

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEURET DE LA RECHERCHE



SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE KASDI MERBAH OUARGLA



Faculté des Sciences appliquées

Département de Génie Civil

Mémoire fin d'études

MASTER ACADEMIQUE

Domaine: Sciences technologies

Filière: Génie Civil

Spécialité : Structures

Présenté Par :

**ELHILA Meriam**

**YAZI Nesrine**

Thème :

**L'influence des dispositions des voiles sur le comportement  
dynamique d'un bâtiment en R+5**

**Soutenu publiquement le:**

**Devant le jury composé de:**

Dr. KHALLASI Amar	MAA (UKM Ouargla)	Président
Dr. DJIREB Samir	MCB (UKM Ouargla)	Examineur
Dr. BOUZOUAID Samia	MCB (UKM Ouargla)	Encadreur

**Année Universitaire :2022/2023**



## Remerciement

عن أبي هريرة - رضي الله عنه - قال رسول الله - (صلى الله عليه وسلم):

(من لا يشكر الناس لا يشكر الله)

Nous sommes très reconnaissants à la professeure (Samia Bouzouaid) qui nous a grandement aidés dans nos progrès pour terminer et écrire cette recherche et qui a joué un grand rôle dans ses instructions, critique constructive et soutien académique et tous les professeurs respectés sur le dévouement et l'engagement tout au long des années scolaires. Je remercie également tous les ingénieurs qui ont contribué à notre orientation et qui nous ont fourni de l'information pendant la période de formation afin de terminer cette étude.

## الإهداء

الحمد لله الذي ما تم جهد ولا ختم سعي إلا بفضل

و ما تخطى العبد من عقبات و صعوبات إلا بتوفيقه و معونته

و اليوم و بكل فخر اهدي هذا العمل

إلى فترة عيني ... و طريقي إلى الجنة .....نور قلبي... و سندي في الحياة

إلى من حملتني في بطنها وسهرت من اجلي إلى نبع الحب و الحنان أمي الحبيبة .

و إلى السند و صاحب القلب الكبير ومصدر الأمان و السعادة أبي الغالي .

ها قد أتى اليوم الذي طالما تمناه قلبكما أنا هنا و في هذا المكان بفضلكما و بفضل تربيتكم لي و تعليمي و مساندتي من اجل

أن أصل لما عليه الآن اللهم اعني على برهما و ارزقني رضاها و اطل في عمرهما و اسعد قلوبهما و أحفظهما لي يا رب .

و إلى نور الذي يضيء حياتي و ابتسامتي و قوتي إخوتي .

و اهديها خاصة إلى خالي (علي) و خالتي ( أم الخير ) و جدتي الغاليين لدعمهم لي طول مسيرتي الدراسية .

إلى الأيادي التي تمد لي العون عندما أتعثر عائلي و أصدقائي .



## نسرین بیری

# الإهداء

الحمد لله حتى يبلغ الحمد منتهاه

الحمد لله الذي وفقني وطيلة مسيرتي الدراسية هذه

أهدي عملي المتواضع لسندي ومسنديومصدر قوتي أعز ما ملط والديا

أهدي هذا العمل المتواضع لوالدي الأعماء الذين أرشدوني خلال أصعب لحظات هذه الرحلة الطويلة، والدتي التي كانت بجانبني ودعمي طوال حياتي، إلى والدي عبد العزيز، الذي لم يترك يدي أبداً في طريقي الطويل وحبيبي الغالي نور حياتي، شكراً جزيلاً

لن أمي على كل جهد كان من اجلي

الأبدي التي دعمتني طوال هذا العمل.

أخيراً، أهدىما لشركتي نسرين التي ساهمت في تحقيق هذا العمل



## مريم الحيلة

## Résumé

Ce projet consiste en une étude de construction en béton armé à usage résidentiel avec deux appartements sur un étage. Il se compose d'un rez-de-chaussée et 5 étages. Le bâtiment sera situé à la périphérie de la zone sismique de Media (Oumari) (II-a).

Selon le rapport de sol, le terrain est un sol homogène avec contrainte admissible = 1,9 bar

La structure est soutenue par des voiles, des colonnes et des paquets .

Cette étude comporte quatre parties :

**Partie I :** description et aperçu du projet avec les dimensions d'avance des éléments, puis les charges d'atterrissage .

**Partie II :** Etude des éléments secondaires (Acrotère, balcon et échelles).

**Partie III :** L'objectif du projet est d'étudier l'effet sismique et l'effet porteur des dispositions des voiles en respectant les règles et conditions de BAEL91/amendé 99 et du règlement sismique algérien RPA 99 une version 2003 avec analyse de la structure à l'aide du ROBOT 2014 programme .

**Dernière partie IV :** Comprend le renforcement des éléments résistants à la structure (poutres, colonnes, voiles, fondation ).

## ملخص

يتكون هذا المشروع من دراسة بناء سكنية من الخرسانة المسلحة يتكون من طابق وخمسة طوابق لكل طابق شقتين وسقيموقع المبنى في ولاية مديّة بلدية (وامري) والتي صنفت ضمن المنطقة الزلزالية (II-a).

وفقاً لنسبة التربة، فإن الأرض عبارة عن تربة متجانسة ذات إجهاد مسموح به يساوي 1.9 بار.

الهيكل مدعوم بجدران خرسانية وأعمدة وروافد.

- تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء:
  - الجزء الأول: وصف المشروع واستعراض عام له مع الأبعاد المسبقة للعناصر، ثم حمولات الهبوط.
  - الجزء الثاني: دراسة العناصر الثانوية (أكروبلتو وشرفة وسلام).
  - الجزء الثالث: الهدف من المشروع هو دراسة الأثر الزلزالي والأثر المؤثر لأحكام الامتثال لقواعد وشروط BAEL91/amendd99 والنظام الزلزالي الجزائري RPA 99 نسخة 2003 مع التحليل الهيكلي باستخدام برنامج 2014 ROBOT.
  - الجزء الرابع و الأخير: يشمل تعزيز العناصر المقاومة الهيكلية (الروافد ، الأعمدة، الأشرعة، الأساسات).

## **Abstract**

This project consists of a residential reinforced concrete construction study with two one-storey apartments. It consists of a ground floor and 5 floors. The building will be located on the outskirts of the seismic zone of Media (Oumari) (II-a).

According to the soil ratio, the land is a homogeneous soil with permissible stress = 1.9 bar

The structure is supported by sails, columns and packages.

This study has four parts :

**Part I:** description and overview of the project with the advance dimensions of the elements, then the landing loads .

**Part II:** Study of secondary elements (acrotera, balcony and scales).

**Part III:** The objective of the project is to study the seismic effect and the bearing effect of the sail arrangements in compliance with the rules and conditions of BAEL91/amendd99 and the Algerian seismic regulation RPA 99 a 2003 version with structural analysis using ROBOT 2014 program.

**Last part IV:** Includes reinforcement of structural resistant elements (beams, columns, sails, foundation ).

## *Sommaire*

<b>Introduction .....</b>	<b>1</b>
---------------------------	----------

### **Chapitre I : Présentation de projet**

<b>Présentation de l'ouvrage :.....</b>	<b>3</b>
<b>Les Règlements Algériens Utilisés : .....</b>	<b>4</b>
<b>Les Matériaux Utilisés : .....</b>	<b>5</b>
<b>Hypothèses de calcul: .....</b>	<b>8</b>

### **Chapitre II : Prédimensionnement**

<b>Introduction .....</b>	<b>10</b>
<b>Prédimensionnement des poteaux .....</b>	<b>10</b>
<b>Prédimensionnement des poutres.....</b>	<b>10</b>
<b>Les planchers .....</b>	<b>11</b>
<i>Les escaliers.....</i>	<i>13</i>
<i>Les balcons.....</i>	<i>15</i>
<i>L'acrotère .....</i>	<i>16</i>
<i>Les voiles .....</i>	<i>16</i>
<b>Evaluation des charges de Maçonnerie.....</b>	<b>17</b>
<b>Descente des charges ;.....</b>	<b>18</b>
<b>Vérification de la section du poteau :.....</b>	<b>20</b>
<b>Conclusion .....</b>	<b>21</b>

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

<b>Introduction : .....</b>	<b>23</b>
-----------------------------	-----------

L' acrotère .....	23
Les balcons.....	26
Etude des escaliers : .....	29
Les planchers .....	38
Méthode de calcul des planchers .....	40
<b>Chapitre IV : Etude sismique</b>	
Introduction .....	58
Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par ROBOT.....	61

Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences duRPA .....	64
Effets de la torsion accidentelle : .....	73
Conclusion .....	75

## **Chapitre V : Etudes des éléments principaux**

Introduction .....	77
Etude des poteaux .....	77
• Calcul de ferrailage .....	81
• Les vérifications : .....	82
Etude des poutres : .....	84
Poutres principales .....	85
Poutres secondaires .....	90
Etude des voiles .....	96

## **Chapitre VI :**

1 Introduction.....	103
Choix de type des fondations.....	104
Etude des semelles isolées :.....	105
Etude des Semelles filantes :.....	105

**CONCLUSION GENERALE**

**Bibliographie**

**Annexe**

Tableau I-1: Les types d'aciers utilisé .....	7
Tableau II-1: Evaluation de charge Planchers terrasse.....	13
Tableau II-2: Evaluation de charge étage courants.....	13
Tableau II-3 : Evaluation des charges permanentes de volée.....	15
Tableau II-4 :Evaluation des charges permanentes de Palier.....	16
Tableau II-5 : Evaluation des charges de balcon .....	16
Tableau II-6 : dégradation des charges d'exploitation.....	18
Tableau II-7: les charge poteau d'angle.....	19
Tableau II-8: les charge Poteau intermédiaire :.....	20
Tableau II-9: les charge Poteau de rive.....	20
Tableau II-10:Tableau récapitulative.....	21
Tableau III-1 : Sollicitation sur l'acrotère. ....	21
Tableau III-2 : ferrailge de l'acrotère.....	21
Tableau III-3:Sollicitations du balcon.....	27.
Tableau III-4:de ferrailage du balcon.....	27
Tableau III-5: vérification du balcon.....	28
Tableau III-6: resultat de calcul de l'escalier.....	30
Tableau III-7: section d'armatures longitudinale.....	30
Tableau III-8: résultats de calcul de la flèche.....	32
Tableau III-9 :section d'armatures de poutre palier.....	34
Tableau IV-1:de resultat Combinaisons d'actions .....	40
Tableau IV-2 :des Les moments en travées .....	40
Tableau IV-3 :des Les moments sur appuis .....	41
Tableau IV-4: Tableau des efforts tranchants .....	41
Tableau IV-5: Le calcul de ferrailage.....	41
Tableau IV-5: Le calcul de ferrailage.....	43
Tableau IV-7: Vérification des contraintes .....	44
Tableau IV-8: Vérification de la flèche.....	46
Tableau IV-9:moments en travée.....	48
Tableau IV-10: moments sur appuis .....	48
Tableau IV-11: Calculs des efforts tranchants.....	48
Tableau IV-12:du ferrailage des poutrelles (à l'ELU).....	49
Tableau IV-13 :du ferrailage des poutrelles (à l'ELU).....	50
Tableau V-2 :Disposition 1 des voiles.....	62

Tableau V-3 :Disposition 1 des voiles.....	62
Tableau V-4:Disposition 3 des voiles.....	63
Tableau V-5:Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.....	65
Tableau V-6 :Vérifications des déplacements de niveaux sens x-x PositionI.....	66
Tableau V-7:Vérifications des déplacements des niveaux sens y-y PositionI.....	66
Tableau VI-1: les pourcentages minimal des Aciers.....	93
Tableau VI-2 : tableau si- dessous : l'article B-8-1-0 CBA.....	93
Tableau VI-3les résultats sont mentionnés .....	78
TableauVI-5:de ferrailge .....	80
TableauVI-6: Armatures longitudinales (ELU).....	83
Tableau VI-7: Vérification de la flèche .....	87
TableauVI-8: Armatures longitudinales .....	89
T Tableau VII-1 : Résultats de calcul les pré-dimensionnement.....	105
tableau VII-1 : Résultats de calcul les pré-dimensionnement.....	105
Tableau VII-2 : Résultats des contraintes.....	107
Tableau VII-3 : Ferrailage de la semelle isolée .....	107
Tableau VII-4: Ferrailage de la semelle filants.....	110

Figure I-1 : évaluation de la résistance de compression en fonction l'âge béton.....	6
Figure I-2: Le diagramme de contraintes- déformations .....	6
Figure I-3:Diagramme déformation contrainte d'Aciers.....	7.
Figure II-1: Les poutres.....	11
Figure II-2 : Les poutrelles.....	12
Figure II-3: Coupe de voile en élévation.....	17.
Figure II-4: Coupe de voile en pl.an.....	17
Figure III-1 : les dimensions et sollicitation de l' acrotère.....	23
Figure III-2: ferrailge de l'acrotère.....	26
Figure III-3: les dimensions et sollicitation le balcon.....	26
Figure III-4: de ferrailage de balcon.....	29
Figure III-5 :charge et surcharge ' escalier.....	29
Figure III-6: Les charges équivalentes.....	30
Figure III-7 : schéma de ferrailage d'escalier.....	33
Figure III-8 : ferrailage de la poutre palier.....	36
Figure IV-1:Les moments en travées .....	39
Figure IV-2 : Diagramme des moments .....	41
Figure IV-3: Diagramme des efforts tranchants .....	45
Figure IV-4 : Effort tranchant par la méthode des triangles.....	45
Figure IV-5: de ferrailage des poutrelle.....	47
Figure IV-6: Diagramme des efforts tranchants .....	:48
Figure IV-7 de ferrailage des poutrelles (étage courant).....	56
Figure V-1 :modélisation de la structure à l'aide de logiciel « ROBOT ».....	56
Figure V-2:Disposition I des voiles.....	56
Figure V-3: Disposition II des voiles.....	56
Figure V-4: Disposition III des voiles.....	57
Figure VI-1:La zone nodale .....	82
Figure VI-2:Schéma de ferrailage des poteaux .....	82
Figure VI-3 :Dessin de ferrailage des poutres .....	88
Figure VI-4 : voile type 1.....	94
Figure VI-6 : voile Type 2.....	98
Figure VI-8 : Ferrailage de 1 <sup>er</sup> typedesvoile .....	105
Figure VII-1: Schéma de Ferrailage semelle isolée .....	108

# Introduction générale

---

## Introduction générale

Le génie civil est directement lié à la conception et à la construction de structures visant à maintenir l'intégrité de la vie humaine.

L'objectif de cette étude est principalement d'assurer la sécurité des usagers du bâtiment. Pour y parvenir, en plus de les combiner, les charges permanentes du bâtiment doivent être contrôlées et les charges opérationnelles doivent être prises en compte. Non

Nécessité de concevoir une structure capable de supporter les charges générées par le bâtiment Nous savons aussi qu'il existe de nombreux aléas naturels (tsunamis, ouragans, tremblements de terre...etc).

Ces tremblements de terre menacent n'importe quelle zone et se produisent soudainement à tout moment sans avertissement préalable. Les gens ont étudié et analysé le phénomène sismique.

A partir de ce projet, nous nous sommes appuyés sur des recherches sur des bâtiments R+5 avec des voiles pour réduire les forces sismiques exercées sur la structure.

Le but de cette étude est de savoir comment les murs affectent les bâtiments en zone sismique, sans oublier la nécessité de concevoir une structure capable de transférer idéalement les charges générées par le bâtiment vers le sol et Bell 91/99. Assurer la stabilité et l'équilibre du bâtiment pour assurer la sécurité des personnes.



*CHAPITRE I*

# Présentation De Projet



## I-1- Présentation de l'ouvrage :

Ce projet consiste en l'étude d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation à raison de deux appartements par étage. composé d'un rez-de-chaussée et 5 étages. L'immeuble sera implanté sur la périphérie de la wilaya de Médéa ( Ouamri) zone sismique II- a.

Selon le rapport du sol l'assiette est un sol ferme avec une contrainte admissible

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1.9\text{bar}$$

La structure présente une forme irrégulière en plan et en élévation. La structure est soutenue par des voiles et des poteaux et poutres.

## I-2 Caracteristiques géométriques du batiment :

### I-2-1 Dimensions en plan :

$$S = 32 * 12,30 = 393.6 \text{ m}^2$$

### I-2-2- .Dimensions en élévation :

- Longueur totale du bâtiment : **Ht =18.36 m**
- Hauteur d'étage courant : **HEtage = 3.06m**
- Hauteur du RDC :HRDC=3.06 m

### I-2-3-.Conception structurelle :

#### ➤ Planchers :

Les planchers constituer des diaphragmes horizontaux, qui transmettent et répartissent d'une manière uniforme les efforts horizontaux sur les éléments porteurs.

Les types de planchers utilisées sont :

- Planchers à corps creux.
- Dalle pleine en béton armé : C'est une plaque en béton armé, qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des poutrelles ou des murs

#### ➤ Escaliers :

On a un seul type d'escaliers, consistent en des volées de béton armé reposant sur des paliers coulés en place, et un banc comporte des marches et des compteurs de marches.

➤ **Maçonnerie :**

✓ Murs extérieurs :

ils sont constitués de deux parois :

- Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
- L'âme d'air de 10 cm d'épaisseur.
- Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

✓ Murs intérieurs:

ils sont constitués par une cloison de 20 cm d'épaisseur.

➤ **Revêtement :**

Le revêtement de la structure est constitué par :

- ✓ Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- ✓ Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.
- ✓ Mortier de ciment pour les murs extérieurs et intérieurs.

➤ **Acrotère :**

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60cm et de 10cm d'épaisseur.

L'acrotère a pour buts d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade

➤ **Le plafond :**

Réalisé sous l'élément porteur, enduit de plâtre, plaques préfabriquées.

➤ **les Balcons :**

Les balcons sont des dalles pleines encastrées dans les poutres,

➤ **.Les voiles :**

réalisés en béton armé continu sur toute la hauteur du bâtiment .

