

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
République Algérienne Démocratique et Populaire  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mohamed Khider-Biskra  
Faculté des Sciences et de la technologie  
Département de Génie civil et  
Hydraulique  
Réf :...../2019



جامعة محمد خيضر بسكرة  
كلية العلوم والتكنولوجيا  
قسم: الهندسة المدنية والري  
المرجع : ...../2019

**Mémoire de Master**

**Filière : Génie civil**

**Spécialité : structure**

**ETUDE D'UN BÂTIMENT À USAGE MIXTE  
(HABITATION + ADMINISTRATIF)  
(R+15+S.S) À CONTREVENTEMENT  
MIXTE (VOILE + PORTIQUE)**

**Etudiante :**

Guerfa Malika

**Encadreur :**

MDM. Femmam Abla

**PROMOTION JUILLET 2019**

## I. INTRODUCTION GENERALE

Les spécialistes génie civil s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement. Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute seules qui ont le plus d'effet destructeur dans les zones urbanisées.

Les phénomènes sismiques ne sont pas encore parfaitement connus, et les tremblements de terre importants sont antérieurs à ce dont peut se souvenir la mémoire collective urbaine, c'est pour quoi la plus part des nations ne sont pas encore mises à l'abri de ce risque social et économique majeur.

A cet effet, et à travers le monde, on a créé et imposé des règlements visant à cadrer les constructions en zones sismiques et à les classer, afin de mieux les concevoir et réaliser. Ces règlements sont le fruit de longues années d'expériences et de recherche approfondie, dont le but est d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques.

Notre travail consiste à la conception et l'étude d'un bâtiment d'habitation et administratif (**R+15+S.Sol**) avec un Contreventement mixte (poteaux/voiles) implanté dans la wilaya de **BLIDA** classé comme zone de forte sismicité (**zone III**) d'après les Règles Parasismiques Algériennes (**RPA99/Version2003**).

## I. PRESENTATION DE PROJET

### I.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE:

Ce projet consiste à étudier un bâtiment composé d'un rez-de-chaussée et quinze étages et sous sols(R+15+SS), contreventé par (voiles+portiques) a usage d'habitation et administratif. Cet ouvrage sera implanté dans la wilaya de Blida, une région classé de forte sismicité (Zone III), selon Le Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A 99 version 2003).

Le bâtiment comporte dans le RDC administratif et les étages courantes un appartement F4 et un appartement F5.

### I.2. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE:

On va étudier un bâtiment caractérisé par les données suivantes :

- Hauteur Rez-de-chaussée = 3.06m.
- Hauteur de sous sols = 3.06m.
- La hauteur des autres étages = 3.06m.
- Hauteur totale du Bâtiment avec l'acrotère : H = 46.70 m.
- Longueur totale de Bâtiment : L = 16.20 m.
- Largeur du Bâtiment : B = 28,80 m.
- La circulation en élévation est assurée par un escalier et un ascenseur.
- Les cloisons et les murs extérieurs sont en brique creuses
- Terrasse inaccessible avec un acrotère en béton armé de 80 cm de hauteur.

### I.3. DONNÉES DE BASE:

#### I.3.1. RÈGLES DE CALCUL:

On utilise pour le calcul de ce projet les règlements suivants :

1. Régles parasismiques algériennes (RPA99 version 2003 ; DTR-BC.2.48).
2. Charges permanentes et charges d'exploitations (DTR-BC.2.2).
3. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91).

**I.3.2. INDICATIONS GENERALES SUR LES REGLES BAEL 91:****I.3.2.1. NOTION D'ÉTATS LIMITES: (BAEL .art .A.1):**

Dans le domaine des constructions, un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments est strictement satisfaite et cessera d'être en cas de modification défavorable d'une action et dans ce cas la structure ne répond plus aux fonctions pour lesquelles elle est conçue .On distingue deux états limites :

**A. ETAT LIMITE ULTIME:**

Il correspond à ce que l'on entend généralement par la limite de résistance mécanique au-delà laquelle il y'a la ruine de l'ouvrage.

- Etat limite d'équilibre qui concerne la stabilité de l'ouvrage.
- Etat limite de résistance qui concerne la non rupture de l'ouvrage.
- Etat limite ultime de stabilité des formes (flambement) qui concerne les pièces-élancées soumises à l'effort de compression axiale.

**B. ETAT LIMITE DE SERVICE:**

Il correspond à des critères dont le non respect ne permet pas à l'élément d'être exploité dans des conditions satisfaisantes, il comprend trois cas.

- Etat limite de service d'ouverture des fissures.
- la corrosion des armatures insuffisamment protégées, influe défavorablement sur la durabilité de l'ouvrage, des fonctions d'étanchéité ou des critères esthétiques d'aspect extérieur peuvent également ne pas être respectés.
- Etat limite de service de déformation : des déformations trop importantes de l'ouvrage peuvent créer des désordres, fissuration des cloisons ou de carrelage sur une dalle trop fléchie par exemple.

**I.3.3.2. NATURE DES ACTIONS:****A. ACTION PERMANENTE:**

- poids propre des structures.
- poids des autres éléments de construction (couvertures, carrelage...).
- Déformation différées dans le temps (celle causées par le retrait du béton).

**B. ACTION VARIABLE:**

- Charges d'exploitation.
- Charges climatiques (action du vent, action de la neige).
- Action passagère en cours d'exécution.

**C. ACTION ACCIDENTELLE:**

Il s'agit d'actions dues à des phénomènes rares et exceptionnels : séismes, explosions, chocs et incendies.

- Le séisme " E ".

**I.3.3.3. SOLLICITATIONS:**

Ce sont les efforts provoqués en chaque point et chaque section de la structure par les actions, ils sont exprimés sous termes de forces et moments.

**I.3.3.4. COMBINAISONS D' ACTIONS:**

- **POUR LES PLANCHERS:**

Elles sont soumises uniquement aux actions des charges permanentes et d'exploitations pour cela les combinaisons considérées sont :

$$1. \text{ I'E.L.U} : 1.35 G + 1.5 Q$$

$$2. \text{ I'E.L.S} : G + Q$$

Dans le cas des actions sismiques les combinaisons à fournir pour une meilleure résistance sont :

D'après R.P.A.99 V. 2003 : on a :

- **POUR LES POUTRES:**

$$\left\{ \begin{array}{l} G \pm Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right\}$$

E: Effort sismiques.

- **POUR LES POTEAUX:**

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right\}$$

- **POUR LES VOILES:**

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right\}$$

## I. 4. HYPOTHÈSES DE CALCUL :

### I.4.1. ETATS LIMITES ULTIME:

Les hypothèses de calcul sont :

- Les sections droites restent droites après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre le béton et les aciers.
- Le raccourcissement ultime de béton est limité à :

$\varepsilon_{cu} = 3.5 \text{ ‰}$  : sections partiellement comprimées.

$\varepsilon_{cu} = 2 \text{ ‰}$  : sections totalement comprimées «faible excentricité».

L'allongement relatif ultime de l'acier le plus tendu est limité à  $\varepsilon_{cu} = 10 \text{ ‰}$

L'état de déformation d'une section passe obligatoirement par l'un des trois pivots A, B, C.

Le diagramme de calcul des aciers est bilinéaire.

Le diagramme de calcul du béton est rectangulaire, sauf pour la section totalement comprimée.

### I.4.2. ETAT LIMITE SERVICE :

Les hypothèses de calcul sont :

- Les calculs ont fait qu'en cas de fissuration préjudiciable.
- Le coefficient d'équivalence  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ .
- Les contraintes de compression dans le béton, et traction dans les aciers sont supposées proportionnelles à la déformation élastique « $\varepsilon_{bu} < 2 \text{ ‰}$  ».

## I.5. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

Le béton armé est le matériau principal utilisé pour la réalisation de la structure de notre ouvrage. Il est obtenu enrobant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal.

Béton Armé = Béton + Aciers

### I.5.1. BÉTON:

Le béton est constitué par un mélange de proportions convenables de granulats (sable, gravillon) avec du ciment et de l'eau et éventuellement des adjuvants.

#### A. COMPOSITIONS:

Le béton qu'on va utiliser comprend pour  $1 \text{ m}^3$  :

- Ciment  $400 \text{ kg/m}^3$  (CPJ-CEM II/A42.5)
- Gravier  $800 \text{ L/m}^3$  ( $\Phi \leq 25 \text{ mm}$ ).

- Sable 400 L/m<sup>3</sup> ( $\Phi \leq 5$  mm).
- Eau 200 L/ m<sup>3</sup>

## B. RÉSISTANCE CARACTÉRISTIQUE EN COMPRESSION $f_{cj}$ C.B.A.93

### (art. A2.1.1.1) :

La résistance à la compression est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de 200 cm<sup>2</sup> de section et d'une hauteur double de leur diamètre.

$$f_{cj} = [J / (4.76 + 0.83 J)] f_{c28} \dots \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{Mpa} \dots \text{ pour } J < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = [J / (1.40 + 0.95 J)] f_{c28} \dots \text{si } f_{c28} > 40 \text{Mpa} \dots \text{ pour } J < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \dots \text{ pour } J > 28 \text{ jours.}$$

Dans notre étude on adopte une résistance à la compression à 28 jours égale à :

$$J = 28 \text{ jours} \dots f_{c28} = 30 \text{ MPa.}$$

## C. RÉSISTANCE CARACTÉRISTIQUE À LA TRACTION $F_{tj}$ : BAEL91

### (art A.2.1.12)

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \dots f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.40 \text{ MPa}$$

## D. DÉFORMATION DU BÉTON :

### D.1. DÉFORMATION LONGITUDINALE DU BÉTON :

- $E_{ij}$ : Le module de déformation longitudinale instantanée du béton (art A.2.1.21) .

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)} ; E_{i28} = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 34140.83 \text{ MPa.}$$

- $E_{vj}$ : Le module de déformation différée à « j » jours, qui permet de calculer la déformation finale du béton BAEL91 (art A.2.1, 22).

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)} . E_{v28} = 3700(f_{c28})^{1/3} = 11483.73 \text{ MPa}$$

### D.2 .COEFFICIENT DE POISSON:

Il est défini par la relation :

$$E. \nu = \frac{\frac{\Delta a}{a}}{\frac{\Delta L}{L}} = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

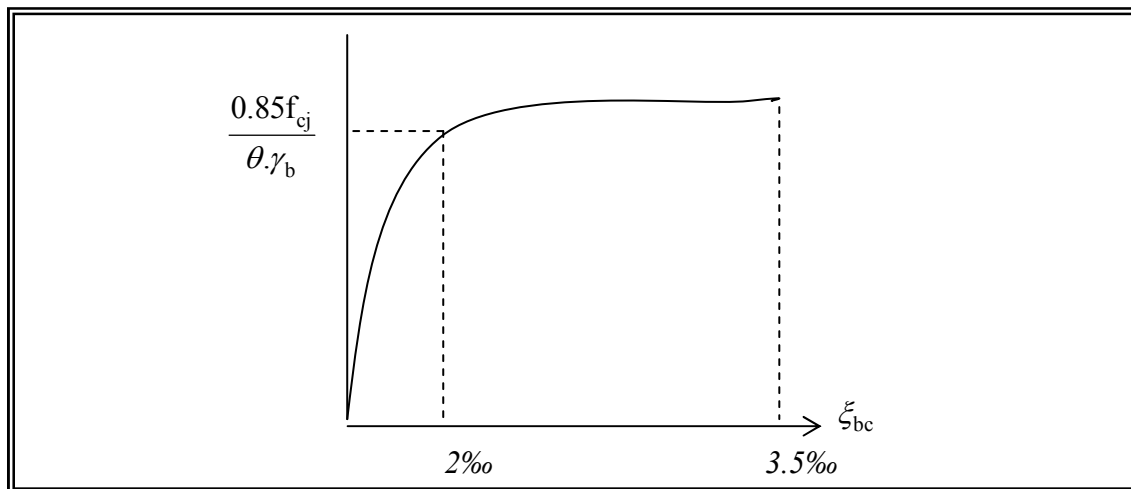
$\nu = 0$  : pour le calcul des sollicitations E.L.U.

$\nu = 0,2$  : pour le calcul des déformations E.L.S.

### D.3. DIAGRAMME DÉFORMATION - CONTRAINTE DU BÉTON (PARABOLE RECTANGLE):

#### A. ETAT LIMITE ULTIME:

Pour les vérifications à l'état limite ultime, on doit utiliser pour le béton un diagramme dit «parabole- rectangle», et dans un but de simplification, en utilisant le diagramme rectangulaire.



**Fig.I.1. Diagramme déformation contrainte du béton**

$$\xi_{bc} = 2\text{‰} \dots\dots\dots \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Le coefficient  $\theta$  est fixé à 1 puisque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24 h.

$\theta$  : 0,9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24 h.

$\theta$  : 0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

$\theta$  : 0,85 : est un coefficient de minoration pour tenir compte de l'altération du béton en surface et de la durée d'application des charges entraînant une diminution de la résistance.

$\gamma_b$ : est un coefficient de sécurité qui tient compte d'éventuels défauts localisés dans le béton.

$\gamma_b = 1,15$ .....Pour les situations accidentelles.

$\gamma_b = 1,5$ .....Pour les autres cas.

On a alors : 
$$\overline{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,15$ (action accidentelle)  $\rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 22,17 \text{MPa}$ .



$\gamma_b = 1.5$  (action courante)  $\rightarrow \overline{\sigma_{bc}} = 17MPa$ .

**B. ETAT LIMITE DE SERVICE:**

La contrainte de compression de béton à l' E .L .S est limitée par  $\sigma_{bc}$  avec

$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} \dots \dots \dots \sigma_{bc} = 18MPa$

**I.5.2. ACIER:**

L'acier est alliage fer – carbone, il répond aux efforts de traction, de compression, de cisaillement, et de torsion. Il ne réagit pas chimiquement avec le béton, il a le même coefficient de dilatation thermique que celui du béton, et il présente une bonne qualité d'adhérence avec le béton.

On distingue deux types d'acier selon leur état de surface :

- Les barres à haute adhérence (HA) de nuance FeE 400.
- Les ronds lisses, de nuance FeE 235.
- Treillis soudés en fils lisse TLE 520.

Le module d'élasticité longitudinale :  $E_s = 2.10^5 MPa$ .

**A. DIAGRAMME DÉFORMATIONS CONTRAINTES DE CALCUL:**

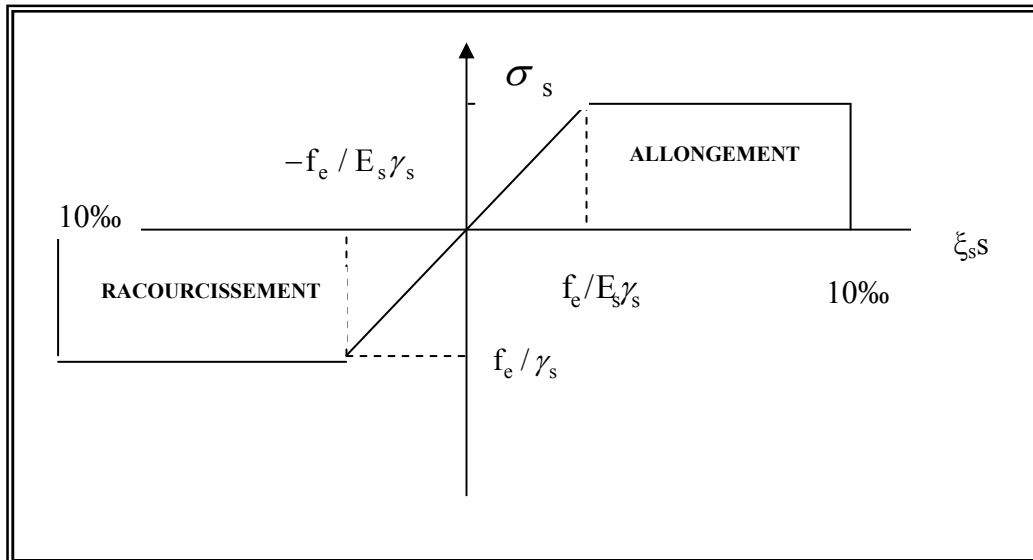


Diagramme Déformation Contrainte d'acier

**B. CONTRAINTE LIMITE ULTIME DE L'ACIER:**

Le diagramme  $(\sigma_s; \varepsilon)$  adopté par les règles (B.A.E.L91) à la forme ci-dessus.

Avec :

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa.}$$

$$\varepsilon_{se} = (f_e / \gamma_s) E_s.$$

$f_e$  : La limite d'élasticité des aciers utilisés.

Pour les calculs aux états limites, on tient compte du coefficient de sécurité  $\gamma_s$ .

Avec :  $\gamma_s = 1$  ..... Pour la situation accidentelles.

$\gamma_s = 1.15$  ..... Pour les autres cas .

**C. LA CONTRAINTE LIMITE DE TRACTION DES ACIERS:**

- Si la fissuration est peu nuisible, il n'y a aucune vérification concernant.

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

- Si la fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta ftj}\right) (\text{MPa}), \text{BAEL91(artA.4.5.33)}$$

$$\text{Si la fissuration est très préjudiciable : } \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e, 90\sqrt{\eta ftj}\right)$$

$\eta$  : Un coefficient numérique dit coefficient de fissuration.

$\eta = 1$  pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses

$\eta = 1,6$  pour les armatures à haute adhérence ( $\Phi \geq 6 \text{ mm}$ ) .

$\eta = 1,3$  pour les armatures à haute adhérence ( $\Phi \geq 6 \text{ mm}$ )

**D. CONTRAINTE TANGENTE LIMITE ULTIME :**

Cas de l'armature Transversale droit ( $\alpha = 90^\circ$ )

- fissuration peu nuisible  $\rightarrow \tau_u = \min\left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right]$

- fissuration préjudiciable ou très préjudiciable  $\rightarrow \tau_u = \min\left[0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right]$

- Cas des armatures inclinés à  $45^\circ \rightarrow \tau_u = \min\left[0.27 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 7 \text{ MPa}\right]$

- Cas des dalles  $\rightarrow \tau_u = \left[0.07 \frac{f_{c28}}{\lambda_b}\right]$ , (art .A .4.5.2.2).



# Remerciement

*Toute notre gratitude, grâce et remerciement à Allah  
le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la  
volonté pour élaborer ce travail.*

*Nous tenons à remercier notre encadreur en l'occurrence*

*MDM .Femmam Abla*

*Pour ses merveilleux conseils, et orientations.*

*Nous remercions tous nos enseignants pour  
l'enseignement qu'ils nous ont donné durant notre cycle  
universitaire.*

*Sans oublier les membres du jury d'avoir accepté de  
nous honorer par leur participation au jury.*

*Ainsi nous présentons nos remerciements à l'ensemble  
des étudiants du département de **GENIE CIVIL**.*

## RESUME

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage habitation (R+15+sous sol), implanté à la wilaya de **BLIDA**. Cette région est classée en zone de forte sismicité III selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les règlements de calculs et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), Cette étude contient la description générale du projet avec une présentation des caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure, la descente des charges. et le calcul des éléments principaux et secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, et plancher).

En fin on a une étude dynamique et de la structure effectuée avec le logiciel ROBOT2014, afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique), et on termine le travail avec une conclusion générale.

### المخلص:

بصدد إعداد مذكرة التخرج, قمنا بدراسة مفصلة لبناية موجهة للاستخدام السكني, متكونة من طابق ارضي + خمسة عشرة طابق و التي ستتشأ في ولاية البلدية المصنفة ضمن المناطق النشطة زلزاليا حسب النظام الجزائري RPA99.V2003.

في المذكرة استعملنا القوانين مثل RPA99.V2003 و BAEL91

هذه المذكرة تحتوي على:

وصف عام للمشروع مع التعريف بخصائص المواد المستعملة وبعدها سنقوم بحساب أولي لأبعاد عناصر البناية ثم تأتي عملية تحديد الحمولات المطبقة على البناية. كما سنقوم بحساب العناصر الأساسية والثانوية للبناية, وفي الأخير سوف نستعمل برنامج ROBOT 2014 من أجل القيام بالدراسة الزلزالية بهدف تحديد الاجهادات المختلفة على البناية.

SOMMAIRE	
<b>CHAPITRE I : Présentation du projet et caractéristique des matériaux</b>	
I. Introduction général	1
I.1. Présentation du projet	2
I .2. Description de l’ouvrage	2
I .3. Données de base	2
I .3.1.Règles de calcul	2
I .3.2. Indications générales sur les règles BAEL91	3
I .4. Hypothèses de calcul	5
I .4.1. Etats limites ultimes	5
I .4.2. Etats limites service	5
I .5. Caractéristiques des matériaux	5
I .5.1. Béton	5
I .5.2. L’acier	8
<b>CHAPITRE II : pré dimensionnement et décentes des charges</b>	
<b>II.1. Pré dimensionnement des éléments</b>	
II.1. Introduction	10
II.1.2. Les poutres	10
II.1.2.1. Poutres secondaires	10
II.1.2.2. Poutres principales	11
II.1.3. Les poteaux	11
II.1.4. Planchers à corps creux	12
II.1.5. Les voiles	13
<b>II.2. La descente des charges</b>	
II.2.1. Introduction	15
II.2.2. Rôle de descente décharges	15
II.2.3. Descente des charges	15
II.23.1. Charge permanente	15
II.2.3.2. Charges d’exploitations	17
II.2.3.3. Mure extérieure	17
II.2.4. Descente des charges sur les poteaux	18
II.2.5. Vérification de la section adopter	26

II.2.6.Descente des charges sur les voiles	27
II.2.7. Vérification de la section adopté	28
<b>CHAPITRE III : élément secondaires</b>	
<b>III.1. L'acrotère</b>	
III.1.1. Introduction	29
III.1.2. Mode de travail	29
III.1.3. Evaluation des charges	30
III.1.4. Sollicitation	30
III.1.5. Calcul de ferrailage	31
III.1.5.1. Diamètre des barres	31
III.1.5.2. Protection des armatures	31
III.1.6. Armatures longitudinales	31
III.1.7. Vérification	32
III.1.7.1. Vérification à l'E.L.U	32
III.1.7.2. Vérification à l'E.L.S	33
III.1.8. Armatures de répartitions	34
III.1.9. Espacement des armatures	35
III.1.10. Vérification de l'effort tranchante	35
III.1.11. Présentation du ferrailage	35
<b>III.2. Les balcons</b>	
III.2.1. Introduction	36
III.2.2. Pré dimensionnement d'épaisseur	36
III.2.3. Evaluation des charges	36
III.2.3.1. Balcon étage courant	36
III.2.3.1.1. Calcul des sollicitations	37
III.2.3.1.2. Combinaison d'action	38
III.2.3.1.3. Calcul du ferrailage	38
III.2.3.1.4. Vérification de l'effort tranchant	40
III.2.3.1.5. Les armatures des répartitions	40
III.2.3.1.6. Espacement entre les armatures	40
III.2.3.1.7. Vérification de la flèche	41
III.2.3.1.8. Présentation du ferrailage	41

III.2.4. Balcon terrasse	42
III.2.4.1. Calcul des sollicitations	42
III.2.4.2. Combinaisons d'action	43
III.2.4.3. Calcul du ferrailage	43
III.2.4.4. Vérification de l'effort tranchant	45
III.2.4.5. Les armatures des répartitions	45
III.2.4.6. Espacement entre les armatures	45
III.2.4.7. Vérification de la flèche	46
III.2.5. Présentation du ferrailage	46
<b>III.3. L'escalier</b>	
III.3.1. définition	47
III.3.2. pré dimensionnement	47
III.3.3. méthode de calcul	48
III.3.3.1. les charges appliquées	48
III.3.3.2. charges permanentes	48
III.3.3.3. sur charges d'exploitations	49
III.3.4. combinaison d'actions	49
III.3.5. détermination des sollicitations	49
III.3.6. calcul de ferrailage	50
III.3.6.1. armatures longitudinales	50
III.3.6.2. condition de non fragilité	51
III.3.6.3. pourcentage minimale	51
III.3.6.4. vérification de l'effort tranchant	51
III.3.6.5. les armatures de répartition	52
III.3.6.6. espacement entre les armatures	52
III.3.6.7. vérification de la flèche	52
III.3.7. calcul de la flèche	53
III.3.7.1. type (a)	53
III.3.7.1.1. calcul de la flèche	55
III.3.7.1.2. Présentation du ferrailage	56
III.3.8. Type (b)	56
III.3.8. calcul du ferrailage	57
III.3.8.1. armature longitudinale	57

III.3.8.2. condition de non fragilité	58
III.3.8.3. pourcentage minimal	58
III.3.8.4. vérification de l'effort tranchant	58
III.3.8.5. les armatures de répartition	59
III.3.8.6. espacement entre les armatures	59
III.3.8.7. vérification de la flèche	59
III.3.9. calcul de la flèche	60
III.3.9.2. Présentation du ferrailage	63
III.3.10. calcul de la poutre palière	63
III.3.10.1. dimensionnement	63
III.3.10.2. méthode de calcul	64
III.3.10.3. évaluation des charges	64
III.3.10.4. calcul de la poutre a la flexion	65
III.3.10.5. section minimal des armatures	68
III.3.10.6. les armatures totales	69
III.3.11. Présentation du ferrailage	70
<b>CHAPITRE IV : Etude des planchers</b>	
IV.1. introduction	71
IV .2. justification du choix des planchers a corps creux	71
IV .3. évaluation des charges	71
IV .4. calcul des planchers a corps creux	71
IV .4.1. détermination des sollicitations	74
IV .4.1.1. type A : planchers terrasse	74
IV .4.1.2. planchers étages courante	76
IV .4.1.3. plancher R.D.C	77
IV .5.1. type B : planchers terrasse	78
IV .5.2. planchers étages courante	81
IV .5.3. plancher R.D.C	82
IV .6. type C : planchers terrasse	83
IV .6.1.2. planchers étage courant	87
IV .6.1.3. plancher R.D.C	88
IV .7. type D : plancher terrasse	89



IV .7.1. méthode de Caquot	89
IV .7.2. planchers terrasse	91
IV .7.3. planchers étage courant	92
IV .7.4. planchers R.D.C	93
IV .8.1. type E : plancher terrasse	94
IV .8.2. planchers étage courant	94
IV .8.3. planchers R.D.C	95
IV .9. calcul de ferrailage	96
IV .10. vérification de l'effort tranchant	97
IV .11. vérification de la flèche	98
IV .12. Présentation du ferrailage	99
IV .13. la dalle mince	99
IV .14. Présentation du ferrailage	100
<b>CHAPITRE V: étude dynamique</b>	
V.1. introduction	101
V .2. objectifs de l'étude dynamique	101
V .3. choix de la méthode de calcul	101
V .4. classification de l'ouvrages	102
V .5. classification de site	102
V .6. méthode dynamique modale spectrale	103
V .7. calcul de force sismique totale	105
V .8. analyse de la structure	108
V .9. distribution l'effort tranchants	112
V .10. vérification des déplacements	115
V .11. vérification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$	116
V .12. vérification au renversement	118
V .13. caractéristique géométrique et massique de la structure	120
V .14. conclusion	123
<b>CHAPITRE VI: ferrailage de la super structure</b>	
<b>VI.1. les poteaux</b>	
VI.1. Introduction	124
VI.1.2. ferrailage des poteaux	124

VI.1.3. exemple de calcul	127
VI.1.4. calcul d'armatures transversales	133
VI.1.5. Présentation du ferrailage	136
<b>VI.2. Les poutres</b>	
VI.2.1. introduction	137
VI.2. combinaisons d'actions	137
VI.2.3. recommandation du R.P.A.2003	137
VI.2.4. étapes des calculs des armatures longitudinales	138
VI.2.5. calcul des armatures	140
VI.2.6. Présentation du ferrailage	144
<b>VI.3. Les voiles</b>	
VI.3.1. ferrailage des voiles	145
VI.3.2. voiles sans ouvertures	145
VI.3.2.1. calcul de la section d'armatures	145
VI.3.2.2. vérification de flambement	146
VI.3.4. Présentation du ferrailage	150
<b>CHAPITRE VII: étude de l'infrastructure</b>	
<b>VII.1. Etude de voile périphérique</b>	
VII.1.1. dimensionnement	151
VII.1.2. détermination des sollicitations	151
VII.1.3. ferrailage du voile périphérique	152
VII.1.4. présentation du ferrailage	155
<b>VII.2. Les fondations</b>	
VII.2.1. introduction	156
VII.2.2. différents types des fondations	156
VII.2.3. combinaison d'action	156
VII.2.4. présentation de rapport de sol	156
VII.2.4.1. pré dimensionnement du radier	158
VII.2.4.2. détermination des efforts	159
VII.2.5. détermination de la surface nécessaire du radier	159
VII.2.5. ferrailage du radier	163
VII.2.5.1. méthodes de calcul	163

VII.2.5.2. calcul des armatures	165
VII.2.5.3. Présentation du ferrailage	167
VII.2.6. étude de la poutre	168
VII.2.6.1. les sollicitations sur la poutre	168
VII.2.6.2. Présentation du ferrailage	177
<b>CHAPITRE VIII: commentaires et conclusions</b>	
Commentaires et conclusions	178
Bibliographe	179



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

**BIBLIOGRAPHIE**

Dans le cadre de l'élaboration de mon projet de fin d'étude, les documents suivants m'ont été d'une aide précieuse à fin de résoudre les anomalies que j'ai rencontré au cours mon projet de thèse.

**Règlements :**

- 📖 RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes (DTR.B.C.2.48)
- 📖 BAEL91 : Béton armé aux états limites (Jean-pierre Mogin)
- 📖 Charge permanentes et charge d'exploitation (DTR B.C. 2.2)

**Logiciels et programmes :**

- 📖 ROBOT 2014 (Modélisation) 📖 AUTOCAD 2009 (Dessin)
- 📖 Office2003 (Traitement de texte, calcul...etc.)

# ***Chapitre I :***

*Présentation du projet et  
caractéristique des matériaux*

## ***Chapitre II :***

*Pré dimensionnement et  
descente des charges*

***Chapitre III :***  
*Etude des éléments*  
*secondaires*



***Chapitre V :***  
*Etude dynamique*

***Chapitre VI :***  
*Ferraillage de la super  
structure*

***Chapitre VII :***  
*Etude d'infrastructure*

***Chapitre IV :***  
*Etude des planchers*

***Chapitre VIII :***  
*Conclusion et commentaire*

# أعزائي

بسم الله الرحمن الرحيم

(وقل إعملوا فسيرى الله عملكم ورسوله والمؤمنون)

صدق الله العظيم

أحمد الله .... الذي بعث في داخلي دوما شعاعا من الأمل كلما تسلل اليأس إلي.... إلى من بلغ الرسالة وأدى الأمانة .. ونصح الأمة .. إلى نبي الرحمة ونور العالمين

سيدنا محمد صلى الله عليه وسلم

إلى من كلله الله بالهيبة والوقار .... إلى من علمني العطاء بدون انتظار .... إلى من أحمل اسمه بكل افتخار .... أرجو من الله أن يمد في عمرك لتري ثمارا قد حان قطافها بعد طول انتظار.... وستبقى كلماتك نجوم اهتدى بها اليوم وفي الغد والى الأبد.... والدي العزيز....

إلى ملاكي في الحياة .... إلى معنى الحب والحنان.... إلى بسمة الحياة..... إلى من كان دعائها سر نجاحي وحنانها بلسم جراحي إلى أغلى الحبايب أمي الحبيبة حفظها الله ورعاها وأدام الله في عمرها

إلى رفيق دربي و حياتي و زميلي في الدراسة إلى زوجي الغالي هشام خينش


إلى ابنتي الغالية حبيبتي و سر فرحتي في الحياة بيسان

إلى حبيب قلبي و قرّة عيني ابني الغالي أصيل

إلى القلوب الطاهرة الرقيقة والنفوس البرينة إلى رياحين حياتي إلى من كانوا وما زالوا كل شيء في حياتي أخي وأخواتي (محمد- عامرية- مسعودة - أحلام) يارب هم فرحي وسعادتي يا رب اللهم لا تريني فيهم أي مكروه

والى زوج أختي (حافظ ) والى زوجت أخي (مريم) و حبيب قلبي نضال

إلى من اعتر بانتمائي إليهم إلى أسرتي الثانية (أمي و أبي و إخوتي و أخواتي وأعمامي و زوجاتهم وعماتي وإلي خالاتي و أخوالي وجميع أبنائهم أهل زوجي عائلة خينش و كل كتاكت العائلة كل باسمه



إلى صديقات اللواتي عشت معهم أحلا أيام حياتي نعيمة و حورية إلى أصدقائي الذين جمعني  
بهم أجمل اللحظات إلى زملائي وزميلاتي في التخصص كل باسمه والى من قابلتهم في  
مشواري الدراسي وغير الدراسي  
و إلى كل الذين نسيهم قلبي و ضلت ذكراهم في قلبي

## II.2. LA DESCENTE DES CHARGES

### II.2.1. INTRODUCTION:

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui reviennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation.

Les charges considérées concernent les charges permanentes et les charges d'exploitation.

### II.2.2. RÔLE DE DESCENTE DE CHARGES:

- Evaluation des charges ( $Q$  et  $G$ ) revenant aux fondations.
- Vérification de la section des éléments porteurs (poteau, voiles).

### II.2.3. DESCENTE DES CHARGES :

#### LOI DE DEGRESSION: DTR B.C.2.2

Les charges d'exploitations de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées dessous :

-pour le toiture ou terrasse :  $Q_0$

-pour le dernier étage :  $Q$

-pour l'étage immédiatement inférieur :  $0.9Q$

- pour l'étage immédiatement inférieur :  $0.8Q$

Et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à  $0.5Q$  (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants).

#### II.2.3.1. CHARGE PERMANENTE:

##### A. PLANCHER TERRASSE:

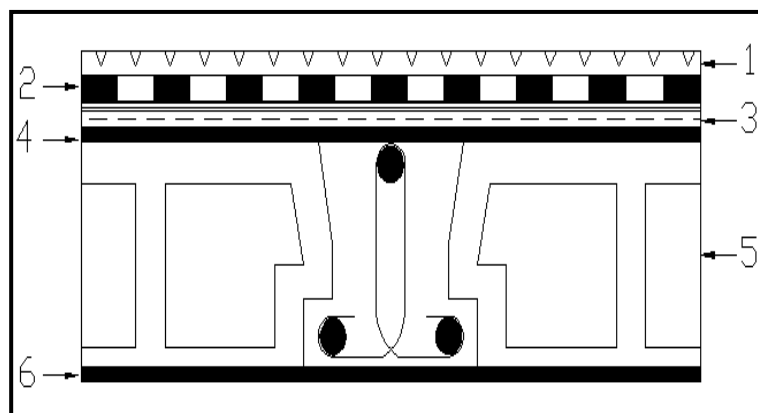


Fig. II.2.1



Les Couches	Epaisseur (m)	Poids .V (KN/m3)	Charges (KN/m2)
1- Graviillon de protection	0,04	20	0.80
2- Etanchéité multicouche	0,02	6	0.12
3- Isolant thermique (lige)	0,04	4	0.16
4- Béton en pente	0,05	22	1.10
5- Corps creux +dalle de compression (20+4)	0.24	-	3.10
6- Enduit de plâtre	0,01	10	0.10
			<b>5.38</b>

**B.PLANCHER ETAGE COURANT:**

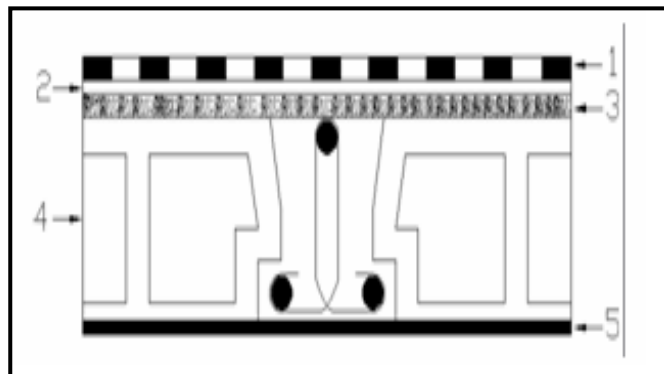


Fig. II.2.2

Les Couches	Epaisseur (m)	Poids.V (KN/m3)	Charges(KN/m2)
1- Carrelage+ Mortier de pose	0,03	20	0.60
2- isolant phonique	0,02	8.50	0.17
3- Corps Creux +dalle de compression (20+4)	0.24	-	3.10
4- Enduit de plâtre	0,01	10	0.10
5- Cloison	-	-	10.00
			<b>4.97</b>

**II.2.3.2. CHARGE D'EXPLOITATION:**

<i>Désignation</i>	<i>Poids (KN/m2)</i>
1- Plancher terrasse inaccessible	1.00
2- Plancher étage courant	1.50
3-Plancher RDC	2.50

**II.2.3.3Mur extérieure:**

<i>Désignation</i>	<i>e(m)</i>	<i><math>\gamma</math> (KN/m<sup>3</sup>)</i>	<i>Charges(KN/m<sup>2</sup>)</i>
Enduit ciment	0.02	20	0.40
Brique creuse	0.3	14	4.20
Enduit plâtre	0.02	14	0.28
			<b>4.88</b>

II.2.4. DESCENTE DES CHARGES SUR LES POTEAUX:

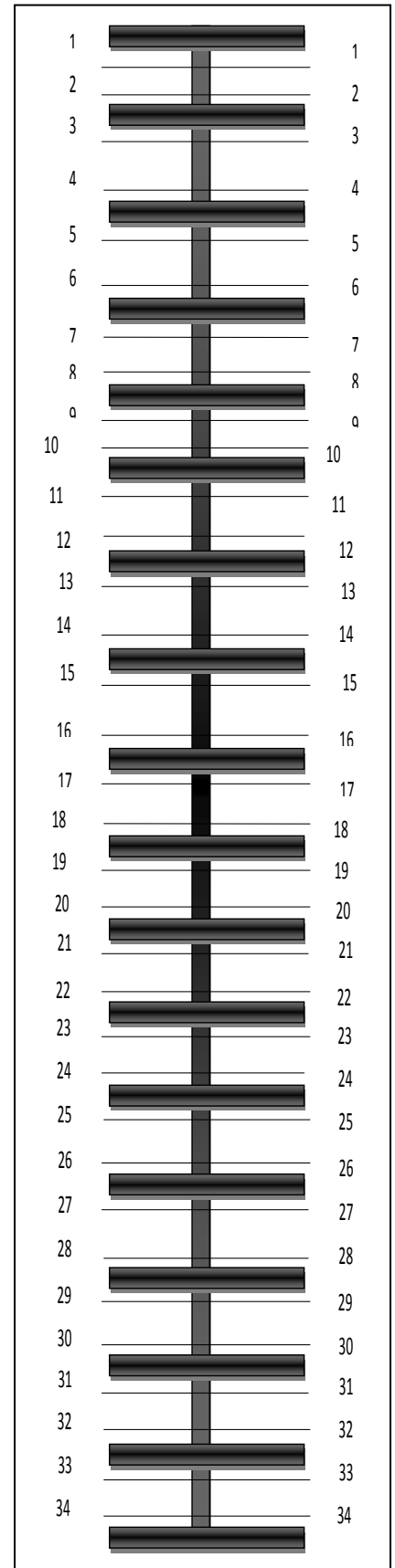
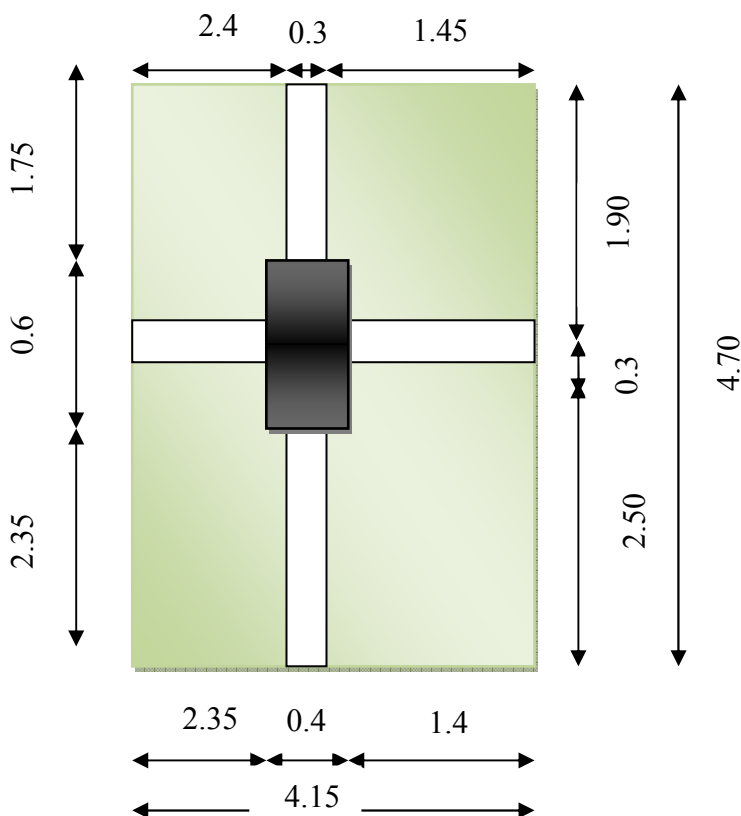
• POTEAU INTERMEDIARIES :(E-2):

