatures doubles

$$MR = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 0,25 \times (0,315)^2 \times 18,48 = 0,1797 \text{ KN.m}$$

$$Mr = M_u - MR = 270,446 - 0,1797 = 270,266 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,944 < \alpha_1 = 0,636$$

$$A_s = \frac{Mr}{\sigma_s(d - c')} = \frac{270,266}{400(0,315 - 0,03')} = 2,37 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \left[ \frac{Mr}{(d - d')} + \frac{MR}{d(1 - 0,4\alpha_1)} \right]$$

$$A_s = \frac{1}{400} \left[ \frac{270,266}{(0,315 - 0,03)} + \frac{0,1797}{0,315(1 - 0,4 \times 0,636)} \right] = 2,37 \text{ cm}^2$$

Donc La section d'armature finale est :  $A_s = \max (A_{\text{calcul}} ; A_{\text{CNF}} ; A_{\text{RPA}})$

$$A_s = \max (2,37 ; 0,95 ; 4,375) = 4,375 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

✓ **La vérification du ferrailage des poutres transversales :**

- Section minimale (RPA) :  $b = 25 \text{ cm}$  ;  $h = 35 \text{ cm}$

$$A_{\min} = 0,5\% \cdot b \times h = 0,5\% \times (35 \times 25) = 4,375 \text{ cm}^2$$

$$\text{Section maximale (RPA)} : A_{\max} = 4\% \cdot b \times h = 4\% \times (35 \times 25) = 35 \text{ cm}^2$$

On a : La section d'armature sur appuis :

$$\left. \begin{aligned} A'_s &= 5T12 = 5,65 \text{ cm}^2 \\ A_s &= 5T12 = 5,65 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\} \Rightarrow 5,65 + 5,65 = \mathbf{11,3 \text{ cm}^2}$$

D'où :  $11,3 \text{ cm}^2 < 35,00 \text{ cm}^2$  .....CV

❖ **Condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2)**

$$A_{CNF} = 0,23 \times b \times d \times f_{tj} / f_e = 0,23 \times 25 \times 31.5 \times (2,1/400) = 0,95 \text{ cm}^2 < 5,65 \text{ cm}^2 \text{ ..... CV}$$

❖ **La vérification à l'état limite ultime (E.L.U) :**

**a. La vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)**

$$\text{Fissuration non préjudiciable : } \overline{\tau_u} = \min (0,2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$T_{\max} = 54,281 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } b = 30 \text{ cm} ; d = 32 \text{ cm}$$

$$\tau_u = T_{\max} / b \times d = 54,281 \times 10 / (25 \times 31.5) = 0,689 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa}$$

**b. Calcul de la section des armatures transversales :**

Diamètre minimale : BAEL91 (art A.7.2,2)

$$\Phi_t \leq \min (\Phi_1 ; h/35 ; b_0 / 10) = \min (12 \text{ mm} ; 1 \text{ mm} ; 30 \text{ mm}).$$

On prend : T8 (HA. FeE400MPa)

• **Espacement d'après le BAEL 91 (art A.5.1, 22)**

$$S_t \leq \min (0,9.d, 40 \text{ cm}) = \min (28,35 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 28,35 \text{ cm}$$

$$A_t f_e / b \times S_t \geq \max [\tau_u / 2, 0,4 \text{ MPa}] \Rightarrow A_t \geq 0,40 \times 25 \times 28,35 / 400 = 0,71 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 3T8 = 1,51 \text{ cm}^2$$

**Espacement par le RPA (art 7.5.2, 2) :**

$$S_t \leq h / 2 = 35 / 2 = 17,5 \text{ cm} ; \text{Donc on adopte : } S_t = 15 \text{ cm}$$

❖ **La vérification à l'état limite de service (E.L.S) :**

*La contrainte de compression du béton :*

$$\text{Nappe inférieure : } A = 5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

Calcul de  $\sigma_b$  :

$$\text{En travée : } M_{\text{ser}} = 15,0551 \text{ KN.m}$$

**Position de l'axe neutre :**

$$b.y^2 + 15.A_s.y - 30.d.A_s = 0 \Rightarrow 30.y^2 + 84,75.y - 5424 = 0$$

La résolution de cette équation on à trouver :  $y = 13.01 \text{ cm}$

**Moment d'inertie :**

$$I = b.y^3 / 3 + 15.A_s.(d - y)^2 = 25 \times (13.01)^3 / 3 + 15 \times 5,65 \times (31.5 - 13.01)^2 = 47324.95 \text{ cm}^4$$