Nous avons utiliser seul type des voiles :

- ✓ *voiles pleines*

**I-3- Les Règlements Algériens Utilisé :**

- Règle de conception et de calcul de structures [CBA93] et [DTR.BC.2.41].

- Charges permanentes et surcharges d'exploitations [DTR.BC.22].
- Le règlement parasismique [RPA99 version 2003].
- Règle de calcul des semelles superficielles [DTR-BC 2.331]

### I-3- Les Matériaux Utiliser :

#### I-3-1- Béton :

➤ *La composition moyenne pour un mètre cube de béton est la suivante :*

- 350 kg/m<sup>2</sup> de ciment de classe CPA 325.
- 400 litres de sable de diamètre 0 à 5mm.
- 800 litres de gravier de diamètre 15 à 25mm.
- 175 litres d'eau de gâchage.

➤ *Caractéristiques Physique et Mécaniques du Béton :*

#### AL'ELU :

Selon les règles de CBA93 :

- Résistance caractéristique a la compression :

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

- Résistance caractéristique à la traction :

Pour j=28 :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 * f_{c28} = 2.1\text{MPa}$$

$$f_{bu} = 0.85 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.5 \text{ pour situation normale} \\ \gamma_b = 1.15 \text{ pour situation accidentelle} \end{array} \right\}$$

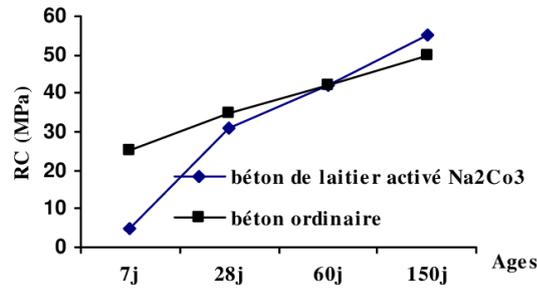


Figure I-1 : évaluation de la résistance de compression en fonction l'âge béton

Le diagramme de contraintes- déformations adopté est :

- Parabole – rectangle pour les sections entièrement comprimé
- Rectangulaire simplifié pour les autres cas

$\bar{\tau}_u$  : contrainte limite ultime de cisaillement , pour fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u \leq ( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa})$$

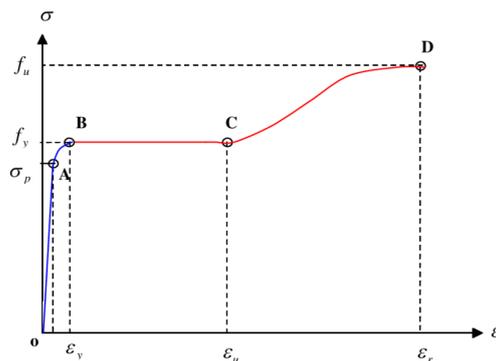


Figure I-2: Le diagramme de contraintes- déformations

Le module de déformation longitudinale instantanée ;

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

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \Rightarrow E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$$

Le module de déformation longitudinale différée du béton :

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad E_{vj} = 10818.16 \text{ MPa}$$

Coefficient de poisson :

$$\begin{cases} \nu = 0.2 & \text{dans le cas des états limites de services.} \\ \nu = 0 & \text{dans le cas des états limites ultimes} \end{cases}$$

La contrainte de compression dans le béton est :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

**I-3-2-L'Acier (les armatures) :**

Le module de déformation longitudinale de l'acier est égale à :

$$E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

Les types d'aciers utilisés :

Type	L'utilisation	Nuance	Fe(Mpa)
Barres HA	Armatures longitudinales	FE E 40	400
Rond Lisse	Armatures transversales	FE E 24	235

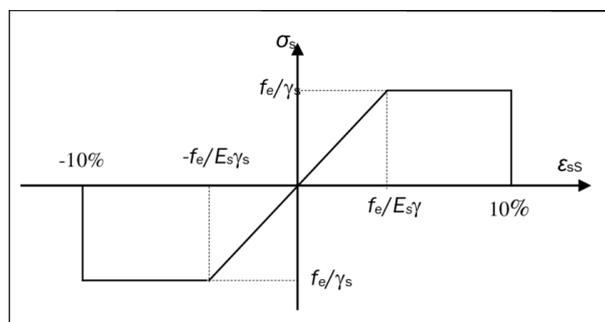
**Tableau I-1:** Les types d'aciers utilisés

**AL'ELU :**

Diagramme déformation – contrainte :

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit le coefficient de sécurité  $\gamma_s$  qui à les valeurs suivantes

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ pour } \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \text{ pour situation normale} \\ \gamma_s = 1.5 \text{ pour situation accidentelle} \end{array} \right\}$$



**Figure I-3:** Diagramme déformation contrainte d'Aciers

AL'ELS :**Contrainte limite de traction des armatures :**

- Cas de la Fissuration Peu Préjudiciable : aucune vérifications n'est préconisée ; les contraintes dans l'acier ne sont pas limitées .
- Cas de la Fissuration Préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s \leq \sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} * f_e ; 110 * (\eta * \sqrt{f_{tj}}) \right\}$
- Cas de la Fissuration Très Préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s \leq \sigma_s = \{ 0,5 * f_e ; 90 * \eta * \sqrt{f_{tj}} \}$

$\eta$  : : Coefficient de fissuration.

$$\begin{cases} \eta = 1 \text{ pour les ronds lisses (RL).} \\ \eta = 1.6 \text{ pour les armatures à haute adhérence (HA)} \end{cases}$$

**I-4- Hypothèse de calcul C.B.A.93 [A.4.3.2] :**

Les hypothèses de calcul sont énumérées ci-dessous :

- ✚ Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- ✚ La résistance à la traction du béton est négligée.

## ❖ ELU :

- ✓ Les déformations des sections sont limitées pour l'allongement unitaire de l'acier à 10‰, pour le raccourcissement unitaire du béton à 3.5 ‰ en flexion et 2‰ en compression simple.
- ✓ On peut supposer concentré en son centre de gravité la section d'un groupe de Plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 ‰.

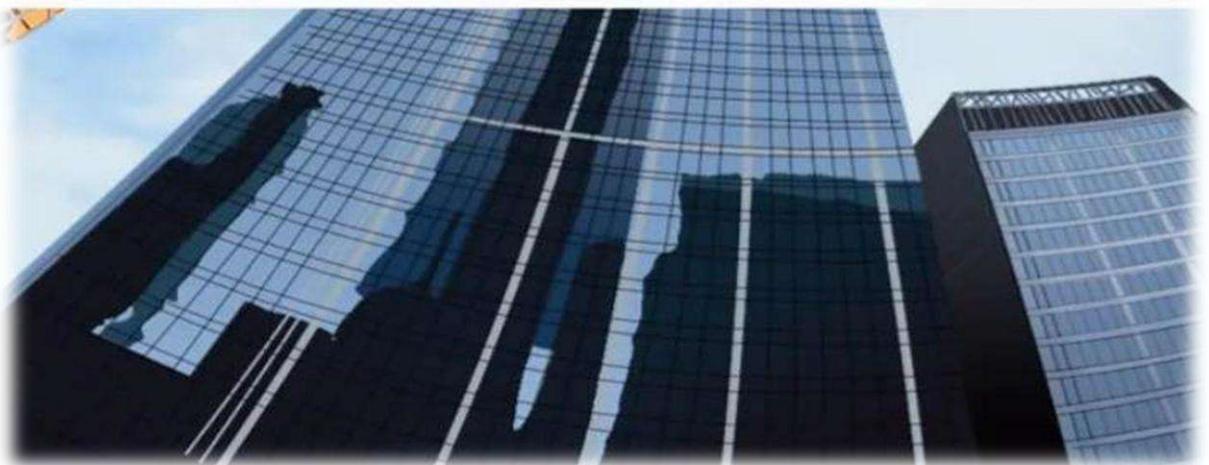
## ❖ ELS :

- ✓ Le coefficient d'équivalence est fixé forfaitairement =15 .
- ✓ L'aire de l'acier est concentrée en son centre de gravité.
- ✓ Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux élastiques.



## *CHAPITRE II*

# *Prédimensionnement Et Evaluation Des charges*



**II-1-Introduction :**

*Le prédimensionnement des éléments résistants est la plus étape régie par les lois empiriques issues de l'expérience. elle représente un point de départ et une base de justification à la résistance, la durabilité et la stabilité de l'ouvrage.*

*Alors, le prédimensionnement il faut être du sommet vers la base.*

**II-2-Prédimensionnement****II-2-1-Prédimensionnement de poteau :**

soit un poteau des dimensions  $(h*b) = 30*30$  cm . ( proposé par l'architecte . )

Les exigences de RPA en zone ( IIa ) :

- $\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots(\text{cv})$
- $\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow 30 \geq \frac{306}{20} = 15.30 \text{ cm} \dots\dots\dots(\text{cv})$
- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \frac{30}{30} = 1 < 4 \dots\dots\dots(\text{cv})$

$$G_{\text{poteau}} = b * h * l * \gamma_b = 6.885$$

**II-2-2 Prédimensionnement des poutre :**

*Les poutres doivent les dimensions suivantes :*

$$G_{pp} = b \times h \times l \times \gamma_b = 9.25 \text{ KN}$$

- **sens transversal :**

$$L_{\text{max}} = 4.6 \text{ m};$$

**Selon le BAEL 91 :**

$L_{\text{max}}$  : est la longueur de la plus grande portée .

$$\frac{l_{\text{max}}}{15} \leq h \leq \frac{l_{\text{max}}}{10}$$

$$\Rightarrow 0.31 \leq h \leq 0.46 . \quad \text{On prend : } h = 45 \text{ cm}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h . \quad \Rightarrow \quad 13.5 \leq b \leq 31.5 \text{ On prend } b = 30 \text{ cm}$$

- ✓ Selon le RPA99 V/2003 :
- ✓  $b=30\text{cm} \geq 20\text{cm}$  ..... ok
- ✓  $h=45\text{cm} \geq 30\text{cm}$  ..... ok
- ✓  $45/30=1.5 \leq 4$  ..... ok

• sens longitudinal:

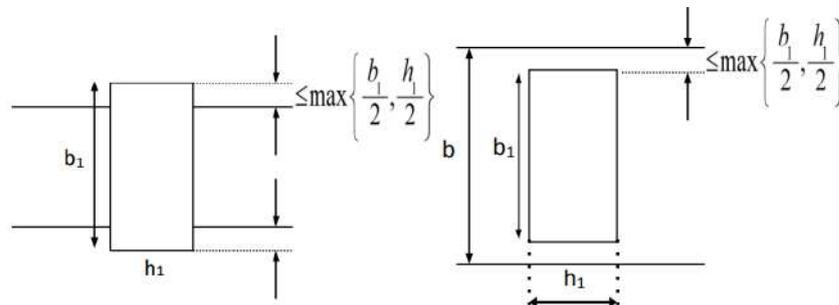
$L_{\max} = 4 \text{ m} ;$

- $\frac{l_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{\max}}{10} \Rightarrow 0.26 \leq h \leq 0.4 \Rightarrow$  on adopte :  $h=40\text{cm}$
- $0.3 h \leq b \leq 0.7 h \Rightarrow 12 \leq b \leq 28 \Rightarrow$  on adopte :  $b=30\text{cm}$

Selon le RPA99 V/2003 :

$$l_{\max} = 370 \text{ cm}$$

- ✓  $b=30\text{cm} \geq 20\text{cm}$  ok
- ✓  $h=40\text{cm} \geq 30\text{cm}$  ok
- ✓  $\frac{40}{30}=1.33 \leq 4$  ok



**Fiegur II-1:** Les poutres

**Conclusion :**

Les dimensions des poutres dans les deux sens et pour tous les niveaux sont :

- sens transversal ( $b=30$  et  $h=45$ )
- sens longitudinal ( $b=30$  et  $h=40$ )

**II-2-3-Prédimensionnement les planches:**

**2-3-1- Dalle à corps creux :**

$h_t$  : hauteur totale de corps creux

$b_0$  : Largeur de la nervure de 8 à 12 cm.

**II-2-3-2-Planchers corps creux :**

A partir de la condition de la flèche , l'épaisseur du plancher est :

$$l_{\max} = 4\text{m}$$

$$\frac{h_t}{l_{\max}} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{l_{\max}}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 17.77 \text{ cm}$$

Donc ,on prend:  $h_t=20\text{cm}$  (16+4) tel que 4cm est l'épaisseur de la dalle de compression .

➤ **vérification de la condition de flèche :**

$$\checkmark \quad 1/25 \leq h_t \leq 1/20 \quad \Rightarrow \quad 16 \leq h_t=20 \leq 20 \quad \dots\dots\dots \text{(OK)}$$

**II-2-3-3-Les poutrelles :**

On a la vérification suivante :  $b=2 b_1 + b_0$

L'hourdis choisis est des données suivante :  $h= 16\text{cm}$  ;  $b= 55\text{cm}$

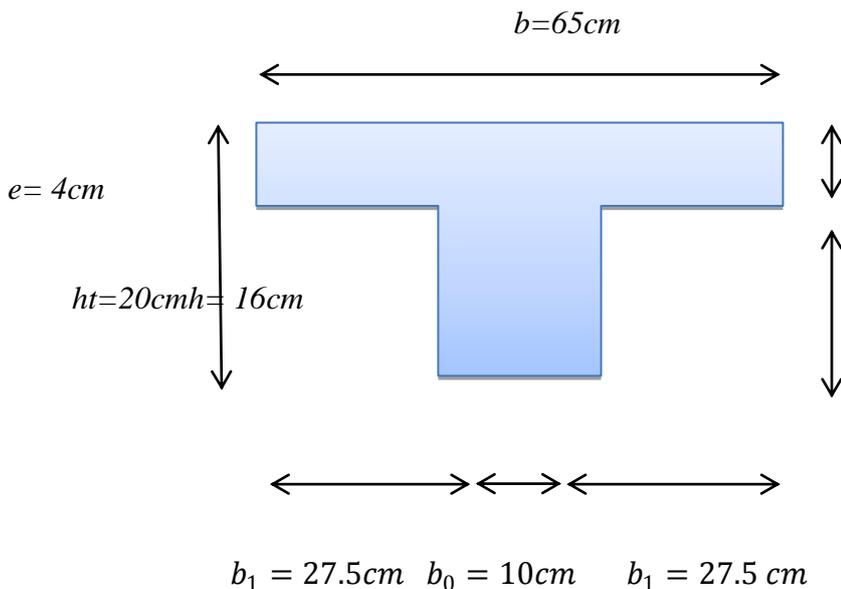
On prend :  $b_0=10 \text{ cm}$  .

$$L=b - b_0 = 65-10 =55 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{L}{2} ; \frac{l_{\max}}{10} \right\} \Rightarrow b_1 \leq \min \{27,5 ; 37\} \Rightarrow b_1 = 27,5 \text{ cm} .$$

$$\checkmark \quad b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 = 55 + 10 = 65 \text{ cm} . \dots\dots\dots \text{ok}$$

Donc : Les dimensions sont accepter .



**Figure II-2 : Les poutrelles**

**II-2-3-4** *Evaluation de charge de plancher :*

❖ *Planchers terrasse inaccessible :*

N	Désignation	e (cm)	$\gamma$ (KN/m)	Charge ( KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon de protection.	5	20	1
2	Etanchéité multicouches.	2	/	0.12
3	Forme de pente	8	20	1.6
4	Isolation thermique.	4	4	0.16
5	Plancher à corps creux.	20	/	2.8
6	Enduit en plâtre	2	10	0.2

**Tableau II-1:** Evaluation de charge Planchers terrasse

✚ *Charge permanente et d'exploitation*

- $G = 5.88 \text{ KN/m}^2$
- $Q = 1,00 \text{ kn/ml}$

❖ *Planchers étage courants :*

N	Désignation	e (cm)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
1	<i>Cloison en brique</i>	<i>10</i>	<i>10</i>	<i>0.1</i>
2	<i>Carrelage</i>	<i>2</i>	<i>20</i>	<i>0.4</i>
3	<i>Mortier de pose</i>	<i>3</i>	<i>20</i>	<i>0.6</i>
4	<i>Lit de sable</i>	<i>3</i>	<i>18</i>	<i>0.54</i>
5	<i>Plancher à corps creux</i>	<i>20</i>	<i>/</i>	<i>2.8</i>
6	<i>Enduit en plâtre</i>	<i>2</i>	<i>10</i>	<i>0.2</i>

**Tableau II-2:** Evaluation de charge étage courants

✚ *Charge permanente et d'exploitation*

- $G = 4.64 \text{ KN/m}^2$
- $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

**II-2-4** *Prédimensionnement des escaliers :*

On utilise la formule de BLONDEL , pour déterminer la largeur des marches et la hauteur contre marche,

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

Avec  $h$  : hauteur de la contre marche  $16 \text{ cm} \leq h \leq 21 \text{ cm}$ .

$g$  : giron de la marche avec  $25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$ .

$H$  : hauteur de la volée :  $\frac{3.06}{2} = 1,53 \text{ m}$ .

$n_c$  : nombre des contre marches.