• Surface afférente :

$$S_{Qt} = (2.40+1.45)(1.75+2.35) = 15.79m^2$$

$$S_{Qt} = (2.40+0.30+1.45)(1.75+0.60+2.35) = 19.51m^2$$

$$S_{Qt} = (4.15 \times 4.70) - (0.40 \times 0.60) = 19.26m^2$$



section	Elément	G(kN)	Q(kN)
1-1	plancher terrasse: 5.38×15.79	84.95	-
	poutre principale: (0.3×0.45×2.5)(1.75+2.35)	1.38	-
	poutre secondaire: (0.30×0.40×2.5)(2.35+1.40)	1.12	-
	surcharges : 1×19.51	-	19.51
2-2	venant 1-1	87.45	19.51
	Poteau:(0.40×0.60×2.5)3.06	1.84	-
3-3	Venant 2-2	89.29	19.51
	plancher étage courant: 4.97×15.79	78.48	-
	poutre principale:	1.38	-
	poutre secondaire:	1.12	-
	surcharges : 1.50×19.26	-	23.07
4-4	Venant 3-3	170.27	42.58
	Poteau:	1.84	-
5-5	Venant 4-4	172.11	42.58
	charges permanents	80.98	-
	surcharges : 1.50×19.26×0.9	-	20.76
6-6	Venant 5-5	253.09	63.34
	Poteau:	1.84	-
7-7	Venant 6-6	254.93	63.34
	charges permanents	80.98	-
	surcharges : 23.07×0.8	-	18.45
8-8	Venant 7-7	335.91	81.79
	Poteau:	1.84	-
9-9	Venant 8-8	337.75	81.79
	charges permanents	80.98	-
	surcharges : 23.07×0.7	-	16.14
10-10	Venant 9-9	418.73	97.93
	Poteau:	1.84	-

11-11	Venant 10-10	420.57	97.93
	charges permanents	80.98	-
	surcharges : $23.07 \times 0.6$	-	13.84
12-12	Venant 11-11	501.55	111.77
	Poteau:	1.84	-
13-13	Venant 12-12	503.39	111.77
	charges permanents	80.98	-
	surcharges : $23.07 \times 0.5$	-	11.53
14-14	Venant 13-13	584.37	123.30
	Poteau	1.84	-
15-15	Venant 14-14	586.21	123.30
	charges permanents	80.98	-
	surcharges	-	11.53
16-16	Venant 15-15	667.19	134.83
	Poteau	1.84	-
17-17	Venant 16-16	669.03	134.83
	charges permanents	80.98	-
	surcharges	-	11.53
18-18	Venant 17-17	750.01	146.36
	Poteau	1.84	-
19-19	Venant 18-18	751.85	146.36
	charges permanents	80.98	-
	surcharges	-	11.53
20-20	Venant 19-19	832.83	157.89
	Poteau	1.84	-
21-21	Venant 20-20	834.67	157.89
	charges permanents	80.98	-
	surcharges	-	11.53
22-22	Venant 21-21	915.65	169.42
	Poteau	1.84	-
23-23	Venant 22-22	917.49	169.42
	charges permanents	80.98	-

	surcharges	-	11.53
24-24	Venant 23-23	998.47	180.95
	Poteau	1.84	-
25-25	Venant 24-24	1000.31	180.95
	charges permanents	80.98	-
	surcharges	-	11.53
26-26	Venant 25-25	1081.29	192.48
	Poteau	1.84	-
27-27	Venant 26-26	1083.13	192.48
	charges permanents	80.98	-
	surcharges	-	11.53
28-28	Venant 27-27	1164.11	204.01
	Poteau	1.84	-
29-29	Venant 28-28	1165.95	204.01
	charges permanents	80.98	-
	surcharges	-	11.53
30-30	Venant 29-29	1246.93	215.54
	Poteau	1.84	-
31-31	Venant 30-30	1248.77	215.54
	charges permanents	80.98	-
	surcharges	-	11.53
32-32	Venant 31-31	1329.75	227.07
	Poteau	1.84	-
33-33	Venant 32-32	1331.59	227.07
	charges permanents	80.98	-
	surcharges 2.50×19.26×0.5	-	24.07
34-34	Venant 33-33	1412.57	246.29
	Poteau	1.84	-
TOTAL		1414.41	246.29

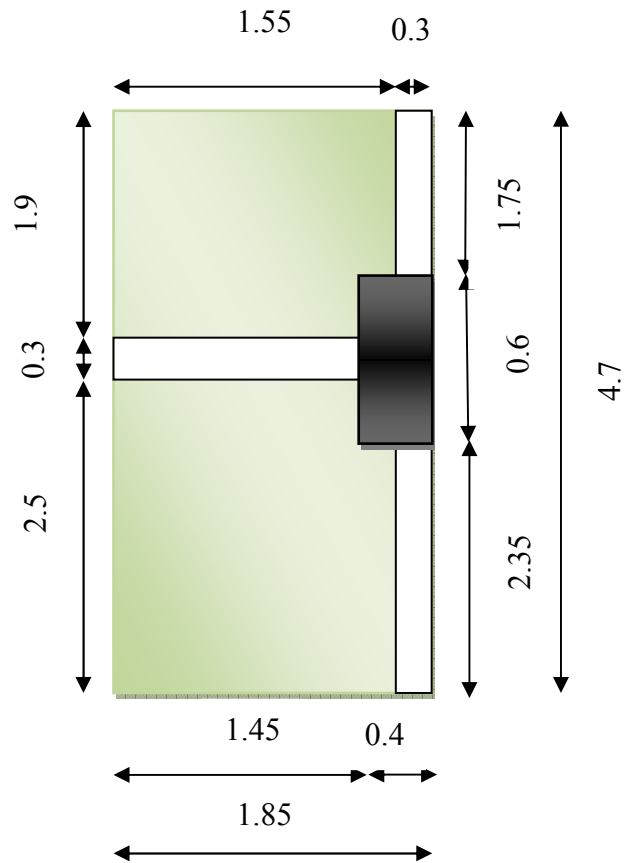
• **POTEAU DE RIVE:(E-9):**

- **Surface afferente :**

$$S_G = (1.55 \times 1.90) + (1.55 \times 2.50) = 6.82\text{m}^2$$

$$S_{Q_i} = 4.70 \times 1.85 = 8.70\text{m}^2$$

$$S_{Q_{ét}} = (1.55 \times 1.75) + (1.55 \times 2.35) = 5.94\text{m}^2$$



section	Elément	G (kN)	Q (kN)
1-1	plancher terrasse: 5.38×6.82	36.69	-
	poutre principale: (0.3×0.45×2.5)(1.75+2.35)	4.43	-
	poutre secondaire: (0.30×0.40×2.5)1.45	0.43	-
	Acrotère : 2.37×4.70	11.13	-
	surcharges : 1×4.70	-	4.70
	surcharges : 1×8.70	-	8.70
2-2	venant 1-1	52.68	13.40
	Poteau:(0.40×0.60×2.5)3.06	1.84	-
	Mur extérieure : (1.75+2.3)×2.61×4.88	51.58	-
3-3	Venant 2-2	106.10	13.40
	plancher étage courant: 4.97×6.82	33.89	-
	poutre principale:	4.43	-

	poutre secondaire:	0.43	-
	surcharges : 1.50×5.94	-	8.91
4-4	Venant 3-3	144.85	22.31
	Poteau	1.84	-
	Mur extérieure	51.58	-
5-5	Venant 4-4	198.27	22.31
	charges permanents	38.75	-
	surcharges : 1.50×5.94×0.9	-	8.01
6-6	Venant 5-5	237.02	30.32
	Poteau:	1.84	-
	Mur extérieure	51.58	-
7-7	Venant 6-6	290.44	30.32
	charges permanents	38.75	-
	surcharges : 8.91×0.8	-	7.12
8-8	Venant 7-7	329.19	37.44
	Poteau:	1.84	-
	Mur extérieure	51.58	-
9-9	Venant 8-8	382.61	37.44
	charges permanents	38.75	-
	surcharges : 8.91×0.7	-	6.23
10-10	Venant 9-9	421.36	43.67
	Poteau:	1.84	-
	Mur extérieure	51.58	-
11-11	Venant 10-10	474.78	43.67
	charges permanents	38.75	-
	surcharges : 8.91×0.6	-	5.34
12-12	Venant 11-11	513.53	49.01
	Poteau:	1.84	-
	Mur extérieure	51.58	-
13-13	Venant 12-12	566.95	49.01
	charges permanents	38.75	-
	surcharges : 8.91×0.5	-	4.45



14-14	Venant 13-13	605.70	53.46
	Poteau	1.84	-
	Mur extérieure	51.58	-
15-15	Venant 14-14	659.12	53.46
	charges permanents	38.75	-
	surcharges	-	4.45
16-16	Venant 15-15	697.87	57.91
	Poteau	1.84	-
	Mur extérieure	51.58	-
17-17	Venant 16-16	751.29	57.91
	charges permanents	38.75	-
	surcharges	-	4.45
18-18	Venant 17-17	790.04	62.36
	Poteau	1.84	-
	Mur extérieure	51.58	-
19-19	Venant 18-18	843.46	62.36
	charges permanents	38.75	-
	surcharges	-	4.45
20-20	Venant 19-19	882.21	66.81
	Poteau	1.84	-
	Mur extérieure	51.58	-
21-21	Venant 20-20	935.63	66.81
	charges permanents	38.75	-
	surcharges	-	4.45
22-22	Venant 21-21	974.38	71.26
	Poteau	1.84	-
	Mur extérieure	51.58	-
23-23	Venant 22-22	1027.80	71.26
	charges permanents	38.75	-
	surcharges	-	4.45
24-24	Venant 23-23	1066.55	75.71
	Poteau	1.84	-

	Mur extérieure	51.58	-
25-25	Venant 24-24	1119.97	75.71
	charges permanents	38.75	-
	surcharges	-	4.45
26-26	Venant 25-25	1158.72	80.16
	Poteau	1.84	
	Mur extérieure	51.58	
27-27	Venant 26-26	1212.14	80.16
	charges permanents	38.75	
	surcharges	-	4.45
28-28	Venant 27-27	1250.89	84.61
	Poteau	1.84	-
	Mur extérieure	51.58	-
29-29	Venant 28-28	1304.31	84.61
	charges permanents	38.75	-
	surcharges	-	4.45
30-30	Venant 29-29	1343.06	89.06
	Poteau	1.84	-
	Mur extérieure	51.58	-
31-31	Venant 30-30	1396.48	89.06
	charges permanents	38.75	-
	surcharges	-	4.45
32-32	Venant 31-31	1435.23	93.51
	Poteau	1.84	-
	Mur extérieure	51.58	-
33-33	Venant 32-32	1488.65	93.51
	charges permanents	38.75	-
	surcharges 2.50×5.94×0.5	-	7.42
34-34	Venant 33-33	1527.40	100.93
	Poteau	1.84	-
	Mur extérieure	51.58	-
TOTAL		1580.82	100.93

Pour la vérification de la section du poteau, on prend le poteau le plus sollicité (l'effort normal ultime le plus important)  $\Rightarrow$  le poteau intermédiaire (E-9).

$$\text{Poteau de rive} \Rightarrow \begin{cases} G = 1580.80 \text{ KN} \\ Q = 100.93 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = (1.35 \times N_G) + (1.5 \times N_Q) = (1.35 \times 1580.82) + (1.5 \times 100.93) = 2285.50 \text{ KN} \\ N_u = 2285.50 \text{ KN} \end{cases}$$

### II.2.5. VÉRIFICATION DE LA SECTION ADOPTER:

- STABILITÉ DE FORME :

A partir de [BAEL91 (B.8.4. 1) page 197]. il faut vérifier que  $N_u < \overline{N}_u$

- VÉRIFICATION AU FLAMBEMENT :

$$\left\{ \lambda = \frac{L_f}{i} \Rightarrow L_f = 0.7L_0 \right\} \Rightarrow \{L_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}\}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \sqrt{\frac{0.6^2}{12}} = 0.17 < 50$$

$$\lambda = \frac{2.142}{0.17} = 12.60 \leq 50 \Rightarrow \left\{ \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{12.60}{35} \right)^2} = 0.829 \right\} \Leftrightarrow \{\alpha = 0.829\}$$

$$N_u \leq \overline{N}_u = \alpha \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$\gamma_b = 1.5 \rightarrow \gamma_s = 1.15 \rightarrow f_{c28} = 30 \text{ MPa} \rightarrow f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2) = (400 - 20) \times (600 - 20) = 220400 \text{ mm}^2$$

- Selon les R.P.A99 version 2003 . la section de l'acier dans la zone III est.

$$A_{\min} = \frac{0.8}{100} \times (b \times h) = \frac{0.8}{100} \times (400 \times 600) = 1920 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_{\min}^{RPA} = 1920 \text{ mm}^2$$

- Selon les règles BAEL83 est :

$$A_{\min}^{BAEL} = \begin{cases} \frac{0.2bh}{100} = 480 \text{ mm}^2 \\ \frac{8(b+h)}{100} = 80 \text{ mm}^2 \end{cases}$$

$$A = \max(A_{\min}^{RPA}, A_{\min}^{BAEL}) = \max(1920; 480) \Leftrightarrow A_{\max} = A_{\min}^{RPA} = 1920 \text{ mm}^2$$

$$\left\{ \begin{aligned} \bar{N}_u &= 0.829 \left[ \frac{220400 \times 30}{0.9 \times 1.5} + 1920 \times \frac{400}{1.15} \right] = 4613885.59 N \\ \bar{N}_u &= 4613.88 KN \end{aligned} \right\}$$

- La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité.

$$\{ N_u = 2285.50 KN < \bar{N}_u = 4613.88 KN \dots \dots \dots cv \}$$

- La vérification se fait pour le poteau de plus sollicité.

- alors la section (40×60) cm<sup>2</sup> est vérifié.

N <sup>0</sup>	Nu (KN.m)	Amin (B.A.E.)	Amin(RP)	A (mm <sup>2</sup> )	Br (mm)	$\bar{N}$ (KN.)	condition
RDC-15 <sup>E</sup>	2285.50	480	1920	1920	220400	4613.88	v

- donc les sections choisies sont suffisantes dans tous les étages.

- RDC -15 étages : (40×60) cm<sup>2</sup>

• D’après les règles R.P.A99 version 2003 (art.7.4.3.1):

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30 \Rightarrow \frac{1681.75 \times 10^3}{400 \times 600 \times 30} = 0.23 \leq 0.30$$

- la section sera adoptée après avoirs fait la descente des charges pour les poteaux.

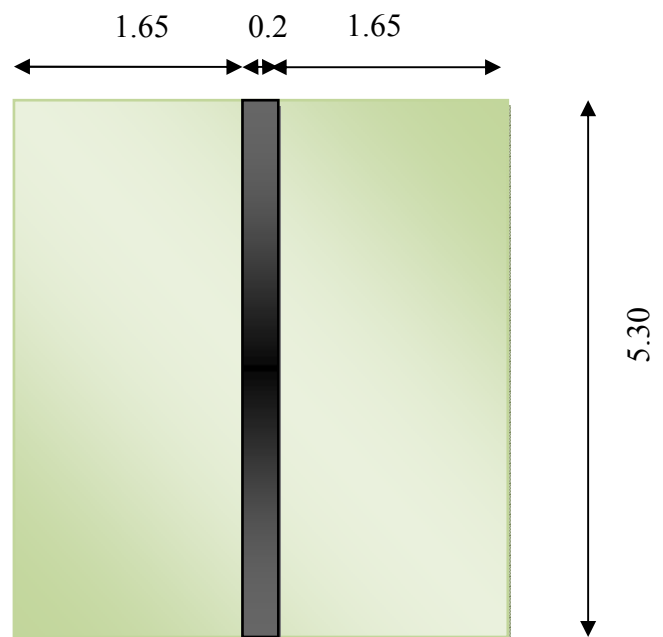
**II.2.6. DESCENTE DES CHARGES SUR LES VOILE « V-13 »:**

- **Surface afferente :**

$$S_G = (1.60+1.60) \times 5.30 = 16.96m^2$$

$$S_{Qt} = (1.65+1.65+0.2) \times 5.30 = 18.55 m^2$$

$$S_{Qét} = (1.65+1.65) \times 5.30 = 17.49m^2$$



section	Elément	G (kN)	Q (kN)
1-1	plancher terrasse: 5.38×16.96	91.24	-
	poutre principale: (0.3×0.45×2.50) ×5.30	1.78	-
	surcharges : 1×18.55	-	18.55
2-2	venant 1-1	93.02	18.55
	Voile:0.16×5.30×2.5×2.61	5.53	-
3-3	Venant 2-2	98.55	18.55
	plancher étage courant: 4.97×16.96	84.29	-
	poutre principale:	1.78	-
	surcharges : 1.50×17.49	-	26.23
4-4	Venant 3-3	184.62	26.23
	Voile	5.53	-
5-5	Venant 4-4	190.15	26.23
	G=91.60×14	1282.40	-
	surcharges : (0.9+0.8+0.7+0.6+0.5+0.5+0.5+0.5+0.5+ 0.5+0.5+0.5+0.5)26.23+ (0.5×43.72)	-	218.58
TOTAL		1472.55	244.81

**II.2.7. VÉRIFICATION DE LA SECTION ADOPTER:**

On doit vérifier que:  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = \frac{N_u}{A} \\ \bar{\sigma}_b = 17MPa \end{array} \right\}$

Tel que  $\left\{ \begin{array}{l} N_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow N_u = 1.35 \times 1472.55 + 1.5 \times 244.81 = 2355.15KN. \\ A_v = 160 \times 5300 = 848000 \text{ mm}^2 \end{array} \right\}$

$\left\{ \sigma_b = \frac{N_u}{A_v} = \frac{2355150}{848000} = 2.77MPa \right\} \Leftrightarrow \left\{ \sigma_b = 2.77MPa < \bar{\sigma}_b = 17MPa \right\}$

Puisque la condition est vérifiée, alors l'épaisseur due voile est accepter {a = 16cm} .

**II.1. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS**
**II.1.1. INTRODUCTION:**

Le pré dimensionnement a pour objectif le pré calcul des différents éléments résistants en respectant les règlements RPA 99 version 2003 et BAEL99.

**II.1.2. LES POUTRES:**

Les poutres sont des éléments horizontaux, leurs rôles est transmettre aux poteaux, les charges et surcharges ramenés par les planches.

**II.1.2.1. POUTRES SECONDAIRES:BAEL99. (art.B.6.5.1)**

$$h = \left( \frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\text{Max}} \quad \dots\dots\dots \text{Avec } L_{\text{Max}} \text{ la plus grande portée.}$$

$$L_{\text{Max}} = 510\text{cm}$$

$$h = \left( \frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) \times 510 \Rightarrow h = (34 \div 51)\text{cm}$$

$$\text{On prend } \Rightarrow (h = 40\text{cm}) \quad h = 40 \text{ cm.}$$

$$\text{La largeur de la poutre } \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} b = (0.2 \div 0.5)h \\ b = (0.2 \div 0.5) \times 40 \end{array} \right\} \Rightarrow b = (8 \div 20) \Rightarrow b = 30\text{cm}$$

$$\text{On prend } b = 30\text{cm}$$

- **condition du R.P.A99/version 2003 (art.7.5.1):**

Les conditions suivantes doivent être respectées

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \Rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{c.v} \\ h \geq 30\text{cm} \Rightarrow h = 40\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{c.v} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{40}{30} = 1.33 < 4 \dots\dots\dots \text{c.v} \end{array} \right\}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b_{\text{max}} \leq 1.5 h + b_1 \Rightarrow b_{\text{max}} = 30\text{cm} \\ (1.5 \times 40) + 30 = 90\text{cm} \end{array} \right\} \Leftrightarrow \{30\text{cm} \leq 90\text{cm} \dots\dots\dots \text{c.v}\}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on prend les dimensions des poutres transversales égales  $(40 \times 30) \text{ cm}^2$ .

**II.1.2.2. LES POUTRES PRINCIPALES: BAEL99. (art.B.6.5.1)**

$$h = \left( \frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max} \quad L_{\max} = 530 \text{cm.}$$

$$\left\{ h = \left( \frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) 530 \Rightarrow h = (35,33 \div 53) \text{cm} \right\} \Leftrightarrow \{ h = 45 \text{cm} \}$$

On prend :  $\Rightarrow (h = 45 \text{cm})$

$$\text{La largeur de la poutre} \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} b = (0.2 \div 0.5)h \\ b = (0.2 \div 0.5) \times 45 \end{array} \right\} \Rightarrow b = (9 \div 22.5) \Rightarrow b = 30 \text{cm}$$

On prend  $b = 30 \text{cm}$

- **condition du R.P.A99/version 2003:**

Les conditions suivantes doivent être respectées.

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{cm} \Rightarrow b = 30 \text{cm} > 20 \text{cm} \dots\dots\dots \text{c.v} \\ h \geq 30 \text{cm} \Rightarrow h = 45 \text{cm} > 30 \text{cm} \dots\dots\dots \text{c.v} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{45}{30} = 1.5 < 4 \dots\dots\dots \text{c.v} \end{array} \right\}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b_{\max} \leq 1.5 h + b_1 \Rightarrow b_{\max} = 30 \text{cm} \\ (1.5 \times 45) + 30 = 97.50 \text{cm} \end{array} \right\} \Leftrightarrow \{ 30 \text{cm} \leq 97.50 \text{cm} \dots\dots\dots \text{c.v} \}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, Alors on prend les dimensions des poutres Longitudinales :  $(30 \times 45) \text{cm}^2$

**II.1.3. LES POTEAUX:**

Les poteaux sont des éléments porteurs, leurs fonctions principales sont reprendre les efforts dus aux charges et surcharges ramenées par les poutres est ensuite les transmettez aux fondations.

- **Selon les règles (B.A.E.L) on a :  $L_f = 0.7l_0$**

$$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y) \leq 70.$$

$$\lambda_x = 3.46 \frac{L_f}{b}, \quad \lambda_y = 3.46 \frac{L_f}{h}.$$

$$L_f = 0.7 \times 306 = 214.2 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_x = 3.46 \frac{214.2}{b} \leq 70 \Rightarrow b \geq 10.58 \text{cm.} \\ \lambda_y = 3.46 \frac{214.2}{h} \leq 70 \Rightarrow h \geq 10.58 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

Alors on prend  $b_i = 40 \text{cm}, h_i = 60 \text{ cm.}$

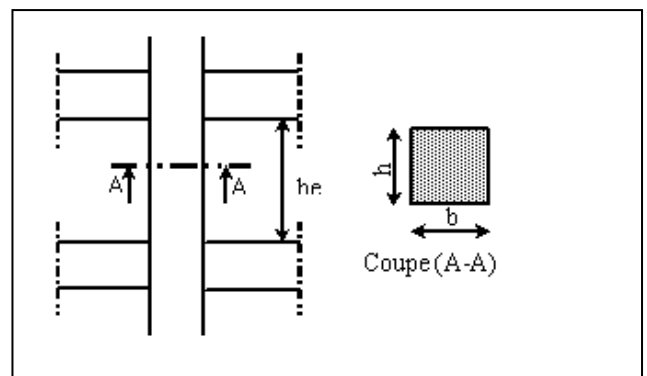


Fig. II.1.1

- **Vérification** : selon les règles R.P.A/ version 2003 (art 7.4.1)

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_i, h_i) \Rightarrow 40\text{cm} \geq 30\text{ cm} \dots\dots\dots \text{c.v} \\ \min(b_i, h_i) \geq \frac{h_e}{20} = 14.3 < 40 \dots\dots\dots \text{c.v} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_i}{h_i} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < 0.66 < 4 \dots\dots\dots \text{c.v} \end{array} \right\}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, Alors on prend les dimensions des poteaux:(60 × 40) cm<sup>2</sup>

**II.1.4.PLANCHERS À CORPS CREUX:**

Les hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm selon le BAEL91 (art B.6.8.423).

- **Condition de flèche** : BAEL 91(art B.6.8. 424)

La rigidité n'est valable que pour des poutrelles pour les quelles le rapport  $h/L$  est ou moins égal à 1/22.5

L : est la plus grande portée parallèle au poutrelle (L =510 cm).

$$\left\{ \frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow ht \geq \frac{L}{22.5} \Rightarrow ht \geq \frac{510}{22.5} = 22,66\text{ cm} \right\}$$

On adopte ht = 24cm

D’ou on adopte un type de planchers (20+4) cm.

{ $h_i$ } ⇒ Hauteur totale.

{4cm} ⇒ De la table de compression.

{20cm} ⇒ De corps creux.

- **Les caractéristiques géométriques des poutrelles :**

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 \Rightarrow b = 65\text{cm}$$

On prend : b = 65cm

$$\frac{h}{3} \leq b_0 \leq \frac{h}{2}$$

$$\frac{24}{3} \leq b_0 \leq \frac{24}{2}$$

$$8 \leq b_0 \leq 12$$

On prend :  $b_0=10\text{ cm}$ .

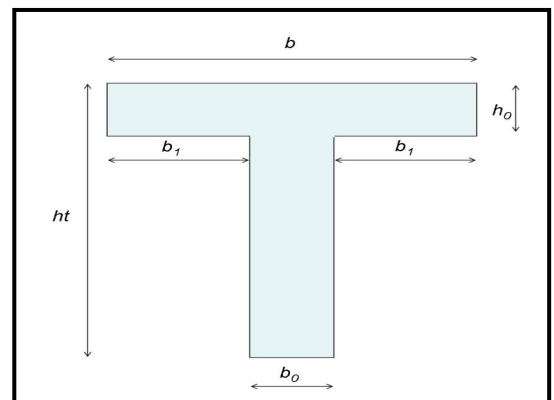


Fig. II.1.2



La section en travée à considérer est une section en T tel que la largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{Ln}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm} \\ \frac{L}{10} = \frac{530}{10} = 53 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

$\{Ln\} \Rightarrow$  La distance entre nus de deux nervures

$\{L\} \Rightarrow$  La longueur de la nervure

Donc les deux conditions sont vérifiées pour

$\Rightarrow (b_1 = 27.50 \text{ cm})$

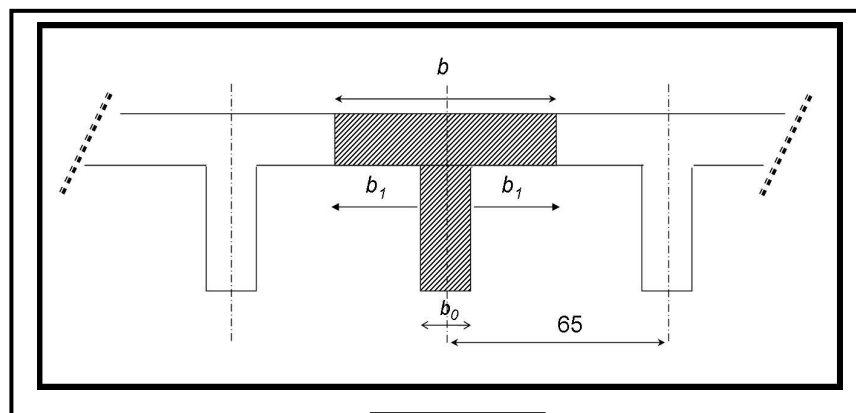


Fig. II.1.3

### II.1.5. LES VOILES:

- Le dimensionnement du voile se fera selon les prescriptions du « **RPA 99** ».
  - le contreventement mixte, tel que donné dans le **RPA** est défini par les trois conditions suivantes qui doivent être respectées.
  - les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
  - les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leur rigidité relative ainsi que les sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
  - les portiques doivent reprendre outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

**II.1.5.1. PRÉ DIMENSIONNEMENT DES VOILES:**

Le Pré dimensionnement des murs en béton armé se fera à la lumière de l'article (7.7.1) du **RPA .V2003**, les voiles sont défini comme étant pleins, les charges prises en compte dans le Pré dimensionnement des voile sont :

- les charges verticales : charge permanente et surcharge.
- les actions horizontales : l'effort de séisme.

D'après le RPA 99 (article 7.7.1), les voile doivent satisfaire la condition :  $L \geq 4 a$  ou "a" est l'épaisseur du voile, le cas échéant : le voile n'est plus considéré comme étant un élément linéaire.

- l'épaisseur minimale est de 15 cm → RPA (7.7.1), l'épaisseur doit être déterminée on fonction de la hauteur libre d'étage " $h_e$ " et des conditions de rigidité aux extrémités

$$\left\{ \begin{array}{l} h_e = 306 - 24 = 282cm \\ a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow \frac{282}{20} = 11.28cm \end{array} \right\} \Leftrightarrow \{a = 16cm\}$$

On prend  $\Rightarrow (a = 16cm)$

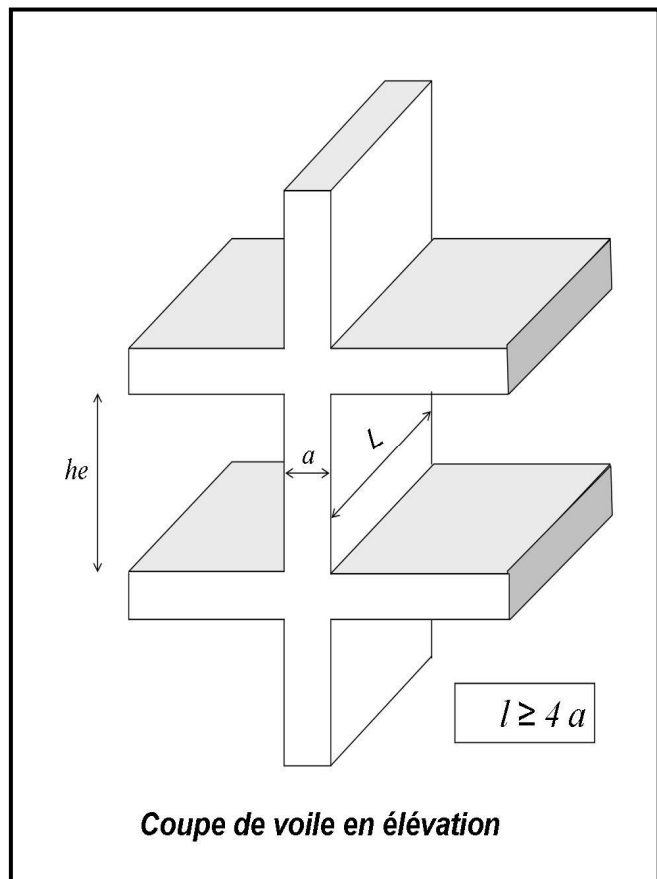


Fig. II.1.4

## IV. ETUDE DES PLANCHERS

### IV.1. INTRODUCTION:

Les planchers sont des pièces minces et planes dont la longueur et largeur sont nettement supérieures à l'épaisseur. Ils ont pour rôle :

- La transmission des charges et surcharges vers les éléments porteurs.
- De plate forme porteuse pour l'étage considéré.
- De toit pour l'étage sous-jacent.
- D'écran permettant le confort de l'habitation.

Dans notre projet on distingue un seul type de planchers (planchers à corps creux).

### IV.2. justification du choix des planchers A Corps Creux :

- Absence des charges concentrées importantes sur les planchers.
- Plus léger que la dalle pleine.
- Plus économique que la dalle pleine.
- Exécution simple.
- Nécessite peu de coffrage.
- Bonne isolation thermique et phonique que la dalle pleine.

### IV.3. Evaluations des charges :

- les charges permanentes : D'après DTR BC 2.2 :

Les planches	G(KN/m <sup>2</sup> )	Q(KN/m <sup>2</sup> )
Terrasse	5.38	1.00
Etage courante	4.97	1.50
R.D.C	4.97	2.50

### IV.4. Calculs des planches a corps creux :

#### ➤ Les charges appliquées :

- Planches terrasse :

$$g = G \times 0.65 = 5.38 \times 0.65 = 3.50 \text{ KN/ml}$$

$$q = Q \times 0.65 = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$$

- Planches étages courantes :

$$g = G \times 0.65 = 4.97 \times 0.65 = 3.23 \text{ KN/ml}$$

$$q = Q \times 0.65 = 1.50 \times 0.65 = 0.98 \text{ KN/ml}$$

• Planches R.D.C :

$g = G \times 0.65 = 4.97 \times 0.65 = 3.23 \text{ KN/ml}$

$q = Q \times 0.65 = 2.50 \times 0.65 = 1.63 \text{ KN/ml}$

• Les Combinaisons d'actions:

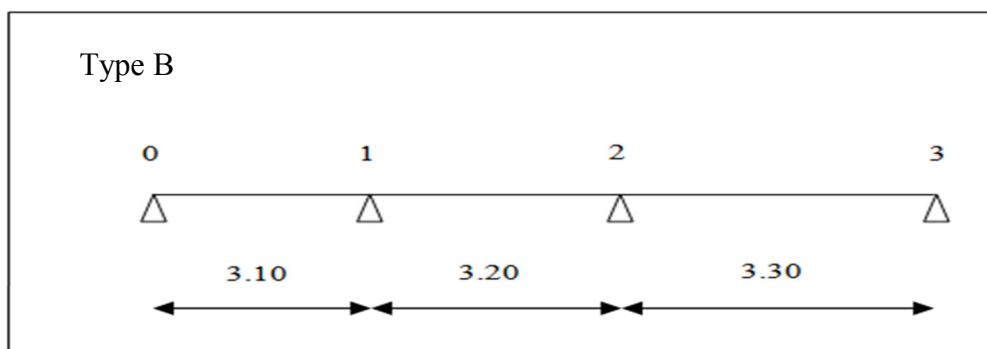
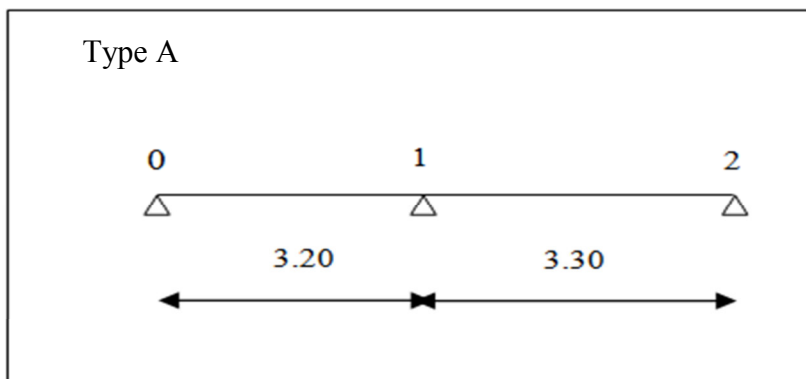
E.L.U :  $1.35g + 1.50q$

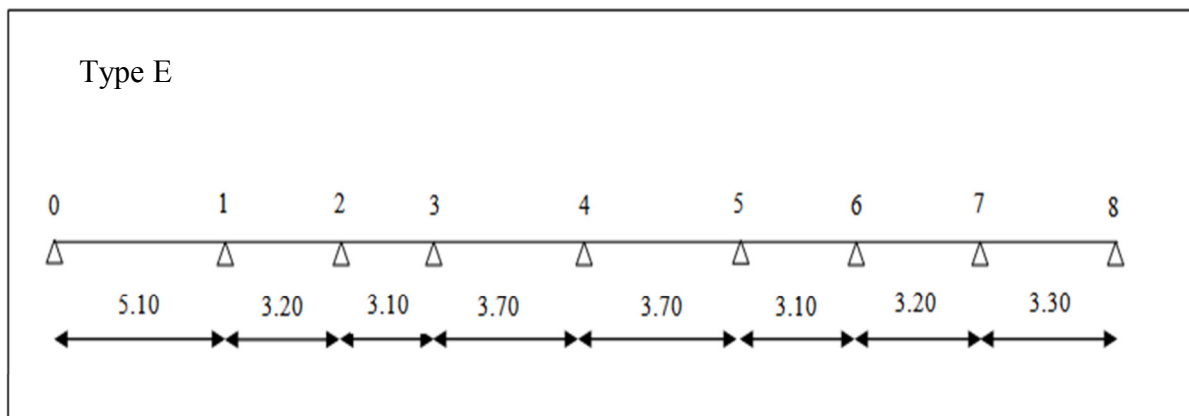
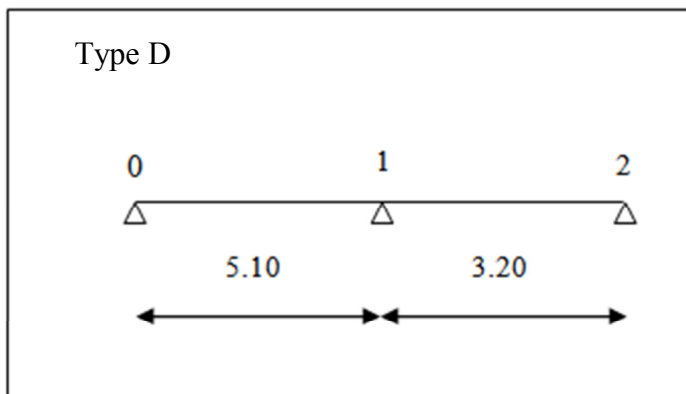
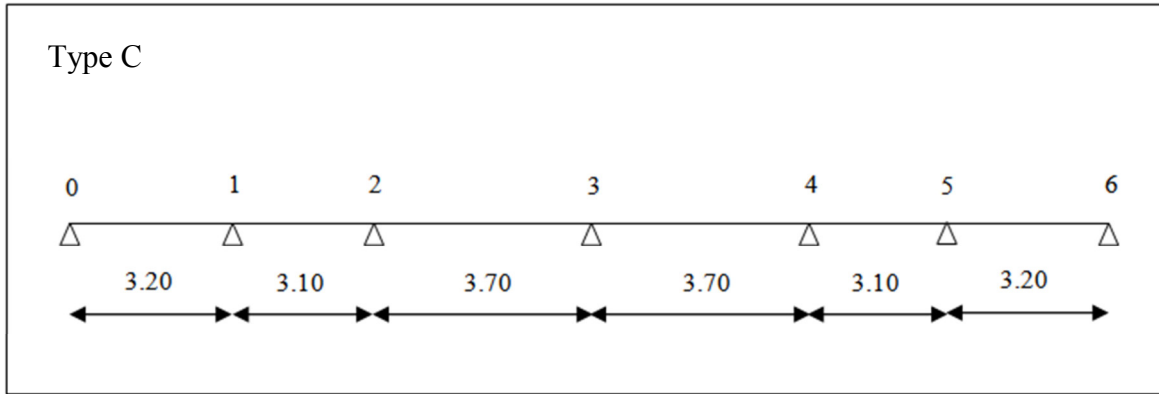
E.L.S :  $g + q$

	p. terrasse (KN/ml)	P. étages courantes (KN/ml)	P. R.D.C (KN/ml)
E.L.U	5.70	5.83	6.80
E.L.S	4.14	4.21	4.86

• Type des nervures :

Nous avons 5 types de poutrelles continues, « A », « B », « C », « D » et « E » dans l'étage courant et le plancher terrasse et R.D.C.

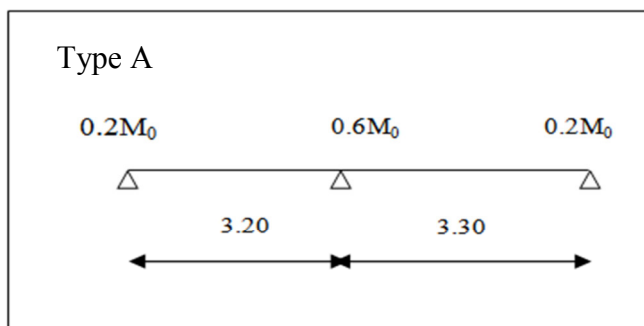




**IV.4.1. Détermination des sollicitations :**

**IV.4.1.1. Plancher Terrasse :**

**Type A :**



La méthode de calcul que nous choisissons c'est la méthode forfaitaire par ce que toutes les conditions sont vérifiées :

**Vérifications :**

- ✓  $\begin{cases} Q \leq 2G \rightarrow 1000 \leq 10760 \\ Q \leq 500Kg \rightarrow 100 \leq 500 \end{cases}$  .....c.v
- ✓ Le moment d'inertie est constant dans les différentes travées.....c.v
- ✓  $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$
- $0.8 \leq \frac{3.20}{3.30} = 0.96 \leq 1.25$  ..... c. v
- ✓ La fissuration non préjudiciable ..... c.v

Toutes les conditions sont vérifiées donc cette méthode est applicable.