**Contrainte dans le béton :**  $\sigma_{badm} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_b = M_{ser} \cdot Y / I = 15,0551 \times 10^{-3} \times 13.01 \times 10^{-2} / 47324.95 \times 10^{-8} = 4.14 \leq \sigma_{badm} = 15 \text{ MPa}$$

....CV

✓ **La vérification de la flèche BAEL91 (B.6.5.1)**

$$M_0 = (G+Q) L^2 / 8 = ((24,75+8,434) \times 3,95^2) / 8 = 64.72 \text{ KN.m}$$

**En travée :**  $A_s = 5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2$

$$h / L \geq 1 / 16 \Rightarrow 0,35 / 3,95 \geq 0,0625 \Rightarrow 0,0886 \geq 0,0625 \dots\dots\dots$$

.....CV

$$h / L \geq M_{tser} / 10M_0 \Rightarrow 0,35 / 3,95 \geq 15,0551 / 10 \times 64.72 \Rightarrow 0,0886 \geq 0,0233 \dots\dots\dots$$

CV

$$A_s / b \times d \leq 4,2 / f_e \Rightarrow 5,65 / 30 \times 32 \leq 4,2 / 400 \Rightarrow 0,0072 \leq 0,0105 \dots\dots\dots \text{ CV}$$

Donc le calcul de la flèche est inutile

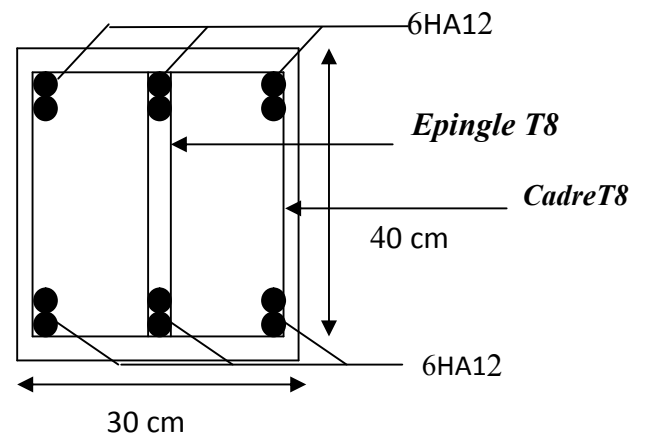
## VI.3.3. Schéma des ferrailages des poutres

**Poutres transversales : (30×40) cm<sup>2</sup>**

**En travée :** 6HA12=6,79cm<sup>2</sup>

**Sur appui :** - nappe supérieure : 6HA12=6,79cm<sup>2</sup>

-nappe inférieure : 6HA12=6,79cm<sup>2</sup>



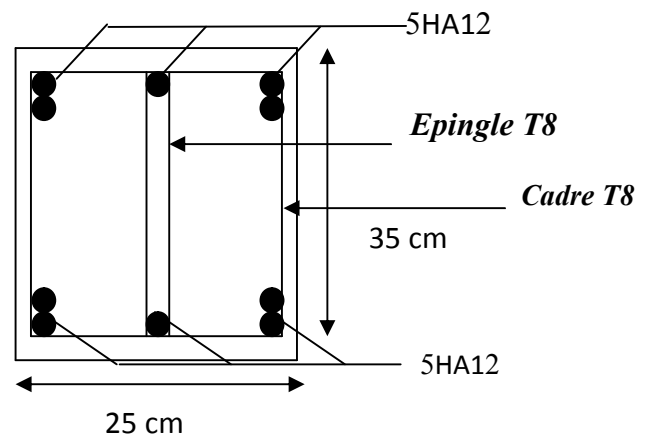
*En Travée et En appuis*

**Poutres longitudinales (25×35) cm<sup>2</sup>**

**En travée:** 5T12=5,65 cm<sup>2</sup>

**Sur Appui:-** Nappe supérieure: 5T12 =5,65 cm<sup>2</sup>

- Nappe inférieure: 5T12=5,65 cm<sup>2</sup>



*En Travée et En appuis*

**VI.4. Ferrailage des voiles****VI.4.1 Introduction**

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal sont déterminés selon les combinaisons comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques. Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications **selon** le règlement parasismique Algérien RPA 99/Version 2003.

**VI.4.2 Stabilité des constructions vis-à-vis les charges latérales**

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types des structures en béton armé :

- Structures auto stables
- Structure contreventée par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles et portiques appelés contreventement mixte, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

**VI.4.3 Combinaison de calcul**

Selon RPA 99/Version 2003 les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivantes :

ELU :  $Q \cdot 1 + G \cdot 35 \cdot 1 +$  selon CBA93 Accidentelles :  $E \cdot Q \cdot G \pm +$  selon RPA99

Accidentelles :  $E \cdot G \cdot 8 \cdot 0 \pm$  selon RPA99

Prescriptions imposées par RPA99

**VI.4.4 Aciers verticaux**

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par les RPA99/Version 2003 et décrites ci-dessous :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20%, de section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.
- A chaque extrémité de voile, l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile ( $L/10$ ), cet espacement doit être inférieur ou égal à 15 cm ( $s \leq 15 \text{ cm}$ ).