$m$  : nombre des marches

**détermination «  $h$  » et «  $g$  » :**

on a :  $14 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm} \Rightarrow h = 17 \text{ cm}$

$25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm} \Rightarrow g = 30 \text{ cm}$

➤ **La vérification :**

✓  $59 \text{ cm} \leq g + 2 h \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \dots\dots\dots(CV)$

- Considérons une hauteur de contre marche :  $h = 17 \text{ cm}$

$$n_c = \frac{H}{h} = \frac{135}{17} = 9$$

Alors , le nombre des marches est :  $n_m = n_c - 1 = 8$

**Calcul de l'épaisseur de la paillasse :**

- **Calcul de la pente  $\alpha$  :**

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,566 \Rightarrow \alpha = 29,55^\circ$$

- **l'épaisseur de la paillasse :**

$$L_v = n_m \times g = 8 * 30 = 240 \text{ cm}$$

$$L = 0.65 + \frac{2.4}{\cos \alpha} + 0.95 = 4.36 \text{ cm} .$$

$$\frac{345}{30} \leq e \leq \frac{345}{20} \Rightarrow 14.53 \text{ cm} \leq e \leq 21.54 \text{ cm}$$

On prend :  $e = 18 \text{ cm}$

Alors , notre escaliers est des dimensionnements suivante :

$h = 17 \text{ cm}$  ;  $g = 30 \text{ cm}$  ;  $e = 18 \text{ cm}$

❖ *Evaluation des charges pour le volée:*

	épaisseur .	Masse volumique	charge
Carrelage	2	20	0.4
Mortier de pose	2	20	0.4
Lit de sable	2	18	0.36
Marche	8.5	25	2.125
Paillasse	$e / \cos\alpha$	25	4
Enduit de plâtre	$e/ \cos \alpha$	10	0.2
Garde – corps	/	/	0.6

**Tableau II-3 :** Evaluation des charges permanentes de volée

-  $G = 8.085 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation :

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

❖ *Evaluation des charges Pour le palier :*

	Epaisseur	Masse volumique	charge
Carrelage	2	20	0,4
Mortier de pose	2	20	0,4
Lit de sable	2	18	0.36
Palier	15	25	3,75
Enduit de plâtre	2	10	0 ,2

**Tableau II-4 :** Evaluation des charges permanentes dePalier

-  $G = 5.11 \text{ KN/m}^2$

Charges d'exploitation :

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

**II-2-5-Prédimensionnement les Balcons :**

$l_0$  : portée libre de la porte à faux

$l_0 = 1m$

$$e \geq \frac{l_0}{10} = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm} \Rightarrow e \geq 10 \text{ cm}$$

alors , on prend : e =15cm

❖ *Evaluation des charges de balcon*

	epaisseur	Masse volumique	charge
Carrelage	2	20	0.4
Mortier de pose	3	20	0.6
Lit de sable	3	18	0.54
Dalle pleine	15	25	3.75
Enduit de ciment	2	18	0.36

**Tableau II-5 :** Evaluation des charges de balcon

- G = 5.65 KN/m<sup>2</sup>
- Q = 3.5 KN/m<sup>2</sup>

**II-2-6-Prédimensionnement l'acrotère :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m dans la section d'encastrement.

$$S = (0.1 * 0.6) + (0.1 * 0.07) + \left[ \frac{0.1 * 0.03}{2} \right] = 0.0685 \text{ m}^2$$

❖ *Evaluation de charge de l'acrotère :*

➤ *Poids propre de l'acrotère :*

$$G_1 = 25 \times 0.0685 = 1.7125 \text{ Kn /ml}$$

$$G_2 = 20 \times .04 = 0.4 \text{ Kn /ml}$$

$$G = G1 + G2 = 2.1125 \text{ kn/ml}$$

➤ *Surcharge d'exploitation : Q= 1,00 kn/ml.*

➤ *La charge permanente :G =2.1125 kn/ml*

**II-2-7-Prédimensionnement Les voiles :**

- Selon le RPA 99 ver 2003 : L ≥ 4a

Avec : L : portée min des voiles.

e : épaisseur des voiles

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités, avec une épaisseur minimale de 15 cm.

$$h_e = 3.06 - 0.30 = 2.76 \text{ m}$$

$$a \geq \max \left[ 15 \text{ cm} ; \frac{h_e}{22} ; \frac{h_e}{25} \right]$$

$$a \geq \max [15 ; 12.55 ; 11,04 ] \text{ cm} \Rightarrow a \geq 15 \text{ cm}$$

On prend pour les voiles l'épaisseur  $a = 20 \text{ cm}$

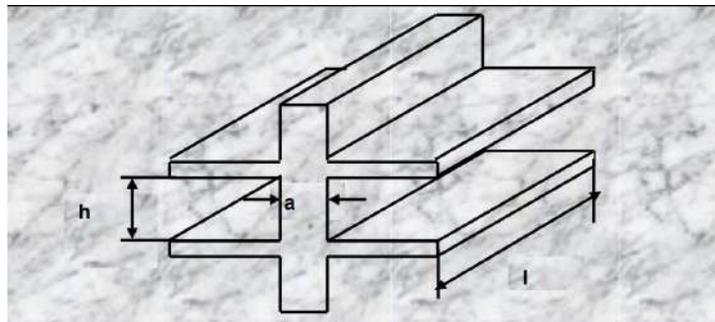


Figure II-3: Coupe de voile en élévation.

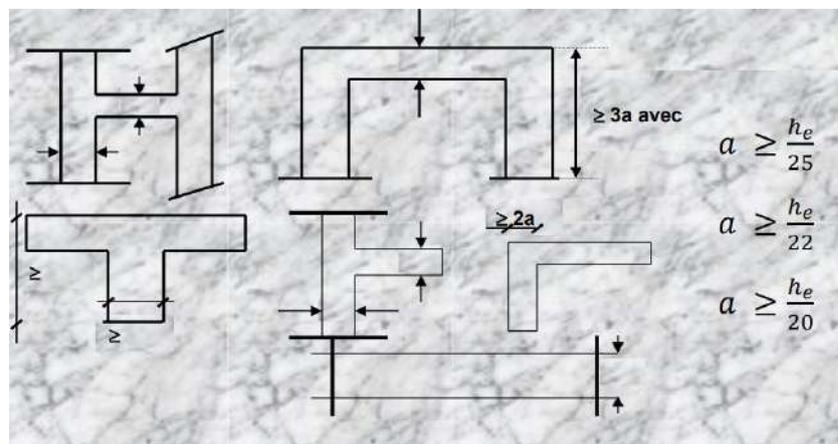


Figure II-4: Coupe de voile en plan

**II-2-8- Evaluation des charges de Maçonnerie :**

➤ Extérieur :

- Brique creuse (15 cm)  $9 \times 0.15 = 1.35 \text{ KN/m}^2$
- Brique creuse (10 cm)  $9 \times 0.1 = 0.9 \text{ KN/m}^2$
- Enduit de plâtre (2cm)  $10 \times 0.02 = 0.2 \text{ KN/m}^2$

- Enduit de ciment (2cm)  $18 \times 0.02 = 0.36 \text{ KN/m}^2$
- $G=2.81 \text{ KN/m}^2$

➤ Intérieur :

- Brique creuse (10 cm)  $9 \times 0.10 = 0.9 \text{ KN/m}^2$
- Enduit de plâtre (2cm)  $10 \times 0.02 = 0.2 \text{ KN/m}^2$
- $G= 1.1 \text{ KN/m}^2$

**II-3-Descente des charges :**

**II-3-1 Dégradation des charges d'exploitation :**

Niveau	La dégression des charges	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
Terrasse	$\Sigma Q = Q_0$	1,00
5	$\Sigma Q = Q_0 + Q_1$	3,5
4	$\Sigma Q = Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$	5,75
3	$\Sigma Q = Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	7,75
2	$\Sigma Q = Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	9,5
1	$\Sigma Q = Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	11
	$\Sigma Q$	11

**Tableau II-6 :** dégradation des charges d'exploitation

❖ Récapitulation de l'ensemble des descentes de charge :

- Poutre principale(30 × 45) :

$$G_{pp} = 0.45 \times 0.30 \times 25 = 3.375 \text{ KN/m}$$

- Poutre secondaire :

$$G_{ps} = 0.40 \times 0.30 \times 25 = 3 \text{ KN/m}$$

- Poteau (30\*30) :

$$G_{poteau} = 0.3 \times 0.3 \times 3.06 \times 25 = 6.885 \text{ KN.}$$

➤ *Poteau d'angle :*



$$S = 2.3 * 1.85 = 4.255 \text{ cm}^2$$

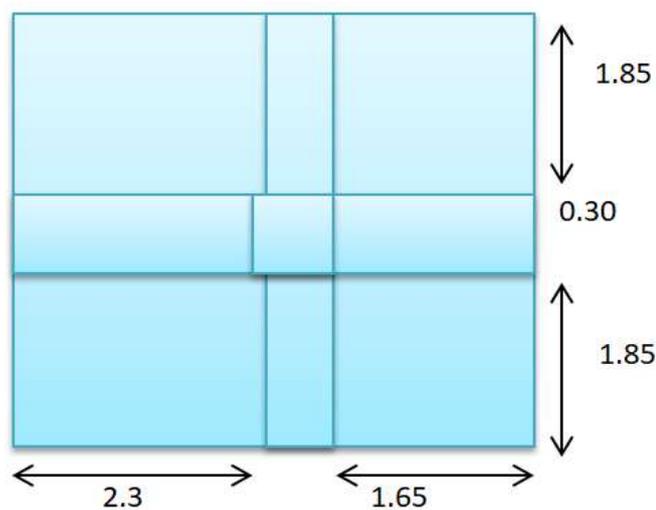
Niveau	Élément	G (KN)	Q (KN)
6	Terrasse	38.319	4.255
5	Étage courant	78.248	14.893
4	Étage courant	125.061	25.53
3	Étage courant	164.989	36.168
2	Étage courant	204.917	46.805
1	Étage courant	244.845	57.443
		$\Sigma G = 244.845$	$\Sigma Q = 57.443$

Tableau II-7: les charge poteau d'angle

➤ *Poteau intermédiaire :*

$$St = (2.3 + 0.3 + 1.65) * (1.85 + 0.3 + 1.85) = 15.82 \text{ m}^2$$

$$S = (2 * 2.3 * 1.85) + (2 * 1.65 * 1.85) = 14.615 \text{ cm}^2$$



Niveau	Élément	G (KN)	Q (KN)
6	Terrasse	110.286	14.615
5	Étage courant	216.220	51.153
4	Étage courant	315.268	87.69
3	Étage courant	414.317	124.228
2	Étage courant	513.366	160.765
1	Étage courant	606.694	199.8
		$\Sigma G = 612.414$	$\Sigma Q = 197.303$

Tableau II-8: les charge Poteauintermédiaire :

➤ Poteau de rive

$$S = (2.3 + 1.65) \times 1.85 = 7.308 \text{ cm}^2$$



niveau	Élément	G (KN)	Q (KN)
6	Terrasse	68.971	7.308
5	Étage courant	142.650	25.578
4	Étage courant	209.444	43.848
3	Étage courant	276.234	62.118
2	Étage courant	343.033	80.388
1	Étage courant	409.827	98.658
		$\Sigma G = 409.827$	$\Sigma Q = 98.658$

Tableau II-9: les charge Poteau de rive

**II-4-Vérification de la section de le poteau :**

✚ Le poteau le plus sollicité est le Poteau intermédiaire .

L'effort normal agissant ultime Nu d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

D'après BAEL :

$$- Nu \leq \bar{N}u = \alpha [Br * \frac{f_{c28}}{0.9*1.5} + A * \frac{f_e}{1.15}]$$

Sachant que :  $Nu = 1.35 G + 1.5Q$

$$Nu = 1.35(612.414) + 1.5(197.303) = 1122.713 \text{ KN}$$

$$Br = (a-2)(b-2) = 0.0784 \text{ m}^2$$

$$f_e = 400 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1.5 ; \gamma_s = 1.15 .$$

A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max ( A_{BAEL} , A_{RPA} )$$

- $A_{BAEL} = \max\{4(u) ; 0.2\%(B)\}$

- $A_{RPA} = 0.8\%(B)$

⇒ Pour (zone IIa) .....RPA

$$u = 2(h+b) = 120 \text{ cm} = 1.2 \text{ m} .$$

$$B = h \times b = 0.3 \times 0.3 = 900 \text{ cm}^2 = 0.09 \text{ m}^2 .$$

$\alpha$  : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique  $\lambda$  .

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{b} = 2.142 \frac{\sqrt{12}}{0.3} = 24.73$$

avec :  $l_f = 0.7 * l_0 \Rightarrow \lambda = 24.73 \leq 50$

$$\text{Alors : } \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2(\frac{\lambda}{35})^2} = 0.77$$

<b>b*h</b>	<b>Nu (KN)</b>	$A_{min}^{BAEL}$ (m <sup>2</sup> )	$A_{min}^{RPA}$ (m <sup>2</sup> )	<b>A(m<sup>2</sup>)</b>	$\alpha$	<b>Br (m<sup>2</sup>)</b>	$\bar{N}u$ (KN)	<b>condition</b>
<b>30*30</b>	1122.713	$4,8*10^{-4}$	$7.2*10^{-4}$	$7.2*10^{-4}$	0.77	$7,84*10^{-2}$	1311.31	vérifiée

Tableau II-10:Tableau récapitulative

**II-5- Conclusion :**

La condition est vérifiée alors les dimensionnements (30cm×30cm ) sont acceptables .



## *CHAPITRE III*

# *Etude Des éléments Secondaires*

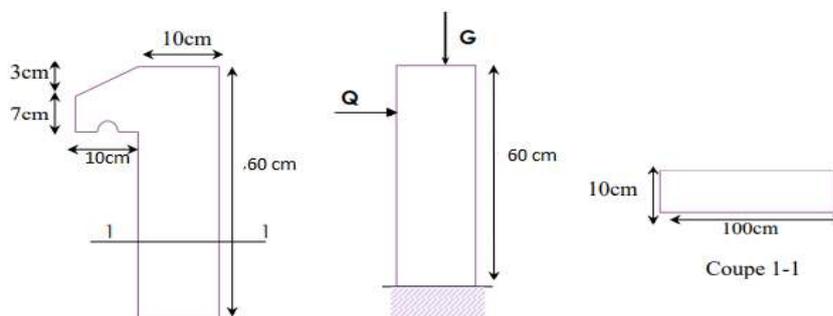


**III-1-Introduction :**

Dans toute structure, il y a deux types d'éléments, les principaux éléments de soutien qui contribuent directement à l'équilibre. Le deuxième type est celui des éléments secondaires qui complètent la structure et

Dans ce chapitre nous étudions ces éléments que nous avons (Acroter, Balcon et Escaliers) du côté sismique, et calculons leurs renforts.

Ses composants sont calculés conformément à l'article BAEL91 du règlement Organisation des tremblements de terre algériens RPA99

**III-2-L'acrotere :**

**Figure III-1 :** les dimensions et sollicitation de l'acrotere .

**III-2-1-la force sismique :**

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

$$F = \max (F_p, F_q)$$

Selon RPA 99 version 2003[A,6,2,3]

A : coefficient d'accélération de zone « RPA Tab 4-1 »  $A=0.15$

$C_p$  : facteur de force horizontale « RPA Tab 6-1 »  $C_p=0.8$

$W_p$  : poids propre  $W_p=2.1125 \text{ kn/ml}$

$F_q$  : la poussée horizontale  $F_q= 100\text{kg/ml}$

La surcharge d'exploitation :  $Q = \max (F_p, F_q)$ .

$$F_p = 4 * 0.15 * 0.8 * 2.1125 = 1.014 \text{ kn/ml}$$

$$Q = \max (1.014 ; 1) \Rightarrow Q=1.014 \text{ kn/ml}$$

ETAT	ELU	ELS
effort normal N (KN)	$N_u = W_p = 2.1125$	$N_{ser} = W_p = 2.1125$
Moments de flexion M (KN.m)	$M_u = 1.5 \times Q \times h = 0.912$	$M_{ser} = Q \times h = 0.6084$
Effort tranchant V (KN/ml)	$V_u = 1.5Q = 1.521$	$V_{ser} = Q = 1.014$

Tableau III-1 : Sollicitation sur l'acrotère.

**III-2-2-Ferraillages :**

**A. Calcul de ELU :**

$$e_u = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0.912}{2.1125} = 0.4307 \text{ m}$$

$$h=10\text{cm} ; c=2\text{cm} ; d= h-c =8 \text{ cm}$$

$$e_u = 32 \text{ cm} > (h/2 - c) = 3\text{cm}$$

M1 : Moment par rapport aux armatures tendues

$$M_1 = M_U + N_U \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$u_{bu} = \frac{M_F}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.1129 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.08^2 \cdot 14.17} = 0.00125$$

$\alpha$  : La profondeur relative à l'axe neutre.

$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2u_{bu}} \right)$$

Z : la cote du point d'application de l'effort N

$$z = (1 - 0.4\alpha)d$$

As : section des armatures longitudinales à la flexion.

$$A_s = \frac{M_f}{z \cdot \sigma_s}$$

$$A_s = 0.041 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité:

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_s, A_{min}) \text{ Donc :}$$

$$A = A_{min} = 0.966 \text{ cm}^2$$

D'après le tableau des sections de ferrailage on opte pour :

$$4T8 \Leftrightarrow A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

**B. Calcul de ELS:**

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6084}{2.1125} = 0.288 \text{ m}$$

$$e_{ser} = 29 \text{ cm} > (h/2 - c) = 3 \text{ cm}$$

M1 : Moment par rapport aux armatures tendues

$$M_f = M_{ser} + N_{ser} \left( d - \frac{h}{2} \right) =$$

La contrainte du béton a L'ELS est :  $\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{st} = \min \left[ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right] = 201.63 \text{ Mpa} \end{array} \right.$

La position de l'axe neutre :  $\alpha = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} \times \bar{\sigma}_{st}} \times d$

La section est sans aciers comprimés:  $M_{ser} < M_1$

Moment de service limite:

$$M_1 = \frac{1}{2} \times b \times \bar{\sigma}_{bc} \times \alpha \times \left( d - \frac{\alpha}{3} \right) = 20.80 \text{ MN.m} = 2.08 \text{ kN.m}$$

✓  $M_{ser} = 0.6084 \text{ MN.m} < M_1 = 2.08 \text{ kN.m} \dots\dots\dots \text{cv}$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{z \cdot \bar{\sigma}_{st}} ; \quad z = d \times \left( 1 - \frac{\alpha}{3} \right)$$

- Condition de non fragilité:

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$A = \max (A_s, A_{min})$  Donc :

$$A = A_{min} = 0.966 \text{ cm}^2$$

	$e \text{ (m)}$	$M_f \text{ (kN.m)}$	$\alpha$	$z \text{ (cm)}$	$A_s \text{ (cm)}^2$	$A \text{ (cm)}^2$	$A_{adopte} \text{ (cm)}^2$
E.L.U	0.3198	0.1129	0.00156	7.995	0.041	0.966	3T8 = 1.51
E.L.S	0.288	0.672	0.042	7.888	0.0383	0.966	3T8 = 1.51

Tableau III-2 : ferrailge de l'acrotère.