On a :  $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1000}{1000+5380} = 0.156$

Dans le cas d'une travée de rive :

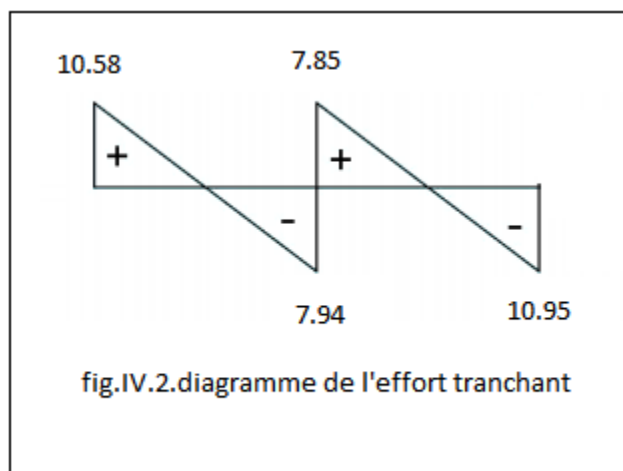
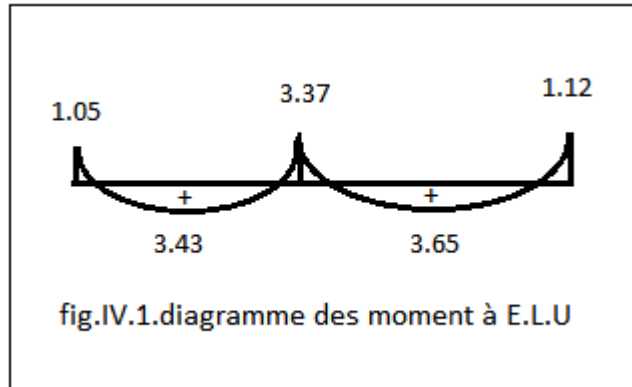
$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \times M_0$$

**IV.4.1.1.1.calcul des moments en travée :**

**IV.4.1.1.2. E.L.U :**

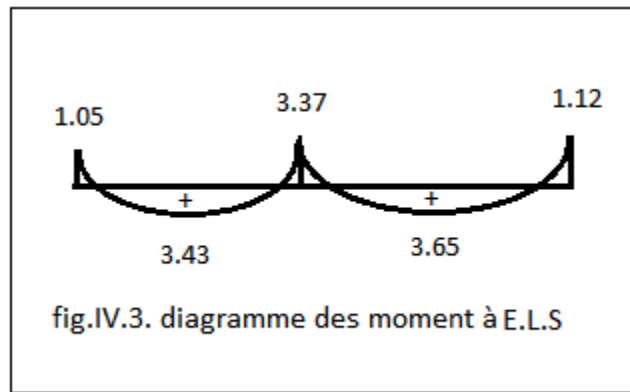
Travée	0-1	1-2
L(m)	3.20	3.30
P <sub>u</sub> (KN/ml)	5.70	5.70
M <sub>0</sub> (KN.m)	7.29	7.75
M <sub>g</sub> (KN.m)	1.45	4.65

$M_d$ (KN.m)	4.37	1.55
$M_t$ (KN.m)	4.73	5.03
$T_g$ (KN/ml)	10.58	7.85
$T_d$ (KN/ml)	-7.94	-10.95



IV.4.1.1.3. E.L.S :

Travée	0-1	1-2
L(m)	3.20	3.30
$P_s$ (KN/ml)	4.14	4.14
$M_0$ (KN.m)	5.29	5.63
$M_g$ (KN.m)	1.05	3.37
$M_d$ (KN.m)	3.17	1.12
$M_t$ (KN.m)	3.43	3.65



**IV.4.1.2. Plancher étage courant :**

On utilise la méthode forfaitaire :

❖ **Vérifications :**

✓  $\begin{cases} Q \leq 2G \rightarrow 1500 \leq 9940 \\ Q \leq 500Kg \rightarrow 150 \leq 500 \end{cases}$  .....c.v

✓ Le moment d’inertie est constant dans les différentes travées.....c.v

✓  $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

$0.8 \leq \frac{3.20}{3.30} = 0.96 \leq 1.25$  ..... c. v

✓ La fissuration non préjudiciable ..... c.v

Tout les conditions sont vérifiées donc cette méthode est applicable.

On a :  $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1500}{1500+4970} = 0.231$

Dans le cas travée de rive :

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

**IV.4.1.2.1. Calcul des moments en travée :**

**IV.4.1.2.2. E.L.U :**

Travée	0-1	1-2
L(m)	3.20	3.30
P <sub>u</sub> (KN/ml)	5.83	5.83
M <sub>0</sub> (KN.m)	7.46	7.93
M <sub>g</sub> (KN.m)	1.49	4.75
M <sub>d</sub> (KN.m)	4.47	1.58
M <sub>t</sub> (KN.m)	3.78	5.15



T <sub>g</sub> (KN/ml)	10.81	8.03
T <sub>d</sub> (KN/ml)	-7.83	-11.20

**IV.4.1.2.3. E.L.S :**

Travée	0-1	1-2
L(m)	3.20	3.30
P <sub>s</sub> (KN/ml)	4.21	4.21
M <sub>0</sub> (KN.m)	5.38	5.73
M <sub>g</sub> (KN.m)	1.07	3.43
M <sub>d</sub> (KN.m)	3.22	1.14
M <sub>t</sub> (KN.m)	3.49	3.72

**IV.4.1.3. Plancher R.D.C:**

On utilise la méthode forfaitaire :

❖ **Vérifications :**

- ✓  $\begin{cases} Q \leq 2G \rightarrow 2500 \leq 9940 \\ Q \leq 500Kg \rightarrow 250 \leq 500 \end{cases}$  .....c.v
- ✓ Le moment d’inertie est constant dans les différentes travées.....c.v
- ✓  $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$   
 $0.8 \leq \frac{3.20}{3.30} = 0.96 \leq 1.25$  ..... c.v
- ✓ La fissuration non préjudiciable ..... c.v

Tout les conditions sont vérifiées donc cette méthode est applicable.

On a :  $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2500}{2500+4970} = 0.334$

Dans le cas travée de rive :

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

**IV.4.1.3.1. Calcul des moments en travée :**

**IV.4.1.3.2. E.L.U :**

Travée	0-1	1-2
L(m)	3.20	3.30
P <sub>u</sub> (KN/ml)	6.80	6.80

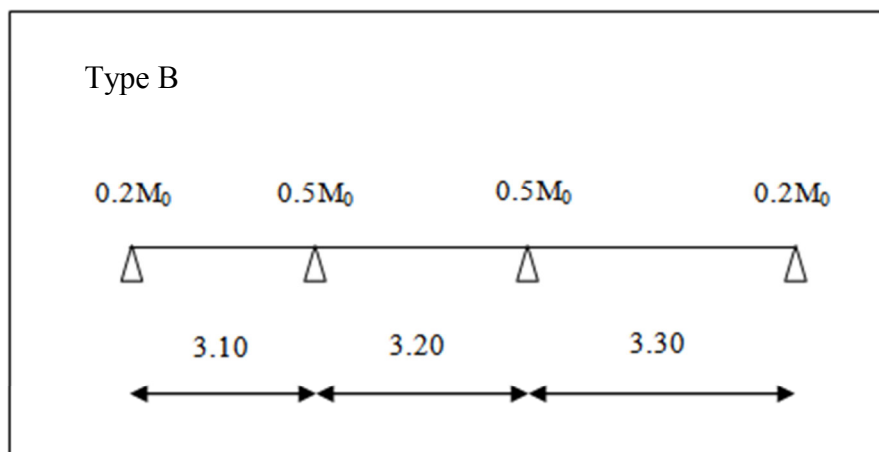
$M_0$ (KN.m)	8.70	9.25
$M_g$ (KN.m)	1.74	5.55
$M_d$ (KN.m)	5.22	1.85
$M_t$ (KN.m)	5.65	6.01
$T_g$ (KN/ml)	12.62	9.37
$T_d$ (KN/ml)	-9.14	-13.07

**IV.4.1.3.3. E.L.S :**

Travée	0-1	1-2
L(m)	3.20	3.30
$P_s$ (KN/ml)	4.86	4.86
$M_0$ (KN.m)	6.22	6.61
$M_g$ (KN.m)	1.24	3.96
$M_d$ (KN.m)	3.73	1.32
$M_t$ (KN.m)	4.04	4.29

**IV.5. Type B :**

**IV.5.1. Plancher Terrasse :**



La méthode de calcul que nous choisissons c'est la méthode forfaitaire par ce que toutes les conditions sont vérifiées :

❖ **Les conditions d'applications :**

- 1- la valeur nominale de la charge d'exploitation (avant application de tout coefficient de majoration) est au plus égale à deux fois de la charge permanente ou' de 5000 N/m<sup>2</sup>
- 2- les moments d'inerties sont les même dans les différentes travées.
- 3- les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25
- 4- la fissuration considérée est non préjudiciable.

❖ **Vérifications :**

- ✓  $\begin{cases} Q \leq 2G \rightarrow 1000 \leq 10760 \\ Q \leq 500Kg \rightarrow 100 \leq 500 \end{cases}$  .....c.v
- ✓ Le moment d'inertie est constant dans les différentes travées.....c.v
- ✓  $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$
- $0.8 \leq \frac{3.10}{3.20} = 0.96; \frac{3.20}{3.30} = 0.96 \leq 1.25$  ..... c. v
- ✓ La fissuration non préjudiciable ..... c.v

Tout les conditions sont vérifiées donc cette méthode est applicable.

On a :  $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1000}{1000+5380} = 0.156$

Dans le cas travée de rive :

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

Dans le cas travée intermédiaire :

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

**IV.5.1.1. Calcul des moments en travée :**

❖ **Travées 0-1 :**

$$\left\{ M_t + \frac{M_d + M_g}{2} \geq 1.05M_0 \rightarrow M_t + \frac{0.2M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1.05M_0 \rightarrow M_t \geq 0.7M_0 \right.$$

$$\left\{ M_t + \frac{0.2M_0 + 0.5M_0}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \rightarrow M_t \geq 0.7M_0 \right.$$

$$\left\{ M_t \geq \left( \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \rightarrow M_t \geq 0.62M_0 \right.$$

Donc on prend :  $M_{0-1}^t = 0.7M_0$

❖ **Travées 1-2 :**

$$\left\{ M_t + \frac{M_d + M_g}{2} \geq 1.05M_0 \rightarrow M_t + \frac{0.5M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1.05M_0 \rightarrow M_t \geq 0.55M_0 \right.$$

$$\left\{ M_t + \frac{0.5M_0 + 0.5M_0}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \rightarrow M_t \geq 0.54M_0 \right.$$

$$\left\{ M_t \geq \left( \frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \rightarrow M_t \geq 0.52M_0 \right.$$

Donc on prend :  $M_{1-2}^t = 0.55M_0$

❖ Travées 2-3 :

$$\left\{ M_t + \frac{M_d + M_g}{2} \geq 1.05M_0 \rightarrow M_t + \frac{0.5M_0 + 0.2M_0}{2} \geq 1.05M_0 \rightarrow M_t \geq 0.7M_0 \right.$$

$$\left\{ M_t + \frac{0.5M_0 + 0.2M_0}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \rightarrow M_t \geq 0.7M_0 \right.$$

$$\left\{ M_t \geq \left( \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \rightarrow M_t \geq 0.62M_0 \right.$$

Donc on prend :  $M_{2-3}^t = 0.7M_0$

$$M_0^{0-1} = \frac{P_a \cdot l_{0-1}^2}{8} = \frac{5.70 \times 3.10^2}{8} = 6.84 \text{KN.m}$$

$$M_0^{1-2} = \frac{P_a \cdot l_{1-2}^2}{8} = \frac{5.70 \times 3.20^2}{8} = 7.29 \text{KN.m}$$

$$M_0^{2-3} = \frac{P_a \cdot l_{2-3}^2}{8} = \frac{5.70 \times 3.30^2}{8} = 7.75 \text{KN.m}$$

IV.5.1.2. L'effort tranchant :

$$T_d = -\frac{P.l}{2} + \frac{M_d - M_g}{2} \quad ; \quad T_g = \frac{P.l}{2} + \frac{M_d - M_g}{2}$$

IV.5.1.3. E.L.U :

Travée	0-1	1-2	2-3
L(m)	3.10	3.20	3.30
P <sub>u</sub> (KN/ml)	5.70	5.70	5.70
M <sub>0</sub> (KN.m)	6.84	7.29	7.75
M <sub>g</sub> (KN.m)	1.36	3.64	3.87
M <sub>d</sub> (KN.m)	3.42	3.64	1.55
M <sub>t</sub> (KN.m)	4.78	4.00	5.42
T <sub>g</sub> (KN/ml)	9.86	9.12	8.24
T <sub>d</sub> (KN/ml)	-7.80	-9.12	-10.56

**IV.5.1.4. E.L.S :**

Travée	0-1	1-2	2-3
L(m)	3.10	3.20	3.30
$P_s$ (KN/ml)	4.14	4.14	4.14
$M_0$ (KN.m)	4.97	5.29	5.63
$M_g$ (KN.m)	0.99	2.64	2.81
$M_d$ (KN.m)	2.48	2.64	1.12
$M_t$ (KN.m)	3.47	2.90	3.94

**IV.5.2. Plancher étage courant :**

On utilise la méthode forfaitaire :

❖ **Vérifications :**

- ✓  $\begin{cases} Q \leq 2G \rightarrow 1500 \leq 9940 \\ Q \leq 500Kg \rightarrow 150 \leq 500 \end{cases}$  .....c.v
- ✓ Le moment d'inertie est constant dans les différentes travées.....c.v
- ✓  $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$
- $0.8 \leq \frac{3.10}{3.20} = 0.96; \frac{3.20}{3.30} = 0.96 \leq 1.25$  ..... c. v
- ✓ La fissuration non préjudiciable ..... c.v

Toutes les conditions sont vérifiées donc cette méthode est applicable.

On a :  $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1500}{1500+4970} = 0.231$

Dans le cas travée de rive :

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

Dans le cas travée intermédiaire :

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

**IV.5.2.1. Calcul des moments en travée :**

**IV.5.2.1.1. E.L.U :**

Travée	0-1	1-2	2-3
L(m)	3.10	3.20	3.30
$P_u$ (KN/ml)	5.83	5.83	5.83
$M_0$ (KN.m)	7.00	7.46	7.93
$M_g$ (KN.m)	1.40	3.73	3.96

$M_d$ (KN.m)	3.50	3.73	1.58
$M_t$ (KN.m)	4.90	4.10	5.55
$T_g$ (KN/ml)	10.08	9.32	8.42
$T_d$ (KN/ml)	-7.98	-9.32	-10.80

**IV.5.2.1.2. E.L.S :**

Travée	0-1	1-2	2-3
L(m)	3.10	3.20	3.30
$P_s$ (KN/ml)	4.21	4.21	4.21
$M_0$ (KN.m)	5.05	5.38	5.73
$M_g$ (KN.m)	1.01	2.69	2.86
$M_d$ (KN.m)	2.52	2.69	1.14
$M_t$ (KN.m)	3.53	2.95	4.01

**IV.5.1.3. Plancher R.D.C:**

On utilise la méthode forfaitaire :

❖ **Vérifications :**

✓  $\begin{cases} Q \leq 2G \rightarrow 2500 \leq 9940 \\ Q \leq 500Kg \rightarrow 250 \leq 500 \end{cases} \dots\dots\dots c.v$

✓ Le moment d’inertie est constant dans les différentes travées.....c.v

✓  $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

$0.8 \leq \frac{3.10}{3.20} = 0.96; \frac{3.20}{3.30} = 0.96 \leq 1.25 \dots\dots\dots c. v$

✓ La fissuration non préjudiciable ..... c.v

Toutes les conditions sont vérifiées donc cette méthode est applicable.

On a :  $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2500}{2500+4970} = 0.334$

Dans le cas travée de rive :

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

Dans le cas travée intermédiaire :

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

**IV.5.3.1. Calcul des moments en travée :**

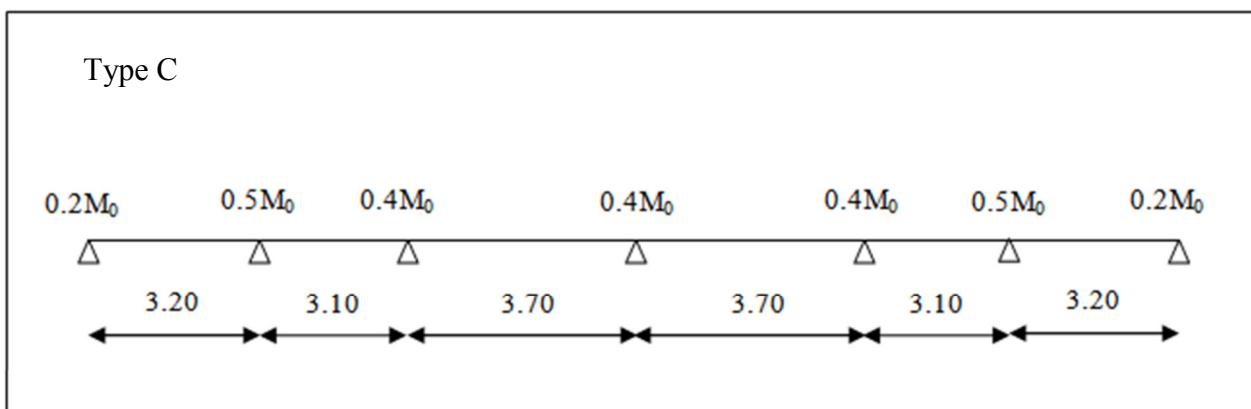
**IV.5.3.1.1. E.L.U :**

Travée	0-1	1-2	2-3
L(m)	3.10	3.20	3.30
$P_u$ (KN/ml)	6.80	6.80	6.80
$M_0$ (KN.m)	8.16	8.70	9.25
$M_g$ (KN.m)	1.63	4.35	4.62
$M_d$ (KN.m)	4.08	4.35	1.36
$M_t$ (KN.m)	5.71	4.78	6.47
$T_g$ (KN/ml)	11.76	10.88	9.59
$T_d$ (KN/ml)	-9.31	-10.88	-12.85

**IV.5.3.1.2. E.L.S :**

Travée	0-1	1-2	2-3
L(m)	3.10	3.20	3.30
$P_s$ (KN/ml)	4.86	4.86	4.86
$M_0$ (KN.m)	5.83	6.22	6.61
$M_g$ (KN.m)	1.16	3.11	3.30
$M_d$ (KN.m)	2.91	3.11	1.32
$M_t$ (KN.m)	4.08	3.42	4.62

**IV.6. Type C :**



**IV.6.1. Plancher Terrasse :**

La méthode de calcul qui nous choisissons c'est la méthode forfaitaire par ce que tout les conditions sont vérifiées :

❖ **Les conditions d'applications :**

1. la valeur nominale de la charge d'exploitation (avant application de tout coefficient de majoration) est au plus égale à deux fois de la charge permanente ou' de 5000 N/m<sup>2</sup>
2. les moments d'inerties sont les même dans les différentes travées.
3. les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25
4. la fissuration considérée est non préjudiciable.

❖ **Vérifications :**

✓  $\begin{cases} Q \leq 2G \rightarrow 1000 \leq 10760 \\ Q \leq 500Kg \rightarrow 100 \leq 500 \end{cases} \dots\dots\dots c.v$

✓ Le moment d'inertie est constant dans les différentes travées.....c.v

✓  $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

$0.8 \leq \frac{3.20}{3.10} = 1.03; \frac{3.10}{3.70} = 0.83; \frac{3.70}{3.70} = 1; \frac{3.70}{3.10} = 1.19; \frac{3.10}{3.20} = 0.96 \leq 1.25 \dots\dots\dots c. v$

✓ La fissuration non préjudiciable ..... c.v

Tout les conditions sont vérifiées donc cette méthode est applicable.

On a :  $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1000}{1000+5380} = 0.156$

Dans le cas travée de rive :

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

Dans le cas travée intermédiaire :

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

**IV.6.1.1. Calcul des moments en travée :**

❖ **Travées 0-1 :**

$\left\{ M_t + \frac{M_d + M_g}{2} \geq 1.05M_0 \rightarrow M_t + \frac{0.2M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1.05M_0 \rightarrow M_t \geq 0.7M_0 \right.$

$\left\{ M_t + \frac{0.2M_0 + 0.5M_0}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \rightarrow M_t \geq 0.7M_0 \right.$

$\left\{ M_t \geq \left( \frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} \right) M_0 \rightarrow M_t \geq 0.62M_0 \right.$

Donc on prend :  $M_{0-1}^t = 0.7M_0$



## ❖ Travées 1-2 :

$$\left\{ M_t + \frac{M_d + M_g}{2} \geq 1.05M_0 \rightarrow M_t + \frac{0.5M_0 + 0.4M_0}{2} \geq 1.05M_0 \rightarrow M_t \geq 0.6M_0 \right.$$

$$\left\{ M_t + \frac{0.5M_0 + 0.4M_0}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \rightarrow M_t \geq 0.59M_0 \right.$$

$$\left\{ M_t \geq \left( \frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \rightarrow M_t \geq 0.52M_0 \right.$$

Donc on prend :  $M_{1-2}^t = 0.6M_0$

## ❖ Travées 2-3 :

$$\left\{ M_t + \frac{M_d + M_g}{2} \geq 1.05M_0 \rightarrow M_t + \frac{0.4M_0 + 0.4M_0}{2} \geq 1.05M_0 \rightarrow M_t \geq 0.65M_0 \right.$$

$$\left\{ M_t + \frac{0.4M_0 + 0.4M_0}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \rightarrow M_t \geq 0.64M_0 \right.$$

$$\left\{ M_t \geq \left( \frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \rightarrow M_t \geq 0.52M_0 \right.$$

Donc on prend :  $M_{1-2}^t = 0.65M_0$

## ❖ Travées 3-4 :

$$\left\{ M_t + \frac{M_d + M_g}{2} \geq 1.05M_0 \rightarrow M_t + \frac{0.4M_0 + 0.4M_0}{2} \geq 1.05M_0 \rightarrow M_t \geq 0.65M_0 \right.$$

$$\left\{ M_t + \frac{0.4M_0 + 0.4M_0}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \rightarrow M_t \geq 0.64M_0 \right.$$

$$\left\{ M_t \geq \left( \frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \rightarrow M_t \geq 0.52M_0 \right.$$

Donc on prend :  $M_{1-2}^t = 0.65M_0$

## ❖ Travées 4-5 :

$$\left\{ M_t + \frac{M_d + M_g}{2} \geq 1.05M_0 \rightarrow M_t + \frac{0.4M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1.05M_0 \rightarrow M_t \geq 0.6M_0 \right.$$

$$\left\{ M_t + \frac{0.4M_0 + 0.5M_0}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \rightarrow M_t \geq 0.59M_0 \right.$$

$$\left\{ M_t \geq \left( \frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \rightarrow M_t \geq 0.52M_0 \right.$$

Donc on prend :  $M_{1-2}^t = 0.6M_0$

## ❖ Travées 5-6 :

$$\left\{ M_t + \frac{M_d + M_g}{2} \geq 1.05M_0 \rightarrow M_t + \frac{0.2M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1.05M_0 \rightarrow M_t \geq 0.7M_0 \right.$$

$$\left\{ M_t + \frac{0.2M_0 + 0.5M_0}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \rightarrow M_t \geq 0.7M_0 \right.$$

$$\left\{ M_t \geq \left( \frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} \right) M_0 \rightarrow M_t \geq 0.62 M_0 \right.$$

Donc on prend :  $M_{5-6}^t = 0.7 M_0$

$$M_0 = \frac{P_a \cdot l^2}{8}$$

#### IV.6.1.2. L'effort tranchant :

$$T_d = -\frac{P.l}{2} + \frac{M_d - M_g}{2} \quad ; \quad T_g = \frac{P.l}{2} + \frac{M_d - M_g}{2}$$

##### IV.6.1.2.1. E.L.U :

Travée	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
L(m)	3.20	3.10	3.70	3.70	3.10	3.20
$P_u$ (KN/ml)	5.70	5.70	5.70	5.70	5.70	5.70
$M_0$ (KN.m)	7.29	6.84	9.75	9.75	6.84	7.29
$M_g$ (KN.m)	1.45	3.42	3.90	3.90	2.73	3.64
$M_d$ (KN.m)	3.64	2.73	3.90	3.90	3.42	1.45
$M_t$ (KN.m)	5.10	4.10	6.33	6.33	4.10	5.10
$T_g$ (KN/ml)	10.21	8.49	10.54	10.54	9.18	8.02
$T_d$ (KN/ml)	-8.02	-9.18	-10.54	-10.54	-8.49	-10.21

##### IV.6.1.2.2. E.L.S :

Travée	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
L(m)	3.20	3.10	3.70	3.70	3.10	3.20
$P_s$ (KN/ml)	4.14	4.14	4.14	4.14	4.14	4.14
$M_0$ (KN.m)	5.29	4.97	7.08	7.08	4.97	5.29
$M_g$ (KN.m)	1.05	2.48	2.83	2.83	1.98	2.64
$M_d$ (KN.m)	2.64	1.98	2.83	2.83	2.48	1.05
$M_t$ (KN.m)	3.70	2.98	4.60	4.60	2.98	3.70

**IV.6.1.2. Plancher étage courant :**

On utilise la méthode forfaitaire :

❖ **Vérifications :**

✓  $\begin{cases} Q \leq 2G \rightarrow 1500 \leq 9940 \\ Q \leq 500Kg \rightarrow 150 \leq 500 \end{cases}$  .....c.v

✓ Le moment d'inertie est constant dans les différentes travées.....c.v

✓  $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

$0.8 \leq \frac{3.20}{3.10} = 1.03; \frac{3.10}{3.70} = 0.83; \frac{3.70}{3.70} = 1; \frac{3.70}{3.10} = 1.19; \frac{3.10}{3.20} = 0.96 \leq 1.25$  ..... c. v

✓ La fissuration non préjudiciable ..... c.v

Toutes les conditions sont vérifiées donc cette méthode est applicable.

On a :  $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1500}{1500+4970} = 0.231$

Dans le cas travée de rive :

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

Dans le cas travée intermédiaire :

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

**IV.6.1.3.1. Calcul des moments en travée :**

**IV.6.1.3.2. E.L.U :**

Travée	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
L(m)	3.20	3.10	3.70	3.70	3.10	3.20
P <sub>u</sub> (KN/ml)	5.83	5.83	5.83	5.83	5.83	5.83
M <sub>0</sub> (KN.m)	7.46	7.00	9.97	9.97	7.00	7.46
M <sub>g</sub> (KN.m)	1.49	3.50	3.98	3.98	2.80	3.73
M <sub>d</sub> (KN.m)	3.73	2.80	3.98	3.98	3.50	1.49
M <sub>t</sub> (KN.m)	5.22	4.20	6.48	6.48	4.20	5.22
T <sub>g</sub> (KN/ml)	10.44	8.68	10.78	10.78	9.38	8.20
T <sub>d</sub> (KN/ml)	-8.20	-9.38	-10.78	-10.78	-8.68	-10.44

**IV.6.1.3.3. E.L.S :**

Travée	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
L(m)	3.20	3.10	3.70	3.70	3.10	3.20
P <sub>s</sub> (KN/ml)	4.21	4.21	4.21	4.21	4.21	4.21
M <sub>0</sub> (KN.m)	5.38	5.05	7.20	7.20	5.05	5.38
M <sub>g</sub> (KN.m)	1.07	2.52	2.88	2.88	2.02	2.69
M <sub>d</sub> (KN.m)	2.69	2.02	2.88	2.88	2.52	1.07
M <sub>t</sub> (KN.m)	3.76	3.03	4.68	4.68	3.03	3.76

**IV.6.1.3. Plancher R.D.C:**

On utilise la méthode forfaitaire :

❖ **Vérifications :**

✓  $\begin{cases} Q \leq 2G \rightarrow 2500 \leq 9940 \\ Q \leq 500Kg \rightarrow 250 \leq 500 \end{cases}$  .....c.v

✓ Le moment d’inertie est constant dans les différentes travées.....c.v

✓  $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

$0.8 \leq \frac{3.20}{3.10} = 1.03; \frac{3.10}{3.70} = 0.83; \frac{3.70}{3.70} = 1; \frac{3.70}{3.10} = 1.19; \frac{3.10}{3.20} = 0.96 \leq 1.25$  ..... c. v

✓ La fissuration non préjudiciable ..... c.v

Toutes les conditions sont vérifiées donc cette méthode est applicable.

On a :  $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2500}{2500+4970} = 0.334$

Dans le cas travée de rive :

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

Dans le cas travée intermédiaire :

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

**IV.6.1.4.1. Calcul des moments en travée :**

**IV.6.1.4.2. E.L.U :**

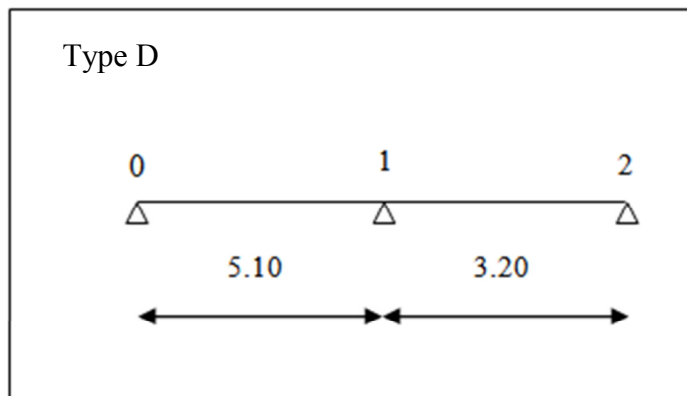
Travée	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
L(m)	3.20	3.10	3.70	3.70	3.10	3.20
P <sub>u</sub> (KN/ml)	6.80	6.80	6.80	6.80	6.80	6.80
M <sub>0</sub> (KN.m)	8.70	8.16	11.63	11.63	8.16	8.70

$M_g$ (KN.m)	1.74	4.08	4.65	4.65	3.26	4.35
$M_d$ (KN.m)	4.35	3.26	4.65	4.65	4.08	1.74
$M_t$ (KN.m)	6.09	4.89	7.55	7.55	4.89	6.09
$T_g$ (KN/ml)	12.18	10.13	12.58	12.58	10.95	9.57
$T_d$ (KN/ml)	-9.57	-10.95	-12.58	-12.58	-10.13	-12.18

**IV.6.1.4.3. E.L.S :**

Travée	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
L(m)	3.20	3.10	3.70	3.70	3.10	3.20
$P_s$ (KN/ml)	4.86	4.86	4.86	4.86	4.86	4.86
$M_0$ (KN.m)	6.22	5.83	8.31	8.31	5.83	6.22
$M_g$ (KN.m)	1.24	2.91	3.32	3.32	2.33	3.11
$M_d$ (KN.m)	3.11	2.33	3.32	3.32	2.91	1.24
$M_t$ (KN.m)	4.35	3.49	5.40	5.40	3.49	4.35

**IV.7. Type D :**



**IV.7.1. Méthode de Caquot :**

✓ **Condition d'application :**

- $Q > 2G$  ou  $Q > 5KN/m^2$
- Les charges permanentes et d'exploitation sont élevées.
- Les moments d'inertie de la section des poutres ne sont pas constants

On calcule les quantités suivantes:

La longueur réduite de chaque travée  $L'$  :

- $L' = L$  pour les deux travées de rive.

- $L' = 0.8 L$  pour les travées intermédiaires

✓ **calcul des moments :**

\* **Les moments en appuis :**

- Le moment sur l'appui (calculé ici en valeur absolue)

$$M_a = 0.2M_0 \quad \text{appuis de rive.}$$

$$M_a = \frac{P_w.L'_w + P_e.L'_e}{8.5(L'_w + L'_e)} \quad \text{appuis intermédiaire.}$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{P.L^2}{8}$$

L'abscisse de l'appui gauche (w):  $X_{mT}(m) = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M_e}{P.l}$

- **Les moments en travées :**

$$M_t(x) = -\frac{P \cdot x^2}{2} + \left(\frac{P \cdot L}{2} + \frac{M_e - M_w}{L}\right)x + M_w$$

Avec :

- $M_0$  : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique)
- $(M_w ; M_e)$  : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée ;
- $P_w$ : charge répartie à gauche de l'appui considérée ;
- $P_e$ : charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcul, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives «  $L'_w$  » à gauche et «  $L'_e$  » à droite, avec :

- $L'=l$ .....pour une travée de rive.
- $L'=0,80$ .....pour une travée intermédiaire.

Où «  $l$  » représente la portée de la travée libre.

- **des efforts tranchants:**

$$\begin{cases} T_w = \frac{P \cdot L}{2} + \frac{M_e - M_w}{L} \\ T_e = -\frac{P \cdot L}{2} + \frac{M_e - M_w}{L} \end{cases}$$

➤ **Les charges appliquées :**

- **Planches terrasse :**

$$g = G \times 0.65 \times (2/3) = 5.38 \times 0.65 \times (2/3) = 2.33 \text{KN/ml}$$

$$q = Q \times 0.65 = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{KN/ml}$$

- Planches étages courantes :

$$g = G \times 0.65 \times (2/3) = 4.97 \times 0.65 \times (2/3) = 2.15 \text{ KN/ml}$$

$$q = Q \times 0.65 = 1.50 \times 0.65 = 0.98 \text{ KN/ml}$$

- Planches R.D.C :

$$g = G \times 0.65 \times (2/3) = 4.97 \times 0.65 \times (2/3) = 2.15 \text{ KN/ml}$$

$$q = Q \times 0.65 = 2.50 \times 0.65 = 1.63 \text{ KN/ml}$$

- Les Combinaisons d'actions:

$$\text{E.L.U} : 1.35g + 1.50q$$

$$\text{E.L.S} : g + q$$

	p. terrasse (KN/ml)	P. étages courantes (KN/ml)	P. R.D.C (KN/ml)
E.L.U	4.12	4.37	5.34
E.L.S	2.98	3.13	3.78

#### IV.7.2.. Plancher terrasse :

##### IV.7.2.1. E.L.U:

Travée	0-1	1-2	
L (m)	5.10	3.20	
L' (m)	5.10	3.20	
P <sub>u</sub> (KN/ml)	4.12	4.12	
M <sub>a</sub> (KN.m)	2.67	9.66	1.05
M <sub>t</sub> (KN.m)	9.82	1.05	
X <sub>mT</sub>	2.88	0.95	
T <sub>w</sub> (KN)	11.87	3.90	
T <sub>e</sub> (KN)	-9.13	-9.28	

##### IV.7.2.2. E.L.S:

Travée	0-1	1-2	
L (m)	5.10	3.20	
L' (m)	5.10	3.20	
P <sub>s</sub> (KN/ml)	2.98	2.98	
M <sub>a</sub> (KN.m)	1.93	6.98	0.76

$M_t$ (KN.m)	6.89	0.75
$X_{m\Gamma}$	2.88	0.95
$T_w$ (KN)	6.60	2.82
$T_e$ (KN)	-8.58	-6.70

**IV.7.3. Plancher étage courant:**

**IV.7.3.1. E.L.U:**

Travée	0-1	1-2	
L (m)	5.10	3.20	
L' (m)	5.10	3.20	
$P_u$ (KN/ml)	4.37	4.37	
$M_a$ (KN.m)	2.84	10.24	1.11
$M_t$ (KN.m)	10.21	1.11	
$X_{m\Gamma}$	2.88	0.95	
$T_w$ (KN)	12.59	4.14	
$T_e$ (KN)	-9.69	-9.84	

**IV.7.3.2. E.L.S:**

Travée	0-1	1-2	
L (m)	5.10	3.20	
L' (m)	5.10	3.20	
$P_s$ (KN/ml)	3.13	3.13	
$M_a$ (KN.m)	2.03	7.33	0.80
$M_t$ (KN.m)	7.28	0.78	
$X_{m\Gamma}$	2.88	0.95	
$T_w$ (KN)	9.01	2.96	
$T_e$ (KN)	-6.95	-7.04	



**IV.7.4. Plancher R.D.C:**

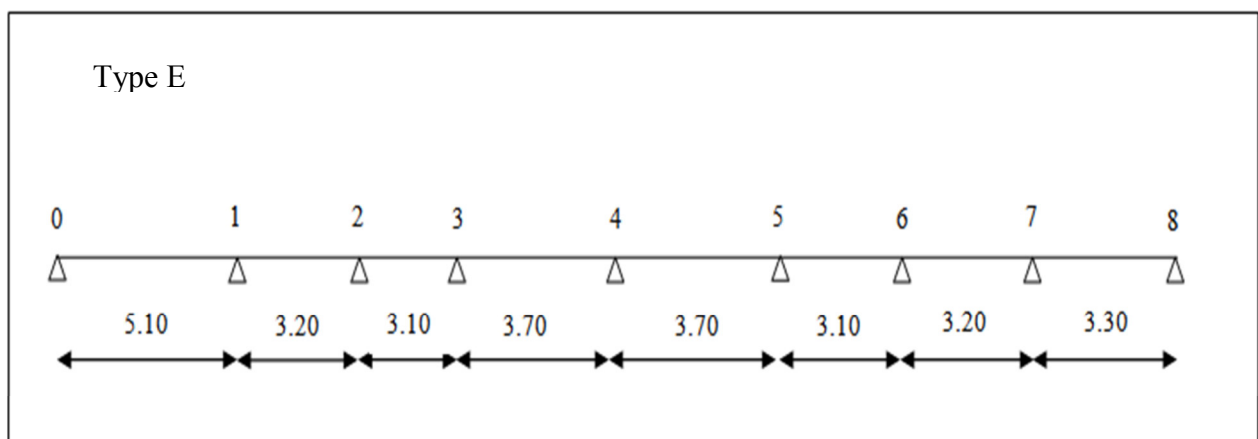
**IV.7.4.1. E.L.U:**

Travée	0-1		1-2	
L (m)	5.10		3.20	
L' (m)	5.10		3.20	
P <sub>u</sub> (KN/ml)	5.34		5.34	
M <sub>a</sub> (KN.m)	3.47	12.52	1.36	
M <sub>t</sub> (KN.m)	12.46		1.37	
X <sub>mT</sub>	2.88		0.95	
T <sub>w</sub> (KN)	15.38		5.06	
T <sub>e</sub> (KN)	-11.84		-12.02	

**IV.7.4.2. E.L.S:**

Travée	0-1		1-2	
L (m)	5.10		3.20	
L' (m)	5.10		3.20	
P <sub>s</sub> (KN/ml)	3.78		3.78	
M <sub>a</sub> (KN.m)	2.45	8.86	0.96	
M <sub>t</sub> (KN.m)	8.78		0.96	
X <sub>mT</sub>	2.88		0.95	
T <sub>w</sub> (KN)	10.87		3.58	
T <sub>e</sub> (KN)	-9.39		-8.50	

**IV.8. Type E :**



**IV.8.1. Plancher terrasse :**

**IV.8.1.1. E.L.U:**

Travée	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	
L (m)	5.10	3.20	3.10	3.70	3.70	3.10	3.20	3.30	
L' (m)	5.10	2.56	2.48	2.96	2.96	2.48	2.56	3.30	
P <sub>u</sub> (KN/ml)	4.12	4.12	4.12	4.12	4.12	4.12	4.12	4.12	
M <sub>a</sub> (KN.m)	2.67	9.45	3.08	3.66	4.24	3.66	3.08	4.36	1.12
M <sub>t</sub> (KN.m)	9.37	3.09	3.63	4.20	3.66	3.07	4.35	1.10	
X <sub>mT</sub>	2.87	0.68	1.29	1.52	1.44	1.19	1.40	1.42	
T <sub>w</sub> (KN)	11.82	2.79	5.33	6.28	5.90	4.87	5.77	5.81	
T <sub>e</sub> (KN)	-9.18	-7.75	-4.87	-5.90	-6.28	-5.33	-4.77	-7.77	

**IV.8.1.2. E.L.S:**

Travée	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	
L (m)	5.10	3.20	3.10	3.70	3.70	3.10	3.20	3.30	
L' (m)	5.10	2.56	2.48	2.96	2.96	2.48	2.56	3.30	
P <sub>s</sub> (KN/ml)	2.98	2.98	2.98	2.98	2.98	2.98	2.98	2.98	
M <sub>a</sub> (KN.m)	1.93	6.83	2.22	2.65	3.07	2.65	2.22	3.15	0.81
M <sub>t</sub> (KN.m)	6.78	2.21	2.63	3.06	2.65	2.21	3.13	0.82	
X <sub>mT</sub>	2.87	0.68	1.29	1.52	1.44	1.19	1.40	1.42	
T <sub>w</sub> (KN)	8.55	2.01	3.86	4.55	4.27	3.52	4.17	4.21	
T <sub>e</sub> (KN)	-6.63	-5.61	-3.52	-4.27	-4.55	-3.86	-3.45	-5.61	

**IV.8.2. Plancher étage courant :**

**IV.8.2.1. E.L.U:**

Travée	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	
L (m)	5.10	3.20	3.10	3.70	3.70	3.10	3.20	3.30	
L' (m)	5.10	2.56	2.48	2.96	2.96	2.48	2.56	3.30	
P <sub>u</sub> (KN/ml)	4.37	4.37	4.37	4.37	4.37	4.37	4.37	4.37	
M <sub>a</sub> (KN.m)	2.84	10.02	3.26	3.89	4.50	3.89	3.26	4.62	1.18
M <sub>t</sub> (KN.m)	9.96	3.26	3.86	4.46	3.88	3.25	4.61	1.19	
X <sub>mT</sub>	2.87	0.68	1.29	1.52	1.44	1.19	1.40	1.42	

$T_w$ (KN)	12.54	2.94	5.66	6.66	6.26	5.16	6.12	6.99
$T_e$ (KN)	-9.74	-8.23	-5.16	-6.26	-6.66	-5.66	-5.06	-7.43

**IV.8.2.2. E.L.S:**

Travée	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	
L (m)	5.10	3.20	3.10	3.70	3.70	3.10	3.20	3.30	
L' (m)	5.10	2.56	2.48	2.96	2.96	2.48	2.56	3.30	
$P_s$ (KN/ml)	3.13	3.13	3.13	3.13	3.13	3.13	3.13	3.13	
$M_a$ (KN.m)	2.03	7.18	2.34	2.78	3.22	2.78	2.34	3.31	0.85
$M_t$ (KN.m)	7.12	2.33	2.76	3.18	2.80	2.36	3.27	0.85	
$X_{mT}$	2.87	0.68	1.29	1.52	1.44	1.19	1.40	1.42	
$T_w$ (KN)	8.98	3.89	5.71	4.77	4.49	3.71	4.37	4.42	
$T_e$ (KN)	-6.98	-5.89	-2.05	-4.49	-4.77	-4.05	-3.63	-5.90	

**IV.8.3. Plancher R.D.C :**

**IV.8.3.1. E.L.U:**

Travée	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	
L (m)	5.10	3.20	3.10	3.70	3.70	3.10	3.20	3.30	
L' (m)	5.10	2.56	2.48	2.96	2.96	2.48	2.56	3.30	
$P_u$ (KN/ml)	5.34	5.34	5.34	5.34	5.34	5.34	5.34	5.34	
$M_a$ (KN.m)	3.47	11.21	3.99	4.75	5.50	4.75	3.99	5.65	1.45
$M_t$ (KN.m)	11.14	3.98	4.73	5.48	4.75	4	5.62	4.79	
$X_{mT}$	2.87	0.68	1.29	1.52	1.44	1.19	1.40	1.42	
$T_w$ (KN)	15.12	6.45	6.29	8.15	7.65	6.32	7.47	7.54	
$T_e$ (KN)	-12.10	-7.21	-6.32	-7.65	-8.15	-6.92	-6.19	-10.08	

**IV.8.3.2. E.L.S:**

Travée	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	
L (m)	5.10	3.20	3.10	3.70	3.70	3.10	3.20	3.30	
L' (m)	5.10	2.56	2.48	2.96	2.96	2.48	2.56	3.30	
$P_s$ (KN/ml)	3.78	3.78	3.78	3.78	3.78	3.78	3.78	3.78	
$M_a$ (KN.m)	2.45	8.67	2.82	3.36	3.83	3.36	2.82	4.00	1.02

$M_t$ (KN.m)	8.58	2.81	3.32	3.80	3.38	2.82	5.82	1.00
$X_{mT}$	2.87	0.68	1.29	1.52	1.44	1.19	1.40	1.42
$T_w$ (KN)	10.84	2.55	4.89	5.74	5.44	4.47	5.29	5.33
$T_e$ (KN)	-8.42	-7.11	-4.47	-5.44	-5.74	-4.89	-4.37	-7.13

**IV.9. Calcul du ferrailage:**

On va calculer le ferrailage de la nervure la plus sollicitée et c'est pour plancher terrasse et étage courant et R.D.C.