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

#### **VI.4.5 Aciers horizontaux**

Comme dans le cas des aciers verticaux, les aciers horizontaux doivent respecter certaines prescriptions présentées ci-après :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de  $10\Phi$ .

#### **VI.4.5 Règles communes**

a) Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est

donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%
- En zone courante 0.10%

Armature minimale:

Vérification vis à vis du RPAV2003 (art : 7.7.4.1) :

$$A_{min\ PRA} = 0,2\% \ b.L_t$$

b : épaisseur du voile.

$L_t$  : longueur de la section tendue.

$$A_{min\ PRA} = 0,2\% \times 20 \times 100 = 4.00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le pourcentage minimal d'après RPA99V2003 (art 7.7.4.3) :  $A_{min} = 0.15\% \ b \times L$

**Tab VI.6: Pourcentage minimale des voiles**

Le voile	1-1	1-2	1-3	1-4	1-5	1-6	1-7	1-8
$A_{min}$	7.2	5.2	8	8.2	8	8	7.2	6
Pourcentage minimale	5.4	3.9	6	6.15	6	6	5.4	4.5

Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

-pour les armatures longitudinales, on utilise des aciers à haute adhérence (H.A) de nuance FeE400 ; avec :  $\mu_{lim} = 0,391$

❖ Elu :

En travée:

**Tab VI.7: Ferrailage des voiles**

Voile	Largeur	N ( KN)	M (KN.m)	A <sub>min</sub> ( cm <sup>2</sup> )	Section (cm <sup>2</sup> )	Armature
GV1	180	-463.63	-21.96	7.2	8.6	8 HA 12
GV2	130	-384.312	-5.73	5.2	6	6 HA 12
GV3	200	-496.59	-39.92	8	11.7	11 HA 12
GV4	205	-465.703	-4.64	8.2	9	8 HA 12
GV5	200	-497.96	-19.32	8	8.8	8 HA 12
GV6	200	-495.97	-39.57	8	11.6	11 HA 12
GV7	180	-463.55	-21.78	7.2	8.6	8 HA 12
GV8	150	-415.79	-8.18	6	6.8	6 HA 12

# CONCLUSION GENERALE



# Conclusion général

Les dommages graves que les constructions subissent suite aux tremblements de terre survenus au cours de ces dernières années, ont pu mettre en relief l'importance de la réalisation des ouvrages capables de résister à leurs effets les plus destructeurs. A cet effet, l'étude de comportement des structures vis à vis des séismes est une démarche d'une importance primordiale. Ce dernier, dépend principalement de l'input sismique. Le règlement parasismique donne un input sous forme de spectre de réponse réglementaire. Toutefois, cet input peut être aussi décrit par un chargement temporel (accélérogramme).

Dans notre étude, il est bien éclairé que l'étude de notre bâtiment par la méthode dynamique par accélérogramme donne un mieux compromis de comportement dynamique vis-à vis aux charges sismiques. Donc, Il serait intéressant de mener une étude comparative sur la variation des efforts internes et déplacements en considérant les autres méthode de calcul dynamiques : méthode dynamique spectrale, méthode dynamique par accélérogramme, Méthode Pushover...

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une méthode de calcul dynamique adéquate et une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

# Bibliographique

# Bibliographique

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

Règlements :

- [1] RPA99V2003 : règlement parasismique algérienne.
- [2] CBA93 : règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé.
- [3] BAEL91 : béton armé aux états limites.
- [4] DTR B.C.2.2 : Document Technique Réglementaire DTR B.C.2.2 charge permanentes et charge exploitation

## **Les cours:**

Béton armé. Université d'Adrar ; fait par Pr : Khalafi hamide

## **Les mémoires :**

- ❖ Etude d'un Batiment En R+9+Sous-Sol A Contreventement Mixte. Publics Présente par- Ben Ahmed Baizid et Nouidjem Ali Promotion 2007
- ❖ Etude d'une batiment R+9 Contreventé par voiles portiques en Béton Armé Présenté par : GHARBI Mohamed MOHAMMEDI Mohamed Promotion 2007

## **Les logicielles :**

- EXCEL 2007
- WORD 2007
- Auto CAD 2010
- SAP 2000 V14