- Vérification de l'effort tranchant :

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

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$$

✓  $\tau_u = \frac{T_{umax}}{d \times b} = \frac{1.52 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.019 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV} .$

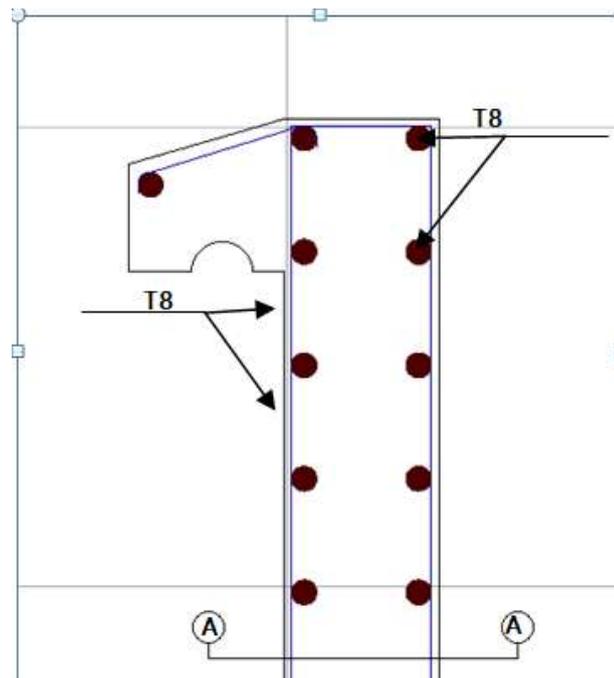


Figure III-2: ferraille de l'acrotère

**III-3-Les balcons :**

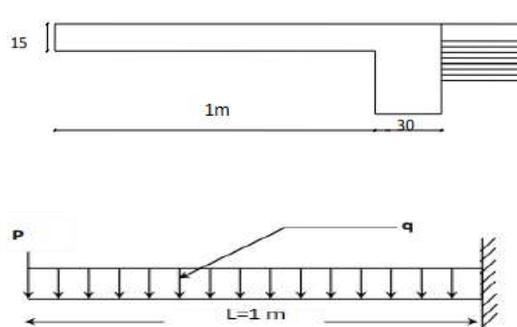


Figure III-3: les dimensions et sollicitation le balcon

**III-3-1-Évaluation des charges :**

Charge permanentes :

pour une bande 1m

- Poids propre :  $G_1 = 5.65 \text{ KN/ml.}$
- Pour la hauteur :  $h = 1 \text{ m}$  (hauteurs de mur)  $P = 1.62 \times 1 = 1.62 \text{ KN}$
- Charge d'exploitation :  $Q = 3.5 \times 1 = 3.5 \text{ kN/m}$

**III-3-2-Calcul des moments :**

A L'E.L.U :

$$P_u = 1.35P \quad ; \quad q_u = 1.35 G + 1.5Q$$

- Le moment ultime à l'encastrement  $M_U$  pour une bande de 1 m est de:

$$M_U = P_u \cdot L + \frac{q_u \cdot L^2}{8}$$

**A L'E.L.S :**

$$P_S = P \quad ; \quad q_S = G + Q$$

- Le moment de service à l'encastrement  $M_S$  est de :

$$M_S = P_S \cdot L + \frac{q_S \cdot L^2}{8}$$

$P_u$ (KN)	$q_u$ (KN )	$M_U$ (KN·m)	$P_S$ (KN)	$q_S$ (KN)	$M_S$ (KN·m)	$V_U$ (KN )	$V_S$ (KN)
2.187	12.878	3.797	1.62	9.15	2.764	15.065	10.77

TableauIII-3:Sollicitations du balcon.

### III-3-3-Calcul du ferrailage :

Le balcon étant exposée aux différentes intempéries donc la fissuration considérer comme Préjudiciable.

❖ **Calcul à l'E.L.U :**

$$d = 0.9h$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad ; \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad ; \quad z = (1 - 0.4\alpha)d$$

$$; \quad A_S = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} ; A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad A_r = \frac{A_{adopte}}{4}$$

	d	$\mu_{bu}$	A	z	$A_S$	$A_{min}$	$A_{adopte}$	$A_r$
<b>E.L.U</b>	13.5	0.015	0.0188	13.398	0.815	1.632	4HA10=3.14	3HA8=1.51

Tableau III-4:de ferrailage du balcon.

➤ **Vérification à l'E.L.S (C.B.A93) :**

**Etat limite de compression du béton :**

- Position de l'axe neutre ( $A'=0$ ) :
- Position de l'axe neutre (y)

$$b Y_0^2 + 30(A_s + A') Y_0 - 30(A_s d + A' d) = 0$$

Calcul du moment d'inertie de la section homogène(I)

$$I = \frac{b \times h^3}{3} + 15A'(d - Y_0)^2 + 15 \times A_s(d - Y_0)^2$$

➤ **Vérification des contraintes :**

Contraintes maximale de compression de béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y_0$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 MPa$$

Contraintes maximales de traction des aciers : C.B.A 93 (Art A.4.5.3.3) :

$\eta$ : coeff.de fissuration = 1.6 pour les barres HA.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e = 266.67 \\ 110 \sqrt{\mu f_{tj}} = 201.63 \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} \times (d - Y_0)$$

ELS :

Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
3.13	5065.1	1.71	84.88	84.88 < 201.63 ...CV	1.71 < 15 .....CV

Tableau III-5: vérification du balcon

❖ **Espacement minimal :**

Charge concentrée

Fissuration préjudiciable ;

$h_0 = 15 \text{ cm} < 40 \text{ cm} ;$

$\varphi = 10\text{mm} > 6\text{mm} ;$

$(St) \leq \{20 = 30 \text{ cm} , 25 \text{ cm} \} St = 20\text{cm}$

• **Vérification au cisaillement :**

D'après C.B.A 93 (A 5, 1,1 et A ,5,1,2,1,1)

Fissuration préjudiciable

$\tau_u$  Doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$\bar{\tau}_u = \begin{cases} 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{cases}$$

$V_u = (q \times l) + p = (12.878 \times 1) + 2.187 = 15.065 \text{ kN}$

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \frac{15.065}{1 \times 0.135} = 0.112 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0.112 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$

Vérification de la flèche :

$\checkmark \frac{h}{L} = \frac{15}{100} = 0,15 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \text{ } \dots\dots\dots \text{CV.}$

$\checkmark \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.14}{100 \times 13.5} = 0,0023 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{CV.}$

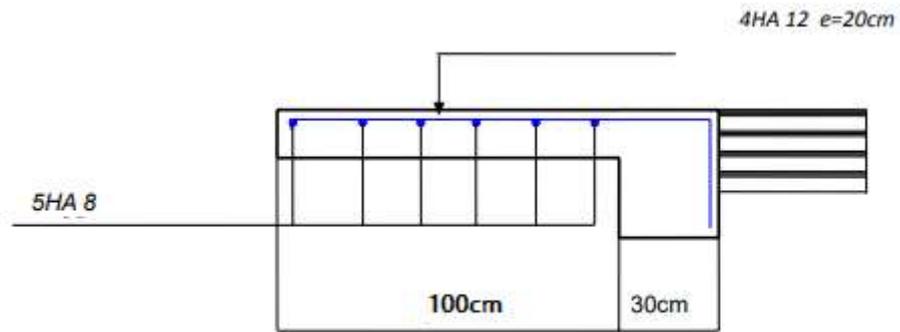


Figure III-4: de ferraille de balcon

### III-4-Etude des escaliers :

#### III-4-1-Calcul des escaliers :

$$L = 4.36 \text{ m} \quad ; \quad l_v = 2.40 \text{ m} \quad ; \quad l_p = 1.96 \text{ m}$$

- Palliase :

$$\begin{cases} G = 8.085 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2,5 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

- Palier d'arrivé :

$$\begin{cases} G = 5.11 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2,5 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

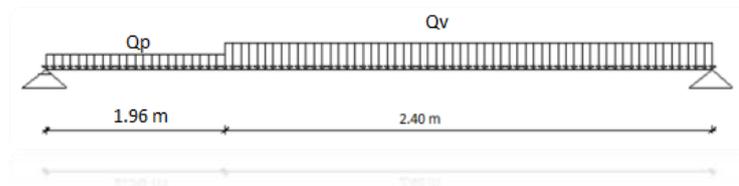


Figure III-5 :charge et surcharge d'escalier

**AL'E.L.U :**

$$q_{vu} = 1.35G_{vu} + 1.5 Q_{uv}$$

$$q_{pu} = 1.35G_{ps} + 1.5 Q_{ps}$$

**AL'E.L.S :**

$$q_{vs} = G_{vs} + Q_{vs}$$

$$q_{ps} = G_{ps} + Q_{ps}$$

• **Les charges équivalentes :**

$$q_{eq} = \frac{\sum q_i l_i}{\sum l_i} = \frac{q_v \times l_v + q_p \times l_p}{l}$$

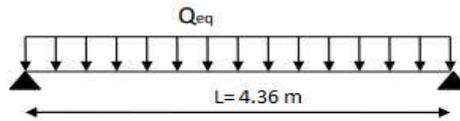


Figure III-6: Les charges équivalentes

III-4-2- Calcul des moments :

A L'E.L.U :

A L'E.L.S :

- Moment isostatique:  $M_{0u} = \frac{q_u l^2}{8}$  ;  $M_{0s} = \frac{q_s l^2}{8}$
- Moment en travée :  $M_{tu} = 0.95M_{0u}$  ;  $M_{ts} = 0.95M_{0s}$
- Moment sur appui :  $M_{au} = 0.31M_{0u}$  ;  $M_{as} = 0.31M_{0s}$

	$q_v$ (KN/ml)	$q_p$ (KN/ml)	$q_{eq}$ (KN/ml)	$M_0$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)
E.L.U	14.665	<b>10,648</b>	12.859	<b>30.556</b>	<b>28,028</b>	<b>9.472</b>
E.L.S	10.585	7.61	9.248	21.975	<b>20,876</b>	<b>6.812</b>

Tableau III-5: resultat de calcul de l'escalier

III-4-3- Calcul des armatures :

- **Armatures longitudinales :**

Le calcul des armatures se fait essentiellement à la flexion simple pour une bande de 1m. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

$$d = 0.9e = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$$

$$u_{bu} = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}} \quad ; \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u_{bu}})$$

$$z = (1 - 0.4\alpha)d \quad ; \quad A_s = \frac{M_u}{z * \sigma_s} \quad ; \quad A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

Section	b(cm)	d(cm)	$M_u$ (kN.m)	$u_{bu}$	z(cm)	$A_s$ (cm)	$A_{min}$ (cm) <sup>2</sup>	$A_{adopte}$ (cm) <sup>2</sup>
Travée	100	16.2	<b>29.028</b>	<b>0,078</b>	15.5	5.367	1.956	6HA12=5.65
Appuis	100	16.2	<b>9.472</b>	<b>0,025</b>	15.99	1.70	1.956	4T10=3.13

Tableau III-6 : section d'armatures longitudinale

- **Escapement maximal:**

$$St \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(54; 33) = 33 \text{ cm}$$

- En travée :  $St = 20 \text{ cm} \leq 33\text{cm} \dots \dots \dots CV$

- Sur appui :  $St = 20 \text{ cm} \leq 33\text{cm} \dots \dots \dots CV$

- **Armatures de répartition :**

En travée :

$A_{rep} = A_{adopte} / 4 = 1.698(\text{cm})^2$  ; on adopte : 4T 8 , St= 25 cm

Sur appui :

$A_{rep} = A_{adopte} / 4 = 0.78 (\text{cm})^2$ ; on adopte : 4T 8 , St= 25 cm

➤ Vérification à l'E.L. U :

• **Vérification de la condition de non fragilité :**

$A_{s \min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 1.63 \text{ cm}^2$

En travée :

✓  $A_{s \min} = 1.63 \text{ cm}^2 < A_s = 6.79 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

En appui :

✓  $A_{s \min} = 1.63 \text{ cm}^2 < A_s = 3.13 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle à L'ELU :**

Il faut que :  $\tau_u < \bar{\tau}$  La fissuration est considérée préjudiciable donc :

•  $\bar{\tau} = \min (0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$

•  $\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} \rightarrow$  avec  $v_u$ : l'effort tranchant maximal sur appui

•  $V_u = \frac{q_u \times l}{2} = 29.086 \text{ kN}$

•  $\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{28.032 \times 10^3}{1000 \times 165} = 0.179 \text{ MPa}$

$\Rightarrow \tau_u = 0.179 < \bar{\tau} = 2.5 \dots\dots\dots \text{CV}$

➤ **Vérification des contraintes de béton à ELS**

Etat limite de compression du béton :

(BAEL E.III.2)

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Position de l'axe neutre (y)

$bY^2 + 30(A_s + A')Y - 30(A_s d + A' d) = 0$

➤ Calcul du moment d'inertie de la section homogène(I)

$I = \frac{b \times h^3}{3} + 15A'(d - Y)^2 + 15 \times A_s(d - Y)^2$

Contraintes :

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

En travée :  $A_s = 6.73$  ;  $A' = 0$

Y=4.5 cm

$$I=16706 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 5.55 \text{ MPa}$$

$$\checkmark \sigma_{bc} = 5.55 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \text{cv}$$

$$\text{Sur appuis: } A_s = 3.13 \text{ cm}^2 ; A' = 0$$

$$Y=3.6 \text{ cm}$$

$$I=15604.63 \text{ cm}^4$$

$$\checkmark \sigma_{bc} = 1.679 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \text{cv}$$

**Vérification de la flèche :**

$$\blacksquare \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{18}{306} = 0.0588 < 0.0625 \dots \text{C.N.V.}$$

$$\blacksquare \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{20,6156}{10 \times 24.254} \Rightarrow 0.0588 < 0.085 \dots \text{C.N.V.}$$

$$\checkmark \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{6.73}{f_e} \Rightarrow 0.00295 \leq 0.0168 \dots \text{CV.}$$

Les conditios (1) et (2) ne sont pas vérifiées .

Donce il est nécssaire de calculer la flèche totale:

$$\text{Flèche } : \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

- Moment d'inertie de la section homogène  $I_0$

$$\blacktriangleright I_0 = \frac{b \times h^3}{3} + 15A'(d - Y)^2 + 15 \times A_s(d - Y)^2$$

$$\blacktriangleright \left\langle \delta = \frac{A_s}{b \times d} \mid \mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\sigma_s\delta + f_{t28}} \mid \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times d} \right\rangle$$

$$\blacktriangleright \left\langle \lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \mid \lambda_v = \frac{0.02f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \right\rangle$$

$$\blacktriangleright \begin{cases} I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases}$$

$$\begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{cases} \Rightarrow L = 4.36 \text{ m} < 5 \text{ m}$$

$M_{ser}$	$A_s$	$\delta$	$\sigma_s$	$\mu$	$\lambda_v$	$\lambda_i$	$I_0$	$I_{fi}$	$I_{fv}$
20,6156	6.73	0.00415	189.09	0.298	2.02	5.06	53833.25	23612.20	33604.61

Tableau III-7: résultats de calcul de la flèche

$$\blacktriangleright f_v = 1.0877 \text{ cm}$$

- $f_i = 0.516 \text{ cm}$
- $\Delta f_T = f_v - f_i = 1.0877 - 0.516 = 0.571 \text{ cm}$
- ✓  $\Delta f_T = 0.571 \text{ cm} < \bar{f} = 0.872 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV.}$

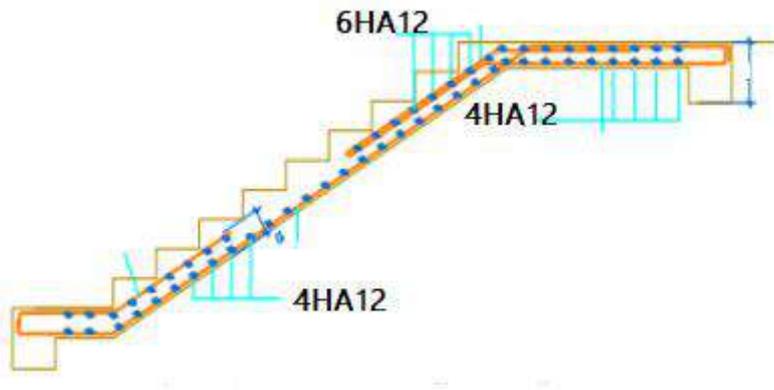


Figure III-7:schéma de ferrailage d'escalier

**III-5- Calcule de la poutre palière :**

Evaluation des charges :

- Le poids propre de la poutre :
 
$$G_{\text{poutre } -p} = b \times h \times \gamma_b = 0.3 \times 0.4 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$$
- Poids de volée :  $G_v = G_{pv} \left( \frac{L_v \times \sin \alpha}{2} \right) = 4.75 \text{ KN/ml.}$
- Poids de palier :  $G_p = G_{pp} \times L_p = 10.02 \text{ KN/ml.}$
- Poids de mur extérieur :  $G_{\text{mur ext}} = G_m \times h = 2.81 \times (1.53 - 0.4) = 3.175$
- charge d'exploitation sur palier :  $Q = q \times b = 0.75 \text{ KN/ml.}$
- Charge d'exploitation sur de volée :  $Q = q \times \left( \frac{L_v \times \sin \alpha}{2} \right) = 1.48 \text{ KN/m}$

$$G_t = 20.945 \text{ kN/ml}$$

$$Q_t = 2.23 \text{ kN/ml}$$

- ELU :  $N_u = 1.35G_t + 1.5Q_t = 31.621 \text{ KN/ml}$
- ELS :  $N_s = G_t + Q_t = 23.175 \text{ kN/ml}$