$b = 65\text{cm}; b_0 = 10\text{cm}.$

$h = 24\text{cm}; h_0 = 4\text{cm}; d = 22\text{cm}$

- **E.L.U:**

**En Travée:**

$$M_0 = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 17 \times 65 \times 4 \left( 22 - \frac{4}{2} \right) \rightarrow M_0 = 88.40\text{KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 12.46\text{KN.m} < M_0 88.40\text{KN.m}$$

Donc un porte seulement de table est comprimé, et la section en T sera calculé comme une section rectangulaire de largeur b.

$$f_e = 400\text{MPa} \rightarrow \sigma_s = 348\text{MPa} \rightarrow \bar{\sigma}_b = 17\text{MPa} \rightarrow \mu l = 0.392$$

$$\mu = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} \Rightarrow \mu < \mu l \Leftrightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}); \beta = (1 - 0,4\alpha); A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$d = h - c \Rightarrow d = 24 - 2 = 22\text{cm}; b = 65\text{cm}$$

$M_t$ (KN.m)	$\mu$	$\mu l$	$\alpha$	$\beta$	A(cm <sup>2</sup> )
12.46	0.023	0.392	0.0304	0.988	1.64

**Sur appuis :**

$M_a$ (KN.m)	$\mu$	$\mu l$	$\alpha$	$\beta$	A(cm <sup>2</sup> )
12.52	0.023	0.392	0.0304	0.988	1.64

- **E.L.S:** d'après le B.A.E.L 83

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\delta-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \delta = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

	$\alpha$	$M_u(\text{KN.m})$	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$\gamma$	$F_{c28}$	$\bar{\alpha}$	condition
En travée	0.0304	12.46	8.78	1.41	30	0.50	V
Sur appuis	0.0304	12.52	8.86	1.41	30	0.50	V

**IV.9.1. Condition de non fragilité : B.A.E.L.91 (A.4.2.1) :**

$$A_{min} \geq 0.23b.d.\frac{f_{t28}}{f_e}$$

- **En travée :**

$$A_{min} \geq 0.23 \times 65 \times 22 \times \frac{2.40}{400} = 1.97\text{cm}^2$$

- **Sur appuis :**

$$A_{min} \geq 0.23 \times 10 \times 22 \times \frac{2.40}{400} = 0.30\text{cm}^2$$

**IV.9.2. Pourcentage Minimal : B.A.E.L.91. ( B.6.4) :**

$$A'_{min} \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 65 \times 24 = 1.56\text{cm}^2 \dots\dots\dots (\text{en travée})$$

$$A'_{min} \geq 0.001 \times b_0 \times h = 0.001 \times 10 \times 24 = 0.24\text{cm}^2 \dots\dots\dots (\text{sur appuis})$$

- **tableau récapitulatif de ferrailage :**

Elément	$A_{cal} (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A' (\text{cm}^2)$	$A_{max} (\text{cm}^2)$	$A_{adop} (\text{cm}^2)$
Travée	1.64	1.97	1.56	1.97	2T12=2.26
Appuis	1.64	0.30	0.24	1.64	1T16=2.01

**IV.10. Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{15.38 \times 10^3}{100 \times 220} = 0.69\text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0.13f_{c28}; 5\text{Mpa}\} = \{3.90; 5\text{Mpa}\} = 3.90\text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0.69\text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.90\text{Mpa} \dots\dots\dots c. v$$

- **Diamètre minimal :**

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h_t}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right\}$$

$\phi_l$  : diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{240}{35}; 10; \frac{100}{10}\right\} \rightarrow \phi_t \leq \min\{6.85; 10; 10\}$$

Soit  $\phi_t = 7\text{mm}$ ,  $F_e = 235$

$$A_s = 2\phi 7 = 0.77\text{mm}^2$$

• L'espace  $S_t$ :

$$S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = 19.8\text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot F_e}{0.4 \cdot b_0} = \frac{0.77 \times 235}{0.4 \times 10} = 45.23\text{cm}$$

$K=1$  en flexion simple.

$$S_t \leq \frac{0.8A_t \cdot F_e}{b_0(\tau_u - 0.3Kf_{t28})} = \frac{0.8 \times 0.77 \times 235}{10(0.69 - 0.3 \times 1 \times 2.4)} = 482.53\text{cm}$$

$$S_t \leq 482.53\text{cm} \quad (\text{B.A.E.L. 91(A.5.1.23)})$$

On dispose nos armatures transversales avec un espacement de 15 cm.

#### IV.11. Vérification de la flèche : (B.A.E.L.91 (B.6.8.424)) :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \rightarrow \frac{24}{510} = 0.047 = \frac{12.46}{15 \times 17.36} = 0.047 \dots \dots \dots c. v$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{24}{510} = 0.047 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \dots \dots c. v$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.60}{F_e} \rightarrow \frac{2.26}{65 \times 22} = 0.00158 \leq \frac{3.60}{400} = 0.009 \dots \dots \dots c. v$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

## IV.12. Présentation du ferrailage :

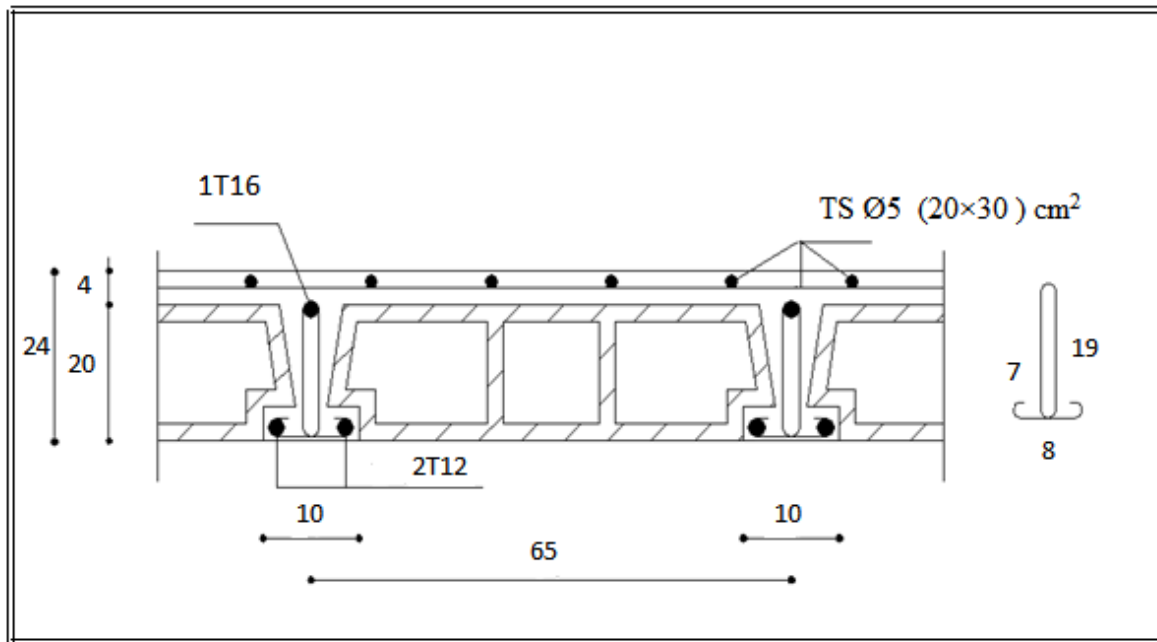


Fig. IV.1. ferrailage de la nervure

## IV.13 . La dalle mince (table de compression) :( BAEL91(B.6.8.423))

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4cm.

Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm (5p.m) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33cm (3p.m) pour les armatures parallèles aux nervures.

\* Treillis soudé  $F_e E23 \rightarrow f_e = 235 Mpa$

- Les sections des armatures perpendiculaires aux nervures doivent satisfaire à la condition suivante :

- L'écartement « L » entre axes des nervures égale à 65 cm donc :

$$L_n = 65 \text{ cm}$$

$$50 \text{ cm} < L_n < 80 \text{ cm}^\perp$$

$$A^\perp = \frac{4 \cdot L_n}{f_e} \rightarrow A^\perp = \frac{4 \times 65}{235}$$

$$A^\perp = 1.106 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $A^\perp = 6\emptyset 5 = 1.17 \text{ cm}^2$

- Espacement :

n : nombres des barres

$$S_t = \frac{100}{n} = \frac{100}{6} = 16.66 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 20cm$

- \* Pour les armatures parallèles aux nervures :

$$A_{//} = \frac{A^{\perp}}{2} \rightarrow A_{//} = \frac{1.106}{2} = 0.55cm^2$$

On adopte :  $A_{//} = 3\phi 5 = 0.59cm^2$

- \* Espacement :

$$S_t = \frac{100}{n} \rightarrow S_t = \frac{100}{3} = 33.33cm$$

$S_t = 30cm$

Donc on choisit un quadrillage dont la maille est de dimension  $(20 \times 30)cm^2$ .

#### IV.14. Présentation du ferrailage :

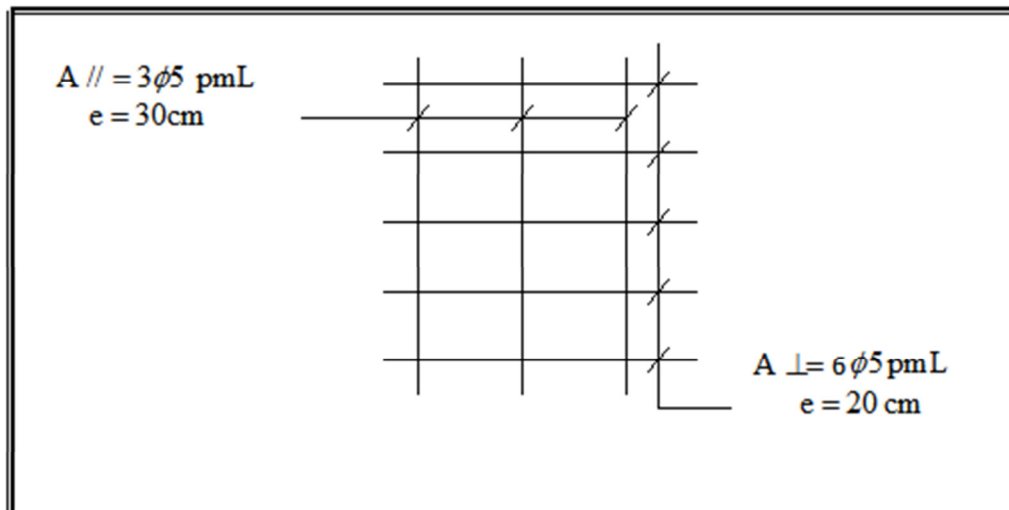


Fig. IV.2. Ferrailage de la dalle mince



## V. ETUDE DYNAMIQUE

### V.1.Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ce implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

### V .2. OBJECTIFS DE L'ETUDE DYNAMIQUE:

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettront de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser

### V .3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :

➤ L'étude sismique à pour but de calculer les forces sismiques ; ces calculs peut mener par trois méthodes qui sont les suivantes :

la méthode statique équivalente.

- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

- **Conditions d'application de la méthode statique équivalente :**

**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 e respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes

**Zone I :** tous groupes

**Zone IIa :**

- groupe d'usage 3.
- groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- 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 IIb et 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.

• **Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale :**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

• **Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique :**

La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

✓ **Notre structure ne répond pas aux conditions exigées par RPA99version2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente; alors le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale.**

**V.4. CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE :**

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

✓ Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation situé à BLIDA (Zone III), il sera classé en 'Groupe2'.

**V.5.CLASSIFICATION DE SITE :**

D'après l'article (3.3 RPA99version2003); les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécanique des sols qui les constituent :

- Catégorie S1 (site rocheux).
- Catégorie S2 (site ferme).
- Catégorie S3 (site meuble).
- Catégorie S4 (site très meuble).

catégorie	Description	q <sub>c</sub> (MPa)	N	P1 (MPa)	Ep (Mpa)	q <sub>u</sub> (MPa)	V <sub>s</sub> (m/s)
S <sub>1</sub>	Rocheux	-	-	> 5	> 100	> 10	≥ 800
S <sub>2</sub>	Ferme	> 15	>50	> 2	> 20	> 0.4	≥ 400 < 800
S <sub>3</sub>	Meuble	1.5 ~15	10~50	1 ~ 2	5 ~20	0.1 ~0.4	≥ 200 < 400
S <sub>4</sub>	Très meuble ou présence de 3m au moins d'argile	< 1.5	< 10	< 1	< 5	< 0.1	≥ 100 < 200

Tableau V.1. Classification des sites

✓ Alors notre structure est constituée dans un site de catégorie S2 (site ferme).

## V.6. METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE :

### A. Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

### B. Hypothèses de calcul.

- ✓ Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- ✓ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte
- ✓ Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux)

### C. Spectre de réponse de calcul

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement

Q : facteur de qualité.

R : coefficient de comportement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0.7$$

$\zeta$ : pourcentage d'amortissement critique donnée par le tableau 4.2

(RPA99version2003)

Dans notre cas  $\zeta = 7\%$ .  $\Rightarrow \eta = 0.88$

A = 0.25 (tableau 4.1 RPA99version2003)

R = 5 (structure contreventé par une ossature mixte(portique-voiles) - tableau 4.3n

RPA99version2003).

T1 = 0.15 sec (tableau 4.7 RPA99version 2003)

T2 = 0.40 sec.

**D. calcul de facteur de qualité:**

Critère de qualité « q »	$P_q$	
	Sens OX	Sens OY
1-Condition minimale sur les files de contreventement.	0(Observé)	0(Observé)
2- Redondance en plan	0(Observé)	0(Observé)
3- Régularité en plan	0,05(Non observé)	0,05(Non observé)
4- Régularité en élévation.	0(Observé)	0(Observé)
5- Contrôle de la qualité des matériaux	0.05(Non observé)	0,05(Non observé)
6- Contrôle de la qualité de l'exécution.	0.10(Non observé)	0,10(Non observé)

Tableau V .2.Valeurs des pénalités

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

$P_q$  : pénalité à retenir selon le critère de qualité q. (Tableau 4.4)

$$Q_x = 1 + 0 + 0 + 0.05 + 0 + 0.05 + 0.1 = 1.20$$

$$Q_y = 1 + 0 + 0 + 0.05 + 0 + 0.05 + 0.1 = 1.20$$

**E. Nombre de modes à considérer :**

D'après le RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a) :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonale, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'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.
- Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

$$K \geq 3\sqrt{N}$$

N: est le nombre de niveaux    N:16

Notre cas:

$$K \geq 3 \times 4 \Rightarrow K \geq 12 \dots \dots \dots K = 12 \text{ modes}$$

**V.7. Calcule de force sismique totale :**

La méthode statique équivalente d'après le (RPA99/2003 art4.2.3)

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

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

**A:** Coefficient d'accélération de zone. Donnée par tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe du bâtiment

**R:** Coefficient de comportement global de la structure.

**D:** Facteur de d'amplification dynamique de la structure. En fonction de la catégorie de site, de facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ), et de la période fondamentale de la structure (T).

**Q:** Facteur de qualité.

**W:** Poide de la structure.

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

**T<sub>2</sub>** : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le (tableau 4.7 RPA99version2003)

Site ferme « S2 »  $\Rightarrow T_2 = 0.4 \text{ sec}$

**$\eta$**  : facteur de correction d'amortissement donnée par la formule suivante :

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

**$\xi$  (%)** : pourcentage d'amortissement critique donnée par le tableau 4.2

(RPA99version2003)

en fonction de matériau constitutif, du type de structure de l'importance des remplissages

Dans notre cas  $\zeta = 7\%$ .

$$\eta = 0.88$$

**A** = 0.25 (tableau 4.1 RPA99version2003)

**R** = 5 (structure contreventé mixte (portique+ voiles) - tableau 4.3n RPA99version2003).

**T<sub>1</sub>** = 0.15 sec (tableau 4.7 RPA99version 2003)

**T<sub>2</sub>** = 0.40 sec

### V.7.1. Estimation de la période fondamentale de la structure :

#### Remarque :

Notre cas c'est le 4<sup>ème</sup> cas donc on travaille avec la formule suivante :

$$T = \frac{0.09 \cdot h_n}{\sqrt{D}}$$

**D**: est la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée

**h<sub>n</sub>** : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$D_y = 16.20 \text{ m}$ ,  $h_n = 46.70 \text{ m}$ ,  $D_x = 28.80 \text{ m}$ .

$$\text{AN : } T_y = \frac{0.09 \times 46.70}{\sqrt{16.20}} = 1.04 \text{ s}$$

$$T_2 = 0.4 \text{ s} \quad ; \quad T_1 = 0.15 \text{ s} \quad ; \quad \text{Donc } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

**D** : Facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$AN : D_y = 2.5 \times 0.88(0.40/1.04)^{2/3} = 1.08$$

$$AN : T_x = \frac{0.09 \times 46.70}{\sqrt{28.80}} = 0.78s$$

$$T_2 = 0.4s \quad ; \quad T_1 = 0.15s \quad ; \quad \text{Donc } T_2 \leq T \leq 3.0s$$

$$D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} \qquad T_2 \leq T \leq 3.0s$$

$$AN : D_x = 2.5 \times 0.88(0.40/0.78)^{2/3} = 1.18$$

**V.7.2. Calcul du poids :**

D'après le RPA 99V2003 (article 4.2.3)

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Avec  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

- W : est égale à la somme des poids  $W_i$ , de chaque niveau (i)
- $W_{Gi}$  : poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure
- $W_{Qi}$  : charge d'exploitation
- $\beta$  : valeur de coefficient de pondération égale à 0,2 Bâtiment d'habitation

$$AN : V = \frac{A.D.Q}{R} . W$$

**W=6858.73t**

**A=0.25**

**$D_x = 1.18$**

**$D_y = 1.08$**

**Q=1.2**

**R=5**

$$V_{dyn} \geq 0.8V_{stat}$$

	<b><math>V_{stat}</math> (t)</b>	<b><math>0.8V_{stat}</math> (t)</b>	<b><math>V_{dyn}</math> (t)</b>	<b>verification</b>
<b>Sens X</b>	485.59	388.47	423.29	<b>V</b>
<b>Sens Y</b>	444.44	355.55	408.10	<b>V</b>

Tableau V.3

V. 8. Analyse de la structure :

V. 8.1. Première variante : Après l'Analyse automatique par le logiciel ROBOT, on a tiré les résultats suivant :

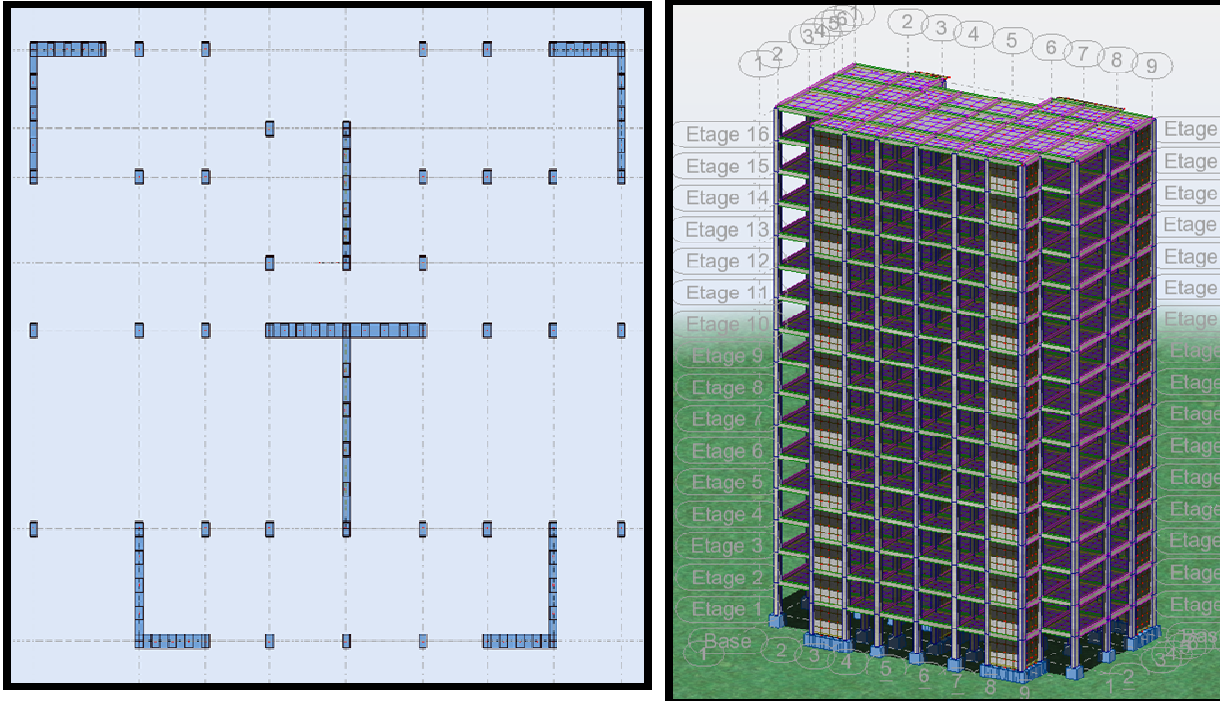


Fig. V. 1. Première variante des voiles.

• Périodes et facteurs de participation massique modale :

Cas/Moe	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	0,93	1,07	0,36	66,45	0,36	66,45
2	0,98	1,02	67,04	66,55	66,68	0,10
3	1,06	0,94	69,80	68,74	2,77	2,19
4	3,64	0,27	69,80	84,67	0,00	15,93
5	3,75	0,27	85,51	84,67	15,71	0,00
6	4,33	0,23	85,51	84,86	0,00	0,19
7	7,74	0,13	85,55	90,77	0,04	5,91
8	7,98	0,13	91,57	90,81	6,02	0,04
9	9,52	0,11	91,57	90,85	0,00	0,04



10	12,06	0,08	91,58	93,84	0,01	2,99
----	-------	------	-------	-------	------	------

Tableau V.4.Périodes et factures da participation massique modale (1<sup>ere</sup> variante).

- **Interprétation des résultats:**

- on constate qu'il faut 8 modes pour attendre 90% de participation des masses modales exigée par le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a
- le 1<sup>er</sup> mode est un mode translation selon l'axe Y avec 66.68% de participation de masse modale.
- le 2<sup>eme</sup> mode est un mode translation selon l'axe X avec 66.45%de participation de masse modale.
- le 3<sup>eme</sup> mode est mode torsion pure.
- on constate que la majorité des modes sont indépendants (les modes de translation ne sont pas couplés avec la torsion).

- **Système de contreventement :**

Nous remarquons de résultats précédents que la structure est stable, Cas dans :

- **Justification selon RPA 99-v2003 (Art: 3.4.4a)**

Que les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations Dues aux charges verticales (.de logiciel ROBOT).

$$\frac{F_{z\text{ voile}}}{F_{z\text{ totale}}} = \frac{28619.62}{79814.80} = 35.85\% \geq 20\% \Rightarrow \text{c.n.v}$$

- **La solution :**

- **Proposition:**

- On réduit le nombre de voile de la structure.

## V. 8.2. Variante II:

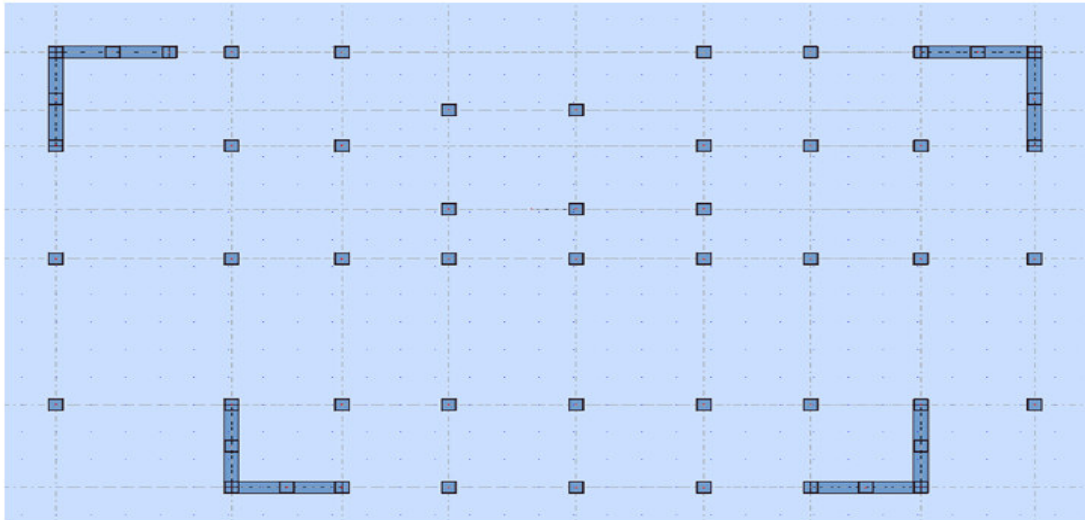


Fig.V.2. Disposition des voiles en RDC de la structure

- Les résultats obtenus de la structure sont récapitulés dans le tableau suivant :

Cas/Moe	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	0,79	1,26	0,26	70,10	0,26	70,10
2	0,84	1,20	72,05	70,36	71,79	0,26
3	1,08	0,93	72,15	70,64	0,09	0,28
4	2,93	0,34	72,58	85,26	0,43	14,62
5	2,96	0,34	86,15	85,79	13,57	0,53
6	4,32	0,23	86,15	85,81	0,00	0,02
7	5,95	0,17	90,52	87,03	4,36	1,22
8	6,00	0,17	91,75	91,45	1,23	4,42
9	9,07	0,11	91,80	94,13	0,05	2,67
10	9,13	0,11	94,57	94,18	2,77	0,06

Tableau : V.5

- **Conclusion :**

- on constate qu'il faut 10 modes pour attendre 90% de participation des masses modales exigée par le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a

- le 1<sup>er</sup> mode est un mode translation selon l'axe Y avec 70.10% de participation de masse modale.
- le 2<sup>eme</sup> mode est un mode translation selon l'axe X avec 71.79% de participation de masse modale.
- le 3<sup>eme</sup> mode est mode torsion pure.
- on constate que la majorité des modes sont indépendants (les modes de translation ne sont pas couplés avec la torsion).

- **Premier mode de vibration :**

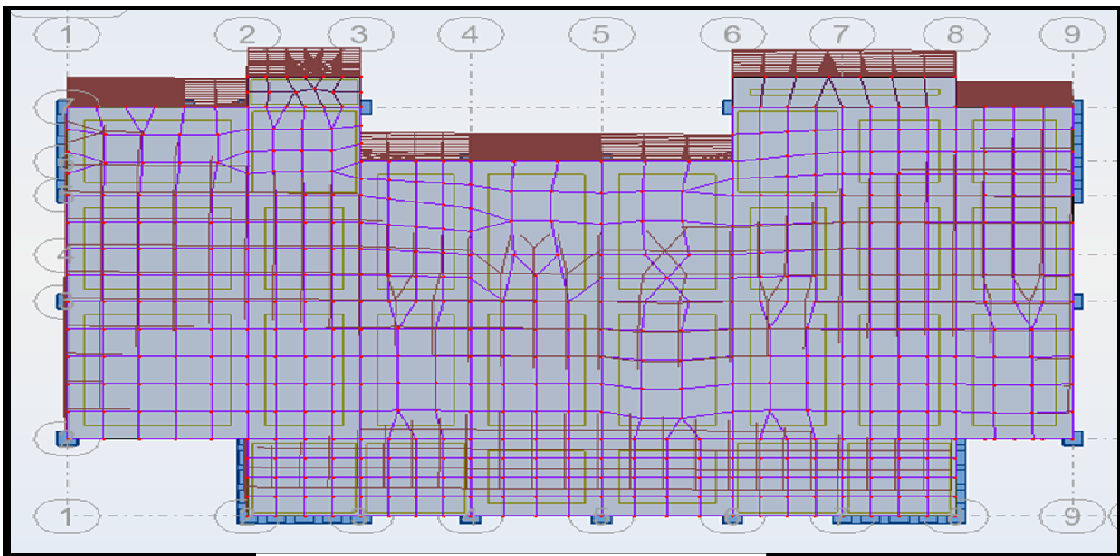


Fig.V.3. premier mode de vibration

- **Deuxième mode de vibration :**

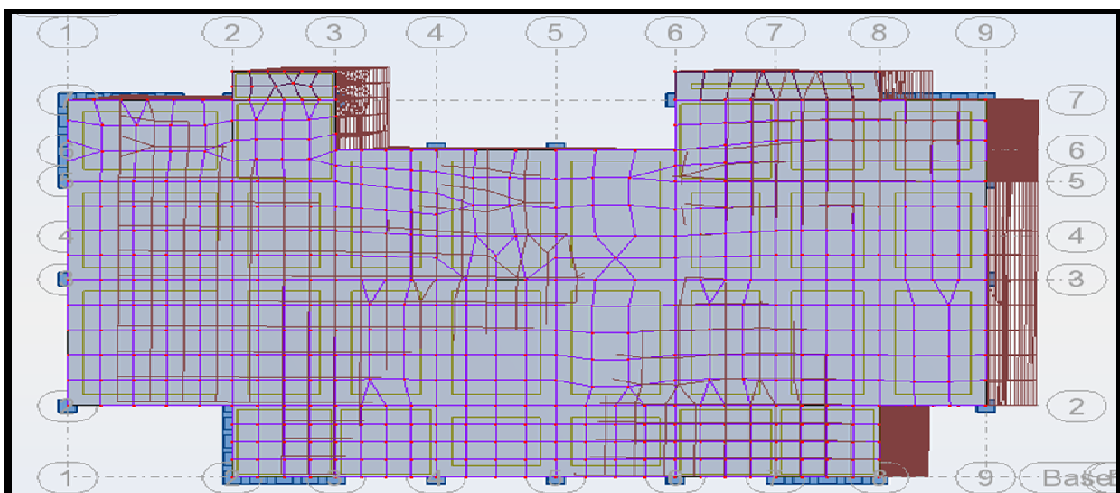


Fig.V.4. deuxième mode de vibration

- Troisième mode de vibration :

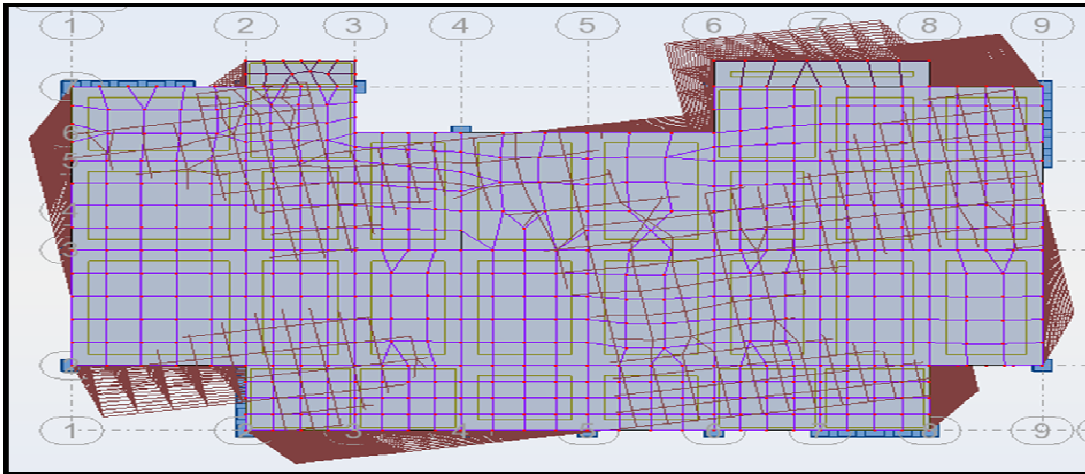


Fig.V.5. troisième mode de vibration

**V.9. Distribution l’effort tranchant :**

L’effort tranchant au niveau e l’étage K est donné par la formule:  $V_i = (Sa / g) \times \alpha_i \times W$

- Sens longitudinal :

étage	Fx [kN]	Vx [kN]
RDC	4232,95	39,67
1	4193,28	95,21
2	4098,07	135,6
3	3962,47	158,35
4	3804,12	175,53
5	3628,59	192,91
6	3435,68	204,29
7	3231,39	206,97
8	3024,42	211,88
9	2812,54	231,25
10	2581,29	263,54
11	2317,75	301,63
12	2016,12	352,29
13	1663,83	435,15
14	1228,68	558,73
15	669,95	669,95

Tableau V.6. Distribution l’effort tranchant (sens-x) au niveau de chaque étage

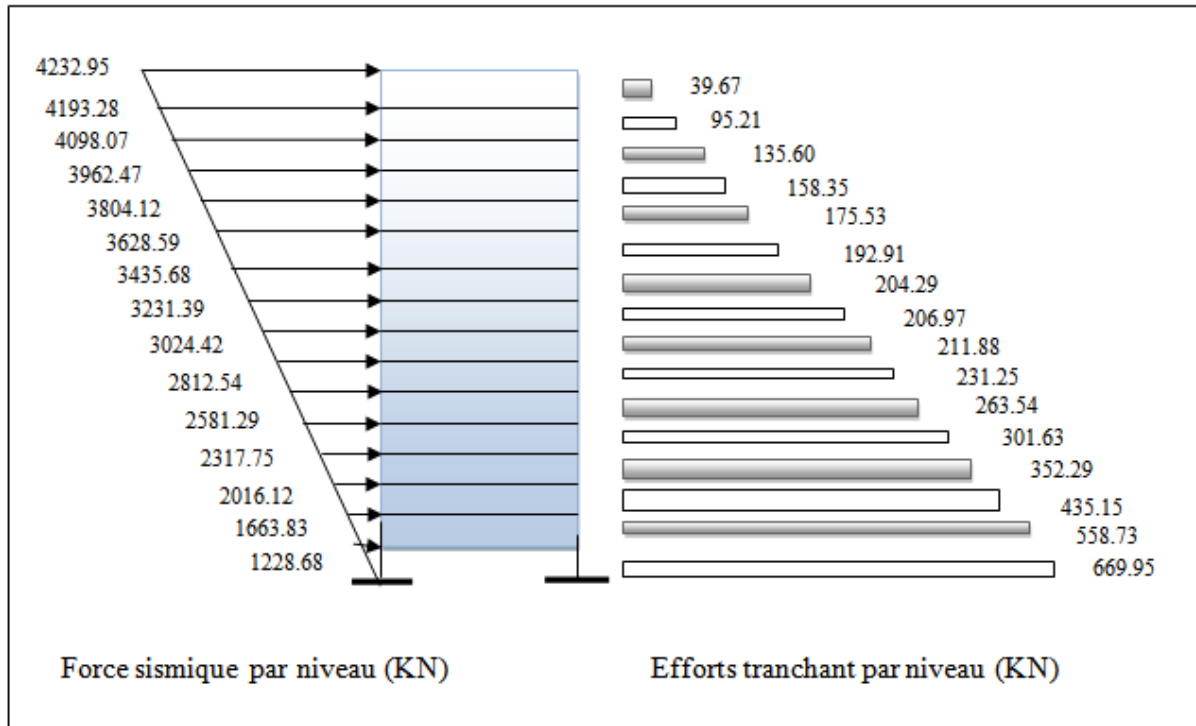


Fig. V.6. Distribution horizontale des forces en sens X

• Sens transversal :

étage	FY [kN]	Vy [kN]
RDC	4081,02	38,08
1	4042,94	96,35
2	3946,59	139,13
3	3807,46	162,25
4	3645,21	177,4
5	3467,81	190,9
6	3276,91	197,23
7	3079,68	194,04
8	2885,64	192,89
9	2692,75	207,13
10	2485,62	236,66
11	2248,96	275,66
12	1973,3	331,42
13	1641,88	421,89
14	1219,99	551,92
15	668,07	668,07

• Tableau V.7. Distribution l'effort tranchant (sens-y) au niveau de chaque étage

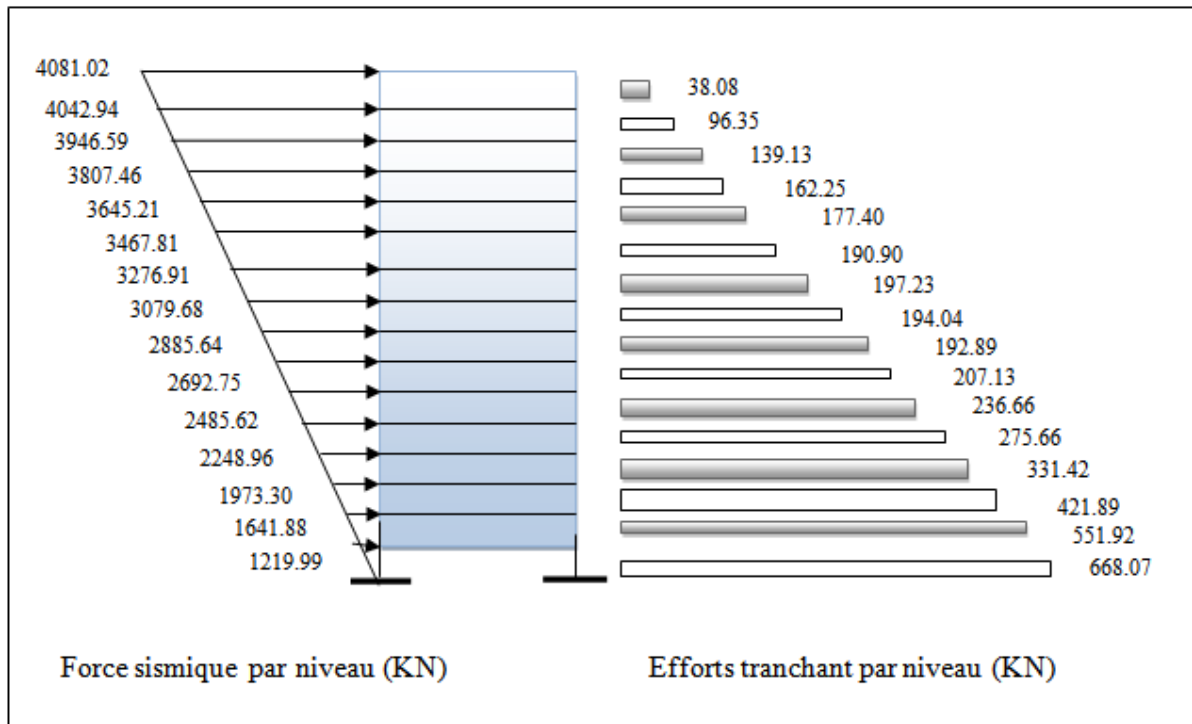


Fig. V.7. Distribution horizontale des forces en sens Y

- **Justification selon RPA 99-v2003 (Art: 3.4.4a)**
- Que les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations

Dues aux charges verticales (.de logiciel ROBOT).

$$\frac{F_{z\text{ voile}}}{F_{z\text{ totale}}} = \frac{14494.70}{75416.78} = 19.21\% \leq 20\% \Rightarrow \text{condition vérifié}$$

**Sens-X :**

$$\frac{F_{X\text{ poteau}}}{F_{X\text{ totale}}} = \frac{1381.95}{4232.95} = 32.64\% \geq 25\% \Rightarrow \text{condition vérifié}$$

**Sens-Y :**

$$\frac{F_{Y\text{ poteau}}}{F_{Y\text{ totale}}} = \frac{1935.97}{4081.02} = 47.43\% \geq 25\% \Rightarrow \text{condition vérifié}$$

- DONC: La condition de l'interaction portique-voile est vérifier.

**Remarque:** La Structure est à système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction Portiques-Voiles.

**V.10. Vérification des déplacements:**

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

$$\delta_K = R \times \delta_{ck}$$

$\delta_k$ : Déplacement Horizontal a chaque niveau < k > de la structure

$\delta_{ck}$ : Déplacement dû aux forces sismique Fi

R : coefficient de comportement = 5

$\Delta_K$  : le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à

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

- **L'article 5.10 du RPA99/version2003:**

Préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage considéré, il faut vérifier alors que :  $\Delta_K \leq 0.01 \times h_e$ .