Calculer l'effort trenchent et les moments sur travée et en appui :

$$l = 2.2 \text{ m ;}$$

$$R = \frac{q_{equ} L}{2} = 34.78 \text{ KN/m}$$

à ELU:

$$q_u = 1.35(G_p + G_m) + R = 43.116 \text{ kN.m}$$

- Moment isostatique:  $M_{0u} = \frac{q_u l^2}{8} = 26.085 \text{ kN.m}$
- Moment en travée :  $M_{tu} = 0.85 M_{0u} = 22.17 \text{ kN.m}$
- Moment sur appui :  $M_{au} = 0.30 M_{0u} = 7.8255 \text{ kN.m}$

à ELS:

$$q_u = G_p + G_m + R = 40.955 \text{ kN.m}$$

- Moment isostatique:  $M_{0u} = \frac{q_u l^2}{8} = 24.78 \text{ kN.m}$
- Moment en travée :  $M_{tu} = 0.85 M_{0u} = 21.06 \text{ kN.m}$
- Moment sur appui :  $M_{au} = 0.30 M_{0u} = 7.434 \text{ kN.m}$

Calcul du ferrailage :

$$d = 0.9e = 0.9 \times 40 = 36 \text{ cm}$$

$$u_{bu} = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}} \quad ; \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u_{bu}})$$

$$z = (1 - 0.4\alpha)d \quad ; \quad A_s = \frac{M_u}{z * \sigma_s} \quad ;$$

	$M_u(\text{KN.m})$	$b(\text{cm})$	$d(\text{cm})$	$\mu$	$\alpha$	$z(\text{cm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{adopt}(\text{cm}^2)$
<b>travée</b>	22.17	30	36	0.0402	0.054	35.26	1.851	2HA12=2.26
<b>appui</b>	7.83	30	36	0.0142	0.017	35.74	0.629	2HA12=2.26

Tableau III-8 section d'armatures de poutre palier

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0.23 \times 0.3 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1.304 \text{ cm}^2$$

$$\text{➤ } A_r = \frac{A_{adopt}}{4} = 0.848 \text{ cm}^2 \quad ; \quad 3\text{HA}8=1.51 \text{ cm}^2$$

$$V_u = \frac{ql}{2} = \frac{43.116 \times 2.2}{2} = 47.42 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{47420}{300 \times 360} = 0.439 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.439 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3} = \frac{12}{3} = 4mm ; \quad \text{donc } \phi_t = 8mm$$

$$A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

La section d'armatures transversales sera déduite de l'expression suivante:

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 .$$

➤ **Espacement des armatures transversales:**

- Selon CBA/93:

$$S_t \leq \min (15\phi_1; 40\text{cm}; a+10\text{cm}) = \min (15 \times 1.4 \text{ cm}; 40\text{cm}; 30+10\text{cm}) = 21 \text{ cm}.$$

$$S_t \leq \min (0.9 \times d; 40\text{cm}) = \min (0.9 \times 36; 40\text{cm}) = 32.4 \text{ cm}.$$

- Selon RPA99/2003:

Conditions sur l'espacement :

- En zone nodale:

$$S_t \leq \min (12\phi_1 ; h/4) = \min (12 \times 1.4; 40/4) = \min (16.8; 10) = 10 \text{ cm}.$$

Soit un espacement choisit de :  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

La longueur de la zone nodale :  $2 \times h = 80 \text{ cm}$ .

- En zone courante:

$$S_t \leq h/2 = 40/2 = 20 \text{ cm}.$$

Soit un espacement choisit de :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

Vérification à E.L.S

- Section rectangulaire
- Fissuration peu préjudiciable
- Aucune vérification à l'ELS si :  $\alpha < \alpha' = \left(\frac{\gamma-1}{2}\right) + \left(\frac{f_{c28}}{100}\right)$

- *En travée :*

$$\text{➤ } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{22.17}{21.06} = 1.05$$

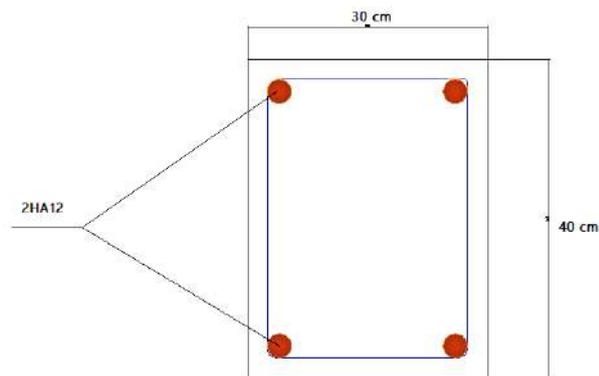
$$\text{➤ } \alpha' = \left(\frac{\gamma-1}{2}\right) + \left(\frac{f_{c28}}{100}\right) = 0.275$$

- $\alpha' = 0.275 \geq \alpha = 0.0536 \dots \dots \dots CV.$
- **En appuis :**
  - $\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{7.83}{7.43} = 1.05$
  - $\alpha' = \left(\frac{\gamma-1}{2}\right) + \left(\frac{f_{c28}}{100}\right) = 0.275$
- $\alpha' = 0.275 \geq \alpha = 0.017 \dots \dots \dots CV.$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton  $\sigma_{bc} < \sigma_{bc}$ .

**III.2.3.4 Vérification de la flèche :**

- ✓  $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{220} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.18 \geq 0.0625 \dots \dots \dots CV.$
- ✓  $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{40}{220} \geq \frac{21.06}{10 \times 24.78} \Rightarrow 0.180 > 0.085 \dots \dots \dots CV.$
- ✓  $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.26}{30 \times 36} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.00295 \leq 0.0105 \dots \dots \dots CV.$



**Figure III-8: ferrailage de la poutre palier**

**III-5-Conclusion:**

Dans ce chapitre, nous avons examiné le compte d'armement approprié pour chaque article en vérifiant les conditions requises.

- Les éléments secondaires sont des éléments de base simples mais important

**IV-2- Méthode de calcul :**

**IV-2-1- La Méthode Forfaitaire :**

Son principe consiste à déterminer des moments sur appuis (MW, ME) et des moments en travée (Mt) en fonction de fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant M0 dans « la travée de référence ». La travée de référence; travée isostatique indépendante de même portée que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

Avec :

- M0 : Le moment maximal de la travée de référence .
- Mt : le moment maximal dans la travée considérée .
- Mw et ME : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche (West )et de droite (East) de travée considérée.

❖ **Les condition d'application de cette méthode :**

✓  $Q \leq 5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1,00 \text{ KN/m}^2 \leq 5,00 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots(\text{cv})$

✓  $Q \leq 2G \Rightarrow 1,00 \text{ KN/m}^2 \leq 11.76 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots(\text{cv})$

Les moments d'inertie sont les même dans les différentes travées

Les portés des travées sont dans un rapport compris entre :

✓  $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \Rightarrow 0,8 \leq \frac{4}{4} = 1 \leq 1.25 \dots\dots\dots(\text{cv})$

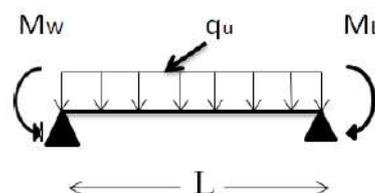
Toutes les conditions sont satisfaites . donc , on peut utiliser cette méthode .

❖ **les sollicitations :**

Les valeurs de Mt, MW et ME doivent vérifier les conditions suivantes :

➤ **Les moments en travées :**

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



- Travées de rive :

$$M_t \geq \left( \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0$$

- Travée intermédiaire :

$$M_t \geq \left( \frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0$$

Les moments sur appuis :

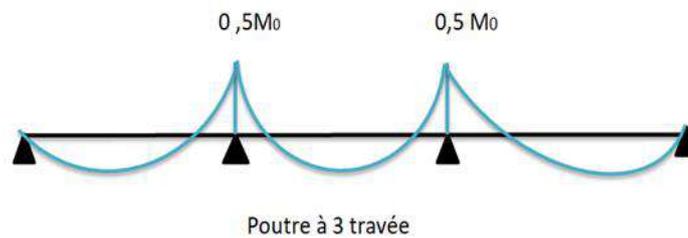
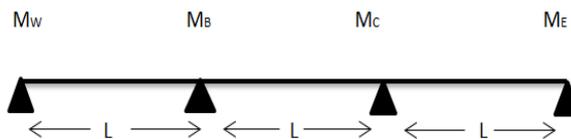


Figure IV-1: Les moments en travées

- $M_B = M_C = 0,5 M_0$
- $M_E \geq (1,05 M_0 - M_t) 2 - M_w$
- $M_W \geq (1,05 - M_t) 2 - M_E$

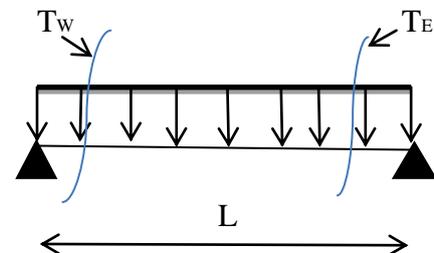


➤ **Les Effort tranchant :**

On applique les formules suivantes :

$$T_W = \frac{q_u}{2} + \frac{(M_E - M_W)}{L}$$

$$T_E = -\frac{q_u L}{2} + \frac{(M_E - M_W)}{L}$$



### IV-3-Calcul des planchers terrasse :

#### IV-3-1 Combinaisons d'actions :

$$ELU : q_u = 0,65 (1,35G + 1,5Q)$$

$ELS : q_u = 0.65 (G+Q)$

L'élément	ELU (KN/ml)	ELS (KN/ml)
Plancher terrasse	6.135	4.472

Tableau IV-1: de resultat Combinaisons d'actions

**IV-3-2-Calcul des poutrelles du plancher terrasse :**

Pour le ferrailage des poutrelles , on prend en compte les moments maximums en travée et sur appuis , et ce dans un souci de mise en ouvre facile et pratique .

- Charge permanente :  $G = 5.88\text{KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation :  $Q = 1.00\text{KN/m}^2$

❖ **calcul de moments isostatiques :**

les travées ont le même portée , donc :  $M_{u0}^1 = M_{u0}^2 = M_{u0}^3$  .

$$M_{u0} = \frac{q_u \times l^2}{8} = 12.27 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser\ 0} = \frac{q_{ser} \times l^2}{8} = 8.944 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = 0,15$$

a. moments en travée :

les moments calculés en travées sont comme suit :

Travées	Travée 1	Travée 2	Travée
Mt (KN.m)	7.70	6.50	7.70

Tableau IV-2 :des Les moments en travées

➤ **Moments sur appuis :**

$$M_B = M_C = 0,5 M_a = 6.135$$

$$M_E \geq (12,884 - 7.7) 2 - 6.135 = 4.233 \Rightarrow M_E \geq 4.233 \text{ KN.m}$$

appuis	A	B	C	D
Ma (KN.m)	4.25	6.135	6.135	4.25

Tableau IV-3 :des Les moments sur appuis

b. Diagramme des moments de flexion:

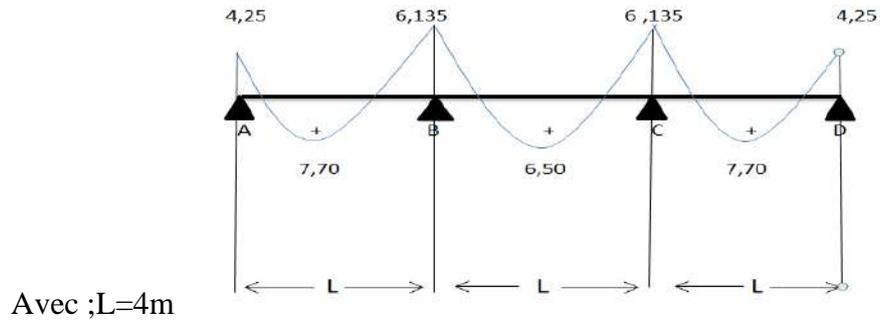


Figure IV-3 : Diagramme des moments

❖ les efforts tranchants :

a) calculs des efforts tranchants :

les Résultats présentés dans le tableau suivant :

Travées	Travée (1)	Travée(2)	Travée (3)
T <sub>w</sub>	12.741	12.27	11.799
T <sub>E</sub>	-11.799	-12.27	-12.741

Tableau IV-4: Tableau des efforts tranchants

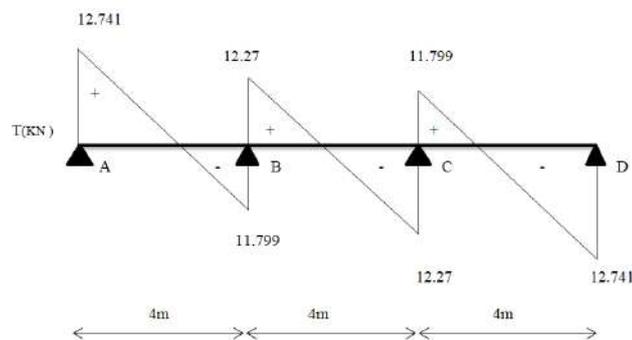


Figure IV-4: Diagramme des efforts tranchants

**IV-3-2-Calcul du ferrailage des poutrelles (à l'ELU) :**

Pour le calcul du ferrailage des poutrelles on prend le cas le plus défavorable. Les poutrelles sont des sections en "T" dont les dimensions sont données comme suit :

- la largeur de la table de compression :  $b=0.65 \text{ m}$
- largeur de la poutrelle :  $b_0$
- La hauteur de la poutrelle :  $ht = 20\text{cm}$
- Hauteur utile des aciers tendus :  $d=0.9ht = 18\text{cm}$
- Contrainte des aciers utilisés  $f_e = 400 \text{ MPa}$
- Contrainte du béton à 28 jours  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- Contrainte limite de traction du béton :  
 $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$
- Fissuration très préjudiciable

on prend les sollicitations maximales à l'ELU suivantes:

$$\text{ELU : } \begin{cases} M_t^{max} = 7.70 \text{ kn.m} \\ T_u^{max} = 12.741 \text{ KN} \\ M_a^{max} = 6.135 \text{ kn.m} \end{cases}$$

❖ *En Travée:*

$$M_{tab} = b \times h_0 \times f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow M_{tab} = 58.93 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 7.70 \text{ KN.m} \leq M_{tab} = 58.93 \text{ KN.m} \dots\dots\dots\text{cv}$$

Donc, notre méthode de calcul des armatures est la même méthode de calcul d'une section rectangulaire. Car l'axe neutre se trouve sur la table de compression . par conséquent la section sera **calculé** comme étant rectangulaire de dimensions (  $b \times h$  ) (  $0.65\text{met } 0.20\text{cm}$  ).

❖ *Sur appuis :*

On prend le memonts max aux appuis .la table compression étant au dessus de l'appui . la section sera considérée comme rectangulaire .

- o la calcul la distance l'enrobage «e » donne qui suit :

$$e \geq \xi + \frac{\phi_{max}}{2} \Rightarrow e \geq 2\text{cm}$$

on prend  $e = 3 \text{ cm}$  .

avec :  $\phi_{max} = 20\text{mm}$  .  $\xi = 1$  {fissuration très préjudiciable}

d'après l'organigramme 1. Le calcul de ferrailage est alors comme suit :

	Mu	$\mu_l$	$\mu_b$	$\alpha$	z	As(cm <sup>2</sup> )	A's
<b>Travée</b>	7.7	0.24	0.026	0.03	0.18	0.123	0.00
<b>Appuis</b>	6.136	0.23	0.02	0.03	0.18	0.979	0.00

Tableau IV-5:Le calcul de ferrailage

❖ Condition de non- fragilité :

	$A_u$	$A_{min}$	Condition	$A_{adopté}$	Les armatures	As (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	0.123	1.41	Non vérifiée	1.41	3T12	3.39
<b>Appuis</b>	0.979	1.41	Non vérifiée	1.41	1T10 +1T12	1.915

Tableau IV-6:Le Condition de non- fragilité

➤ Vérification de l'effort tranchants :

$$\tau_u = \frac{T}{b_0 \times d} = \frac{12.741}{0.1 \times 0.18} = 0.708 \text{ mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = (0.10 f_{c28} ; 5\text{MPa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration très préjudiciable}$$

$$\tau_u = 0.708\text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifié .}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement. Aussi Il faut fair prévoir desarmatures transversales minimales puisque ils ne sont pas nécessaire .

Vérification à l'E.L.S :

- a) Vérification des contraintes :
  - Dans le béton :

Vérification des contraintes		
Moment service	Mser	Mser =6.10 KN.m
Position de l'axe neutre	$\frac{b}{2}y^2 - 15 As (d - y) = 0$	Y=4.583 cm
Moment d'inertie	$\frac{b}{3}y^3 + 15As(d - y)^2 = 0$	$I = 11239.459 \text{ cm}^4$
Coefficient K	$K = \frac{M_{ser}}{I}$	K=54.273
Contraint dans le béton	$\sigma_{bc} = K \times y$	$\sigma_{bc} = 2.487$

**Tableau IV-7:**Vérification des contraintes

$\sigma_{bc} 2.487 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ condition vérifiée .

- Dans l'acier :

$$\sigma_{st} = 0.5 * f_e$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.826 \text{ MPa}$$

200 MPa ≤ 347.826 MPa .....cv

**b) Les armatures transversales At**

$$\emptyset \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \emptyset_{l \text{ min}} \right\} \Rightarrow \emptyset \leq \{5.71 ; 10 ; 12 \text{ mm}\}$$

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

**c) Calcul des espacements**

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(16.2 ; 40) \Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

Alors , on prend :  $S_t = 15\text{cm}$

**d) . La section des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{(\tau_u \times (\frac{h}{2})) - (0.3K \times f_{t28})}{0.9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad (1)$$

$K=0$  {fissuration très préjudiciable}

$$f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa} ; \alpha = 90^\circ ; \sin \alpha + \cos \alpha = 1 ; \gamma_s = 1.15$$

$$D'où ; \tau_u \left( \frac{h}{2} \right) = \frac{T \left( \frac{h}{2} \right)}{b_0 \times d}$$

On va calcul la valeur de l'effort tranchant par la méthode des triangles semblables :

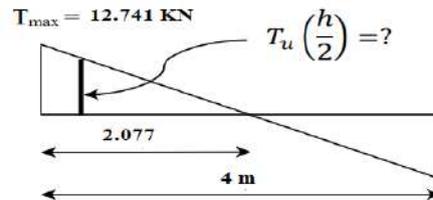


Figure IV-5 : Effort tranchant par la méthode des triangles

$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_{max} \left( \frac{h}{2} \right)}{X - \left( \frac{h}{2} \right)} \Rightarrow T_u \left( \frac{h}{2} \right) = \frac{T_{max} \times \left[ X - \left( \frac{h}{2} \right) \right]}{X}$$

La distance « X » : avec :  $T_{max} = 12.741 \text{ kN}$

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_E - M_W}{q \times L} = 2.077 \text{ m}$$

$$T_u \left( \frac{h}{2} \right) = \frac{12.741 \times [2.077 - 0.10]}{2.077} = 12.126 \text{ kN} \quad \text{avec ; } \frac{h}{2} = 0.10 \text{ m}$$

$$\text{Donc , } \tau_u \left( \frac{h}{2} \right) = \frac{12.126 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18} = 0.104 \text{ MPa}$$

D'après (1) :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0.104) \times 10 \times 1.15}{0.9 \times 235} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 5.65 \times 10^{-2} \text{ cm}^2$$

e) **Pourcentage minimal des armatures transversales :**

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max \left[ \frac{\tau_u \times \left( \frac{h}{2} \right)}{2} ; 0.4 \text{ MPa} \right] = \max (0.00283 ; 0.4 \text{ MPa})$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0.4 \times 10}{235} = 0.02 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \max \{ 0.283 \times 10^{-2} \text{ cm} ; 2 \times 10^{-2} \text{ cm} \}$$

On prend :  $\frac{A_t}{S_t} \geq 0.02 \text{ cm}$ .

$A_t \geq 0.02 \times S_t = 0.3 \text{ cm}^2$  avec :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

Donc ;  $A = 2 \text{ } \emptyset 8 = 1.01 \text{ cm}^2$

f) Vérificatin d'espacement selon (RPA) :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max \left\{ 0.4 \text{ MPa} ; \frac{\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)}{2} \right\}$$

✓  $\frac{1.01 \times 400}{65 \times 15} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow 0.414 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \dots\dots \text{cv}$

➤ Vérification de la flèche :

Les conditions qui doivent être vérifiées :

- $\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5}$
- $\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0,ser}}$
- $\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e}$

Les vérifications	$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5}$	$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{ser}}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e}$
Tavée	$0.05 \geq 0.04$	$0.05 \geq 0.04$	$6 \times 10^3 \leq 9 \times 10^3$
appuis	$0.05 \geq 0.04$	$0.05 \geq 0.03$	$5 \times 10^3 \leq 9 \times 10^3$
condition	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Tableau IV-8: Vérification de la flèche

IV-4-Dessin de ferrailage des poutrelle :

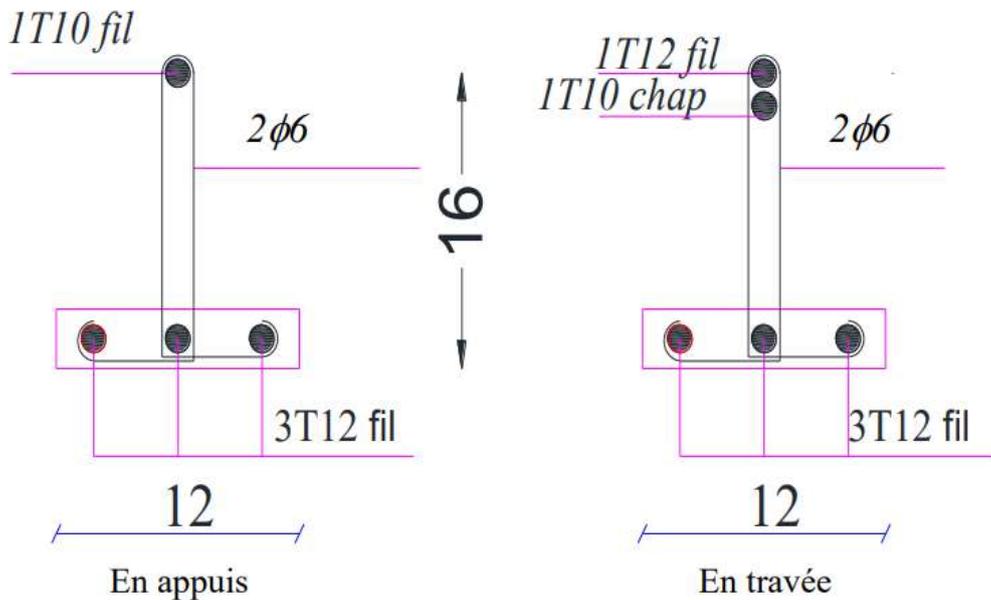


Figure IV-5: de ferrailage des poutrelle

IV-5-Calcul des plancher étage courante :

IV-5-1-Combinaisons d’actions

ELU :  $q_u = 0.65 (1.35G + 1.5Q)$

ELS :  $q_u = 0.65 (G + Q)$

L'élément	ELU(KN/m)	ELS (KN/m)
Plancher étage courant	6.509	4.641

IV-5-2-Les condition d’application de cette méthode :

- $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \leq 5 \text{ KN/m}^2$
- $Q \leq 2G \Rightarrow 2.5 \text{ KN/m}^2 \leq 9.28 \text{ KN/m}^2$
- Les moments d’inertie sont les même dans les différentes travées .
- Les portés des travées sont dans un rapport compris entre :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 \leq \frac{4}{4} = 1 \leq 1.25$$

Tous les conditions sont vérifiées .alors on peut utiliser cette méthode .

**IV-5-3-Les sollicitations :**

❖ *calcul de moments isostatiques :*

➤ moments en travée :

les moments calculés sont :

travée	intermédiaire	de rive (1)	de rive (2)
<b>Mt (KN.m)</b>	7.20	8.50	8.50

Tableau IV-9: moments en travée

➤ moments sur appuis :

le tableau suivante présente les moments d'appuis :

Les appuis	Appui A	Appui B	Appui C	Appui D
<b>Ma (KN.m)</b>	3.85	6.509	6.509	3.85

Tableau IV-10: moments sur appuis

❖ *les efforts tranchants :*

• Calculs des efforts tranchants :

Les efforts tranchants calculés sont présenter dand le suivante tableau :

Travée	Travée 1	Travée 2	Travée 3
$T_w$	13.683	13.018	12.353
$T_E$	-12.353	-13.018	-13.683

Tableau IV-11: Calculs des efforts tranchants

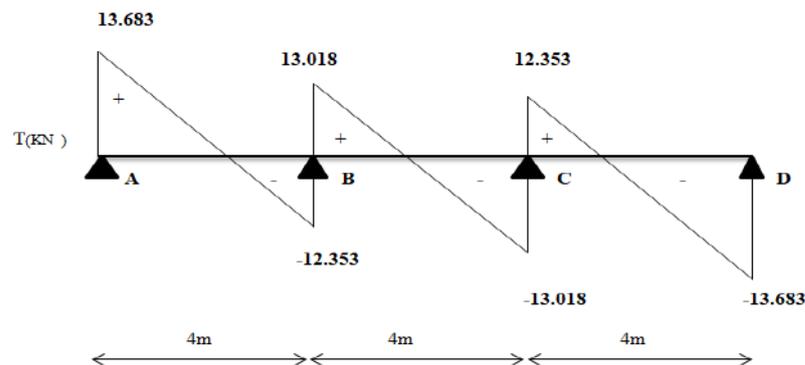


Figure IV-6: Diagramme des efforts tranchants :

**IV-5- Calcul du ferrailage des poutrelles (à l'ELU) :**

On adopte pour le ferrailage les valeurs maximus des sollicitations :

$$ELU : \begin{cases} T_u^{max} = 13.683KN \\ M_{travée}^{max} = 8.50KN.m \\ M_{appui}^{max} = 6.509 KN.m \end{cases}$$

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure.

- En travée :

- On calcule le moment équilibré par la table «  $M_{table}$  » :

$$M_{table} = 0.65 \times 0.18 \times 14.167 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) = 58.93 KN.m$$

Sachant que :  $M_{travée}^{max} = 6.509 KN.m$

$$M_{travée}^{max} \leq M_{table} \Rightarrow 6.509 KN.m \leq 58.93KN.m \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc, notre méthode de calcul des armatures est la même méthode de calcul d'une section rectangulaire. Car l'axe neutre se trouve sur la table de compression . par conséquent la section sera calculée comme étant rectangulaire de dimensions ( b×h ) (0.65cm et 0.20cm ).

soumise à :  $M_{travée}^{max} = 6.509 KN.m$

- Sur appuis :

On prend le memonts max aux appuis .la table compression étant au dessus de l'appui . la section sera considérée comme rectangulaire .

- la calcul la distance l'enrobage «e » donne qui suit :

d'apres l'organigramme n°1 :

$$b_0 = 0.65 m ; d=0.18m ; f_e = 400 MPa ; f_{bu} = 14.167 MPa ; f_{c28} = 25MPa , A's = 0.00$$

	<b>M u</b>	$\mu_b$	$\gamma$	$\mu_l$	$\alpha$	<b>z</b>	<b>As (cm²)</b>
<b>travée</b>	8.50	0.044	1.39	0.296	0.06	0.18	1.36
<b>appui</b>	6.509	0.022	1.40	0.299	0.03	0.18	1.04

**Tableau IV-12:**du ferrailage des poutrelles (à l'ELU)

	$A_u$	$A_{min}$	Condition	$A_{adopté}$	Armatures	As
travée	1.36	1.41	Non v	1.41	2T12	2.26
appui	1.04	1.41	Non v	1.41	1T10+ 1T12	1.915

➤ **Tableau IV-13** :du ferrailage des poutrelles (à l'ELU)

On va vérifier ce condition :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

✓ sachant que :  $\begin{cases} \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \\ \tau_u = 0.760 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \{0.760 \text{ MPa} \leq 3.33 \text{ MPa}\} \dots\dots\dots \text{cv}$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement. Aussi Il faut fair prévoir des armatures transversales minimales puisque ils ne sont pas nécessaire

➤ **Vérifications à l'ELS :**

- ❖ les armatures transversales  $A_t$  :

D'après le B.A.E.L 99 :

$$\phi t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{l \text{ min}} \right\} \Rightarrow \phi t \leq \min \{ 5.72 ; 10 ; 10 \} \text{ cm}$$

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

Calcul des espacements :

$$s_t \leq ( 0.9 d ; 40 \text{ cm} ) \Rightarrow s_t \leq \min(16.2 ; 40 )$$

Alors , on prend  $s_t = 15 \text{ cm}$  .

La section des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times s_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\left( \tau_u \times \left( \frac{h}{2} \right) \right) - (0.3 K \times f_{t28})}{0.9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad (1)$$

$K = 1$  {fissuration non préjudiciable}

D'où :  $\tau_u \left( \frac{h}{2} \right) = \frac{T_u \left( \frac{h}{2} \right)}{b_0 d}$

On calcule la valeur de l'effort tranchant  $T_u \left(\frac{h}{2}\right)$  par la méthode des triangles semblables.

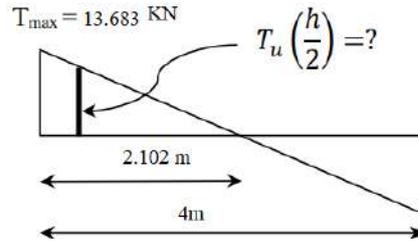


Figure IV-6: Effort tranchant par la méthode des triangles

On calcule la distance « X » :

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_E - M_W}{q_u \times L} = 2.102 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = 10 \text{ cm}$$

$$T_u \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{13.683 (2.102 - 0.10)}{2.102} = 13.032 \text{ KN}$$

$$\tau_u \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_u \left(\frac{h}{2}\right)}{b_0 d} = \frac{13.032}{0.10 \times 0.18} = 0.111 \text{ MPa}$$

$$\text{D'après (1) : } \frac{A_t}{s_t} \geq \frac{0.111 \times 0.63 \times 1.15}{0.9 \times 235} = 0.380 \times 10^{-3} \text{ cm} \quad (2)$$

❖ Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)}{2} ; 0.4 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \{0.056 \text{ MPa} ; 0.4 \text{ MPa}\} \Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{S_t \times b_0} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{s_t} \geq 0.4 \times \frac{b_0}{f_e} \Rightarrow \frac{A_t}{s_t} \geq 0.4 \times \frac{65}{400} = 0.065 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t}{s_t} \geq \max \{6.5 \times 10^{-2} ; 3.80 \times 10^{-4}\} \Rightarrow \frac{A_t}{s_t} \geq 0.065 \text{ cm} \Rightarrow A_t \geq 0.065 \times 15 = 0.975 \text{ cm}^2$$

$$\text{On trouve : } \begin{cases} A_t = 2\emptyset 8 = 1.01 \text{ cm}^2 \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

❖ Vérification d'espacements de l'espacement selon RPA :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u \left(\frac{h}{2}\right)}{2} ; 0.4 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow 0.414 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \dots (\text{cv})$$

Vérification à l'E.L.S :

❖ Vérification de contrainte dans le béton :

Vérification des contraintes		
Moment service	$M_{ser}$	4.641 KN.m
Position de l'axe neutre	$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 0$	y=4.88 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 A_s (d - y)^2 = 0$	I=8353.33
Coefficient K	$K = \frac{M_{ser}}{I}$	K= 66.613 MN/m <sup>3</sup>
Contraint dans le béton	$\sigma_{bc} = K \times y$	$\sigma_{bc} = 2.379$ MPa

Tableau IV-14:de Vérification des contraintes

$\sigma_{bc} = 2.379 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  ..... condition vérifiée.

❖ Vérification de contrainte dans l'acier :

selon BAEL 91 dans le cas de fissuration peu préjudiciable aucune vérification n'est préconisé .les contraintes dans l'acier ne sont pas limitées

❖ vérification de la flèche :

	$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5}$	$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15M_{0 ser}}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e}$
travée	0.005 ≥ 0.04	0.05 ≥ 0.04	0.002 ≤ 0.009
appuis	0.005 ≥ 0.04	0.05 ≥ 0.03	0.002 ≤ 0.009
Condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau IV-15: de vérification de la flèche

IV-7-Dessin de ferrailage des poutrelles (étage courant) :