Avec :  $h_e$  : étant la hauteur de l'étage considéré.

$$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$$

$\Delta_{adm}$  : Déplacement admissible (égale à (1%  $h_e = 0,01h_e$ ))

Sens X-X :

étage	$\delta_k$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)= $\delta_k - \delta_{k-1}$	1%. $h_e$	vérification
RDC	0,5	0,5	3.06	V
1	1,3	0,8	3.06	V
2	2,5	1,2	3.06	V
3	3,8	1,3	3.06	V
4	5,2	1,4	3.06	V
5	6,8	1,6	3.06	V
6	8,3	1,5	3.06	V
7	9,8	1,5	3.06	V
8	11,4	1,6	3.06	V
9	12,8	1,4	3.06	V
10	14,2	1,4	3.06	V
11	15,5	1,3	3.06	V
12	16,7	1,2	3.06	V

13	17,9	1,2	3.06	V
14	18,9	1	3.06	V
15	19,9	1	3.06	V

Tableau : V.8. Déplacements absolus pour le sens X-X

**Sens Y-Y**

Etage	$\delta_{ky}$ (cm)	$\Delta_k y(\text{cm}) = \delta_k - \delta_{k-1}$	1%. $h_e$ (cm)	vérification
RDC	0	0	3.06	V
1	0,1	0,1	3.06	V
2	0,1	0	3.06	V
3	0,2	0,1	3.06	V
4	0,2	0	3.06	V
5	0,3	0,1	3.06	V
6	0,4	0,1	3.06	V
7	0,4	0	3.06	V
8	0,5	0,1	3.06	V
9	0,6	0,1	3.06	V
10	0,6	0	3.06	V
11	0,7	0,1	3.06	V
12	0,8	0,1	3.06	V
13	0,8	0	3.06	V
14	0,9	0,1	3.06	V
15	1	0,1	3.06	V

Tableau: V.9. Déplacements absolus pour le sens Y-Y

**Conclusion :**

Les déplacements inter -étage sont inférieurs aux valeurs limites imposées par le RPA99/version 2003.

**V.11. Vérification VIS-A-VIS De L'EFFET P- $\Delta$ :RPA99-v2003 (Art:5.9) :**

Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre (ou effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la Condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$



Avec :

- $P_k$ : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de Niveau k.
- $\Delta_k$ : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.
- $V_k$ : Effort tranchant d'étage au niveau k.
- $h_k$ : Hauteur de l'étage k.

• **Sens Longitudinal:**

Etage	W(t)	$P_k$ (t)	$\Delta_k$ (m)	$V_x$ (t)	$h_k$ (m)	$\Theta$	$\leq 0,1$
15	448,98	448,98	0,01	66,99	3,06	0,022	cv
14	427,31	876,29	0,01	122,86	3,06	0,023	cv
13	427,31	1303,6	0,012	166,38	3,06	0,031	cv
12	427,31	1730,91	0,012	201,61	3,06	0,034	cv
11	427,31	2158,22	0,013	231,77	3,06	0,040	cv
10	427,31	2585,53	0,014	258,12	3,06	0,046	cv
9	427,31	3012,84	0,014	281,25	3,06	0,049	cv
8	427,31	3440,15	0,016	302,44	3,06	0,059	cv
7	427,31	3867,46	0,015	323,13	3,06	0,059	cv
6	427,31	4294,77	0,015	343,56	3,06	0,061	cv
5	427,31	4722,08	0,016	362,85	3,06	0,068	cv
4	427,31	5149,39	0,014	380,41	3,06	0,062	cv
3	427,31	5576,7	0,013	396,24	3,06	0,060	cv
2	427,31	6004,01	0,012	409,8	3,06	0,057	cv
1	427,31	6431,32	0,0008	419,32	3,06	0,004	cv
RDC	427,31	6858,63	0,0005	423,29	3,06	0,003	cv

Tableau: V.10 Vérification a L'effet (P- $\Delta$ ) (Sens Longitudinal).

• **Sens Transversal:**

étage	W(t)	$P_k$ (t)	$\Delta_k$ (m)	$V_y$ (t)	$h_k$ (m)	$\Theta$	$\leq 0,1$
15	448,98	448,98	0,001	66,8	3,06	0,002	cv
14	427,31	876,29	0,001	121,99	3,06	0,002	cv
13	427,31	1303,6	0	164,18	3,06	0,000	cv
12	427,31	1730,91	0,001	197,33	3,06	0,003	cv

11	427,31	2158,22	0,001	224,89	3,06	0,003	cv
10	427,31	2585,53	0	248,56	3,06	0,000	cv
9	427,31	3012,84	0,001	269,27	3,06	0,004	cv
8	427,31	3440,15	0,001	288,56	3,06	0,004	cv
7	427,31	3867,46	0	307,96	3,06	0,000	cv
6	427,31	4294,77	0,001	327,69	3,06	0,004	cv
5	427,31	4722,08	0,001	346,78	3,06	0,004	cv
4	427,31	5149,39	0	364,52	3,06	0,000	cv
3	427,31	5576,7	0,001	380,74	3,06	0,005	cv
2	427,31	6004,01	0	394,65	3,06	0,000	cv
1	427,31	6431,32	0,001	404,29	3,06	0,005	cv
RDC	427,31	6858,63	0	408,1	3,06	0,000	cv

Tableau: V.11.Vérification à l'effet (P-Δ) (Sens Transversal).

**Remarque :**

Puisque tous les coefficients  $\theta$  sont inférieurs à 0.10 dans les deux sens, donc l'effet P-Δ peut être négligé.

**V.12. Vérification au Renversement:**

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal et transversal) avec la relation suivante:

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

$M_s$  : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales :

$$M_s = W \times L / 2$$

W : le poids total de la structure.

L: Dimension de la structure (Largeur Ou Longueur).

$M_r$  : moment de renversement provoqué par les charges horizontales :

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

• **Sens Longitudinal:**

$$M_s = W \times \frac{L}{2} = 6858.73 \times \frac{28.80}{2} = 98765.71t.m$$

Etage	Fi	hi (m)	Fixhi
RDC	3,1116	3,06	9,521496
1	6,2232	6,12	38,085984
2	9,3349	9,18	85,694382
3	12,4465	12,24	152,34516
4	15,5581	15,3	238,03893
5	18,6697	18,36	342,775692
6	21,7813	21,42	466,555446
7	24,8929	24,48	609,378192
8	28,0046	27,54	771,246684
9	31,1162	30,6	952,15572
10	34,2278	33,66	1152,10775
11	37,3394	36,72	1371,10277
12	40,451	39,78	1609,14078
13	43,5626	42,84	1866,22178
14	46,6743	45,9	2142,35037
15	49,896	46,7	2330,1432
<b>Mrx=∑Fi×hi=14136,8643</b>			

Tableau: V.12.Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens XX.

Vérifications :  $\frac{98765.71}{14136.86} = 6.98 \geq 1.5$  .....Condition Vérifier.

• **Sens Transversal:**

$$M_s = W \times \frac{L}{2} = 6858.73 \times \frac{16.20}{2} = 55555.71t.m$$

étage	Fi	hi (m)	Fi×hi
RDC	3	3,06	9,18
1	5,9999	6,12	36,719388
2	8,9999	9,18	82,619082
3	11,9998	12,24	146,877552

4	14,9998	15,3	229,49694
5	17,9997	18,36	330,474492
6	20,9997	21,42	449,813574
7	23,9996	24,48	587,510208
8	26,9996	27,54	743,568984
9	29,9995	30,6	917,9847
10	32,9995	33,66	1110,76317
11	35,9995	36,72	1321,90164
12	38,9994	39,78	1551,39613
13	41,9994	42,84	1799,2543
14	44,9993	45,9	2065,46787
15	48,1054	46,7	2246,52218
			<b>Mry=∑Fi×hi=13629,5502</b>

Tableau: V.13 Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens YY

Vérifications :  $\frac{55555.71}{13629.55} = 4.07 \geq 1.5$  .....Condition Vérifier.

DONC: La stabilité au renversement est alors vérifiée pour les deux sens.

### V.13. Caractéristiques Géométriques et Massique de la Structure:

Détermination de centre de gravité des masses et le centre des rigidités.

#### V. 13.1. Centre de gravité des masses:

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (Acrotère, Balcon, plancher, poteaux, poutres, voiles, ...etc.).

Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$X_G = \frac{\sum Mi \times Xi}{\sum Mi} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum Mi \times Yi}{\sum Mi}$$

Avec :

- Mi : la masse de l'élément i.

- $X_i, Y_i$  : les coordonnées du centre de gravité de l'élément « i » par rapport à un repère global

### V.13.2. Centre de gravité des rigidités:

Les coordonnées du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après Avec:

$$e_{cj} = \frac{\sum I_{jy} \times X_j}{I_{jy}} \quad \text{et} \quad e_{cj} = \frac{\sum I_{jx} \times Y_j}{I_{jx}}$$

$I_{jy}$ : Inertie de l'élément j dans le sens y.

$X_j$  : Abscisse de l'élément  $I_{jy}$ .

$I_{jx}$ : Inertie de l'élément j dans le sens x.

$Y_j$  : Ordonnée de l'élément  $I_{jx}$ .

### V. 13.3. L'excentricité:

L'excentricité est la distance entre le Centre de Gravité des Masses et le Centre de Torsion, donnée par les formules suivant:

$$e_x = X_{cm} - X_{cr}$$

$$e_y = Y_{cm} - Y_{cr}$$

#### V.11.3.1. L'excentricité Théorique:

$$e_y = |Y_{cm} - Y_{ct}|$$

$$e_x = |X_{cm} - X_{ct}|$$

$e_x$ : Excentricité théorique suivent x.

$e_y$ : Excentricité théorique suivent y.

### V.13.3.2. L'excentricité Accidentelle: RPA99-v2003 (Art: 4.3.7) :

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité Théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à  $\pm 0.05L$ , ( $L$ 'étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction. Donc:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens X: } e_{(acc)} = 0.05 \times L_X = 0.05 \times 28.80 \quad \longrightarrow \quad e_{(acc)} = 1.44\text{m.} \\ \text{Sens Y: } e_{(acc)} = 0.05 \times L_Y = 0.05 \times 16.20 \quad \longrightarrow \quad e_{(acc)} = 0.81\text{m.} \end{array} \right.$$

Toutes ces caractéristiques géométriques et massique sont calculer par logiciel ROBOT et nous avons résumé dans les tableaux suivant: RPA99-v2003 (Art: 4.3.7)

- Le tableau ci-après résumé les résultats des différents Centre de Gravité, de Rigidité et L'excentricité théorique:

Etage	W(t)	centre de masse	centre de rigidité	excentricité théor	
		G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	ex [m]	ey [m]
RDC	427.31	14,63 8,25 1,53	14,60 8,29 2,42	0,03	0,04
1	427.31	14,63 8,25 4,59	14,60 8,29 5,48	0,03	0,04
2	427.31	14,63 8,25 7,65	14,60 8,29 8,54	0,03	0,04
3	427.31	14,63 8,25 10,71	14,60 8,29 11,60	0,03	0,04
4	427.31	14,63 8,25 13,77	14,60 8,29 14,66	0,03	0,04
5	427.31	14,63 8,25 16,83	14,60 8,29 17,72	0,03	0,04
6	427.31	14,63 8,25 19,89	14,60 8,29 20,78	0,03	0,04
7	427.31	14,63 8,25 22,95	14,60 8,29 23,84	0,03	0,04
8	427.31	14,63 8,25 26,01	14,60 8,29 26,90	0,03	0,04
9	427.31	14,63 8,25 29,07	14,60 8,29 29,96	0,03	0,04
10	427.31	14,63 8,25 32,13	14,60 8,29 33,02	0,03	0,04
11	427.31	14,63 8,25 35,19	14,60 8,29 36,08	0,03	0,04
12	427.31	14,63 8,25 38,25	14,60 8,29 39,14	0,03	0,04
13	427.31	14,63 8,25 41,31	14,60 8,29 42,20	0,03	0,04
14	427.31	14,63 8,25 44,37	14,60 8,29 45,26	0,03	0,04
15	448.98	14,59 8,08 47,43	14,60 8,26 48,34	0,01	0,18

Tableau:V.14. Caractéristiques Massique de la Structure.

Le tableau ci-après résumé les Valeur de L'excentricité Accidentelle de chaque niveau de la Structure:

Etage	Lx(m)	Ly (m)	ex (m)	ey (m)
RDC	28,8	16,2	0,03	0,04
1	28,8	16,2	0,03	0,04
2	28,8	16,2	0,03	0,04
3	28,8	16,2	0,03	0,04
4	28,8	16,2	0,03	0,04

5	28,8	16,2	0,03	0,04
6	28,8	16,2	0,03	0,04
7	28,8	16,2	0,03	0,04
8	28,8	16,2	0,03	0,04
9	28,8	16,2	0,03	0,04
10	28,8	16,2	0,03	0,04
11	28,8	16,2	0,03	0,04
12	28,8	16,2	0,03	0,04
13	28,8	16,2	0,03	0,04
14	28,8	16,2	0,03	0,04
15	28,8	16,2	0,03	0,04
16	28,8	16,2	0,01	0,18

Tableau: V.15. L'excentricité Accidentelle des Etages.

**V.14. conclusion :**

Après tous ces contrôles, nous pouvons dire que notre structure est une structure Parasismique. Les tableaux de l'annexe nous donnent les résultats adoptés par ROBOT 2014, ces résultats Les différents contraintes des éléments principaux de la structure son telles utilisées pour Calculez les armatures de ces éléments qui viendront dans notre prochain chapitre (calcul Des éléments principaux).

## VI.3.LES VOILES

### VI.3.1. FERRAILLAGE DES VOILES:

Les voiles sont des éléments de contreventement soumis à des chargements verticaux (charges permanentes et charges d'exploitations) et à des forces horizontales dues au séisme.

Les charges verticales provoqueraient des efforts normaux et des moments si ces efforts normaux sont excentrés, par contre les efforts horizontaux provoqueraient des efforts normaux, tranchants et des moments fléchissant, donc chaque voile sera ferrailé en flexion composée et nécessitait la disposition du ferrailage suivante :

- Dans le plan vertical : des aciers verticaux.
- Dans le plan horizontal : des aciers horizontaux.
- Des aciers transversaux.

### VI.3.2. Voiles sans ouvertures:

Leur étude consiste à les considérer comme des consoles sollicitées suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

$$\text{ELU : } 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{ELS : } G + Q$$

$$G + Q + E$$

$$0,8G \pm E$$

**VI.3.2.1. Calcul de la section d'armature :** selon les règles BAEL .91

#### \* Armatures verticales :

Soit le voile V2 niveau RDC

G+Q+Ey:

$$M=2394.70 \text{ KN.m}$$

$$N=582.56 \text{ KN}$$

$$h = 3.30 \text{ m ; } c = 5\text{cm}$$

$$d = h - c = 3.25\text{m ; } a = 0,16\text{m}$$

❖ Détermination de l'excentricité e :

$$e = \frac{M}{N} \Rightarrow e = \frac{2394.70}{582.56} = 4.11\text{m}$$

$$a = (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$



$$a = (0.337 \times 330 - 0.81 \times 50)16 \times 330 \times 17$$

$$a = 6346.92 \text{ KN}$$

$$b = N(d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M + N(d - \frac{h}{2})$$

$$M_{ua} = 2394.70 + 582.56(3.25 - \frac{3.30}{2})$$

$$M_{ua} = 3326.79 \text{ KN.m}$$

$$b = 582.56 \times (3.25 - 0.05) - 3326.79$$

$$b = 1462.59 \text{ KN}$$

a) b ..... Donc la section est partiellement comprimée.

### VI.3.2.2. Vérification de flambement :

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; \frac{20.e}{h})$$

$$\frac{20.e}{h} = \frac{20 \times 4.11}{3.30} = 24.90$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.5 \times 3.30}{3.30} = 0.5$$

$$\frac{l_f}{h} = 0.5 < 24.90 \dots \dots \dots \text{c.v}$$

### ❖ Calcul de ferrailage :

#### • Calcul des armatures à la flexion simple :

$$M_A = M_u + N_u(d - \frac{h}{2})$$

$$M_A = 2394.70 + 582.56(3.25 - \frac{3.30}{2}) = 3326.79 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = 22.17 \text{ MPa} \quad \text{Cas accidentel.}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa} \rightarrow (\gamma_s = 1) \quad \text{Cas accidentel.}$$

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{3326.79 \times 10^3}{22.17 \times 16 \times 325^2} = 0.088$$

$$\mu = 0.088 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu = 0.088 \Rightarrow \alpha = 0.1154 \Rightarrow \beta = 0.954$$

Donc  $A_f' = 0$

$$A_f = \frac{M_A}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{3326.79 \times 10^3}{400 \times 0.954 \times 325} = 26.82 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures à la flexion composée :** (N effort de compression)

$$A_{cal} = A_f - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 26.82 - \frac{582.56 \times 10^3}{100 \times 400} = 12.26 \text{ cm}^2$$

1. **L'armature verticale minimale :**

D'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de **Navier Bernoulli**

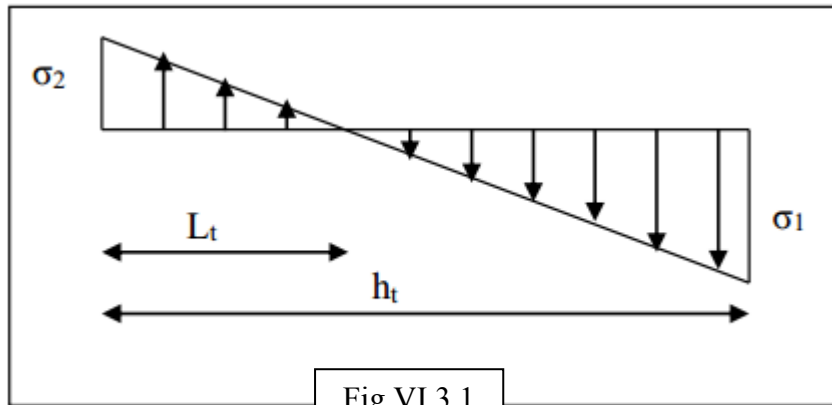


Fig.VI.3.1

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{582.56 \times 10^3}{160 \times 3300} + \frac{6 \times 2394.70 \times 10^6}{160 \times 3300^2} = 9.34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{582.56 \times 10^3}{160 \times 3300} - \frac{6 \times 2394.70 \times 10^6}{160 \times 3300^2} = -7.14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 > 0 ; \sigma_2 < 0 ; l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 3.30 \times \frac{7.14}{9.34 + 7.14} = 1.42 \text{ m}$$

Alors :  $A_{min}^{RPA} = 0.002 \times l_t \times a$

$$A_{min}^{RPA} = 0.002 \times 142 \times 16 = 4.54 \text{ cm}^2$$

- **Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :**
- globalement dans la section du voile : 0,15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{min}^g = 0.0015 \times b \times h$$

$$A_{min}^g = 0.0015 \times 16 \times 330 = 7.92 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

✓ Dans la zone tendue :  $A = \max(A_{cal}; A_{min}^{RPA}) \Rightarrow A = \max(12.26; 4.54) cm^2$

Alors on prend  $A=12.26 cm^2$ .

En zone courante :

$$h' = h - 2.l_t$$

$$h' = 330 - 2 \times 142 = 46 cm$$

$$A_{min2} = 0.001 \times b \times h'$$

$$A_{min2} = 0.001 \times 16 \times 46 = 0.73 cm^2$$

$$A_{tot} = 2 \times A_{tendu} + A_c \geq A_{min}^g$$

$$A_{tot} = 2 \times 12.25 + 0.73 = 25.23 cm^2 > A_{min}^g = 7.92 cm^2 \dots \dots \dots c.v$$

Donc :  $A_{tot} = 25.23 cm^2$

- **L'espacement**

✓ d'après (RPA99 version 2003)

$S < \min(1,5.a ; 30 cm) = \min(16 \times 1,5 ; 30 cm)$  On prendre :  $S=24 cm$

✓ Dans la zone  $h/10$  :

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{24}{2} = \min\left\{\frac{1,5.a}{2}, \frac{30}{2} cm\right\} \Rightarrow D = 12 cm$$

On prendre :  $D=12 cm$ .

Les espacements suivant le (B.A.E.L) sont négligés par rapport ceux donnés par le R.P.A.99

**Choix d'armature :**

$$A_{nap1} = A_{nap2} = \frac{A_{adp}}{2} = \frac{25.23}{2} = 12.61 cm^2$$

Soit  $A_{nap1} = 9HA14 = 13.85 cm^2$

$A_{nap2} = 9HA14 = 13.85 cm^2$

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (Art 7.7.2 RPA99 version 2003)

La contrainte de cisaillement est :  $\tau_b = 1.4 \times \frac{T_{calcul}}{b_0.d}$

Avec :

T : Effort tranchant à la base du voile.

$b_0$  : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile = 0.9 h.

h : Hauteur totale de la section brute.

**Application numérique:**

$$\tau_b = 1.4 \times \frac{1008 \times 10^3}{160 \times 0.9 \times 3300} = 2.96 \text{ MPa}$$

La contrainte limite est :  $\overline{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 6 \text{ MPa}$  (l'article 7.7.2 RPA 99/version 2003).

$$\tau_b \leq \overline{\tau}_b \Rightarrow \tau_b = 2.96 \text{ MPa} < \overline{\tau}_b = 6 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{c.v}$$

Alors, il n'y a pas de risque de cisaillement.

**2-Armatures horizontales :**

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

**\* Globalement dans la section du voile :**

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times a \times 1 \text{ m} = 0.0015 \times 16 \times 100 = 2.40 \text{ cm}^2$$

**En zone courante :**

$$A_{\min}^c = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 16 \times 100 = 1.6 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :  $A_{hor} = 6HA8 = 3.02 \text{ cm}^2$

**\* L'espacement des barres :**

**\* Armatures Horizontales:**

On a pour chaque nappe 3φ8 par mℓ, donc on prend St = 30 cm.

**Les Armatures Transversales :** (armatures perpendiculaires aux faces du mur) D'après les RPA99, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré, on prendra 05 épingle/m<sup>2</sup>

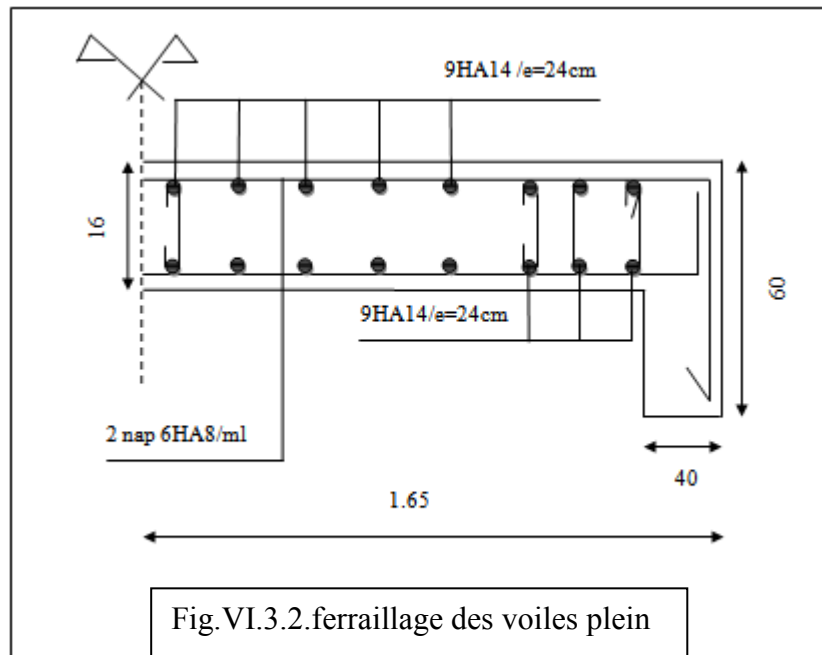
**Vérification de contrainte de compression : « à la base du refend »**

- Il faut que  $\sigma_c \leq \overline{\sigma}_b = 22.17 \text{ MPa}$

La vérification se fait pour la combinaison suivant : G+Q+E

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{582.56 \times 10^3}{160 \times 3300} + \frac{6 \times 2394.70 \times 10^6}{160 \times 3300^2} = 9.34 \text{ MPa} < 22.17 \text{ MPa}$$

VI.3.4. PRESENTATION DU FERRAILLAGE :



## VI.2. LES POUTRES

### VI.2.1. INTRODUCTION:

Les poutres sollicitées sont soumises à des moments de flexion, et des efforts tranchants, pour la simplification on ne tiendra pas compte des efforts normaux, les poutres seront alors étudiées en flexion simple.

D'après les annexes des combinaisons d'action, on prendra les moments max en travées et aux appuis. On calculera la section d'armatures à l'ELU puis on effectuera la vérification nécessaire à l'L.E.S.

### VI.2.2. Combinaisons d'actions :

En fonction du type de situation, nous distinguons les combinaisons suivantes :

#### ✓ Selon BAEL91:

- ELU :

1.35G+1.5Q en travée.

- ELS :

G+Q en travée.

#### ✓ Selon le RPA 99/version 2003 :

G+Q ±E sur appuis.

0,8G ±E sur appuis.

### VI.2.3. Recommandations du RPA 99/version 2003 :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :  
4% en zone courante.  
6 % en zone recouvrement.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de :  $50\emptyset$  en zone III.
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°. Dans notre cas, nous allons ferrailer les poutres les plus sollicitées.

- Le ferraillage sera fait pour une situation accidentelle (le cas la plus défavorable). Les poutres en travée seront ferraillées pour une situation durable transitoire, et en appui pour une situation accidentelle.
- Les résultats sont tirés a partir de logiciel ROBOT 2014 sous les combinaisons d'action suivants :

Combinaison	1.35G+1.5Q		G+Q		G+Q+E	
	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis
P.P (KN.m)	84.76	-173.16	61.45	-125.58	37.91	-251.29
P.S (KN.m)	66.56	-84.22	48.51	-61.08	20.45	-190.81

Tableau : VI.2.1

**VI.2.4. Étapes des calculs des armatures longitudinales :**

❖ **Poutre principale (30x45) :**

• **Ferraillage longitudinal :**

- **L'enrobage :**

$$c \geq 1 + \frac{\phi}{2}$$

$$\phi = \frac{h}{10} = \frac{45}{10} = 4.50cm$$

$$c \geq 1 + \frac{4.5}{2} = 3.25cm \Rightarrow c = 3.5cm$$

❖ **La Poutre secondaire (30x40):**

• **Ferraillage longitudinal :**

- **L'enrobage :**

$$c \geq 1 + \frac{\phi}{2}$$

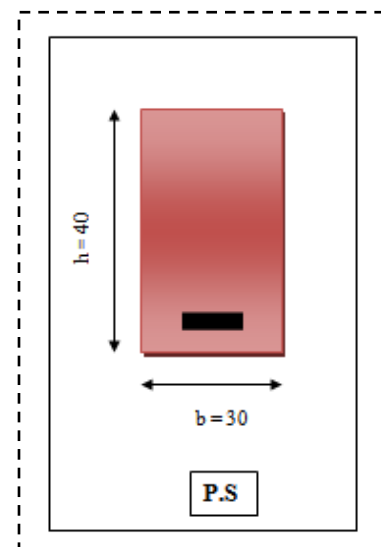
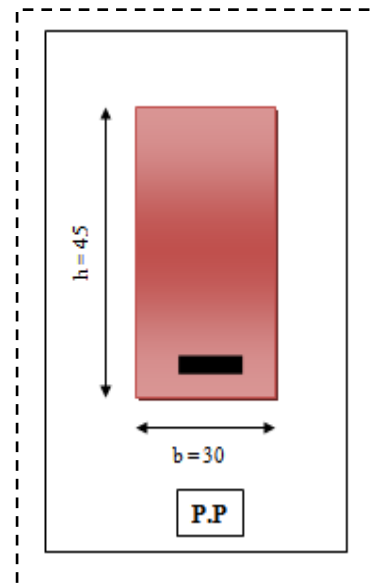
$$\phi = \frac{h}{10} = \frac{40}{10} = 4cm$$

$$c \geq 1 + \frac{4}{2} = 3cm \Rightarrow c = 3cm$$

• **ELU :**

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} ; \bar{\sigma}_b = 17MPa$$

$$\left. \begin{matrix} b = 30cm \\ h = 45cm \\ d = 41.50cm \end{matrix} \right\} P.P \quad ; \quad \left. \begin{matrix} b = 30cm \\ h = 40cm \\ d = 37cm \end{matrix} \right\} P.S$$



$$\mu < \mu_1 \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow \alpha = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] \Rightarrow \beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

• **ELS :**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant  $\sigma_s$ .
- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité

suivante est vérifier :  $\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

• **Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 (Art7.5.2.1) :**

$A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 6.75 \text{ cm}^2$  .....poutre principale.

$A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 6 \text{ cm}^2$  .....poutre secondaire.

• **Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 :**

4 % en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

• **Pourcentage minimal d'après le BAEL91 (Art.6.4)**

✓  $A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times h \times b = 0.001 \times 45 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$  .....poutre principale.

✓  $A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times h \times b = 0.001 \times 40 \times 30 = 1.20 \text{ cm}^2$  .....poutre secondaire.

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de

0.5% en toute section :  $A_{\min} > 0.5\% \cdot b \cdot h$  .....R.P.A.art – 7.5.21

✓  $A_{\min}^{R.P.A} = 0.005 \times h \times b = 0.005 \times 45 \times 30 = 6.75 \text{ cm}^2$  .....poutre principale.

✓  $A_{\min}^{R.P.A} = 0.005 \times h \times b = 0.005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$  .....poutre secondaire.

$A_{\max}^{R.P.A} = 4\% \cdot b \cdot h$  .....en zone courante.

$A_{\max}^{R.P.A} = 6\% \cdot b \cdot h$  .....en zone recouvrement.

• **Condition de non fragilité BAEL91(a.4.2.1):**

$$A_{\min}^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

✓  $A_{\min}^{BAEL} \geq 0.23 \times 30 \times 41.50 \times \frac{2.40}{400} = 1.71 \text{ cm}^2$  ..... poutre principale.

✓  $A_{\min}^{BAEL} \geq 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.40}{400} = 1.53 \text{ cm}^2$  .....poutre secondaire.



$$A = \max(A_{cal} ; A_{BAEL} ; A_{min}^{BAEL} ; A_{min}^{RPA}).$$

**VI.2.5. Calcul des armatures :**

	<i>h (cm)</i>	<i>b (cm)</i>	<i>d (cm)</i>	$\sigma_b$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
<i>P. Principale</i>	45	30	41.50	17	348
<i>P. Secondaire</i>	40	30	37	17	348

Tableau : VI.2.2

En travée :

❖ **Combinaisons: 1.35G+1.5Q**

*E.U.L :*

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} ; A_1 = \frac{M_{max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

	Mu(N.m)	M	$\mu_1$	$\alpha$	$\beta$	A travée (cm <sup>2</sup> )
<i>P.P</i>	84760	0.0964	0.392	0.1264	0.949	6.18
<i>P.S</i>	66560	0.0953	0.392	0.1264	0.949	5.44

Tableau : VI.2.3

*E.L.S :*

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

	$\alpha$	Mu (KN.m)	Mser (KN.m)	$\gamma$	$\bar{\alpha}$	condition
P.P	0.1264	84.76	61.45	1.37	0.485	vérifiée
P.S	0.1264	66.56	48.51	1.37	0.485	vérifiée

Tableau : VI.2.4

	$A_{travée}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}^{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )
P.P	6.18	1.71	1.35	6.75/2=3.37	6.18	4HA16=8.04
P.S	5.44	1.53	1.20	6/2=3	5.44	4HA14=6.16

Tableau : VI.2.5

Sur Appuis :

❖ La combinaison : G+Q+E :

Nappe supérieure :

	M (N.m)	$\mu$	$\mu_1$	$\alpha$	$\beta$	$A_{appuis}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>P.P</b>	251290	0.286	0.392	0.4322	0.827	21.03
<b>P.S</b>	190810	0.273	0.392	0.4096	0.836	17.72

Tableau : VI.2.6

❖ La combinaison : 0.8G+E :

	M (N.m)	$\mu$	$\mu_1$	$\alpha$	$\beta$	$A_{appuis}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>P.P</b>	115020	0.130	0.392	0.1748	0.930	8.56
<b>P.S</b>	58550	0.083	0.392	0.1099	0.956	4.75

Tableau : VI.2.7

	$A_{appuis}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}^{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>P.P</b>	21.03	1.71	1.35	6.75	21.03	6HA20+3HA10 =21.21
	8.56					
<b>P.S</b>	17.72	1.53	1.20	6	17.72	6HA16+6HA12 18.85
	4.75					

Tableau : VI.2.8. Récapitulatif

❖ Vérification de la flèche : BAEL91 (art. B.6.5.1)

✚ Les Poutres Principales :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{45}{530} = 0.084 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots c.v$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{8.04}{30 \times 41.50} = 0.0064 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots c.v$$

✚ Les Poutres Secondaires :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{510} = 0.078 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots c.v$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.16}{30 \times 37} = 0.0055 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots c.v$$

• **Vérification De La Contrainte De Cisaillement : BAEL 91 (art. A.5.1.1)**

🚧 **Les Poutres Principales :**

$$T_u^{\max} = 218.86KN$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = \frac{218860}{300 \times 415} = 1.75MPa$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 4MPa \quad (\text{Fissuration peu préjudiciable}).$$

$$\tau_u = 1.75MPa < \bar{\tau} = 4MPa \dots\dots\dots c.v$$

🚧 **Les Poutres secondaires :**

$$T_u^{\max} = 141.33KN$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = \frac{141330}{300 \times 370} = 1.27MPa$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 4MPa \quad (\text{Fissuration peu préjudiciable}).$$

$$\tau_u = 1.27MPa < \bar{\tau} = 4MPa \dots\dots\dots c.v$$

❖ **Les Armatures Transversales :**

🚧 **Les Poutres Principales :**

▪ **En zone nodale : RPA99 (art. A.7.5.2.2)**

$$St \leq \min (h/4; 12\phi_l; 30cm) = 10cm.$$

St : l'espacement des cours d'armatures transversales.

▪ **En zone courante: RPA99 (art. A.7.5.2.2)**

$$St \leq h/2 \rightarrow St \leq 22.5cm \rightarrow St = 15 cm$$

h: la hauteur de la poutre.

$$St \leq \min (0, 9.d; 40cm) \quad St \leq \min (37.35 cm; 40cm) \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

▪ **Section minimale des armatures transversales: BAEL91 (A.5.1.23)**

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b_0} \Rightarrow A_t \geq \frac{S_t \cdot 0.4 \cdot b_0}{f_e}$$

$$A_t = \frac{10 \times 0.4 \times 30}{235} = 0.510cm^2$$

▪ **Condition exigée par le RPA2003 :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$At = 0,003 \cdot St \cdot b.$$

$$At = 0,003 \times 10 \times 30 = 0.9 cm^2.$$

Soit:  $4\Phi 6 = 1.13\text{cm}^2$ .

#### ✚ Les Poutres secondaires :

- **En zone nodale : RPA99 (art. A.7.5.2.2)**

$$S_t \leq \min (h/4; 12\phi_l; 30\text{cm}) = 8.75\text{cm} \rightarrow S_t = 10\text{cm}$$

$S_t$  : l'espacement des cours d'armatures transversales.

- **En zone courante: RPA99 (art. A.7.5.2.2)**

$$S_t \leq h/2 \rightarrow S_t \leq 17.50\text{cm} \rightarrow S_t = 15\text{ cm}$$

h: la hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \min (0, 9.d; 40\text{cm}) \quad S_t \leq \min (33.30\text{ cm}; 40\text{cm}) \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

- **Section minimale des armatures transversales: BAEL91 (A.5.1.23)**

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b_0} \Rightarrow A_t \geq \frac{S_t \cdot 0.4 \cdot b_0}{f_e}$$

$$A_t = \frac{10 \times 0.4 \times 30}{235} = 0.510\text{cm}^2$$

- **Condition exigée par le RPA2003 :**

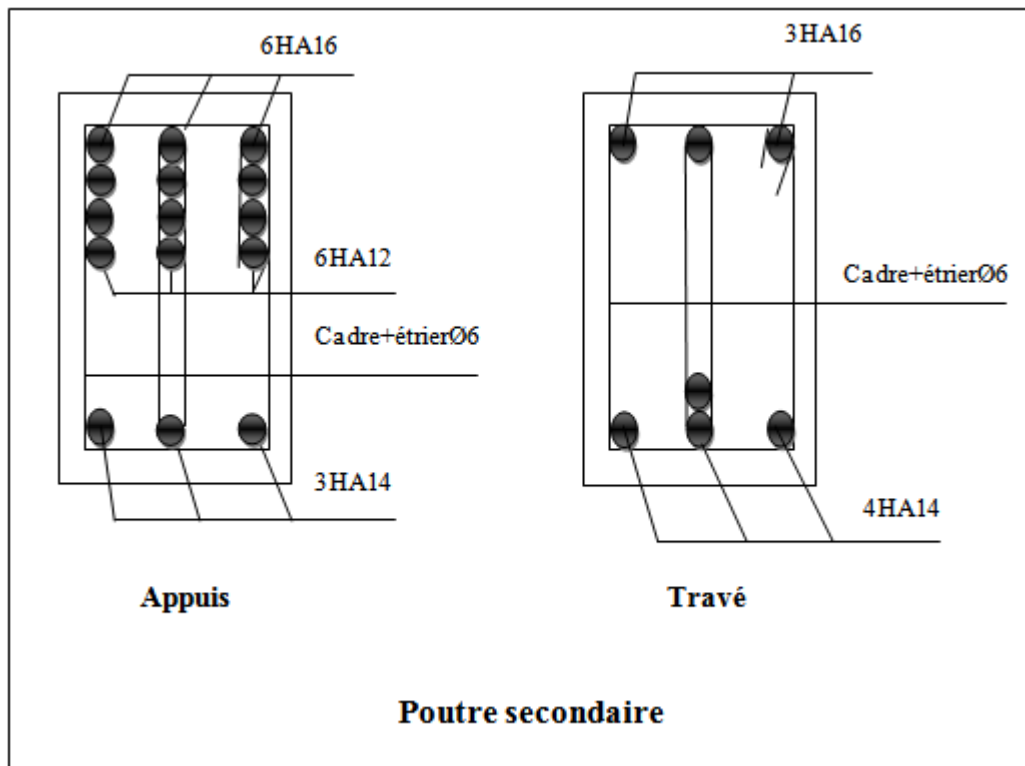
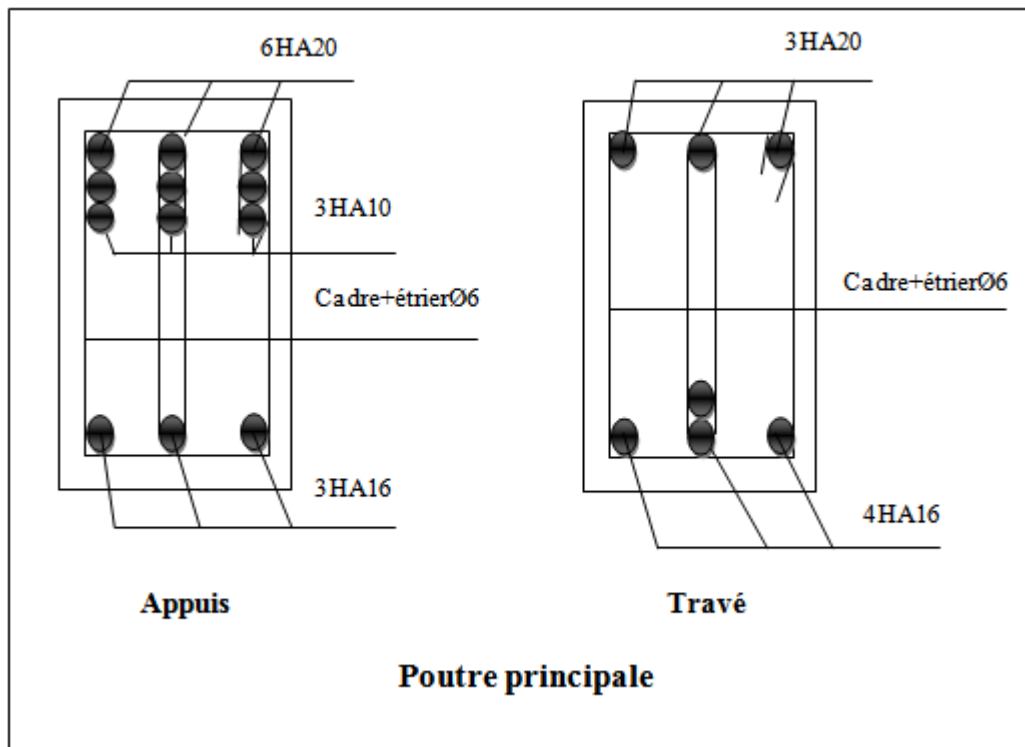
La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b.$$

$$A_t = 0,003 \times 10 \times 30 = 0.9\text{ cm}^2.$$

Soit:  $4\Phi 6 = 1.13\text{cm}^2$ .

VI.2.5. PRESENTATION DU FERRAILLAGE :



## VI.1. LES POTEAUX

### VI.1. INTRODUCTION:

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « **N** » et à un moment de flexion « **M** » dans les deux sens longitudinal, transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « **ELU** » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

### VI.2. FERRAILAGE DES POTEAUX :

Le ferrailage des éléments résistants doit respecter les règlements en vigueur en l'occurrence le *RPA99 version 2003* et le *BAEL 91*.

#### VI.2.1. CARACTERISTIQUES MECANIQUE DES MATERIAUX :

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeF400)		
	$\gamma_b$	$F_{c28}$ (Mpa)	$\sigma_{bu}$ (MPa)	$\gamma_s$	$F_e$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
<i>Durable</i>	1,5	30	17	1,15	400	348
<i>Accidentelle</i>	1,15	30	22.17	1	400	400

Tableau : VI.1

**VI.2.2. Le ferrailage :** Une section soumise à la flexion composées est dite partiellement comprimée si:

- ✓ N est un effort de compression et le centre pression (c) se trouve à l'extérieur de la section.
- ✓ N est un effort de compression et le centre (c) se trouve à l'intérieur de la section, et la condition suivante est remplie

$$a = (0.337h - 0.81c')b.h.f_{bu}$$

$$b = N(d - c') - M_{ua}$$

$$c = (0.5h - c')b.h.f_{bu}$$

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à L'article .A.4.3.5 du C.B.A 93 en adoptant une excentricité totale de calcul.