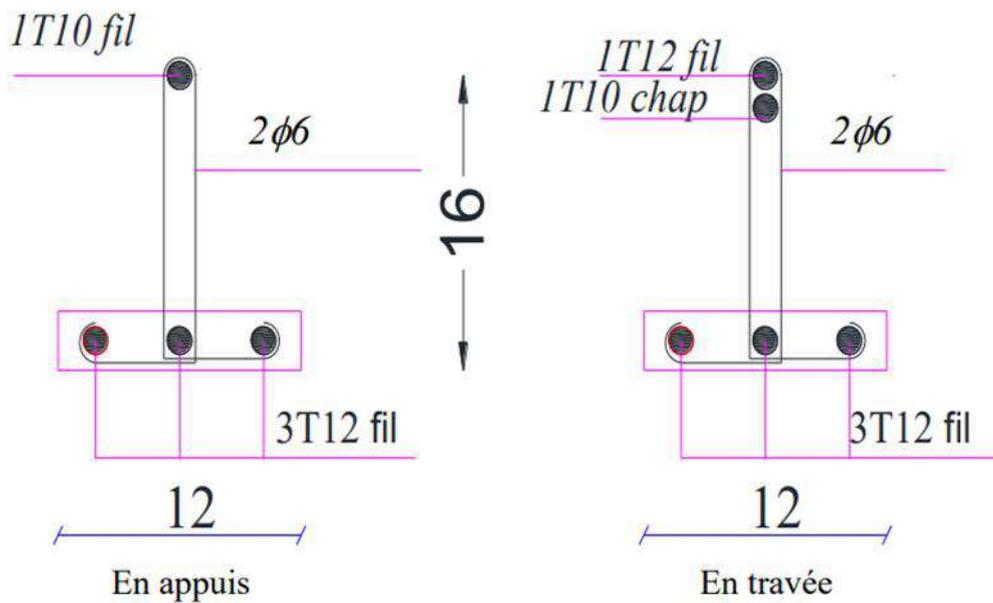
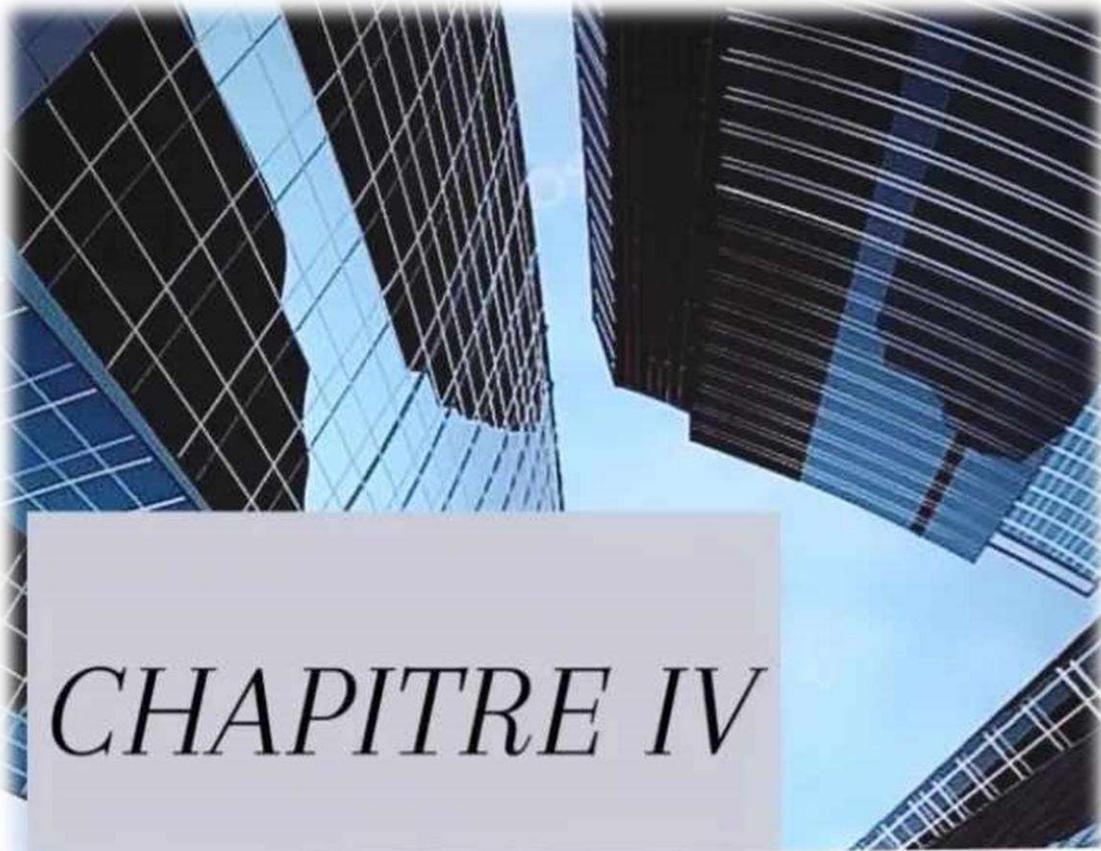
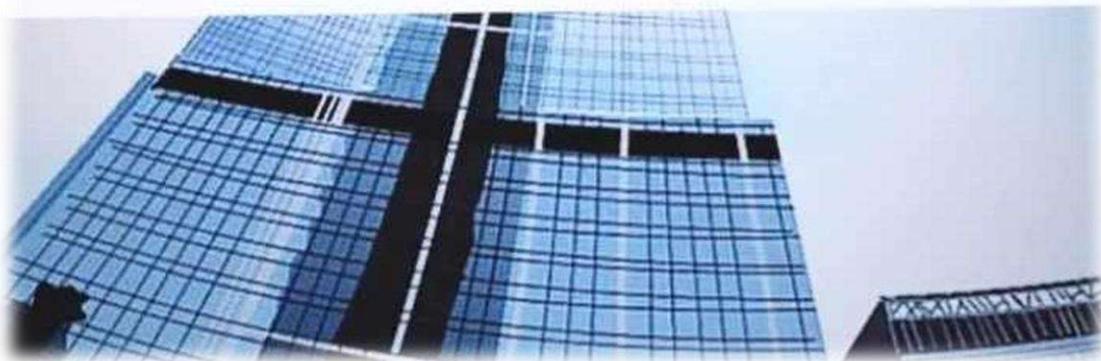


Figure IV-6: de ferrailage des poutrelles (étage courant)



# *CHAPITRE IV*

# Etude Sismique



**V-1-Introduction:**

**V-1-1-Méthode de calcul selon (RPA) :**

Ce chapitre consistera à examiner l'influence de disposition des voiles sur le comportement dynamique de ce bâtiment.

La RPA99V2003, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique II.a ,groupe d'usage 2B. Notre ouvrage, est en présence d'un sol Meuble catégorie S3. Nous avons utilisé une méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale) en utilisant le logiciel de calcul de structures ROBOT 2014 .

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable selon le RPA99 ( la structure dépasse 17m)

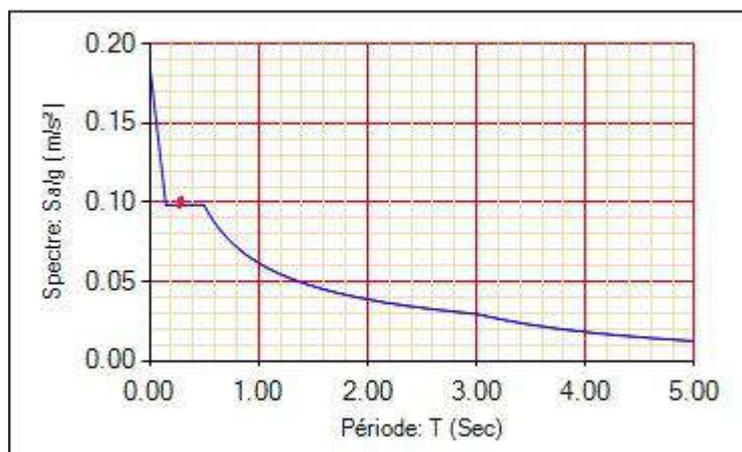
**V-1-1-1- La méthode dynamique spectrale :**

Le principe de cette méthode tout simplement est consisté à rechercher 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.

**V-1-1-2- Spectre de réponse de calcul RPA99-v2003 :**

Pour la méthode dynamique modale spectrale le spectre de calcul suivant représente l'action sismique :

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



*Figure V-1* :modélisation de la structure à l'aide de logiciel « ROBOT »

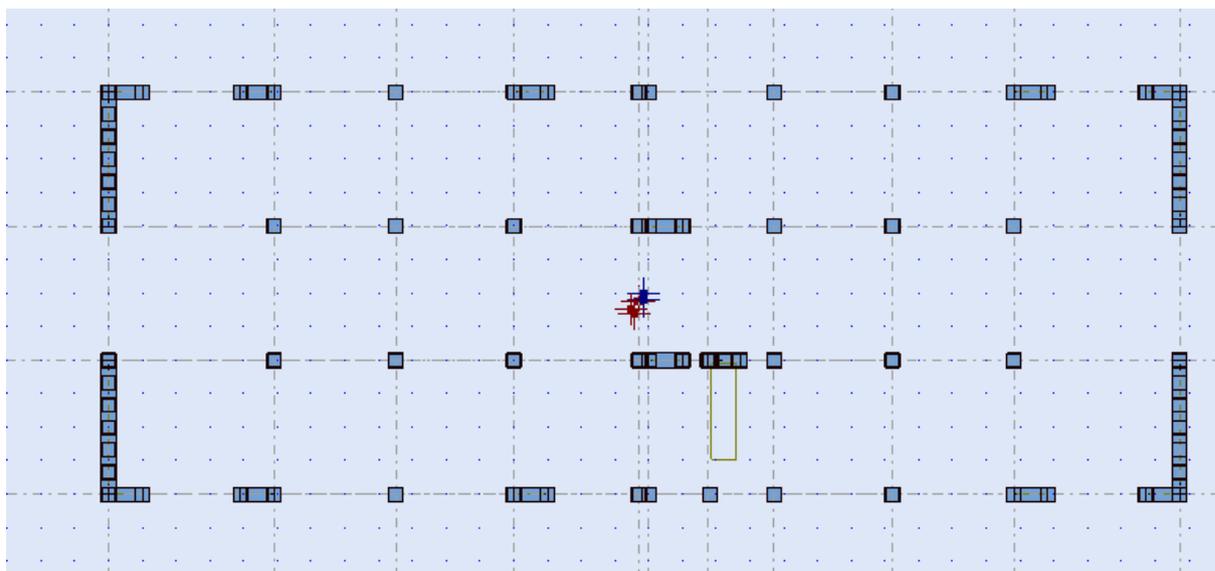
( 0.29 s ; 0.098 )

- **Disposition des voiles :**

- La forme architecturale de notre bâtiment rendait difficile le choix de la disposition des voiles.

Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont résulté en un mauvais comportement de la structure, soit aux non vérification des interactions portique-voile, après plusieurs essais, on a obtenu les dispositions idéales illustrées ci-dessous :

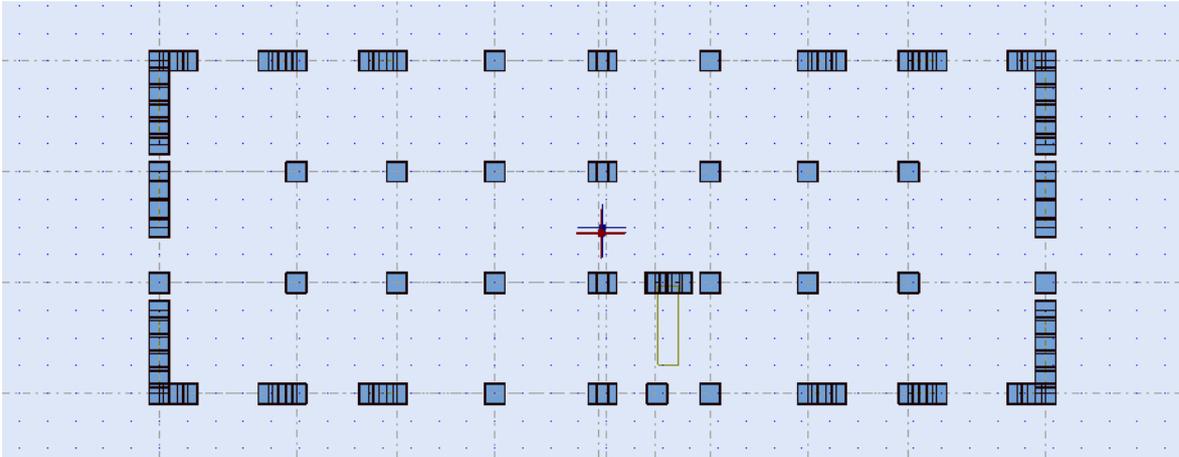
*Disposition 1 :*



*Figure V-2*:Disposition I des voiles.

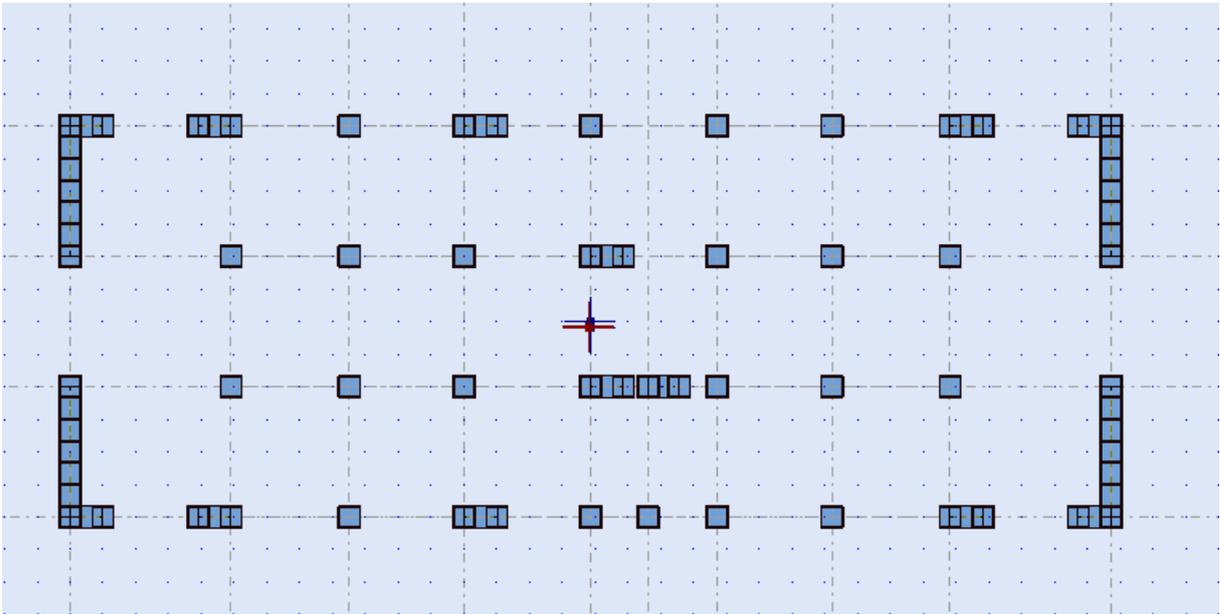
- La disposition qui nous avons choisir .

*Disposition 2 :*



*Figure V-3:*Disposition II des voiles.

*Disposition 3 :*



*Figure V-4:*Disposition III des voiles.

**V-1-1-2-2- Calcul de la force sismique totale :**

On doit calculer La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule de RPA 99 /V2003 .

$$V = \frac{ADQ}{R} \cdot W \text{ avec : } A : \text{Coefficient d'accélération de zone}$$

D :coefficient d'amplification dynamique moyen

Q :facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

W : poids total de la structure

❖ **Coefficient d'accélération de zone A :**

Le coefficient d'accélération de zone, A, est donné par le tableau 4.1 des RPA 99/Ver.2003

suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment est donnée dans le tableau 4.1 de PRA .

par rapport à zone IIa et le groupe 2B :  $A=0.15$

❖ **Pourcentage d'amortissement critique :**

La réponse des structures soumises aux forces sismiques variables au cours du temps, dépend en particulier des propriétés d'amortissement des matériaux constitutifs de la structure, du type de structure et de l'importance des remplissages Voiles ou murs en béton armé :  $\xi = 7 \%$

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

Les valeurs du coefficient du comportement R sont données par la réglementation en fonction du type de structure (mode de contreventement), des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments et assemblages, c'est-à-dire leur aptitude à supporter des déformations supérieures à la limite élastique.

Selon le tableau 4.3 de **RPA 99/ V2003** pour un système de contreventement voiles :

R : 3.5

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

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

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

❖ **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

La valeur de la période fondamentale T de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Dans le cas 3 et 4 dans le tableau ( 4.6 ) on peut également utiliser aussi

la formule suivante :

$$T = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}}$$

Avec :

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier

niveau.  $h_N = 18.36 m$

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement, et du type de remplissage. Il est

donné par le tableau 4.6 de RPA 99/ V2003 .  $C_T = 0.050$

D: longueur de la sens considérés.

D'après la formule :  $T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}}$

✓ Suivante x-x :  $T_{empirique} = 0.29s$  ,  $D_x = 31.7 m$

✓ Suivante y-y :  $T_{empirique} = 0.48s$  ,  $D_y = 12 m$

D'après la formule :  $C_T h_N^{3/4}$

✓ on a trouvé :  $T_x = 0.44 s$   $T_y = 0.44 s$

$$T = \min ( T_1 , T_2 ) \quad \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.29 \text{ s} \\ T_y = 0.44 \text{ s} \end{cases}$$

Période caractéristique associée à la catégorie de site pour un sol ferme (S3):  $T_2 : 0.50$

Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0.882 > 0.7$$

$$T_x = 0.29 \text{ s} \Rightarrow 0 \leq T_x \leq T_2 \Rightarrow 0 \leq 0.29 \leq 0.50$$

Donc ,  $D_x = 2.5\eta = 2.205$

$$T_y = 0.44 \text{ s} \Rightarrow 0 \leq T_y \leq T_2 \Rightarrow 0 \leq 0.44 \text{ s} \leq 0.50 \text{ s}$$

Donc ,  $D_y = 2.5 \eta = 2.205$

**Facteur de qualité Q :**

Critère	Observation	pénalités
Conditions minimales sur les files contreventements	Oui	0.00
Redondance en plan	non	0.05
Régularité en plan	Oui	0.00
Régularité en élévation	Oui	0.00
Contrôle de la qualité des matériaux	non	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0.00

**Tableau V-1**:-Facteur de qualité

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q" est satisfait ou non. Sa valeur est donnée par le tableau 4.4 ,

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^5 P_q$$

$$Q_x = 1.10 \quad ; \quad Q_y = 1.10$$

Poids totale de la structure :

$W$  : Poids de la structure est égal à la somme des poids,  $W_i$  calculés à chaque niveau (i) :

$W = \sum W_i$  sachant que :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{qi}$$

$W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et aux équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

$W_{qi}$  : Poids dû aux charges d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitations et donnée par le tableau (4.5) :  $\beta = 0.2$

Donc le poids total de la structure  $W = 11670.6 \text{KN}$

la force sismique:

La force statique totale à la base de la structure pour la zone IIa est :

La force statique totale à la base de la structure pour la zone IIa est :

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} W$$

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} W$$

## V-2-Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par

### ROBOT :

- périodes de vibration et taux de participation des masses modales :

suivante x -x :

$$T_{robot}^x = 0.29 \text{ s}$$

suivante y-y :

$$T_{robot}^y = 0.44 \text{ s}$$

✓ *Disposition 1 :*

Le tableau ci-dessous donne la participation massique pour chaque mode

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	0.53	77.80	0.00	77.80	0.00	2145264.39	2145264.39
3/ 2	0.36	77.80	72.33	0.00	72.33	2145264.39	2145264.39
3/ 3	0.25	77.80	72.34	0.00	0.01	2145264.39	2145264.39
3/ 4	0.16	89.33	72.34	11.52	0.00	2145264.39	2145264.39
3/ 5	0.10	89.33	89.20	0.00	16.85	2145264.39	2145264.39
3/ 6	0.08	94.27	89.20	4.94	0.00	2145264.39	2145264.39
3/ 7	0.06	94.27	89.20	0.00	0.00	2145264.39	2145264.39
3/ 8	0.05	95.43	89.20	1.17	0.00	2145264.39	2145264.39
3/ 9	0.05	95.45	89.20	0.02	0.00	2145264.39	2145264.39
3/ 10	0.05	96.84	89.20	1.39	0.00	2145264.39	2145264.39
3/ 11	0.05	96.85	89.20	0.01	0.00	2145264.39	2145264.39
3/ 12	0.05	96.85	89.20	0.00	0.00	2145264.39	2145264.39
3/ 13	0.05	96.85	94.65	0.00	5.45	2145264.39	2145264.39
3/ 14	0.05	96.85	94.65	0.00	0.00	2145264.39	2145264.39
3/ 15	0.05	96.85	94.65	0.00	0.00	2145264.39	2145264.39
3/ 16	0.04	96.86	94.65	0.01	0.00	2145264.39	2145264.39
3/ 17	0.04	96.91	94.65	0.04	0.00	2145264.39	2145264.39
3/ 18	0.04	96.91	94.65	0.00	0.00	2145264.39	2145264.39
3/ 19	0.04	96.91	94.65	0.00	0.00	2145264.39	2145264.39
3/ 20	0.04	96.92	94.65	0.01	0.00	2145264.39	2145264.39

**Tableau V-2:**Disposition 1 des voiles.

Tableau : période et participation des masses donnée par ROBOT

Pour considérer que le bâtiment est rigide ,on doit avoir une période obtenue par le logiciel ROBOT inférieure ou égale la période fondamentale minimale calculée à partir les formules empiriques ;telles que préconise les RPA99 ,et majorée de 30%

$T_{ROBOT}$  : est La période obtenue par le logiciel ROBOT dans le premier mode

$$T_{ROBOT} = 0.53s \Rightarrow 1.3 T_{RPA} \leq T_{ROBOT} \Rightarrow 0.38 s < 0.53s$$

- La structure va être souple

**Disposition 2 :**

Le tableau ci-dessous donne la participation massique pour chaque mode :

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	0.50	0.14	70.18	0.14	70.18	2108524.36	2108524.36
3/ 2	0.45	74.43	70.32	74.29	0.14	2108524.36	2108524.36
3/ 3	0.35	74.50	70.35	0.08	0.04	2108524.36	2108524.36
3/ 4	0.13	88.41	70.36	13.91	0.00	2108524.36	2108524.36
3/ 5	0.12	88.41	89.26	0.00	18.91	2108524.36	2108524.36
3/ 6	0.08	88.41	89.26	0.00	0.00	2108524.36	2108524.36
3/ 7	0.06	94.21	89.26	5.80	0.00	2108524.36	2108524.36
3/ 8	0.06	94.21	95.11	0.00	5.85	2108524.36	2108524.36
3/ 9	0.05	94.22	95.11	0.01	0.00	2108524.36	2108524.36
3/ 10	0.05	94.22	95.11	0.00	0.00	2108524.36	2108524.36

Tableau V-3:Disposition 2 des voiles.