### VI.2.3. Les combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les combinaisons suivantes

- Selon B.A.E.L 91 :

$$\left\{ \begin{array}{l} ELU : 1.35G + 1.5Q \\ ELS : G + Q \end{array} \right\}$$

- Selon R.P.A 99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E(N_{\max} \rightarrow M_{corr}) \\ 0.8G \pm E(N_{\min} \rightarrow M_{corr}) \end{array} \right\}$$

Donc ils doivent être ferrailés en flexion composée à l' E.L.U.

#### a. Recommandation de (RPA 2003) :

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets :

- Leur pourcentage maximal en zone sismique III sera de :

$$A_{\max} = \frac{A_s}{b \times h} < 4\% \rightarrow \text{en zone courante}$$

$$A_{\max} = \frac{A_s}{b \times h} < 6\% \rightarrow \text{en zone recouvrement}$$

- Leur pourcentage minimal en zone sismique III sera de :

$$A_{\min} = A_s > 0.9\% b \times h \rightarrow \text{zone III}$$

- ✓ Le diamètre minimal est de 12 mm.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de :  $50 \Phi L_{\max}$  en zone III.
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III.
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques)

#### b. Armatures transversales :

##### ➤ BAEL91 : (art A.8.1,2)

1. Le diamètre des armatures transversales :  $\Phi_t \geq \frac{\Phi_1}{3}$

2. leur espacement :  $S_t \leq \min(15 \phi \ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

##### ➤ RPA99VER2003 (art. 7.4.2.2):

1. Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :  $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times F_e}$

$V_u$  : est l'effort tranchant de calcul.

$h_l$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_c$  : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ( $f_e$  235MPa).

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants

$\rho_a = 2.5$  Si  $\lambda_g \geq 5$ .

$\rho_a = 3.75$  Si  $\lambda_g < 5$ .

$S_t$  : est l'espace entre des armatures transversales

- La zone nodale :  $S_t \leq 10\text{cm}$  en zone III.

- La zone courante :  $S_t \leq \min(\frac{b_l}{2} ; \frac{h_l}{2} ; 10\phi_1)$  en zone III.

$\phi$ : Le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

2. La quantité des armatures transversales  $\frac{A_t}{S_t \times b_t}$  en % est donnée comme suit:

Si  $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.3\%$

Si  $\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8\%$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda_g$ : L'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ au } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

$l_f$  : longueur de flambement du poteau ( $l_f = 0.7 L$ ).

### c) Combinaison de calcul:

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données d'après le RPA 99 ver 2003 et BAEL 91 comme suit :

❖ D'après le **RPA99ver 2003** :

➤  $G + Q \pm E$

➤  $0.8 G \pm E$

❖ D'après le **BAEL 91** :

➤  $1.35 G + 1.5 Q$

➤  $G + Q$

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes

$N_{\max}$  : Mcorrespondant

$N_{\min}$  : Mcorrespondant



Mmax : Ncorrespondant

E.L.U		G + Q ± E		0.8G+E		E.L.S	
N <sub>max</sub> (KN)	M <sub>cor</sub> (KN.m)	M <sub>max</sub> (KN.m)	N <sub>cor</sub> (KN)	N <sub>min</sub> (KN)	M <sub>cor</sub> (KN.m)	N <sub>max</sub> (KN)	M <sub>cor</sub> (KN.m)
3080.58	20.94	190.75	2014.07	-93.75	5.13	2242.02	15.14

Tableau

**VI.1.3. Exemple de calcul :**

Soit le poteau du RDC (dimension 40×60) :

$c = c' = 4\text{cm}$

$d = h - c = 60 - 4 = 56\text{cm}$

acier Fe E400

$f_{c28} = 30\text{Mpa}$

$f_{bu} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b = 17 \text{ MPa} ;$

$L = 3.06\text{m}$  : hauteur totale du Poteau.

**VI.1.3.1. Ferraillage longitudinal :**

✓ **ELU: BAEL91 (art A.4.3):**

Les sections soumises à un effort normal de compression sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de résistance de forme en adoptant une excentricité totale de calcul :  $e_t = e_1 + e_2$   
Cependant il est possible de tenir compte des effets du second ordre de façon forfaitaire lorsque :

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; 20 \frac{e_1}{h})$$

Avec : **h** : la hauteur totale de la structure dans la direction du flambement.

**e1** : excentricité (dite du premier ordre) de la résultante des contraintes normales ;

y compris l'excentricité additionnelle.  $e_1 = \frac{M}{N} + e_a$

**ea** : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques des efforts appliqués

$e_a = \max(2\text{cm}, L/250)$

$e_a = \max(2\text{cm}, 306/250) \rightarrow e_a = \max(2\text{cm}, 1.224\text{cm}) \rightarrow e_a = 0.02 \text{ m.}$

**e2** : excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3I_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \cdot \phi)$$

$\alpha$  : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient  $\alpha$  est compris entre 0 et 1.

$\Phi$  : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considéré, ce rapport est généralement pris égale à 2.

$$l_f = 0.7 \cdot L = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3I_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \cdot \phi)$$

$$e_0 = \frac{M}{N} \Rightarrow e_0 = \frac{20.94}{3080.58} = 0.0067 \text{ m} \Rightarrow e_0 = 0.67 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 0.67 = 2.67 \text{ cm}$$

on peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

$$\text{Si } \frac{l_f}{h} \leq \max(15; 20 \frac{e_1}{h})$$

$l$  : hauteur totale du Poteau.

$l_f$  : longueur de flambement du poteau

$$l_f = 0.7 \times 10 = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m.}$$

$$3.57 < \max(15; 0.89)$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$e_2 = \frac{3I_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \cdot \phi) \quad ; \quad \phi : \text{généralement on prend } \phi = 2$$

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} \Rightarrow \lambda = 3.46 \times \frac{2.142}{0.60} = 12.35$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \Rightarrow \alpha = 0.70$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.60} (2 + 0.70 \times 2) \Rightarrow e_2 = 0.0077 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 \Rightarrow e = 2.67 + 0.77 \Rightarrow e = 3.44 \text{ cm}$$

$$M \text{ corrigé} = N_{\text{ELU}} \cdot e = 3080.58 \times 0.0344 = 105.97 \text{ KN.m}$$

✓ **Les efforts corrigés seront :**

$$N_{\text{MAX}} = 3080.58 \text{ K N} ; M \text{ corrigé} = 105.97 \text{ K N.m.}$$

$$a = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$a = (0.337 \times 60 - 0.81 \times 4) \cdot 40 \times 60 \times 17 = 692784 \text{ (N.m)}$$

$$a = 692.784 \text{ KN.m}$$

$$b = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 20.94 + 3080.58(0.56 - 0.60/2) = 821.89 \text{KN.m}$$

$$b = 3080.58 (0.56 - 0.04) - 821.89 = 780.01 \text{KN.m}$$

$$c = (0.5h - c') b . h . f_{bu}$$

$$c = (0.5 \times 600 - 40) 400 \times 600 \times 17 = 1060800000 \text{N.mm}$$

$$c = 1060.80 \text{KN.m}$$

$b < c$  ; Donc la section est entièrement comprimée.

$$\psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - 100M_{ua}}{100.b.h^2 . \sigma_{bc}}}{0.8571 - \left(\frac{c'}{h}\right)}$$

$$\psi = \frac{0.3571 + \frac{3080.58 \times (56 - 4) - 100 \times 821.89}{100 \times 40 \times 60^2 \times 17}}{0.8571 - \left(\frac{4}{60}\right)} \Rightarrow \psi = 0.45$$

$$1000\varepsilon'_s = 2 + (3.437 - 8.019 \frac{c'}{h}) \sqrt{1 - \psi}$$

$$1000\varepsilon'_s = 2 + (3.437 - 8.019 \times \frac{4}{60}) \sqrt{1 - 0.45} \Rightarrow 1000\varepsilon'_s = 4.15$$

$$1000\varepsilon'_s = 4.15 > 2\text{‰} \Rightarrow \sigma'_s = \frac{Fe}{\gamma_s}$$

$$A'_1 = \frac{N_u - \psi . b . h . \bar{\sigma}_b}{\sigma'_s}$$

$$A'_1 = \frac{3080580 - 0.45 \times 400 \times 600 \times 22.17}{400} = 1715 \text{mm}^2 = 17.15 \text{cm}^2 \quad ; \quad A_2 = 0$$

✓ **G+Q ±E:**

$$M_{\text{MAX}} = 190.75 \text{KN.m} \quad ; \quad N_{\text{cor}} = 2014.07 \text{KN}$$

$$e_a = \max(2 \text{cm}, \frac{L}{250})$$

$$\frac{L}{250} = \frac{306}{250} = 1.224 \text{cm}$$

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

$$e_0 = \frac{M}{N} \Rightarrow e_0 = \frac{190.75}{2014.07} \Rightarrow e_0 = 0.0947 \text{m}$$

$$e_1 = e_a + e_0 \Rightarrow e_1 = 2 + 9.47 = 11.47 \text{cm}$$

$$e_2 = \frac{3I_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \cdot \phi)$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.60} (2 + 0.70 \times 2) \Rightarrow e_2 = 0.0077m$$

$$e = e_1 + e_2 \Rightarrow e = 11.47 + 0.77 \Rightarrow e = 12.24cm$$

$$M \text{ corrigé} = N_{ELU} \times e = 2014.07 \times 0.1224 = 246.52 \text{ KN.m.}$$

✓ **Les efforts corrigés seront :**

$$N = 2014.07 \text{ KN} ; M \text{ corrigé} = 246.52 \text{ K N.m.}$$

$$a = (0.337 \cdot h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bu}$$

$$a = (0.337 \times 60 - 0.81 \times 4) 40 \times 60 \times 22.17 = 903471840 \text{ N.mm}$$

$$a = 903.47 \text{ KN.m}$$

$$b = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 190.75 + 2014.07(0.56 - 0.60/2) = 714.40 \text{ KN.m}$$

$$b = 2014.07 (0.56 - 0.04) - 714.40 = 332.91 \text{ KN.m}$$

$$b = 332.91 \text{ KN.m}$$

$a > b$  ; Donc la section est partiellement comprimée.

✓ **Détermination des armatures à la flexion simple :**

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{714.40 \times 10^3 \times 10^3}{22.17 \times 400 \times 560^2} = 0.256$$

$$\bar{\sigma}_b = 22.17 \text{ MPa}, \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \Rightarrow \text{situation accidentelle.}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow \alpha = 0.3768 \rightarrow \beta = 0.849$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{714.40 \times 10^3 \times 10^3}{400 \times 0.849 \times 560} = 3756 \text{ mm}^2 = 37.56 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 3756 - \frac{2014.07 \times 10^3}{100 \times 400} = 3705 \text{ mm}^2 = 37.05 \text{ cm}^2$$

✓ **0,8G+E:**

$$N_{\min} = -93.75 \text{ KN} ; M_{\text{corr}} = 5.13 \text{ KN.m}$$

$$e_a = \max(2cm; \frac{L}{250})$$

$$\frac{L}{250} = \frac{306}{250} = 1.224 \text{ cm}$$

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

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{5.13}{93.75} = -0.0547m = -5.47cm$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 - 5.47 = -3.47cm$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.60} (2 + 0.70 \times 2) \Rightarrow e_2 = 0.0077m$$

$$e = e_1 + e_2 = -3.47 + 0.77 = -2.70cm$$

$$M \text{ corrigé} = NELU.e = -93.75 \times (-0.027) = 2.53KN.m$$

✓ **Les efforts corrigés seront :**

$$N = -93.75K N ; M_{\text{corrigé}} = 2.53K N.m$$

$$a = (0.337 h - 0.81 c') b.h. \sigma_{bu} = (0.337 \times 60 - 0.81 \times 4) 40 \times 60 \times 22.17$$

$$a = 903471840 N.mm = 903.47KN.m$$

$$b = Nu (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + Nu \times (d - h/2) = 5.13 + 93.75(0.56 - 0.60/2) = -19.24KN.m$$

$$b = -93.75(56 - 4) - (-19.24) = 4855.76KN.m$$

$$c = (0.5h - c') b.h. f_{bu}$$

$$c = (0.5 \times 600 - 40) 400 \times 600 \times 22.17 = 1060800000 N.mm$$

$$c = 1060.80KN.m$$

$b > c$  ; Donc la section est entièrement comprimée.

$$A_1 = \frac{M_{ua} - (d - 0.5h) b.h. \sigma_{bu}}{(d - c). \sigma_s}$$

$$A_1 = \frac{-19.24 \times 10^3 - (56 - 0.5 \times 60) 40 \times 60 \times 22.17}{(56 - 4) 400} = -67.43cm^2$$

$$A_2 = \frac{-93.75 \times 10^3 - 100 \times 40 \times 60 \times 22.17}{100 \times 400} + 67.43 = -67.93cm^2$$

### VI.1.3.2. Vérification des sections : RPA (99ver2003) :

❖ D'après (RPA2003) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

$$A_{\min} = A_s \geq 0.9\% b \times h \rightarrow \text{zone III}$$

$$❖ A_{\min} = A_s \geq 0.009 \times (40 \times 60) = 21.60cm^2$$

**zone courante :**

$$A_{\max} = (3 \times b \times h) / 100 = (3 \times 40 \times 60) / 100 = 72 cm^2$$

**zone de recouvrement :**

$$A_{\max} = (6 \times b \times h) / 100 = (6 \times 40 \times 60) / 100 = 144 cm^2.$$

**VI.1.3.3. Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2**

$$A_{\min} = 0.23 . d . b . \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 56 \times 40 \times \frac{2.4}{400} = 3.09 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{\min}^{BAEL}; A_{\min}^{RPA}) = 37.05 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6HA25 + 4HA16 = 37.49 cm<sup>2</sup>

**VI.1.3.4. Vérification à L'ELS:**

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

\* les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de (N ser , M ser).

La fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

La contrainte du béton est limitée par :  $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPA}$

la contrainte d'acier est limitée par :  $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$

**Les poteaux sont calculés en flexion composée.**

N<sub>ser</sub> = 2242.02K N; M<sub>ser</sub> = 15.14KN.m.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{15.14}{2242.02} = 0.0067 \text{ m} < \frac{h}{6} = \frac{0.60}{6} = 0.1 \text{ m}$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que  $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$ .

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A_1 + A_2) = 40 \times 60 + 15(37.49) = 2962.35 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A_1 \cdot c + A_2 \cdot d) \right]$$

$$v_1 = \frac{1}{2962.35} \left[ \frac{40 \times 60^2}{2} + 15(18.74 \times 4 + 18.74 \times 56) \right] = 30 \text{ cm}$$

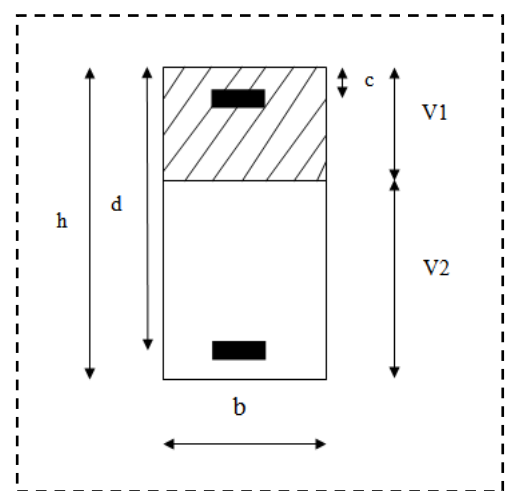
$$v_2 = h - v_1$$

$$v_2 = 60 - 30 = 30 \text{ cm}$$

$$I_{xx} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1 \cdot (v_1 - c_1)^2 + A_2 \cdot (v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{40}{3} (30^3 + 30^3) + 15(18.74(30 - 4)^2 + 18.74(30 - 4)^2) = 1100047.20 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$



$M_G$ : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène

$$M_G = 15.14 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{100B_0} = \frac{2242.02 \times 10^3}{100 \times 2962.35} = 7.56 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{15.14 \times 10^3}{1100047.20} = 0.0137$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K.v_1$$

$$\sigma_b = 7.56 + 0.0137 \times 30 = 3.10 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa} \dots\dots\dots (c.v)$$

Donc les armatures déterminées pour L' E.L.U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de  $\sigma_s$  à L'E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[7.56 + 0.0137(30 - 4)] = 118.74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[7.56 - 0.0137(56 - 30)] = 108.06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^1 = 118.74 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = f_e / 400 = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots (c.v)$$

$$\sigma_s^2 = 108.06 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = f_e / 400 = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots (c.v)$$

#### ❖ Vérification du poteau à l'effort tranchant :BAEL91( A.5.1,212) :

On prend l'effort tranchant max et on généralise la section d'armatures pour tous les poteaux.

La combinaison (G + Q ± E) donne l'effort tranchant max .

$$V_{\max} = 177.78 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{b.d} = \frac{177.78 \times 10^3}{400 \times 560} = 0.79 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.79 \text{ MPa} < \overline{\tau} = 4 \text{ MPa} \dots\dots\dots (c.v)$$

#### VI.1.4. Calcul d'armature transversale: Selon (RPA99 version 2003) ART 7.4.2.2

les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e}$$

V : est l'effort tranchant de calcul.

h : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ( $f_e = 235 \text{ MPa}$ ).

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les effort tranchants.

$$\rho_a = 3.75 \text{ Si } \lambda_g < 5.$$

$$\rho_a = 2.5 \text{ Si } \lambda_g > 5.$$

$\lambda_g$ : L'élanement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

$l_f$  : longueur de flambement du poteau ( $l_f = 0,7 L$ ).

Dans notre cas

$$\lambda_g = \left( \frac{2.142}{0.40} \text{ ou } \frac{2.142}{0.60} \right) \Rightarrow \lambda_g = 5.35 > 5 \rightarrow \rho_a = 2.50$$

$St$  : c'est l'espacement des armatures transversales

selon (ART 7.4.2.2 R.P.A ) ZONE III :

✓ La zone nodale :  $St \leq 10\text{cm}$ , en prend  $St = 10\text{ cm}$

✓ La zone courante :  $St \leq \text{Min} (b/2, h/2, 10\phi) \Rightarrow (20, 30, 10 \times 2.5)\text{cm}$

en prend  $St = 20\text{cm}$

$\phi$  : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

On optera alors un espacement de 10 cm en zone nodale et de 20 cm en zone courante.

Alors :

• **En zone nodale :**

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \cdot S_t = \frac{2.5 \times 17778 \times 0.1}{60 \times 235} = 0.31 \text{ cm}^2$$

• **En zone courante :**

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \cdot S_t = \frac{2.5 \times 17778 \times 0.2}{60 \times 235} = 0.63 \text{ cm}^2$$

$A_t = 0.63 \text{ cm}^2$  soit:  $4\phi 8$

❖ **Vérification des cadres des armatures minimales: RPA99version2003 (7.4.2.2):**

Soit la quantité d'armature minimale (Zone III).

$$\frac{A_t}{S_t \cdot b} (\%) = \begin{cases} 0.3\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes.

**Dans la zone nodale :**  $St = 10\text{ cm}$



$$\frac{A_t}{S_t \cdot b} \geq 0.3\% \Rightarrow 0.8 > 0.31 > 0.3 \dots \text{alors la condition est vérifiée.}$$

Dans la zone courant :  $St = 20 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t \cdot b} \geq 0.3\% \Rightarrow 0.8 > 0.63 > 0.3 \dots \text{alors la condition est vérifiée.}$$

• **BAEL91 : (art A.8.1,3) :**

1. **Le diamètre des armatures transversales :**  $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$

$$\phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm}$$

- Le diamètre des armatures transversales :  $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$  Condition Vérifiée

2. **leur espacement :**  $St \leq \min (15 \phi_l ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$St \leq \min (30 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 70 \text{ cm}) \dots \text{Condition Vérifiée.}$

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	Barres	St (cm)	
			Zone nodale	Zone courante
RDC-15 <sup>eme</sup>	40×60	6HA25+4HA16	10	20

VI.1.5. PRESENTATION DU FERRAILLAGE :

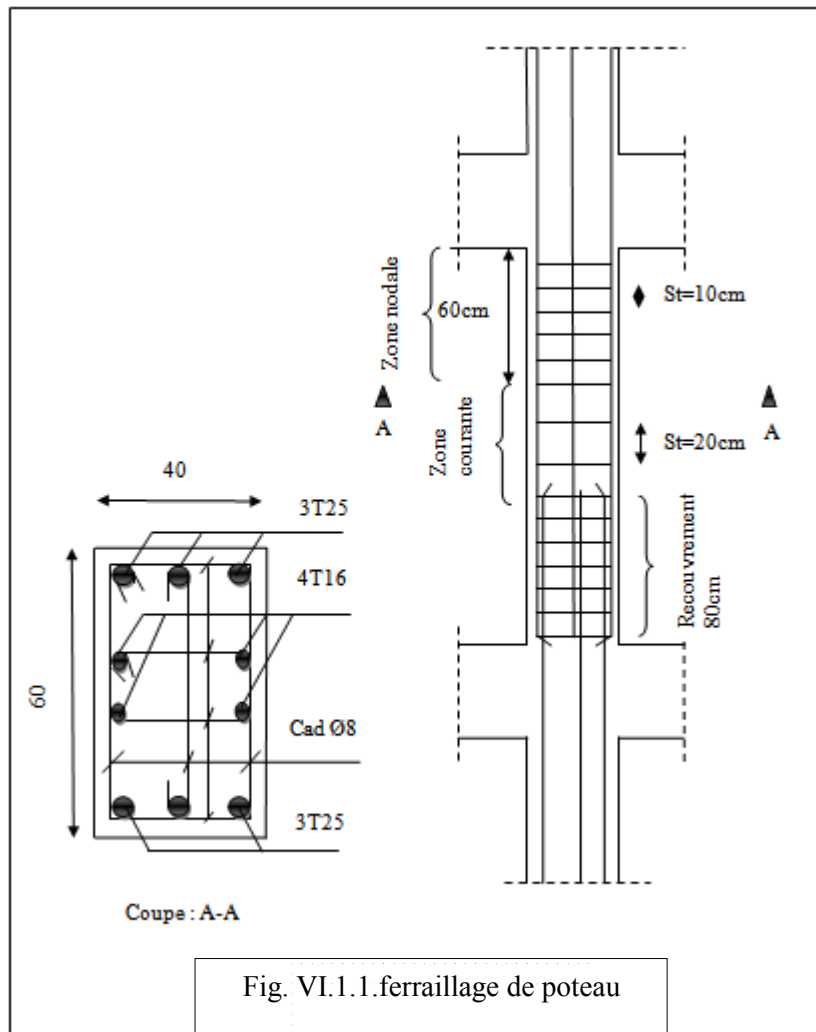


Fig. VI.1.1.ferraillage de poteau

### III.3. L'ESCALIER

#### III.3.1. Définition :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une succession de gradins, et permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

L'escalier de notre bâtiment est en béton armé coulé sur place.

#### III.3.2. Pré dimensionnement:

Pour dimensionner les marches on utilise la formule de « BLONDEL » :  $60 \leq g + 2h \leq 66\text{cm}$

- Les marches :  $g = 30\text{cm}$ .....  $28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm}$
- Les contremarches :  $h = 17\text{cm}$ .....  $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$
- $g + 2h = 30 + 2 \times 17 = 64\text{cm}$ ..... (c.v)
- Nombre des marches = Nombre des contremarches - 1 = 18 marches
- Longueur des marches et des paliers on prend 130cm

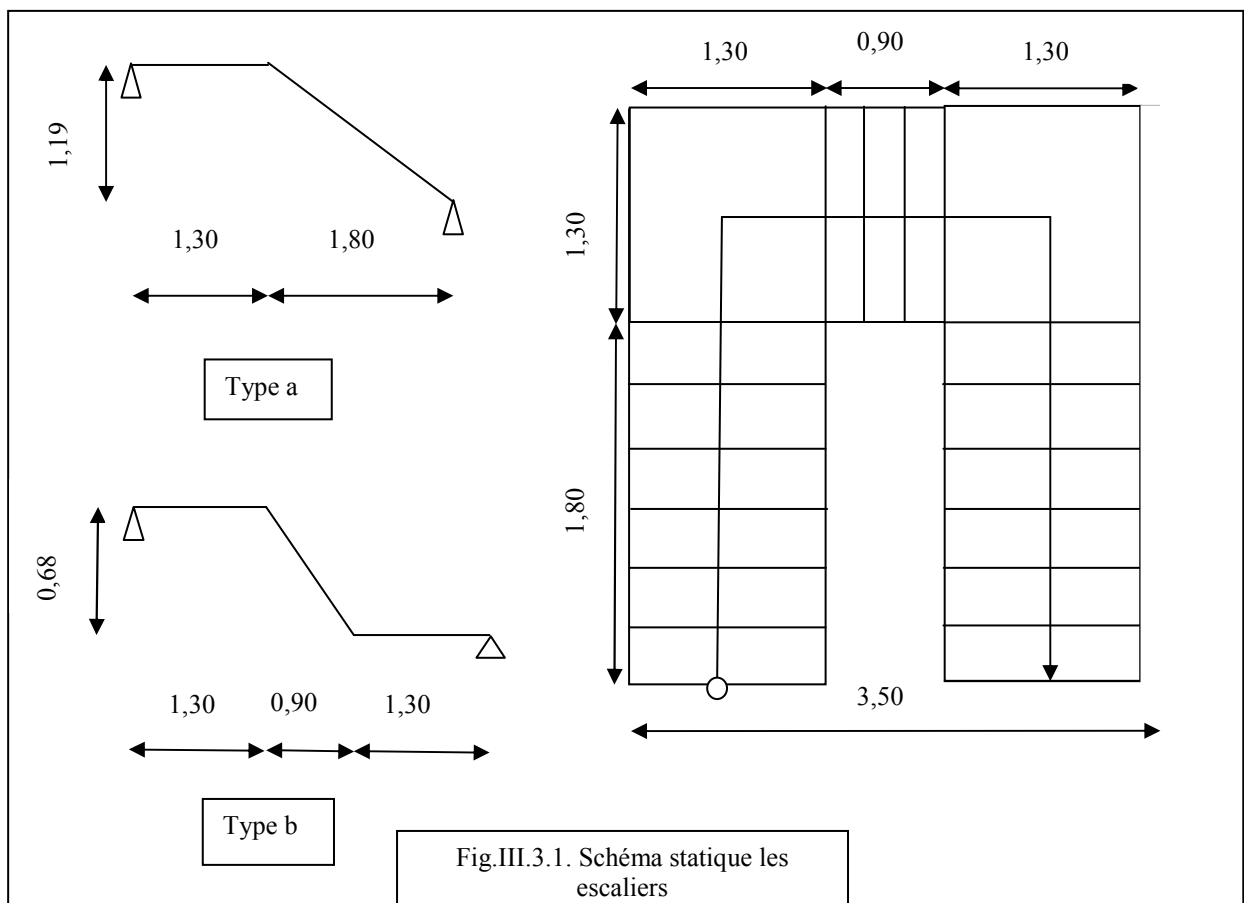


Fig.III.3.1. Schéma statique les escaliers

## ➤ Nombre des contremarches:

$$n = H/h$$

$$\left\{ n = \frac{H}{h} \right\} \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Type}(a) \Rightarrow n = \frac{119}{17} = 7 \\ \text{Type}(b) \Rightarrow n = \frac{68}{17} = 4 \end{array} \right.$$

**Détermination de l'épaisseur de la paille :**

$$e = \left( \frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) \times L_{\max}$$

$$\{ L = L' + L_{\text{palier.de.repos.}} \}$$

$$\{ \text{Type}(a) \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} L' = \sqrt{L^2 + H^2} = \sqrt{(180)^2 + (119)^2} = 216 \text{ cm} \\ L = L' + L_{\text{Palier}} = 216 + 130 = 346 \text{ cm} \end{array} \right. \}$$

$$\{ \text{Type}(b) \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} L' = \sqrt{L^2 + H^2} = \sqrt{(90)^2 + (68)^2} = 112.8 \text{ cm} \\ L = L' + L_{\text{Palier}(1)+\text{Palier}(2)} = 112.8 + [2 \times (130)] = 372.8 \text{ cm} \end{array} \right. \}$$

$$\text{Donc} \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} L_{\max} = 372.8 \text{ cm} \\ e = \left( \frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) \times 372.8 = (12.6 \div 18.9) \end{array} \right\} \Leftrightarrow (e = 15 \text{ cm})$$

**III.3.3. METHODE DE CALCUL :**

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple.

Le calcul des armatures se fait sur une bonde de 1 m de largeur.

**III.3.3.1. LES CHARGES APPLIQUEES :****III.3.3.2. Charge permanente : (DTR B.C 2.2)****A. paille :**

- poids propre de la paille :  $\frac{25 \times 0,15}{\cos 29,54} \times 1,30 = 5.60 \text{ KN/m}$

$$\text{tg} \alpha = \frac{h}{g} = 0.566 \Leftrightarrow \{ \alpha = 29.54^\circ \}$$

- poids propre des marches :  $\frac{22 \times 0,17}{2} \times 1,30 = 2.43 \text{ KN/m}$
- poids propre du mortier :  $20 \times 0,02 \times 1,30 = 0.52 \text{ KN/m}$

- poids propre des carrelages :  $22 \times 0,02 \times 1,30 = 0.57 \text{ KN/m}$
- poids propre de l'enduit :  $10 \times 0,01 \times 1,30 = 0.13 \text{ KN/m}$
- garde corps (métal léger) :  $0.10 \text{ KN/m}$

$$g = 9.35 \text{ KN/m}$$

**B. palier :**

- poids propre du palier :  $25 \times 0,20 \times 1,30 = 6.50 \text{ KN/m}$
- poids propre du mortier :  $20 \times 0,02 \times 1,30 = 0.52 \text{ KN/m}$
- poids propre des carrelages :  $22 \times 0,02 \times 1,30 = 0.57 \text{ KN/m}$
- poids propre de l'enduit :  $10 \times 0,01 \times 1,30 = 0.13 \text{ KN/m}$

$$g = 7.72 \text{ KN/m}$$

**III.3.3.3. Surcharge d'exploitation: (DTR B.C 2.2)**

$$\left. \begin{aligned} Q &= 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ q &= Q \times 1.3 = 2.50 \times 1.3 = 3.25 \text{ KN} / \text{m} \end{aligned} \right\}$$

**III.3.4. COMBINAISONS D'ACTION :**

- **E.L.U** :  $P_u = (1.35 \times g) + (1.5 \times q)$
- **ELS** :  $P_{ser} = g + q$
- **Type a :**

Elément	Paillasse (a) (KN/m)	PALIERE (KN/m)
<b>ELU</b>	<b>17.50</b>	<b>15.29</b>
<b>ELS</b>	<b>12.60</b>	<b>10.97</b>

**III.3.5. DETERMINATION DES SOLLICITATIONS :**

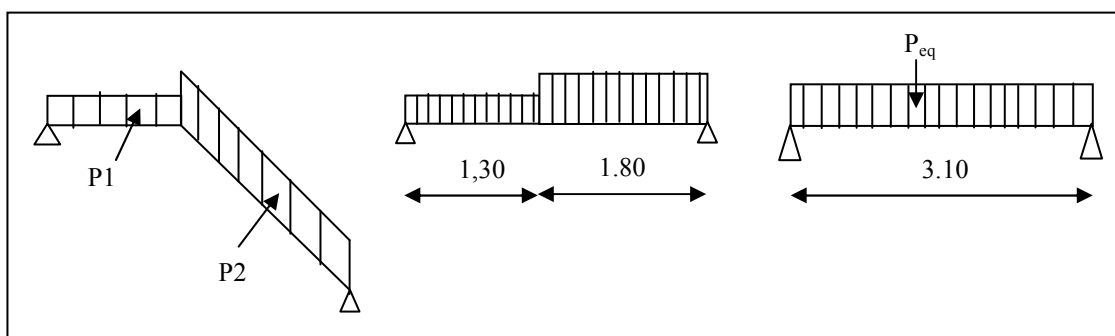


Fig.III.3.2.Schéma statique d'escalier

- La charge équivalente  $\Rightarrow \left\{ P_{eq} = \frac{(P_1 \times L_1) + (P_2 \times L_2)}{(L_1 + L_2)} \right\}$

- Le moment isostatique  $\Rightarrow \left\{ M_0 = P_{eq} \times \left( \frac{L^2}{8} \right) \right\}$

- L'effort tranchant  $\Rightarrow \left\{ T_u = P_{eq} \times \left( \frac{L}{2} \right) \right\}$

Elément	$P_{eq} (KN / m)$	$M_0 (KN.m)$	$M_{appui} = 0.3M_0$	$M_{Trave} = 0.85M_0$	$T_u (KN)$
<b>ELU</b>	16.57	19.90	5.97	16.91	25.68
<b>ELS</b>	11.91	14.30	4.29	12.15	18.46

**III.3.6. CALCUL DE FERRAILLAGE :**

**III.3.6.1. ARMATURES LONGITUDINALES :**

• **Type (a) :**

▪ **E.L.U :**

$f_e = 400MPa \rightarrow \sigma_s = 348MPa \rightarrow \bar{\sigma}_b = 17MPa \rightarrow \mu l = 0.392$

$\mu = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} \Rightarrow \mu < \mu l \Leftrightarrow A' = 0$

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}); \beta = (1 - 0,4\alpha); A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$

$d = h - c \Rightarrow d = 15 - 2 = 13cm; b = 100cm$

Elément	$M (KN.m)$	$\mu$	$\beta$	$A_{calcul} (cm^2)$
<b>Travée</b>	16.91	0.058	0.970	3.85
<b>Appuis</b>	5.97	0.020	0.990	1.33

▪ **E.L.S :**

- La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant  $\{\sigma_s\}$ .
- la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  avec:  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

Elément	$\alpha$	$M_u$	$M_{ser}$	$\gamma$	$f_{c28}$	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	0.0747	16.91	12.15	1,39	30	0,495	c.v
Appuis	0.0252	5.97	4.29	1,39	30	0,495	c.v

**III.3.6.2. CONDITIONS DE NON FRAGILITE :** ..... [BAEL91 (art A.4.2.1)]

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} \geq 1.79 \text{cm}^2$$

**III.3.6.3. POURCENTAGE MINIMAL:** ..... [BAEL 91 (art B.6.4)]

$$A'_{\min} \geq 0.001 \times b \times d = 0.001 \times 100 \times 13 = 1.30 \text{cm}^2$$

Donc  $A = \max(A_{calcul} - A_{\min} - A'_{\min})$

**• TABLEAU RÉCAPITULATIF DU FERRAILLAGE :**

Elément	$A_{calcul} (\text{cm}^2)$	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	$A'_{\min} (\text{cm}^2)$	$A_{\max} (\text{cm}^2)$	$A_{adopte} (\text{cm}^2)$
Travée	3.85	1.79	1.30	3.85	5T10=3.93
Appuis	1.33	1.79	1.30	1.79	4T8=2.01

**III.3.6.4. VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :**

La contrainte tangente  $\tau_u$  : ..... [BAEL91 (art A.5.1.1)]

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \left\{ \begin{array}{l} T_{\max} = 25.68 \text{KN} \\ b_0 = 100 \text{cm} \rightarrow d = 13 \text{cm} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = \frac{25.68 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.197 \text{MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.20 \times \frac{f_{28}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa} \right) \dots \dots \dots (\text{BAEL91.art.A.5.1.211})$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.20 \times \frac{30}{1.5}, 5 \text{MPa} \right) \Leftrightarrow \bar{\tau}_u = 4 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.197 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 4 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{c.v}$$

III.3. 6.5. LES ARMATURES DE REPARTITION :  $A_t = \frac{A_L}{4}$

Elément	$A_t(cm^2)$	$A_t (cm^2)$	$A_{adp}(cm^2)$
Travée	3.93	0.98	4T6=1.13
Appuis	2.01	0.50	3T6=0.85

III.3.6.6. ESPACEMENT ENTRE LES ARMATURES : .... [BAEL91 (art A.8.2.42)]

a). Armatures longitudinales :

$$\{S_l \leq \min(3h; 33cm) \Rightarrow \min(45cm, 33cm) \Rightarrow S_l \leq 33cm\}$$

On prend  $S_l = 25cm$ .

b). Armatures transversales :

$$\{S_t \leq \min(4h; 45cm) = \min(60cm, 45cm) \Rightarrow S_t \leq 45cm\}$$

On prend  $S_t = 33cm$  on travée et 33cm on appuis.

III.3. 6.7. VERIFICATION DE LA FLECHE: BAEL91 (art B.6.5.2)

$$\{Type(a)\} \Rightarrow \left. \begin{array}{l} \left\{ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{15}{310} = 0.048 < \frac{0.85}{10} = 0.085 \dots\dots\dots c.n.v \right\} \\ \left\{ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{F_e} \Rightarrow \frac{3.93}{13 \times 100} = 0.0030 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots c.v \right\} \\ \left\{ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{310} = 0.048 < 0.0625 \dots\dots\dots c.n.v \right\} \end{array} \right\}$$

Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

$$\{\Delta F_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) < f_{adm}\}$$

$\left\{ Avec : f_{adm} = \frac{L}{500} \right\} \Leftrightarrow$  pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à (5m)..... [(BAEL 91(art B.6.5.3)]



III.3.7. CALCUL DE LA FLECHE :..... [BAEL 91 (art B.6.5.2)]

III.3.7.1. TYPE (a) :

- Position du centre de gravité de la section homogène :

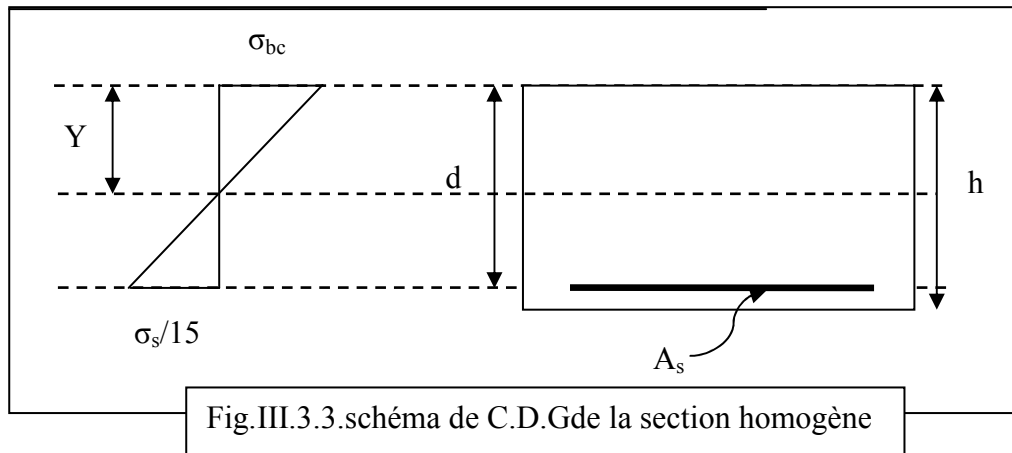


Fig.III.3.3.schéma de C.D.Gde la section homogène

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i} = \frac{\left( b \times h \times \frac{h}{2} \right) + (\eta \times A_s \times d)}{(b \times h) + (\eta \times A_s)}$$

Avec :  $\eta = E_s/E_b = 15$ .....  $\eta$  : coefficient d'équivalence.

$$\left\{ Y_G = \frac{\left( 100 \times 15 \times \frac{15}{2} \right) + (15 \times 3.93 \times 13)}{(100 \times 15) + (15 \times 3.93)} = 7.707 \text{ cm} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Y'_G = h - Y_G = 15 - 7.707 = 7.293 \text{ cm} \\ \delta = d - Y_G = 13 - 7.707 = 5.293 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

- Calcul du moment d'inertie de la section homogène:

$$I_0 = \frac{b}{3} (Y_G^3 + Y'_G{}^3) + \eta \times A \times \delta^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (7.707^3 + 7.293^3) + 15 \times 3.93 \times 5.293^2 = 29840.80 \text{ cm}^4$$

- Evaluation des flèches : (BAEL91.art B.6.5.2)

On peut admettre que :  $I_f = 1.1 \times \frac{I_0}{1 + \lambda \cdot \mu}$

- Déformations instantanées : (pour les déformations instantanées  $b = b_0$ ,

$$f_{t28} = 2.40 \text{ Mpa}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \rho}; \text{ avec : } \rho = \frac{A}{(b_0 \times d)} = \frac{3.93}{100 \times 13} = 0.00302 \Leftrightarrow \{ \lambda_i = 7.94 \}$$

- **Déformations de longue durée :**

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{2}{5} \lambda_i \Leftrightarrow \{\lambda_v = 3.17\}$$

- **Calcul du moment fléchissant à E.L.S :**

**g:** C'est l'ensemble des charges permanentes.

**J :** Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements.

**P:** C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément Considéré.

$$g = \frac{G_1 L_1 + G_2 L_2}{L_1 + L_2} = \frac{7.72 \times 1.30 + 9.35 \times 1.80}{1.30 + 1.80} = 8.66 \text{ kN/ml}$$

$$j = \frac{6.5 \times 1.30 + 8.03 \times 1.80}{1.30 + 1.80} = 7.38 \text{ kN/ml}$$

$$p = g + q = 8.66 + 2.5 = 11.16 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser}^g = g \cdot \frac{l^2}{8} = 8.66 \times \frac{3.10^2}{8} = 10.40 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser}^j = j \cdot \frac{l^2}{8} = 7.38 \times \frac{3.10^2}{8} = 8.86 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser}^p = p \cdot \frac{l^2}{8} = 11.16 \times \frac{3.10^2}{8} = 13.40 \text{ kN.m}$$

- **Calcul des contraintes de traction effective de l'armature :**

Donc :  $\rho_1 = 100\rho = 0.302 \Rightarrow \beta_1 = 0.913$  (Tableau B A E L 83)

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_g^s = \frac{M_g}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{1.40 \times 10^3 \times 10^3}{393 \times 0.913 \times 130} = 222.95 \text{ MPa} \\ \sigma_j^s = \frac{M_j}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{8.86 \times 10^3 \times 10^3}{393 \times 0.913 \times 130} = 189.94 \text{ MPa} \\ \sigma_p^s = \frac{M_p}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{13.40 \times 10^3 \times 10^3}{393 \times 0.913 \times 130} = 287.27 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

- Calcul du coefficient  $\{\mu\}$

$$\mu = 1 - \left[ \frac{1.75 \times f_{t28}}{(4 \times \rho \times \sigma^s) + f_{t28}} \right] \dots \dots \dots A = 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$\left. \begin{aligned} \mu_g &= 1 - \left[ \frac{1.75 \times f_{t28}}{(4 \times \rho \times \sigma_g^s) + f_{t28}} \right] = 1 - \left[ \frac{1.75 \times 2.4}{(4 \times 0.00302 \times 222.95) + 2.4} \right] = 0.174 \\ \mu_j &= 1 - \left[ \frac{1.75 \times f_{t28}}{(4 \times \rho \times \sigma_j^s) + f_{t28}} \right] = 1 - \left[ \frac{1.75 \times 2.4}{(4 \times 0.00302 \times 189.94) + 2.4} \right] = 0.105 \\ \mu_p &= 1 - \left[ \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \rho \sigma_p^s + f_{t28}} \right] = 1 - \left[ \frac{1.75 \times 2.4}{(4 \times 0.00302 \times 287.27) + 2.4} \right] = 0.285 \end{aligned} \right\}$$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{30} = 34179.55 \text{ Mpa (BAEL91.artA.2.1.21)}$$

$$E_{vj} = \frac{E_i}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{30} = 11496.76 \text{ Mpa (BAEL91.artA.2.1.22)}$$

D'autre part:

$$\left. \begin{aligned} I_{Fv}^g &= 1.1 \times \frac{I_0}{(1 + (\lambda_v \times \mu_g))} = 1.1 \times \frac{29840.80}{(1 + (3.17 \times 0.174))} = 21177.34 \text{ cm}^4 \\ I_{Fi}^g &= 1.1 \times \frac{I_0}{(1 + (\lambda_i \times \mu_g))} = 1.1 \times \frac{29840.80}{(1 + (7.94 \times 0.174))} = 13791.96 \text{ cm}^4 \\ I_{Fi}^j &= 1.1 \times \frac{I_0}{(1 + (\lambda_i \times \mu_j))} = 1.1 \times \frac{29840.80}{(1 + (7.94 \times 0.105))} = 17937.09 \text{ cm}^4 \\ I_{Fi}^p &= 1.1 \times \frac{I_0}{(1 + (\lambda_i \times \mu_p))} = 1.1 \times \frac{29840.80}{(1 + (7.94 \times 0.285))} = 10068.98 \text{ cm}^4 \end{aligned} \right\}$$

### III.3.7.1.1 CALCUL DE LA FLECHE :

$$\left. \begin{aligned} f_{gi} &= \frac{(M_{ser}^g \times l^2)}{(10 \times E_{ij} \times I_{Fi}^g)} = \frac{10.40 \times 10^6 \times (310)^2}{(10 \times 34179.55 \times 13791.96 \times 10^4)} = 0.0212 \text{ cm} \\ f_{ji} &= \frac{(M_{ser}^j \times l^2)}{(10 \times E_{ij} \times I_{Fi}^j)} = \frac{8.86 \times 10^6 \times (310)^2}{(10 \times 34179.55 \times 17937.09 \times 10^4)} = 0.0138 \text{ cm} \\ f_{pi} &= \frac{(M_{ser}^p \times l^2)}{(10 \times E_{ij} \times I_{Fi}^p)} = \frac{13.40 \times 10^6 \times (310)^2}{(10 \times 34179.55 \times 10068.98 \times 10^4)} = 0.0374 \text{ cm} \\ f_{gv} &= \frac{(M_{ser}^g \times l^2)}{(10 \times E_{vj} \times I_{Fv}^g)} = \frac{10.40 \times 10^6 \times (310)^2}{(10 \times 11496.76 \times 21177.34 \times 10^4)} = 0.0411 \text{ cm} \end{aligned} \right\}$$

Donc :

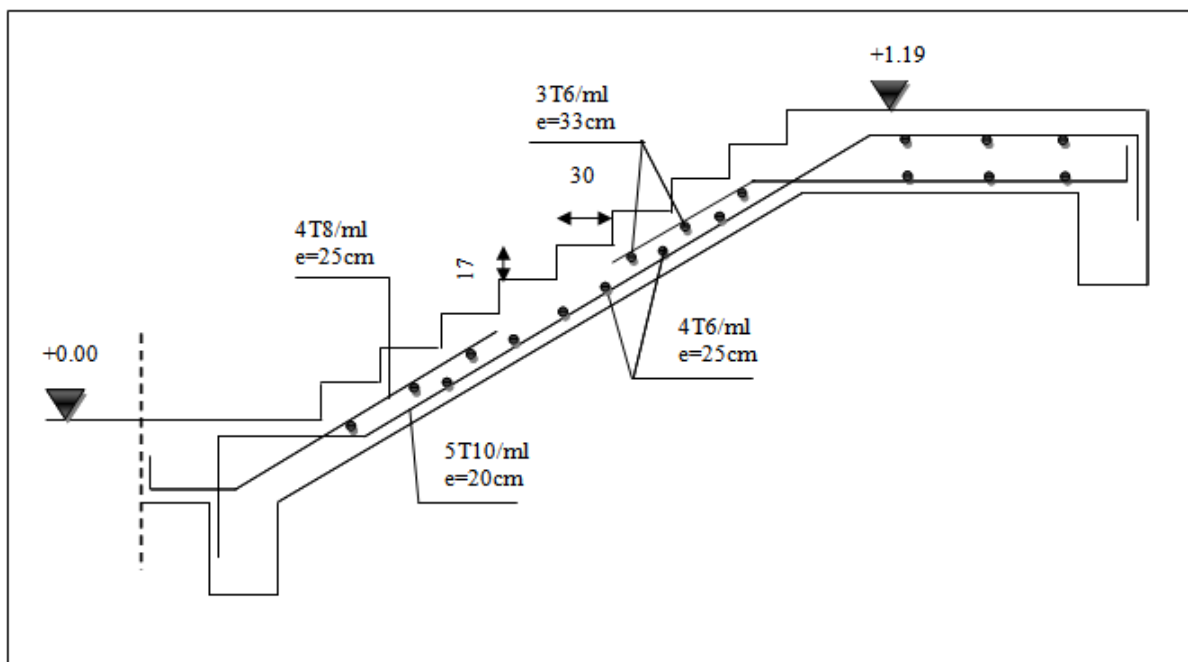
$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \leq \overline{f_{adm}} \\ \Delta f_t = 0.0411 - 0.0138 + 0.0374 - 0.0212 = 0.0435 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

D'après BAEL91 (art B.6.5.3) avec  $L < 5\text{m}$  on a :

$$\left\{ \overline{f_{adm}} = \frac{l}{500} = \frac{310}{500} = 0.62 \text{ cm} \geq \Delta f_t = 0.0435 \text{ cm} \right\}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

### III.3.7.2. PRESENTATION DU FERRAILLAGE :



Type b :

Elément	Paillasse (b) (KN/ml)	PALIERE (KN/ml)
ELU	17.50	15.29
ELS	12.60	10.97

• DETERMINATION DES SOLLICITATIONS :

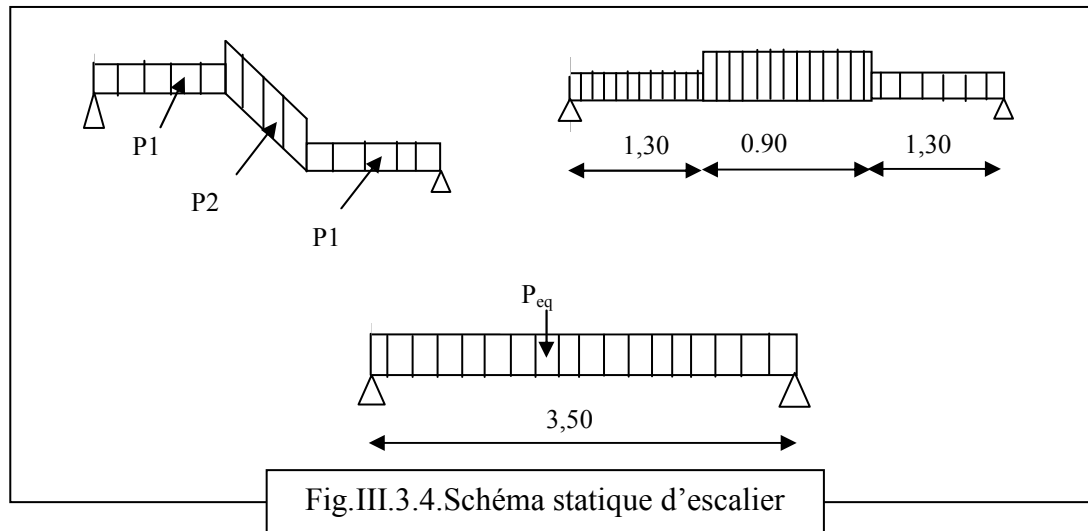


Fig.III.3.4.Schéma statique d'escalier

$$- \text{La charge équivalente} \Rightarrow \left\{ P_{eq} = \frac{(P_1 \times L_1) \times 2 + (P_2 \times L_2)}{(2L_1 + L_2)} \right\}$$

$$- \text{Le moment isostatique} \Rightarrow \left\{ M_0 = P_{eq} \times \left( \frac{L^2}{8} \right) \right\}$$

$$- \text{L'effort tranchant} \Rightarrow \left\{ T_u = P_{eq} \times \left( \frac{L}{2} \right) \right\}$$

Elément	$P_{eq}$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_{ap}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$T$ (KN)
ELU	15.85	24.27	7.28	20.62	27.73
ELS	11.38	17.42	5.22	14.80	19.91

### III.3.8. CALCUL DE FERRAILLAGE :

#### III.3.8.1. ARMATURES LONGITUDINALES :

• Type (b) :

▪ E.L.U :

$$f_e = 400 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \bar{\sigma}_b = 17 \text{ MPa} \rightarrow \mu l = 0.392$$

$$\mu = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} \Rightarrow \mu < \mu l \Leftrightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}); \beta = (1 - 0,4\alpha); A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$d = h - c \Rightarrow d = 15 - 2 = 13 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}$$

Elément	$M_u (KN.m)$	$\mu$	$\mathbf{A}$	$\beta$	$A_{calcul} (cm^2)$
Travée	20.62	0.072	0.0935	0.963	4.73
Appuis	7.28	0.025	0.033	0.987	1.63

▪ E.L.S :

- La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n’y a aucune vérification concernant  $\{\sigma_s\}$ .
- la vérification de la contrainte max du béton n’est pas nécessaire si l’inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Elément	$\alpha$	$M_u$	$M_{ser}$	$\gamma$	$f_{c28}$	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	0.0935	20.62	14.80	1.39	30	0.495	c.v
Appuis	0.033	7.28	5.22	1.39	30	0.495	c.v

III.3.8.2. CONDITIONS DE NON FRAGILITE : ..... [BAEL91 (art A.4.2.1)]

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} \geq 1.79 cm^2$$

III.3.8.3. POURCENTAGE MINIMAL: ..... [BAEL 91 (art B.6.4)]

$$A'_{min} \geq 0.001 \times b \times d = 0.001 \times 100 \times 13 = 1.30 cm^2$$

Donc  $A = \max(A_{calcul} - A_{min} - A'_{min})$

• TABLEAU RÉCAPITULATIF DU FERRAILLAGE :

Elément	$A_{calcul} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A'_{min} (cm^2)$	$A_{max} (cm^2)$	$A_{adopte} (cm)$
Travée	4.73	1.79	1.30	4.73	5T12=5.65
Appuis	1.63	1.79	1.30	1.79	4T8=2.01

III.3.8.4. VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :

La contrainte tangente  $\tau_u$  : ..... [BAEL91 (art A.5.1.1)]

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \left\{ \begin{array}{l} T_{max} = 19.91KN \\ b_0 = 100cm \rightarrow d = 13cm \end{array} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{19.91 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.153 MPa$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \times \frac{f_{28}}{\gamma_b}, 5MPa\right) \dots\dots\dots (BAEL91.art.A.5.1.211)$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \times \frac{30}{1.5}, 5MPa\right) \Leftrightarrow \bar{\tau}_u = 4MPa$$

$$\tau_u = 0.153MPa < \bar{\tau}_u = 4MPa \dots\dots\dots cv$$

**III.3. 8.5. LES ARMATURES DE REPARTITION :**

$$A_t = \frac{A_L}{4}$$

Elément	$A_t (cm^2)$	$A_t (cm^2)$	$A_{adp} (cm^2)$
Travée	5.65	1.41	5T6=1.41
Appuis	2.01	0.50	4T6=1.13

**III.3.8.6. ESPACEMENT ENTRE LES ARMATURES : ..... [BAEL91 (art A.8.2.42)]**

**a). Armatures longitudinales :**

$$\{S_l \leq \min(3h; 33cm) \Rightarrow \min(45cm, 33cm) \Rightarrow S_l \leq 33cm\}$$

On prend  $S_l = 25cm$ .

**b). Armatures transversales :**

$$\{S_t \leq \min(4h; 45cm) = \min(60cm, 45cm) \Rightarrow S_t \leq 45cm\}$$

On prend  $S_t = 33cm$  on travée et  $33cm$  on appuis.

**III.3.8.7. VERIFICATION DE LA FLECHE: BAEL91 (art B.6.5.2)**

$$\{Type(b)\} \Rightarrow \left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{15}{350} = 0.0428 < \frac{0.85}{10} = 0.085 \dots\dots\dots c.n.v} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{F_e} \Rightarrow \frac{5.65}{13 \times 100} = 0.0043 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots c.v} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{350} = 0.0428 < 0.0625 \dots\dots\dots c.n.v} \end{array} \right\}$$

Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

$$\{\Delta F_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) < f_{adm}\}$$

$\left\{ \text{Avec : } f_{adm} = \frac{L}{500} \right\} \Leftrightarrow$  pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à (5m)..... [(BAEL 91(art B.6.5.3)]

**III.3.9. CALCUL DE LA FLECHE :**..... [BAEL 91 (art B.6.5.2)]

- **Position du centre de gravité de la section homogène :**

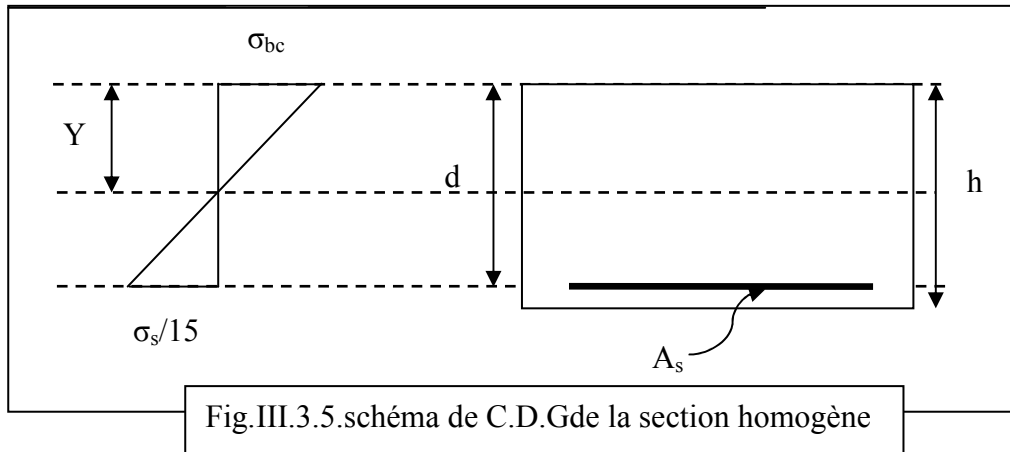


Fig.III.3.5.schéma de C.D.Gde la section homogène

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i} = \frac{\left( b \times h \times \frac{h}{2} \right) + (\eta \times A_s \times d)}{(b \times h) + (\eta \times A_s)}$$

Avec :  $\eta = E_s/E_b = 15$ .....  $\eta$  : coefficient d'équivalence.

$$\left\{ Y_G = \frac{\left( 100 \times 15 \times \frac{15}{2} \right) + (15 \times 5.65 \times 13)}{(100 \times 15) + (15 \times 5.65)} = 7.794cm \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Y'_G = h - Y_G = 15 - 7.794 = 7.206cm \\ \delta = d - Y_G = 13 - 7.794 = 5.206cm \end{array} \right\}$$

- **Calcul du moment d'inertie de la section homogène:**

$$I_0 = \frac{b}{3} (Y_G^3 + Y'_G{}^3) + \eta \times A \times \delta^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (7.794^3 + 7.206^3) + 15 \times 5.65 \times 5.206^2 = 30551.58cm^4$$

- **Evaluation des flèches :** (BAEL91.art B.6.5.2)

On peut admettre que :  $I_f = 1.1 \times \frac{I_0}{1 + \lambda \cdot \mu}$



- **Déformations instantanées :** (pour les déformations instantanées  $b = b_0$ ,

$$f_{t28} = 2.40 \text{ Mpa}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho}; \text{ avec } : \rho = \frac{A}{(b_0 \times d)} = \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.00434 \Leftrightarrow \{\lambda_i = 5.52\}$$

- **Déformations de longue durée :**

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{2}{5} \lambda_i \Leftrightarrow \{\lambda_v = 3.68\}$$

- **Calcul du moment fléchissant à E.L.S :**

**g:** C'est l'ensemble des charges permanentes.

**J :** Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements.

**P:** C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément

Considérez.

$$g = \frac{2G_1L_1 + G_2L_2}{2L_1 + L_2} = \frac{2 \times 7.72 \times 1.30 + 9.35 \times 0.90}{2 \times 1.30 + 0.90} = 8.13 \text{ KN/ml}$$

$$j = \frac{2 \times 6.5 \times 1.30 + 8.03 \times 0.90}{2 \times 1.30 + 0.90} = 6.89 \text{ KN/ml}$$

$$p = g + j = 8.13 + 2.5 = 10.63 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser}^g = g \cdot \frac{l^2}{8} = 8.13 \times \frac{3.50^2}{8} = 12.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^j = j \cdot \frac{l^2}{8} = 6.89 \times \frac{3.50^2}{8} = 10.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^p = p \cdot \frac{l^2}{8} = 10.63 \times \frac{3.50^2}{8} = 16.27 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des contraintes de traction effective de l'armature :**

Donc :  $\rho_1 = 100\rho = 0.434 \Rightarrow \beta_1 = 0.899$  (Tableau B A E L 83)

$$\left. \begin{aligned} \sigma_g^s &= \frac{M_g}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{12.44 \times 10^6}{565 \times 0.899 \times 13} = 188.39 \text{ MPa} \\ \sigma_j^s &= \frac{M_j}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{10.55 \times 10^6}{565 \times 0.899 \times 13} = 159.77 \text{ MPa} \\ \sigma_p^s &= \frac{M_p}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{16.27 \times 10^6}{565 \times 0.899 \times 13} = 246.39 \text{ MPa} \end{aligned} \right\}$$

- Calcul du coefficient  $\{\mu\}$

$$\mu = 1 - \left[ \frac{1.75 \times f_{t28}}{(4 \times \rho \times \sigma^s) + f_{t28}} \right] \dots \dots A = 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$\left. \begin{aligned} \mu_g &= 1 - \left[ \frac{1.75 \times f_{t28}}{(4 \times \rho \times \sigma_g^s) + f_{t28}} \right] = 1 - \left[ \frac{1.75 \times 2.4}{(4 \times 0.00434 \times 188.39) + 2.4} \right] = 0.259 \\ \mu_j &= 1 - \left[ \frac{1.75 \times f_{t28}}{(4 \times \rho \times \sigma_j^s) + f_{t28}} \right] = 1 - \left[ \frac{1.75 \times 2.4}{(4 \times 0.00434 \times 159.77) + 2.4} \right] = 0.187 \\ \mu_p &= 1 - \left[ \frac{1.75 \times f_{t28}}{(4 \times \rho \times \sigma_p^s) + f_{t28}} \right] = 1 - \left[ \frac{1.75 \times 2.4}{(4 \times 0.00434 \times 246.39) + 2.4} \right] = 0.370 \end{aligned} \right\}$$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{30} = 34179.55 \text{ Mpa (BAEL91.artA.2.1.21)}$$

$$E_{vj} = \frac{E_i}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{30} = 11496.76 \text{ Mpa (BAEL91.artA.2.1.22)}$$

D'autre part :

$$\left. \begin{aligned} I_{Fv}^g &= 1.1 \times \frac{I_0}{(1 + (\lambda_v \times \mu_g))} = 1.1 \times \frac{30551.58}{(1 + (3.68 \times 0.259))} = 17234.22 \text{ cm}^4 \\ I_{Fi}^g &= 1.1 \times \frac{I_0}{(1 + (\lambda_i \times \mu_g))} = 1.1 \times \frac{30551.58}{(1 + (5.52 \times 0.259))} = 13887.08 \text{ cm}^4 \\ I_{Fi}^j &= 1.1 \times \frac{I_0}{(1 + (\lambda_i \times \mu_j))} = 1.1 \times \frac{30551.58}{(1 + (5.52 \times 0.187))} = 16555.04 \text{ cm}^4 \\ I_{Fi}^p &= 1.1 \times \frac{I_0}{(1 + (\lambda_i \times \mu_p))} = 1.1 \times \frac{30551.58}{(1 + (5.52 \times 0.370))} = 11054.84 \text{ cm}^4 \end{aligned} \right\}$$

### III.3.9.1. CALCUL DE LA FLECHE :

$$\left. \begin{aligned} f_{gi} &= \frac{(M_{ser}^g \times l^2)}{(10 \times E_{ij} \times I_{Fi}^g)} = \frac{12.44 \times 10^6 \times (350)^2}{(10 \times 34179.55 \times 13887.08 \times 10^4)} = 0.0321 \text{ cm} \\ f_{ji} &= \frac{(M_{ser}^j \times l^2)}{(10 \times E_{ij} \times I_{Fi}^j)} = \frac{10.55 \times 10^6 \times (350)^2}{(10 \times 34179.55 \times 16555.04 \times 10^4)} = 0.0228 \text{ cm} \\ f_{pi} &= \frac{(M_{ser}^p \times l^2)}{(10 \times E_{ij} \times I_{Fi}^p)} = \frac{16.27 \times 10^6 \times (350)^2}{(10 \times 34179.55 \times 11054.84 \times 10^4)} = 0.0527 \text{ cm} \\ f_{gv} &= \frac{(M_{ser}^g \times l^2)}{(10 \times E_{vj} \times I_{Fv}^g)} = \frac{12.44 \times 10^6 \times (350)^2}{(10 \times 11496.76 \times 17234.22 \times 10^4)} = 0.0769 \text{ cm} \end{aligned} \right\}$$

Donc :

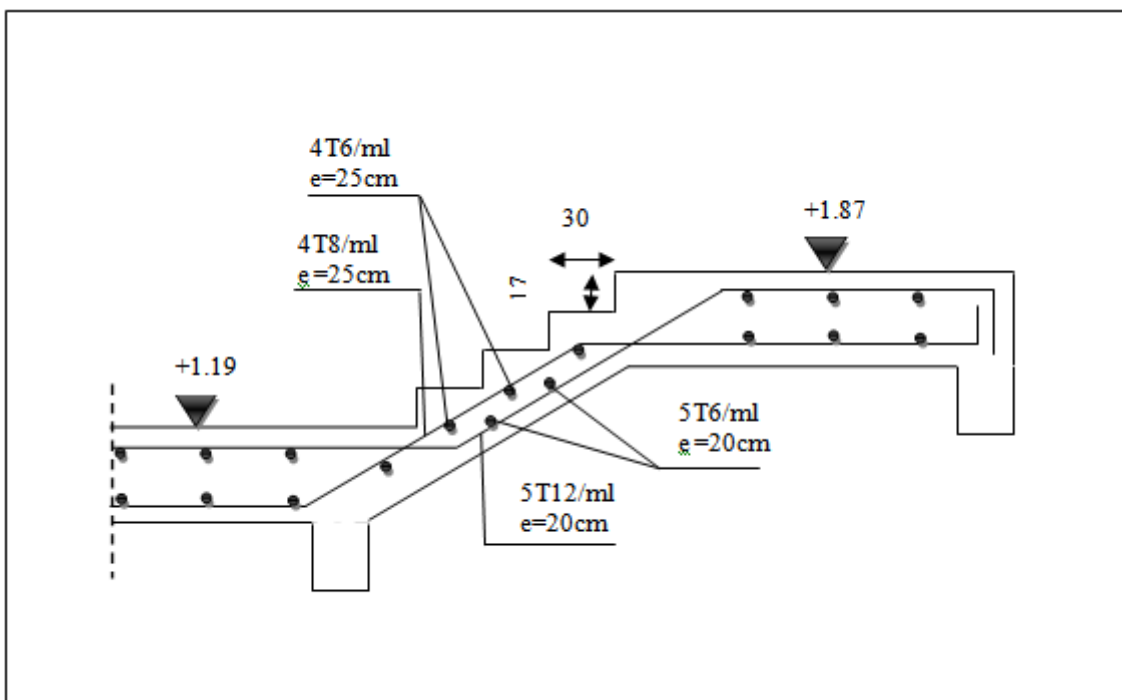
$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \leq \overline{f_{adm}} \\ \Delta f_t = 0.0769 - 0.0228 + 0.0527 - 0.0321 = 0.0747 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

D'après BAEL91 (art B.6.5.3) avec  $L < 5\text{m}$  on a :

$$\left\{ \overline{f_{adm}} = \frac{l}{500} = \frac{350}{500} = 0.70 \text{ cm} \geq \Delta f_t = 0.074 \text{ cm} \right\}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

### III.3.9.2. PRESENTATION DU FERRAILLAGE :



### III.3.10. CALCUL DE LA POUTRE PALIERE:

#### III.3.10.1. DIMENSIONNEMENT :

- Selon RPA 99, les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ b \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \\ \frac{30}{30} = 1 < 4 \end{array} \right\} \Leftrightarrow \{ \text{Soit : } (b = 30 \text{ cm}), (h = 30 \text{ cm}) \}$$

Donc les dimensions de la poutre palière (30×30) cm<sup>2</sup>.

**III.3.10.2. METHODE DE CALCUL:**

La poutre palière est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion, elle est soumise à :

- Son poids propre  $\Rightarrow (g)$ .
- La réaction de la volée  $\Rightarrow (p, q)$ .
- Poids du mur extérieur  $\Rightarrow (g_m)$ .

$L_{Max} = 130cm$

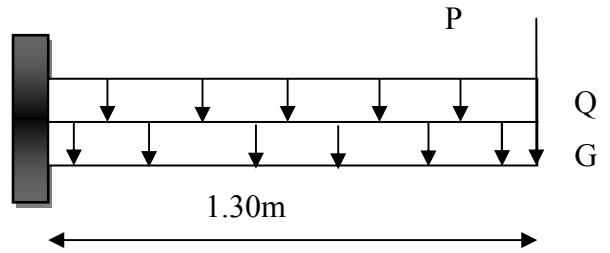


Fig.III.3.6.Schéma statique

$$h \geq \left( \frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{Max} \Rightarrow h \geq (8.66;13)cm \Leftrightarrow \begin{cases} b = 30cm \\ h = 30cm \end{cases}$$

- Selon RPA 99 :

$$\left. \begin{cases} h \geq 30cm \dots\dots\dots (c.v) \\ b \geq 20cm \dots\dots\dots (c.v) \\ \frac{h}{b} \leq 4 = 1 < 4 \dots\dots\dots (c.v) \end{cases} \right\}$$

**III.3.10.3. EVALUATION DES CHARGES :**

- poids propre de la poutre :  
 $P_p = h.b.\gamma = 0,30 \times 0,30 \times 2.50 = 2.25K N/ml$

- poids de la mure  $\Rightarrow \{P_m\}$

Mure d'épaisseur (20 cm) alors : selon DTR .BC.22 (art c.1.2) on prend :

- Poids du mur  $\Rightarrow \left\{ \begin{matrix} P_m = 2.15 \times 1.63 = 3.50KN / m \\ P_m = 3.50KN / m \end{matrix} \right\}$

- la réaction d'escalier :

$R_u = 27.73/2 = 13.86KN.m.$

$R_{ser} = 19.91/2 = 9.95KN.m.$

- Les charges permanentes :

$G = p_p + p_m$

$G = 2.25 + 3.50 = 5.75KN / ml .$

**III.3.10.4. CALCUL DE LA POUTRE A LA FLEXION :****III.3.10.4.1. COMBINAISONS D' ACTIONS :**

- **E.L.U**  $\Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} P_u = 1.35 \times (g + g_m) + 1.5 \times (Q) + R \\ P_u = 1.35 \times 5.75 + 1.5 \times 2.50 + 13.86 = 25.37 \text{ KN/m} \end{array} \right\}$
- **E.L.S**  $\Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} P_s = (g + g_m) + (Q) + R \\ P_s = 5.75 + 2.50 + 9.95 = 18.20 \text{ KN/m} \end{array} \right\}$

**III.3.10.4.2. LES SOLLICITATIONS :**

$$1. \text{ E.L.U} \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_u = P_u \times \frac{L^2}{2} \\ T_u = P_u \times L \end{array} \right\}$$

$$2. \text{ E.L.S} \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{ser} = P_{ser} \times \frac{L^2}{2} \\ T_{ser} = P_{ser} \times L \end{array} \right\}$$

<i>ELU</i>	<b>M<sub>u</sub> (KN.m)</b>	<b>10.71</b>
	<b>T<sub>u</sub> (KN)</b>	<b>32.98</b>
<i>ELS</i>	<b>M<sub>ser</sub> (KN.m)</b>	<b>7.68</b>
	<b>T<sub>ser</sub> (KN)</b>	<b>23.66</b>

**III.3.10.4.3. CALCUL DE FERRAILLAGE :**

- **E.L.U :**

- L'enrobage :  $c \geq c_0 + \frac{\phi}{2}$  ;  $\phi \leq \frac{h}{10} = \frac{30}{10} = 3$   
 $c_0 \geq 1 \Rightarrow c \geq 4$ .

On prend  $c = 5\text{cm}$ .

- **Armatures longitudinales :**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} \quad \alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) / 0,8 \quad , \quad \beta = (1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu = \frac{10.71 \times 10^6}{17 \times 300 \times 250^2} = 0.033 \Rightarrow \alpha = 0.0432 \Rightarrow \beta = 0.983$$

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} \Rightarrow A_u = \frac{10.71 \times 10^6}{348 \times 0.983 \times 250} = 125.23 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_u = 1.25 \text{ cm}^2$$

- **ELS :**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant  $\{\sigma_s\}$ .

- Section rectangulaire + flexion simple + les aciers de type FeE400, donc la vérification de  $\{\sigma_b\}$  est inutile, si la condition suivante est remplie.

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} ; f_{c28} = 30 \text{Mpa}$$

o **Tableau récapitulatif :**

$M_u(\text{KN.m})$	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$\gamma$	$\alpha$	$\bar{\alpha}$	condition
10.71	7.68	1.39	0.0432	0.49	v

• **CONDITION DE NON FRAGILITE:** ..... [BAEL91 (art A.4.2)]

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \\ A_{\min} \geq 0.23 \times 30 \times 25 \times \frac{2.4}{400} \end{array} \right\} \Leftrightarrow \{A_{\min} \geq 1.035 \text{cm}^2\}$$

• **POURCENTAGE MINIMALE:**..... [BAEL91 (art B.6.4)]

$$\left\{ \begin{array}{l} A'_{\min} \geq 0.001 \times b \times h \\ A'_{\min} \geq 0.001 \times 30 \times 30 \end{array} \right\} \Leftrightarrow \{A'_{\min} \geq 0.90 \text{cm}^2\}$$

• **POURCENTAGE MINIMALE :**.....[RPA99]

$$\left\{ \begin{array}{l} A^{RPA}_{\min} = \left(\frac{0.5}{100}\right) \times b \times h = 0.005 \times 30 \times 30 = 4.50 \text{cm}^2 \\ A = \max(A_u; A_{\min}; A'_{\min}; A_{\min}^{RPA}) \end{array} \right\} \Leftrightarrow \{A = A_{\min}^{RPA} = 4.50 \text{cm}^2\}$$

**III.3.10.4.4. VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT :**

[BAEL91 (art A.5.1)]

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{32.98 \times 10^3}{300 \times 250} = 0.439 \text{MPa}$$

La fissuration est peu nuisible

$$\{\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}; 5 \text{MPa}) = 3.90 \text{MPa}\} \Leftrightarrow \{\tau_u = 0.439 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.90 \text{MPa} \dots \dots \dots cv\}$$

Selon BAEL 83, les armatures ne sont pas nécessaires, et il faut disposer des cadres de diamètres minimale :

$$\left\{ \begin{array}{l} \Phi t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \Phi_l; \frac{b}{10}\right) \\ \Phi t \leq \min\left(\frac{30}{35}; 1.4; \frac{30}{10}\right) \Leftrightarrow \Phi t \leq \min(0.85; 1.4; 3) \end{array} \right\} = \{0.85 \text{cm}\} \Leftrightarrow \{\Phi t = 8 \text{mm}\}$$

**III.3.10.4.5. ESPACEMENT DES ARMATURES TRANSVERSALES :..... [RPA99]**

- $$\left. \begin{array}{l} S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi L; 30cm\right) \\ S_t \leq \min\left(\frac{30}{4}; (12 \times 1.4); 30cm\right) \\ S_t \leq \min(7.5; 16.8; 30) \end{array} \right\} \Leftrightarrow \{S_t = 7cm\}$$
- $$\bullet \text{ Dans la zone courante} \Rightarrow \left\{ S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15cm \right\} \Leftrightarrow \{S_t = 15cm\}$$
- $$\bullet \text{ La longueur de la zone nodale} \Rightarrow \{L_t = 2 \times h = 60\} \Leftrightarrow \{L_t = 60cm\}$$

**III.3.10.4.6. LA QUANTITE DES ARMATURES TRANSVERSALES BAEL91**

(art A.5.1.2):

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0.4 \times b_0 \times \frac{S_t}{f_e} \\ A_t \geq 0.4 \times 30 \times \frac{15}{235} \end{array} \right\} \Leftrightarrow A_t \geq 0.76cm^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq \frac{b_0 \times S_t \times (\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.8 \times f_e} \\ A_t \geq \frac{30 \times 15 \times (0.439 - (0.3 \times 2.4))}{0.8 \times 235} \end{array} \right\} \Leftrightarrow A_t \geq 0.672cm^2$$

• **RPA 99:**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0.003 \times S_t \times b \\ A_t \geq 0.003 \times 15 \times 30 \end{array} \right\} \Leftrightarrow A_t \geq 1.35cm^2$$

$$\{A_t = \max(A_t^{BAEL}; A_t^{RPA})\} \Leftrightarrow A_t = A_t^{RPA} = 1.35cm^2$$

**III.3.10.4.7. CALCUL DE LA POUTRE A LA TORSION :**

La torsion de la poutre palière est provoquée par la flexion de l’escalier.

$$T_u = 5.97KN$$

On utilise les règles exposées dans le BAEL91.

• **CONSTRAINTES TANGENTES DE TORSION :**

On remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l’épaisseur de paroi  $\{p_t\}$  est égale aux (1/6) du diamètre du plus grand cercle qu’il est possible d’inscrire dans le contour extérieur de la section.

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_v = \frac{T_u}{2 \times \Omega \times b_0} \dots\dots\dots (formule.de.Rausch) \\ T_u = \text{moment.de.torsion}(T_u = 22.19KN.m) \\ b_0 = b_t = \frac{a}{6} = \frac{b}{6} \Rightarrow b_0 = \frac{30}{6} = 5cm \\ \Omega : \text{Aire.du.contour.à.mi} - \text{épaisseur.} \\ \Omega = (h - b_t) \times (b - b_t) = 625cm^2 \\ \tau_v = \frac{5.97 \times 10^3 \times 10^3}{(2 \times 625 \times 5) \times 10^3} = 0.955MPa \end{array} \right\} \Leftrightarrow \{\tau_v = 0.955MPa\}$$

**III.3.10.4.8. RESISTANCE EN TORSION ET FLEXION :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \{(\tau_u)^2 + (\tau_v)^2\} \leq (\bar{\tau}_u)^2 \dots\dots (Section.pleine) \\ \{(\tau_u)^2 + (\tau_v)^2\} = 0.439^2 + 0.955^2 = 1.10MPa \end{array} \right\} \Leftrightarrow \{1.10MPa < (\bar{\tau}_u)^2 = 15.21MPa \dots\dots cv.\}$$

**III.3.10.4.9. LES ARMATURES LONGITUDINALES :**

$$A_\ell = \frac{\mu \times T_u}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$\mu$  : Périmètre.de.l'aire( $\Omega$ )de.la.section.efficace.

$$\mu = 2[(h - b_t) + (b - b_t)] = 2[(30 - 5) + (30 - 5)] = 100cm$$

$$A_\ell = \frac{100 \times 5.97 \times 10^3 \times 10^2}{2 \times 625 \times \frac{400 \times 10^2}{1.15}} = 1.37cm^2$$

**III.3.10.4.10. LES ARMATURES TRANSVERSALES :**

$$A_t = \frac{T_u \times S_t}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5.97 \times 10^3 \times 15}{2 \times 625 \times \frac{400}{1.15}} = 0.20cm^2$$

**III.3.10.5. SECTION MINIMALE DES ARMATURES :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_\ell \times f_e}{b_t \times \mu} \geq 0.4MPa \Rightarrow \frac{1.37 \times 400}{5 \times 100} = 1.09MPa \Leftrightarrow 1.09MPa > 0.4MPa \dots\dots cv. \\ \frac{A_t \times f_e}{b_t \times S_t} \geq 0.4MPa \Rightarrow \frac{0.20 \times 400}{5 \times 15} = 1.06MPa \Leftrightarrow 1.06MPa > 0.4MPa \dots\dots cv \end{array} \right\}$$



**III.3.10.6. LES ARMATURES TOTALES :**

$$\text{III.3.10.6.1. ARMATURES LONGITUDINALES : } \{A_{\ell}^{tot} = A_{\ell}^{fl} + A_{\ell}^{tor}\}$$

- **Nappe supérieure :**

$$\left\{ A_{\ell}^{tot} = A_{\ell}^{fl} + \frac{A_{\ell}^{tor}}{2} = 1.47 \text{ cm}^2 \right\} \Leftrightarrow \left\{ A_{\ell}^{tot} = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 \right\}$$

- **Nappe inférieure :**

$$\left\{ A_{\ell}^{tot} = \frac{A_{\ell}^{tor}}{2} = 0.1 \text{ cm}^2 \right\} \Leftrightarrow \left\{ A_{\ell}^{tot} = 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2 \right\}$$

**III.3.10.6.2. ARMATURES TRANSVERSALES:**

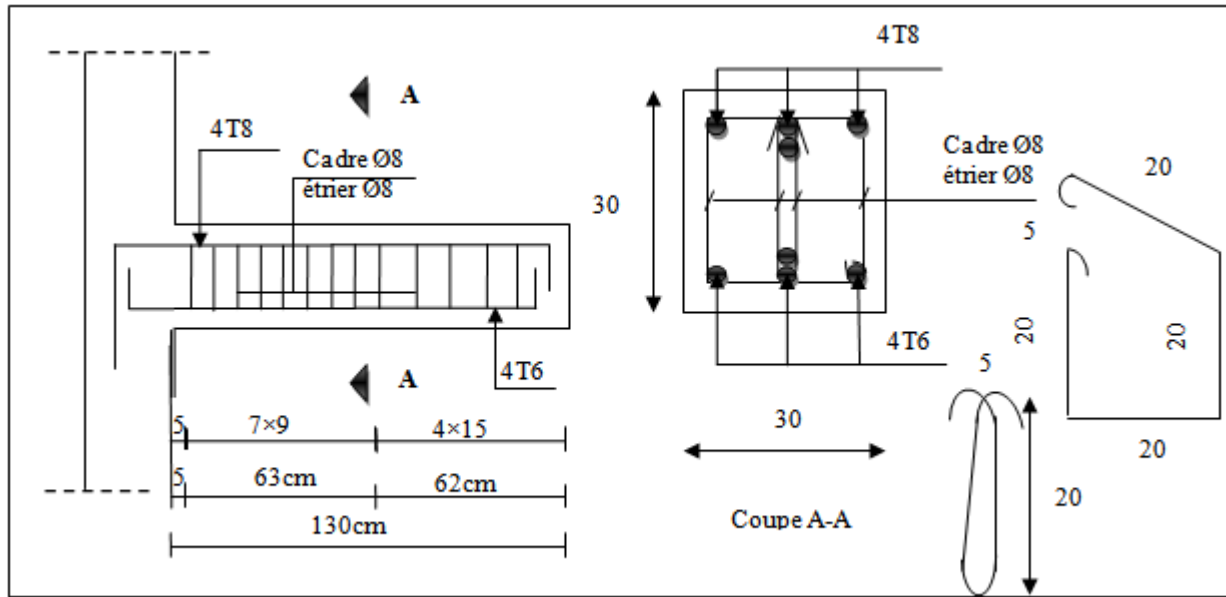
$$\{A_t^{tot} = A_t^{Fl} + A_t^{tor} = 3.14 \text{ cm}^2\} \Leftrightarrow \{A_t = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2\}$$

**III.3.10.6.3. ÉTAT LIMITE DE DEFORMATION :**

$$\left. \begin{array}{l} \left\{ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{100} = 0.30 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots cv \right. \\ \left\{ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{30}{100} = 0.30 \geq \frac{1}{10} = 0.1 \dots\dots\dots cv \right. \\ \left\{ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.01}{30 \times 25} = 0.00268 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots cv \right. \end{array} \right\}$$

Les (3) conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

III.3.11.PRESENTATION DU FERRAILLAGE :



## III.1. L'ACROTÈRE

### III.1.1. INTRODUCTION:

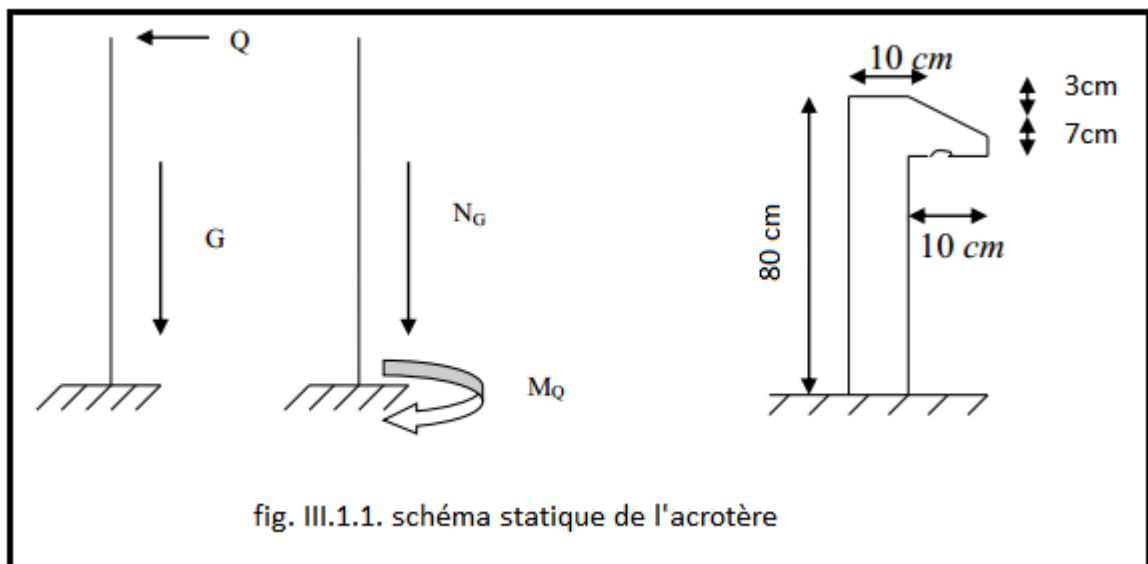
L'acrotère est un élément de protection conçu à contourner le bâtiment, c'est un mur périphérique réalisé en béton armé.

Le rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse. Ainsi il sert à la protection des ouvriers de maintenance.

### III.1.2. MODE DE TRAVAIL:

L'acrotère est calculé comme une console encastrée à sa base dans le plancher terrasse et travaillant à la flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire sous l'effet :

- De la surcharge " $Q$ " horizontale due à la poussée de la main courante appliquée à l'extrémité supérieure.
- Un effort normal " $N$ " appliqué au centre de gravité (charge verticale) due à son poids propre " $G$ ".
- L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fait à L'ELU, et à l'ELS. (fig.III.1.1)



**III.1.3. EVALUATION DES CHARGES:**

- **Charge permanente "G" :**

$$W_P = G_1 + G_2$$

$G_1$ : poids de l'acrotère par mètre linéaire

$G_2$ : poids du mortier de crépissage par mètre linéaire

$$G_1 = (0.1 \times 0.8 + 0.07 \times 0.1 + 0.1 \times 0.03 \times 0.5) \times 2.5 = 2.21 \text{ KN/ml}$$

$$G_2 = 0.01 \times 0.8 \times 2 = 0.16 \text{ KN/ml}$$

Alors,  $W_P = G_1 + G_2 = 2.21 + 0.16 = 2.37 \text{ KN/ml}$ .

- **Surcharge exploitation "Q" :**

$Q = 1 \text{ KN/ml}$  (plancher terrasse inaccessible).

D'après RPA99 : (article 6.2.3)

Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule :  $F_p = 4 A C_p W_P$ ..... (6-3)

$A$  : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1)..... (R.P.A99 art 6.2.3) pour la zone et le groupe d'usage appropriés.

$C_p$ : Facteur de force horizontale variant entre (0.3 et 0.8) ..... (R.P.A2003)

$W_P$  : Poids propre de l'élément considéré (acrotère).

- Salon R.P.A99 ; le tableau (4.1) page 45 avec (zone III-groupes d'usage 2)

On a :  $A = 0.25$

- Salon R.P.A 2003 ; le tableau (6.1) page 67 on a :  $C_p = 0.8$  (élément en consol)

Donc :  $F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 2.37 = 1.89 \text{ KN/ml}$ .

$$F = \max(F_p \div Q) \Rightarrow \max(1.89 \div 1) \Rightarrow F_p \geq Q \Leftrightarrow F_p = 1.89 \text{ KN/ml}$$

Par conséquent on prend  $F = F_p = 1.89 \text{ KN/ml}$ .

**III.1.4. SOLLICITATION:**

- Poids propre de l'acrotère:  $G = 2.37 \text{ KN/ml}$ .
- Surcharge :  $F = 1.89 \text{ KN/ml}$ .

La section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base).

$$N = G = 2.37 \text{ KN/ml}$$

$$M = F \times h = 1.89 \times 0.8 = 1.51 \text{ KN.m}$$

$$T = F = 1.89 \text{ KN/ml}$$

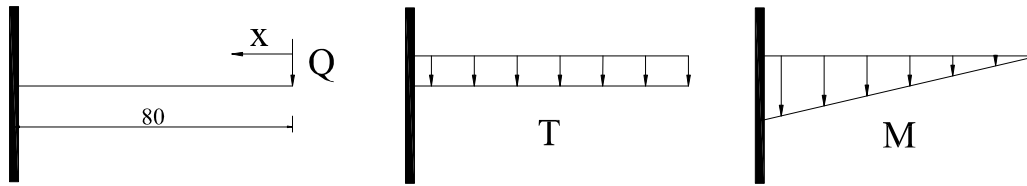


Fig. III.1.2. Schéma statique

- **Combinaisons d'action:**

- **E.L.U:**

$N_u = 1 \times G = 1 \times 2.37 = 2.37 \text{ KN/ml}$  (On ne peut pas le majorer puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.)

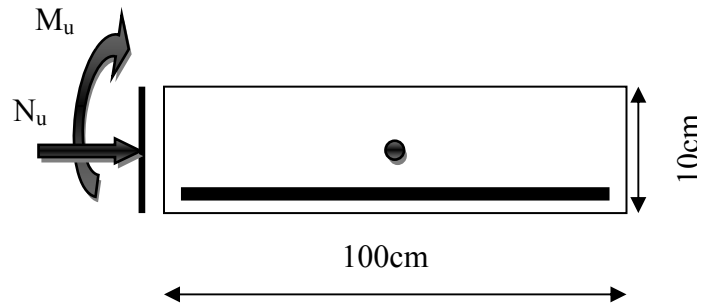
$$M_u = 1.5 \times M = 1.5 \times 1.51 = 2.26 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$T_u = 1.5 \times T = 1.5 \times 1.89 = 2.83 \text{ KN/ml}$$

- **E.L.S :**

$$N^{ser} = 1 \times N = 1 \times 2.37 = 2.37 \text{ KN/ml}$$

$$M^{ser} = 1 \times M = 1 \times 1.51 = 1.51 \text{ KN.m}$$



### III.1.5. CALCUL DE FERRAILLAGE:

La section de calcul est rectangulaire de largeur  $b=100 \text{ cm}$  et de hauteur  $h=10 \text{ cm}$ .

#### III.1.5.1. Diamètre des barres:

Les diamètres employés sont

$$\phi_L \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi_L \leq \frac{100}{10} = 10 \text{ mm} \Rightarrow \phi_L \leq 10 \text{ mm} \text{ (B.A.E.L91.A.7.2.1)}$$

#### III.1.5.2 .Protection des armatures :

L'acrotère est un élément exposé aux intempéries, alors l'enrobage des armatures soit  $c=3 \text{ cm}$  à partir de l'axe de l'armature (B.A.E.L91.A.7.1).

### III.1.6. ARMATURES LONGITUDINALES :

- **Ferraillage de la section à E.L.U :**

- Détermination de l'excentricité du centre de pression:

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2.26}{2.37} = 0.953 \text{ m}$$

$$e_1 = \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ m} \Rightarrow e_G = \max(e_0 + e_1) = 0.953 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée (S.P.C) ; par conséquent sera calculée en flexion simple et soumise à un moment  $M_A$  égale au moment par rapport aux CDG (centre de gravité) armatures tendues.

$$M_A = M_u + N_u \left[ \left( \frac{h}{2} - c \right) \right] = 2.26 + 2.37 \left[ \left( \frac{0.1}{2} - 0.03 \right) \right] = 2.30 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_A}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{2.30 \times 10^3}{17 \times 100 \times 7^2} = 0.0276 < \mu_l = 0.392.$$

Donc les armateurs comprimés ne sont pas nécessaire  $\Rightarrow A'_f = 0$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \\ \beta = 1 - 0.4\alpha \end{array} \right\}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = 0.0276 \Rightarrow \alpha = 0.0349 \Rightarrow \beta = 0.986 \\ A_f = \frac{M_A}{\sigma_s \times \beta \times d} \\ A_f = \frac{2.30 \times 10^3}{348 \times 0.986 \times 7} = 0.957 \text{ cm}^2 \\ A_f = 0.957 \text{ cm}^2 \end{array} \right\}$$

$N$  est un effort de compression  $\Rightarrow A_u = A_f - \frac{N}{100\bar{\sigma}_s}$ ,  $A'_f = A'_u = 0$ .

$$A_u = 0.957 - \frac{2.37 \times 10^3}{100 \times 348} = 0.888 \text{ cm}^2.$$

### III.1.7 .VÉRIFICATION:

#### III.1.7 .1. Vérification à L'E.L.U:

- **CONDITION DE NON FRAGILITÉ : B.A.E.L (A.4.2.1)**

$$A^{\min} \geq 0.23 \times b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \times \left[ \frac{e_0 - 0.455d}{e_0 - 0.185d} \right]$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1.51}{2.37} = 0.637$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 30 = 2.40 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.4}{400} \times \left[ \frac{63.7 - 0.455 \times 7}{63.7 - 0.185 \times 7} \right] \Rightarrow A_{\min} \geq 0.927 \text{ cm}^2.$$

- **Pourcentage minimal d'armature longitudinal:** (art B.5.3.1) BAEL91

$$A_L \geq 0.0025b.h = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.5 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Donc : } \left\{ \begin{array}{l} A = \max (A_u, A_L, A_{\min}) \\ A = \max (0.888, 0.927, 2.5) \text{ cm}^2 \\ A = 2.5 \text{ cm}^2 = 5\Phi 8 = 2.51 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Alors, on prend:  $A = 5\Phi 8 = 2.51 \text{ cm}^2$ .

### III.1.7.2. VÉRIFICATION A' L'E.L.S:

Tant que l'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées préjudiciables.

#### A. Contrainte De Traction Des Armatures:

$$\text{Fissurations préjudiciables : } \bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right) \dots\dots \text{BAEL91 (art .A.4.5.32)}$$

Ou :  $\eta$  : coefficient de fissuration : 1.60 pour les barres « HA »

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} (400); 110 \sqrt{1.6 \times 2.4} \right)$$

$$\bar{\sigma}_s = \min (266.67; 215.55) \text{ Mpa} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 215.55 \text{ Mpa}$$

#### B. Contrainte de compression du béton:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 30 \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ Mpa}$$

- **Détermination de centre de pression (N: effort de compression).**

$$G_{BC} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1.51}{2.37} = 0.6371 \text{ m}$$

Alors, le point « C » se trouve à l'extérieur de la section

$$C = G_{BC} - \frac{h}{2} = 63.71 - \frac{10}{2} = 58.71 \text{ cm}$$

Soit: compte tenu des conventions de signes :  $c = -58.71 \text{ cm}$ .

Donc les contraintes  $\sigma_s$  et  $\sigma_b$  peuvent être déterminées par l'application de la formule (77)

BAEL83- exercices).

$$C = -58.71 \text{ cm}$$

$$d = 7 \text{ cm}$$

$$b = 100\text{cm}$$

$$A' = 0$$

$$A = 5T8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

Nous obtenons :

$$P = -3(-58.71)^2 - 0 + \frac{90 \times 2.51}{100} \times (7 - (-58.71)) \Rightarrow P = -10192.15$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A'}{b}(c-d')^2 - \frac{90A}{b}(d-c)^2$$

$$q = -2(-58.71)^3 - 0 + \frac{90 \times 2.51}{100} \times (7 - (-58.71))^2 \Rightarrow q = 414484.69$$

$y_2$  : racine de l'équation cubique :  $y_2^3 + py_2 + q = 0$

$$y_2^3 - 10192.15y_2 + 414484.69 = 0$$

On adopte la racine qui a un sens physique, on retiendra pour  $y_2$  une valeur positive telle que :

$$0 \leq y_1 = y_2 + c = 30.858 - 28.72 = 2.138\text{cm} \leq h = 10\text{cm}$$

Alors, on prend  $y_1 = 2.138 \text{ cm}$ .

$$S = \frac{b \cdot y_1^2}{2} + 15[A'(y_1 - d') - A(d - y_1)]$$

$$S = \frac{100 \times (2.138)^2}{2} + 15[-2.51(7.5 - 2.138)] = 26.67\text{cm}^2$$

$$K = \frac{N_{ser}}{100 \times S} = \frac{2372.5}{100 \times 26.67} = 0.889$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0.889 \times 2.138 = 1.902\text{Mpa}$$

$$\sigma_b = 1.902\text{Mpa} < \bar{\sigma}_b = 18\text{Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K(d - y_1) = 15 \times 0.889(7 - 2.138) = 64.83\text{MPa} \Rightarrow \sigma_s = 64.83\text{MPa}$$

Alors :  $\sigma_b = 1.902\text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 18\text{Mpa} \dots\dots\dots c.v$

$\sigma_s = 64.83 < \bar{\sigma}_s = 215.55\text{Mpa} \dots\dots\dots c.v$

Comme les deux conditions sont vérifiées donc les aciers adoptés à L'ELU restent convenables pour L'ELS.

**III.1.8. ARMATURES DE RÉPARTITION:**

D'après les règles de BAEL91 Art (A.8.2, 41)

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63\text{cm}^2$$

on adopte :  $A_r = 5\Phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2$



**III.1.9. ESPACEMENT DES ARMATURES:**

Selon les règles de (BAEL91 Art (B.5.3.3)

$$e_L \leq \min(2.50h; 25cm) \Rightarrow e_L \leq 25cm \Rightarrow e_L = 20cm$$

Pour l'espacement des armatures de répartition, on prend :

$$e_t = 25cm$$

**III.1.10. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT : B.A.E.L.91 (A.5.1.1) :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{2.83 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.040 \text{ Mpa} \quad \text{La fissuration est préjudiciable, alors :}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.10 f_{c28}; 4 \text{ Mpa})$$

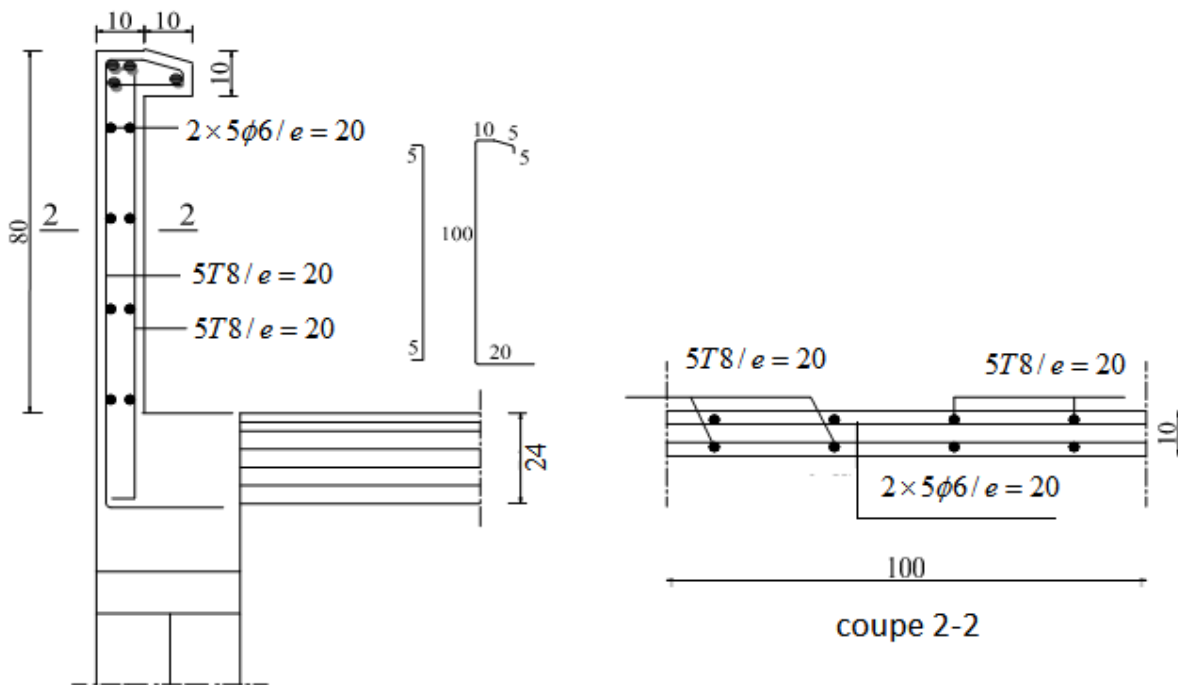
$$\bar{\tau}_u = \min(3; 4 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u = 3 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.04 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3 \text{ Mpa} \dots\dots\dots .c.v$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**III.1.11. PRESENTATION DU FERRAILLAGE:**



## III.2. LES BALCONS

### III.2.1. INTRODUCTION :

Le balcon est une dalle pleine en béton armée, encastrée dans la poutre de rive.

Dans le calcul on prend une bande de 1 mètre.

Le calcul se fait sur une bande de 1m de largeur d'une section rectangulaire travaillant comme une console soumise à la flexion simple du à :

- G : poids propre de la console.
- Q : surcharge d'exploitation.
- P : charge concentrée due au poids des murs extérieurs et l'acrotère.

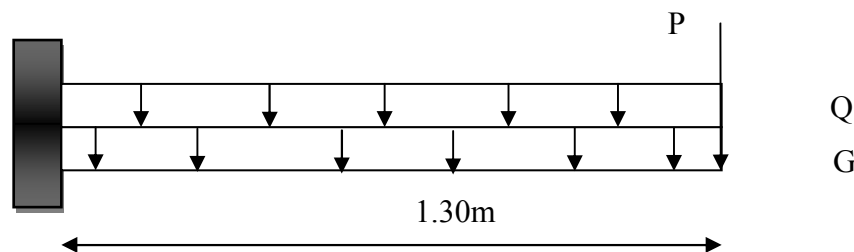


Fig.III.2.1 : Schéma statique

### III.2. 2. PRE DIMENSIONNEMENT D'ÉPAISSEUR :

$L_x = 1.30m$   $L_x =$  la plus petite portée du panneau le plus sollicité.

$$e \geq \frac{L_x}{20} \Rightarrow e \geq \frac{130}{20} = 6.50cm \text{ Pour une dalle sur un seul appui.}$$

On prend :  $e = 12 \text{ cm}$

### III.2.3. EVALUATION DES CHARGES :

#### III.2.3.1. BALCON ETAGE COURANT :

- *Les charges permanentes :*

Les Couches	Épaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
1- Carrelage	0,02	20	0.40
2- Mortier de pose	0,02	20	0.40
3- Lit de sable	0,02	17	0.34
4- Dalle pleine	0.12	25	3
5- Enduit en plâtre	0,01	10	0.10
			<b>4.24</b>

$G = 4.24KN / m^2$

- **Les charges d'exploitations :**

$Q = 3.50KN / m^2$  .....[(D.T.R. BC2.2)]

En prend la charge du mur extérieur une charge concentré.

$h = 1m$

$P = 2.15 \times 1 = 2.15KN / ml$

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 4.24 \times 1 = 4.24KN / ml \\ Q = 3.5 \times 1 = 3.50KN / ml \\ P = 2.15KN / ml \end{array} \right\}$$

**III.2.3.1.1. CALCUL DES SOLLICITATIONS :**

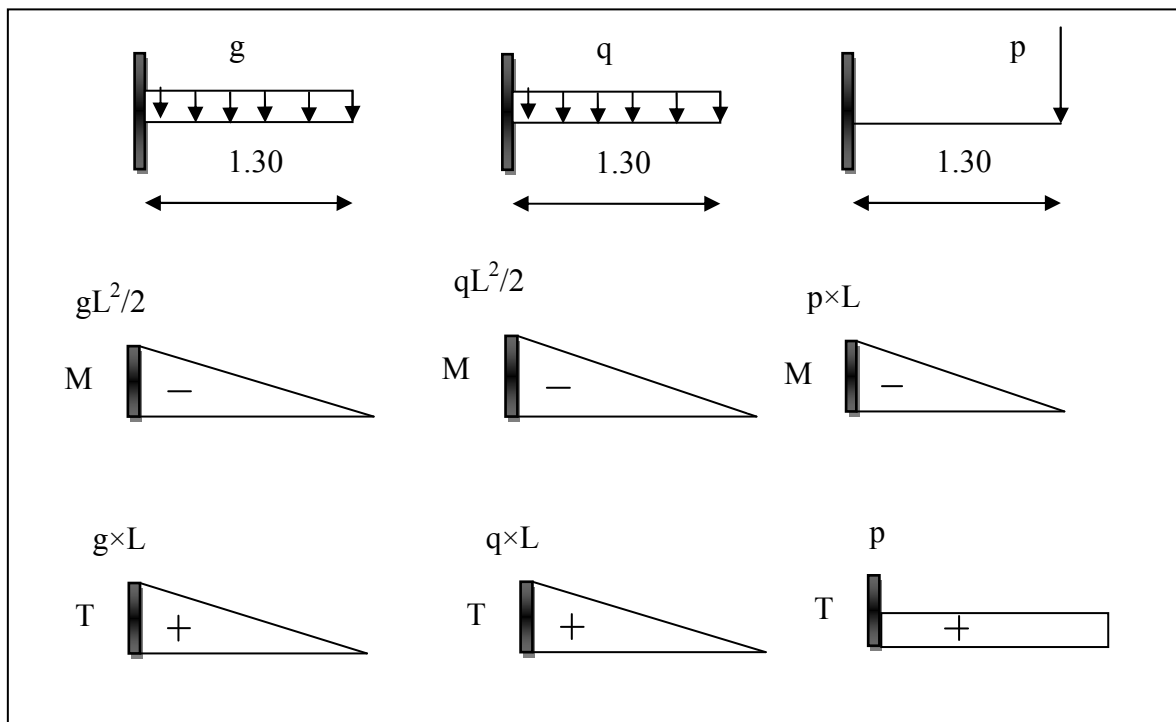


Fig.III.2.2 : Diagramme des forces

**ELU :**

$M_g = g \cdot l^2 / 2$

$M_q = q \cdot l^2 / 2$

$M_p = p \cdot l$

$T_g = g \cdot l$

$T_q = q \cdot l$

$T_p = p$

- **Tableau récapitulatif :**

$M_g(KN.m)$	$M_q(KN.m)$	$M_p(KN.m)$	$T_g(KN)$	$T_q(KN)$	$T_p(KN)$
-3.58	-2.95	-2.79	5.51	4.55	2.15

### III.2. 3.1.2. COMBINAISONS D'ACTION :

- **E.L.U :**

$$M_u = 1,35(M_g + M_p) + 1,5M_q$$

$$T_u = 1,35(T_g + T_p) + 1,5T_q$$

- **E.L.S :**

$$M_{ser} = M_g + M_p + M_q$$

$$T_{ser} = T_g + T_p + T_q$$

- **Tableau récapitulatif :**

<b>E.L.U</b>	$M_u (KN.m)$	<b>-13</b>
	$T_u (KN)$	<b>17.17</b>
<b>E.L.S</b>	$M_{ser} (KN.m)$	<b>-8.98</b>
	$T_{ser} (KN)$	<b>12.21</b>

### III.2.3.1.3. CALCUL DU FERRAILLAGE:

On va calculer le balcon plus sollicité ; celui d'étage courant, et on adopte le même ferrailage les autres balcons.

- **E.L.U :**

$$M_u = 13KN.m$$

$$T_u = 17.17KN$$

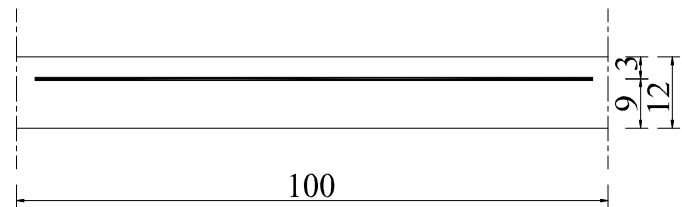
- **L'ENROBAGE :**

$$C > C_0 + \frac{\Phi}{2}$$

$$C_0 \geq 2cm \Rightarrow \text{(Fissurations préjudiciable)}$$

$$\Phi \leq \frac{h}{10} = \frac{12}{10} = 1.20cm \Rightarrow \Phi = 1.20cm \dots\dots\dots \text{(BAEL91 (A.7.2,1) )}$$

$$C \geq 2 + \frac{1.20}{2} + 2.60 \text{ cm} \Rightarrow C = 3 \text{ cm}$$



• **LES ARMATURES LONGITUDINALES :**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{13 \times 10^3}{17 \times 100 \times 9^2} \Rightarrow \mu = 0,0944$$

$$\mu = 0,0944 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

La section est simplement armée

$$\mu = 0,094 \Rightarrow \alpha = 0,1236, \beta = 0,951$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{13 \times 10^3}{348 \times 0,951 \times 9} \Rightarrow A = 4,36 \text{ cm}^2$$

• **E.L.S : D'après le B.A.E.L 83 exercices**

- la fissuration est peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant  $\sigma_s$ .

- section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de  $\sigma_b$  est inutile, si la condition suivante est remplie.

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}, f_{c28} = 30 \text{ Mpa}$$

• **Tableau récapitulatif :**

$M_u$ (KN.m)	$M_{ser}$ (KN.m)	$\gamma$	$\alpha$	$\bar{\alpha}$	condition
-13	-8.98	1,44	0,1236	0,52	V

• **Pourcentage minimale : B.A.E.L 91(art B.6.4)**

$$A'_{\min} \geq 0.001 \times b \times d = 0.001 \times 100 \times 9 = 0.9 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité : B.A.E.L 91(A.4.2.1)**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 9 \times \frac{2.40}{400} = 1.24 \text{ cm}^2$$

- **Tableau récapitulatif :**

$$A = \max(A_u; A_{\min}; A'_{\min})$$

$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{adp}}$ (cm <sup>2</sup> )
4,36	1,24	0,9	4,36	4,52 = 4T12

### III.2.3.1.4. Vérification de l'effort tranchant: B.A.E.L.91(A.5.1)

On doit vérifier :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{17.17 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0,19 \text{ Mpa}$$

La fissuration est peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 f_{ct28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) \text{ (B.A.E.L.91 art A.5.1.211)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(4; 5 \text{ Mpa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 4 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,19 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 4 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (C \cdot V)$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### III.2.3.1.5. Les armatures des répartitions : (B.A.E.L.91 art A.8.2.41)

$$A_r = \frac{A_{\text{adp}}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } A_r = 4\text{T}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

### III.2.3.1.6. Espacement entre les armatures: (B.A.E.L.91 art (A.8.2.42))

#### A. Les armatures longitudinales:

$$S_l \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(36 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_l \leq 33 \text{ cm}$$

On prend  $S_l = 25 \text{ cm}$

#### B. Les armatures transversales:

$$S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(48 \text{ cm}; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 45 \text{ cm}$$

On prend  $S_t = 25 \text{ cm}$

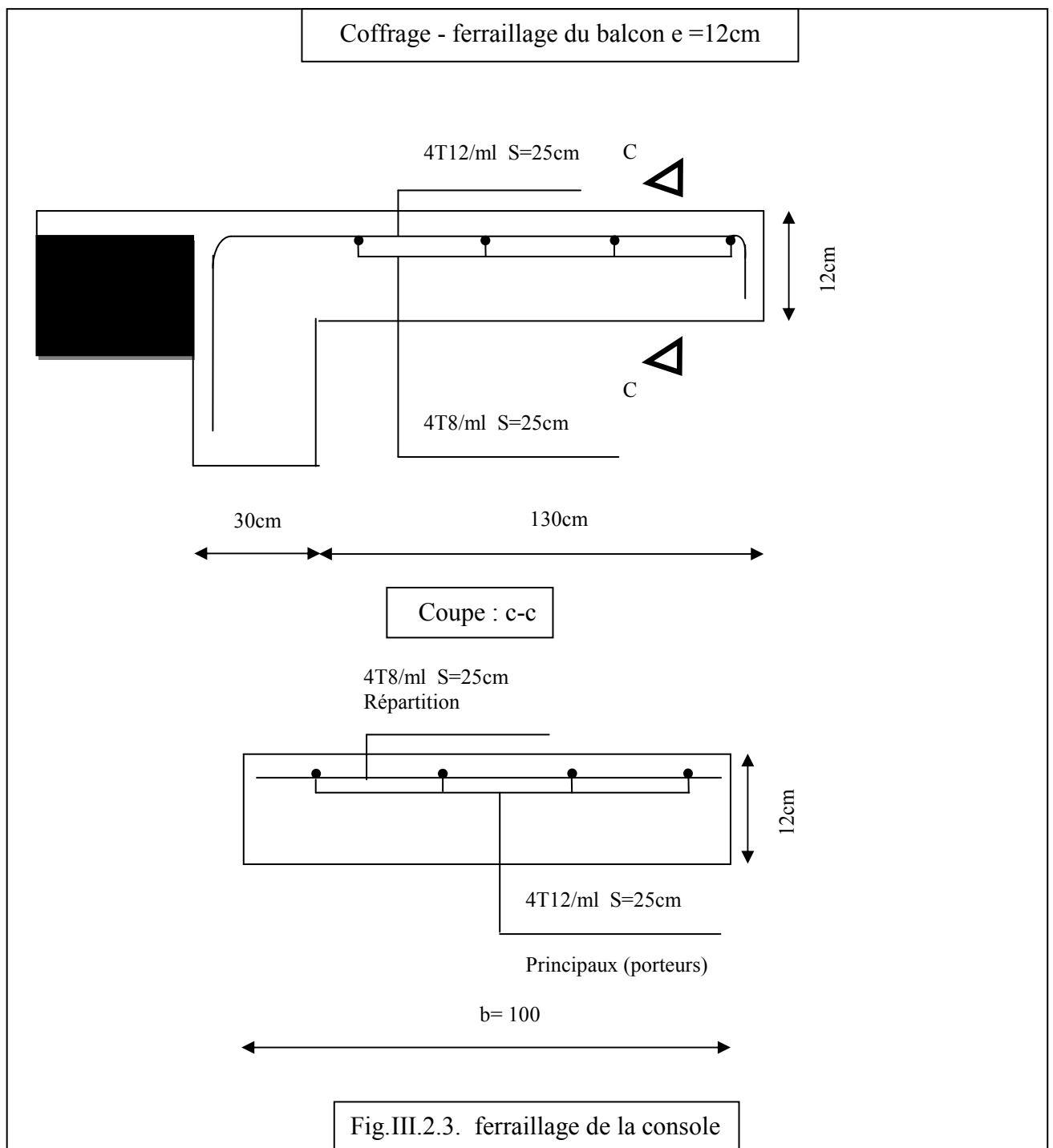
III.2. 3.1.7. Vérification de la flèche: (B.A.E.L.91 art (B.6.5.2))

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{12}{130} = 0,0923 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots C \cdot V$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,0923 > \frac{0,85M_0}{10M_0} = 0,085 \dots\dots\dots C \cdot V$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,52}{100 \times 9} = 0,00502 \leq \frac{4,2}{400} = 0,01050 \dots\dots\dots C \cdot V$$

III.2.3.1.8. PRESENTATION DU FERRAILLAGE :



III.2.4. BALCON TERRASSE:

- Les charges permanentes :

Les Couches	Epaisseur (m)	Poids(KN/m <sup>3</sup> )	Charges(KN/m <sup>2</sup> )
1- Gravillon de protection	0,05	17	0.85
2- Etanchéité multicouche	0,02	6	0.12
3- Isolant thermique (lige)	0,04	4	0.16
4- Forme de pente	0,10	22	2.2
5- Dalle pleine	0.12	25	3
6- Enduit en plâtre	0,01	10	0.10
			<b>6.43</b>

$G = 6.43KN / m^2$

Les charges d'exploitations :  $Q = 1KN / m^2$  ..... [(D.T.R. BC2.2)]

- En prend la charge de l'acrotère une charge concentré  $P = 2.37KN / ml$  .

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 6.43 \times 1 = 6.43KN / ml \\ Q = 1 \times 1 = 1KN / ml \\ P = 2.37KN / ml \end{array} \right\}$$

III.2.4.1. CALCUL DES SOLLICITATIONS :

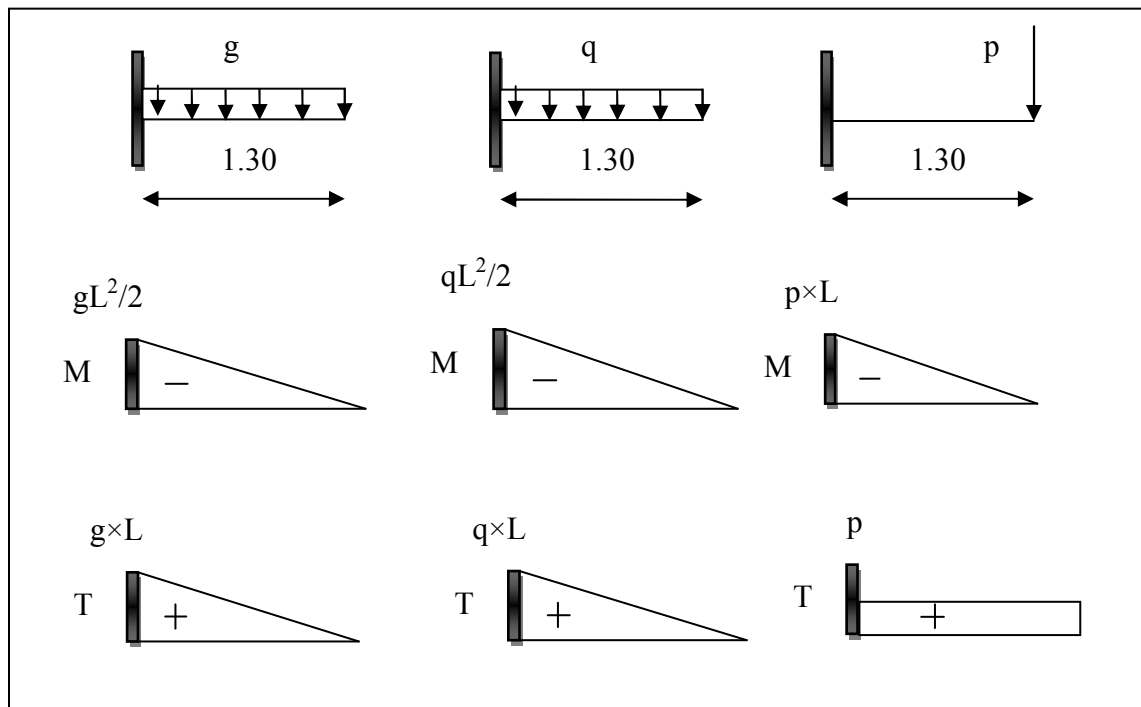


Fig.III.2.4.Diagramme des forces



**ELU :**

$$M_g = g \cdot l^2 / 2 \qquad T_g = g \cdot l$$

$$M_q = q \cdot l^2 / 2 \qquad T_q = q \cdot l$$

$$M_p = p \cdot l \qquad T_p = p$$

• **Tableau récapitulatif:**

$M_g(KN.m)$	$M_q(KN.m)$	$M_p(KN.m)$	$T_g(KN)$	$T_q(KN)$	$T_p(KN)$
- 5.43	- 0.84	- 3.08	8.35	1.30	2.37

### III.2.4.2. COMBINAISONS D'ACTION :

• **E.L.U :**

$$M_u = 1,35(M_g + M_p) + 1,5M_q$$

$$T_u = 1,35(T_g + T_p) + 1,5T_q$$

• **E.L.S :**

$$M_{ser} = M_g + M_p + M_q$$

$$T_{ser} = T_g + T_p + T_q$$

• **Tableau récapitulatif :**

<b>E.L.U</b>	$M_u (KN.m)$	-12.76
	$T_u (KN)$	16.43
<b>E.L.S</b>	$M_{ser} (KN.m)$	-9.35
	$T_{ser} (KN)$	12.02

### III.2.4.3. CALCUL DU FERRAILLAGE:

On va calculer le balcon plus sollicité ; celui d'étage courant, et on adopte le même ferrailage les autres balcons.

• **E.L.U :**

$$M_u = 12.76 \text{ K N.m}$$

$$T_u = 16.43 \text{ K N}$$

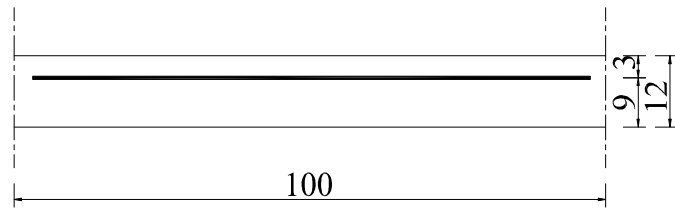
• **L'ENROBAGE :**

$$C > C_0 + \frac{\Phi}{2}$$

$$C_0 \geq 2cm \Rightarrow (\text{Fissurations préjudiciable})$$

$$\Phi \leq \frac{h}{10} = \frac{12}{10} = 1.20cm \Rightarrow \Phi = 1.20cm \dots\dots\dots (\text{BAEL91 (A.7.2,1)})$$

$$C \geq 2 + \frac{1.20}{2} + 2.60cm \Rightarrow C = 3cm$$



• **LES ARMATURES LONGITUDINALES :**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{12.76 \times 10^3}{17 \times 100 \times 9^2} \Rightarrow \mu = 0,092$$

$$\mu = 0,092 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

La section est simplement armée

$$\mu = 0,092 \Rightarrow \alpha = 0,1209, \beta = 0,952$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{12.76 \times 10^3}{348 \times 0,952 \times 9} \Rightarrow A = 4,28cm^2$$

• **E.L.S : D'après le B.A.E.L 83 exercices :**

Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et les armatures sont de classe FeF400.

La vérification de  $\overline{\sigma_b}$  n'est pas nécessaire si la condition suivante est vérifiée

Comme la condition est vérifiée alors la vérification de  $\overline{\sigma_b}$  n'est pas nécessaire. Donc pas de vérification à E.L.S .

$$\alpha \leq \overline{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}, f_{c28} = 30Mpa$$

• **Tableau récapitulatif :**

$M_u(\text{KN.m})$	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$\gamma$	$\alpha$	$\overline{\alpha}$	Condition
-12.76	-9.35	1,363	0,1209	0,4815	V

• **Pourcentage minimale : B.A.E.L 91(art B.6.4)**

$$A'_{\min} \geq 0.001 \times b \times d = 0.001 \times 100 \times 9 = 0.9cm^2$$

- **Condition de non fragilité : B.A.E.L 91(A.4.2.1)**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 9 \times \frac{2.40}{400} = 1.24 \text{ cm}^2$$

- **Tableau récapitulatif :**

$$A = \max(A_u; A_{\min}; A'_{\min})$$

$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{adp}}$ (cm <sup>2</sup> )
4,28	1,24	0,9	4,28	4,52 = 4T12

**III.2. 4.4. Vérification de l'effort tranchant: B.A.E.L.91(A.5.1)**

On doit vérifier :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{16.43 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0,18 \text{ Mpa}$$

La fissuration est peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 f_{ct28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) \text{ (B.A.E.L.91 art A.5.1.211)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(4; 5 \text{ Mpa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 4 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,18 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 4 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (C \cdot V)$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**III.2.4.5. Les armatures des répartitions : (B.A.E.L.91 art A.8.2.41)**

$$A_r = \frac{A_{\text{adp}}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

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

**III.2.4.6. Espacement entre les armatures: (B.A.E.L.91 art (A.8.2.42))**

**A. Les armatures longitudinales:**

$$S_l \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(36 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_l \leq 33 \text{ cm}$$

On prend  $S_l = 25 \text{ cm}$

**B. Les armatures transversales:**

$$S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(48 \text{ cm}; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 45 \text{ cm}$$

On prend  $S_t = 25 \text{ cm}$

III.2.4.7. Vérification de la flèche: (B.A.E.L.91 art (B.6.5.2))

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{12}{130} = 0,0923 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots C \cdot V$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,0923 > \frac{0,85M_0}{10M_0} = 0,085 \dots\dots\dots C \cdot V$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,52}{100 \times 9} = 0,00502 \leq \frac{4,2}{400} = 0,01050 \dots\dots\dots C \cdot V$$

III.2.4.8. PRESENTATION DU FERRAILLAGE :