Pour considérer que le bâtiment est rigide ,on doit avoir une période obtenue par le logiciel ROBOT inférieure ou égale la période fondamentale minimale calculée à partir les formules empiriques ;telles que préconise les RPA99 ,et majorée de 30%

$$T_{robot} = 0.52 \text{ s} \Rightarrow 0.44 \text{ s} < 0.50 < 0.57 \text{ s}$$

✓ La structure va etre rigide

✓ **Disposition 3 :**

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	0.55	77.03	0.01	77.03	0.01	2145264.39	2145264.39
3/ 2	0.36	77.04	69.38	0.01	69.37	2145264.39	2145264.39
3/ 3	0.25	77.05	69.39	0.01	0.01	2145264.39	2145264.39
3/ 4	0.16	89.07	69.39	12.02	0.00	2145264.39	2145264.39
3/ 5	0.08	94.14	69.44	5.07	0.05	2145264.39	2145264.39
3/ 6	0.08	94.15	89.55	0.01	20.11	2145264.39	2145264.39
3/ 7	0.06	94.15	89.55	0.00	0.00	2145264.39	2145264.39
3/ 8	0.05	96.26	89.55	2.11	0.00	2145264.39	2145264.39
3/ 9	0.05	96.27	89.55	0.01	0.00	2145264.39	2145264.39
3/ 10	0.05	96.79	89.55	0.52	0.00	2145264.39	2145264.39
3/ 11	0.05	96.79	89.55	0.00	0.00	2145264.39	2145264.39
3/ 12	0.05	96.79	89.55	0.00	0.00	2145264.39	2145264.39
3/ 13	0.04	96.80	89.55	0.01	0.00	2145264.39	2145264.39
3/ 14	0.04	96.80	89.55	0.00	0.00	2145264.39	2145264.39
3/ 15	0.04	96.80	89.55	0.00	0.00	2145264.39	2145264.39
3/ 16	0.04	96.80	89.55	0.00	0.00	2145264.39	2145264.39
3/ 17	0.04	96.81	89.55	0.01	0.00	2145264.39	2145264.39
3/ 18	0.04	96.87	89.55	0.07	0.00	2145264.39	2145264.39
3/ 19	0.04	96.87	93.79	0.00	4.24	2145264.39	2145264.39
3/ 20	0.04	96.87	93.79	0.00	0.00	2145264.39	2145264.39

Tableau V-4:Disposition 3 des voiles.

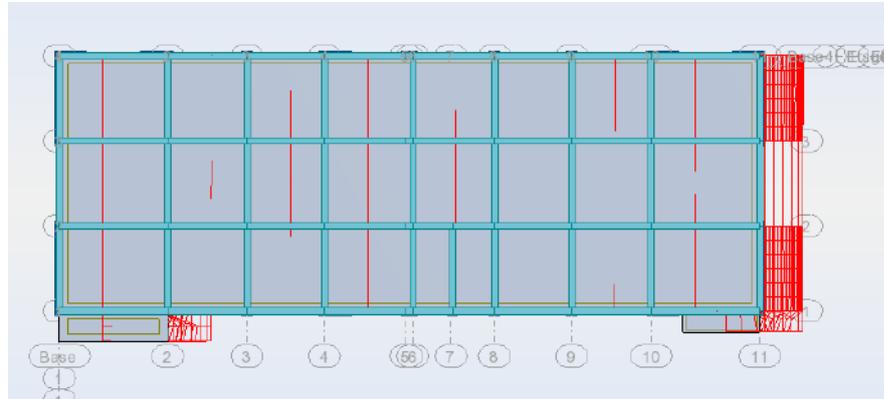
Pour considérer que le bâtiment est rigide ,on doit avoir une période obtenue par le logiciel ROBOT inférieure ou égale la période fondamentale minimale calculée à partir les formules empiriques telles que préconise les RPA99 .et majorée de 30%

$$T_{robot}^x = 0.57 \Rightarrow 1.3 T_{RPA} \leq T_{robot} \Rightarrow 0.38 \text{ s} \leq 0.57 \text{ s}$$

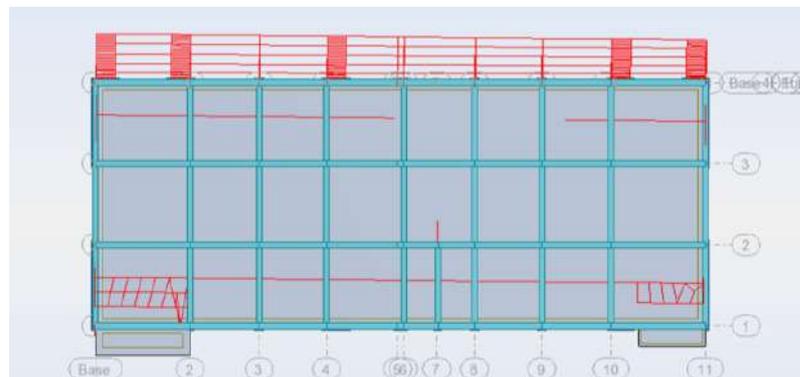
La structure va etre souple.

❖ **Comportement dynamique de la structure :**

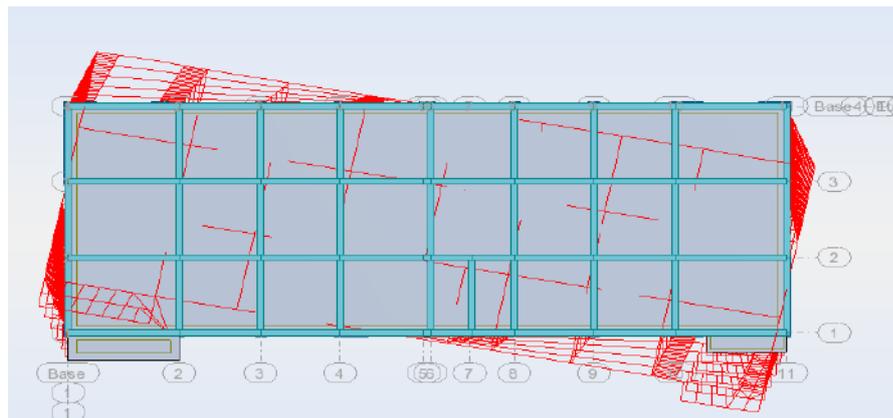
Le premier mode représente une translation suivant x-x :



Le deuxième mode représente une translation suivant t y-y:



Le troisième mode représente une rotation suivant z-z :



**V-3- Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences duRPA :**

Justification de l'interaction voiles-portiques exigier par Les RPA99 (Art3.4.a)

pour les systèmes contreventé par des voiles :

- Coefficient de comportement global de la structure =3.5

**Vérification de la résultante des forces sismique à la base :**

Le [RPA] exige de vérifier la relation suivante  $V_{dyn} > 0.8V_{st}$  .

❖ Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

force sismique à la base		$V_{dyn}$	$V_{MSE}$	$80\%V_{MSE}$	Observation
<b>Disposition I</b>	Suivant $x - x$	1830.38	2230.002	1784.002	Condition vérifiée
	Suivant $y - y$	1815.14	2230.002	1784.002	Condition vérifiée
<b>Disposition II</b>	Suivant $x - x$	1799.41	1951.252	1561	Condition vérifiée
	Suivant $y - y$	1736.87	1951.252	1561	Condition vérifiée
<b>Disposition III</b>	Suivant $x - x$	1769.62	2230.002	1784.002	Condition non vérifiée
	Suivant $y - y$	1783.44	2230.002	1784.002	Condition non vérifiée

**Tableau V-5:**Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

❖ **Vérification vis-à-vis des déplacements inters-étages :**

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

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

$$\delta_k = R\delta_{ek} \text{ (donnés par ROBOT)}$$

$\delta_{ek}$  :déplacement dû aux forces sismiques

R : coefficient de comportement. R=3.5

$h_k$  :Hauter d'étage

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

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

*Disposition I :*

- *Sens x-x :*

Niveau	$h_k$	$\delta_k$ [cm]	$\delta_{k-1}$	$\Delta k$ [cm]	1% $h_n$ (cm)	observation
RDC	3.06	0.468	0	0.468	3	Vérifiée
01	3.06	1.299	0.468	0.832	3	Vérifiée
02	3.06	2.168	1.299	0.869	3	Vérifiée
03	3.06	2.936	2.168	0.768	3	Vérifiée
04	3.06	3.538	2.936	0.602	3	Vérifiée
05	3.06	3.967	3.538	0.429	3	Vérifiée

Tableau V-6 :Vérifications des déplacements de niveaux sens x-x PositionI

- *Sens y-y :*

niveau	$h_k$	$\delta_k$ [cm]	$\delta_{k-1}$	$\Delta k$ (cm)	1% $h_n$	observation
RDC	3.06	0.171	0	0.171	3	Vérifiée
1	3.06	0.494	0.171	0.324	3	Vérifiée
2	3.06	0.889	0.494	0.395	3	Vérifiée
3	3.06	1.303	0.889	0.413	3	Vérifiée
4	3.06	1.700	1.303	0.398	3	Vérifiée
5	3.06	2.068	1.700	0.367	3	Vérifiée

Tableau V-7:Vérifications des déplacements des niveaux sens y-y Position

**Disposition II :**

- *Sens x-x :*

niveau	$h_k$	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$	$\Delta k$ [cm]	$1\%h_n$	observation
RDC	3.06	0.284	0	0.284	3	Vérifiée
01	3.06	0.845	0.284	0.560	3	Vérifiée
02	3.06	1.492	0.845	0.647	3	Vérifiée
03	3.06	2.119	1.492	0.627	3	Vérifiée
04	3.06	2.668	2.119	0.550	3	Vérifiée
05	3.06	3.131	2.668	0.463	3	Vérifiée

*Tableau V-8: Vérifications des déplacements des niveaux sens X-X Position I*

- *Sens y-y:*

niveau	$h_k$	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$	$\Delta k$ (cm)	$1\%h_n$	observation
RDC	3.06	0.281	0	0.281	3	Vérifiée
01	3.06	0.837	0.281	0.555	3	Vérifiée
02	3.06	1.556	0.837	0.719	3	Vérifiée
03	3.06	2.352	1.556	0.796	3	Vérifiée
04	3.06	3.162	2.352	0.810	3	Vérifiée
05	3.06	3.949	3.162	0.787	3	Vérifiée

*Tableau V-9: Vérifications des déplacements des niveaux sens y-y Position I*

**Disposition III :**

- *Sens x-x :*

Niveau	$h_k$	$\delta_k$ [cm]	$\delta_{k-1}$	$\Delta k$ (cm)	$1\%h_n$	observation
RDC	3.06	0.469	0	0.469	3	Vérifiée
01	3.06	1.323	0.469	0.854	3	Vérifiée
02	3.06	2.232	1.323	0.909	3	Vérifiée
03	3.06	3.052	2.232	0.820	3	Vérifiée
04	3.06	3.715	3.052	0.663	3	Vérifiée

05	3.06	4.212	3.715	0.498	3	Vérifiée
----	------	-------	-------	-------	---	----------

**Tableau V-10:** Vérifications des déplacements des niveaux sens X-X Position I

- Sens y-y:

niveau	$h_k$	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$	$\Delta k$ (cm)	$1\%h_n$	observation
RDC	3.06	0.142	0	0.142	3	Vérifiée
01	3.06	0.425	0.142	0.283	3	Vérifiée
02	3.06	0.799	0.425	0.375	3	Vérifiée
03	3.06	1.224	0.799	0.425	3	Vérifiée
04	3.06	1.666	1.224	0.442	3	Vérifiée
05	3.06	2.105	1.666	0.438	3	Vérifiée

**Tableau V-11:** Le condition de déplacement est vérifiée .

#### Justification Vis A Vis De l'effet P- $\Delta$ :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de 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 associées au-dessus

du niveau « k » calculés suivant la formule ci-après

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau « k »

**Disposition I :**

- Sens x-x

Niveau	$P_k$	$\Delta_k$	$V_k$	$h_i$	$\theta$	$\theta \leq 0.10$
RDC	21085.244	0.00468	1830.38	3.06	0.018	Vérifiée
1	21085.244	0.00832	1758.08	3.06	0.031	Vérifiée
2	21085.244	0.00869	1594.15	3.06	0.035	Vérifiée
3	21085.244	0.00768	1335.75	3.06	0.041	Vérifiée
4	21085.244	0.00602	991.46	3.06	0.020	Vérifiée
5	21085.244	0.00429	573.50	3.06	0.052	Vérifiée

- Sens y-y

Niveau	$P_k$	$\Delta_k$	$V_k$	$h_i$	$\theta$	$\theta \leq 0.10$
RDC	21085.244	0.00171	1815.14	3.06	0.01	Vérifiée
1	21085.244	0.00324	1738.53	3.06	0.012	Vérifiée
2	21085.244	0.00395	1580.55	3.06	0.017	Vérifiée
3	21085.244	0.00413	1352.89	3.06	0.020	Vérifiée
4	21085.244	0.00398	1047.58	3.06	0.026	Vérifiée
5	21085.244	0.00367	641.59	3.06	0.043	Vérifiée

**Disposition II :**

- Sens x-x

Niveau	$P_k$	$\Delta_k$	$V_k$	$h_i$	$\theta$	$\theta \leq 0.10$
RDC	21452.644	0.00284	1799.41	3.06	0.011	Vérifiée
1	21452.644	0.00560	1732.51	3.06	0.022	Vérifiée
2	21452.644	0.00647	1579.49	3.06	0.029	Vérifiée
3	21452.644	0.00627	1341.99	3.06	0.033	Vérifiée
4	21452.644	0.00550	1015.64	3.06	0.037	Vérifiée
5	21452.644	0.00463	605.24	3.06	0.053	Vérifiée

- Sens y-y :

Niveau	Pk	$\Delta k$	Vk	hi	$\theta$	$\theta \leq 0.10$
RDC	21967.351	0.00174	2111.95	3.06	0.006	Vérifiée
1	21967.351	0.00329	2027.08	3.06	0.011	Vérifiée
2	21967.351	0.00401	1845.98	3.06	0.015	Vérifiée
3	21967.351	0.00419	1578.28	3.06	0.019	Vérifiée
4	21967.351	0.00403	1215.72	3.06	0.023	Vérifiée
5	21967.351	0.00371	732.54	3.06	0.038	Vérifiée

Disposition III :

- Sens x-x

Niveau	Pk	$\Delta k$	Vk	hi	$\theta$	$\theta \leq 0.10$
RDC	21452.644	0.00469	1769.62	3.06	0.020	Vérifiée
1	21452.644	0.00854	1700.09	3.06	0.035	Vérifiée
2	21452.644	0.00909	1544.11	3.06	0.041	Vérifiée
3	21452.644	0.00820	1298.31	3.06	0.044	Vérifiée
4	21452.644	0.00663	969.17	3.06	0.048	Vérifiée
5	21452.644	0.00498	565.93	3.06	0.0613	Vérifiée

- Sens y-y :

Niveau	Pk	$\Delta k$	Vk	hi	$\theta$	$\theta \leq 0.10$
RDC	21452.644	0.00142	1783.44	3.06	0.005	Vérifiée
1	21452.644	0.00283	1703.11	3.06	0.012	Vérifiée
2	21452.644	0.00375	1541.74	3.06	0.018	Vérifiée
3	21452.644	0.00425	1326.32	3.06	0.021	Vérifiée
4	21452.644	0.00442	1049.07	3.06	0.026	Vérifiée
5	21452.644	0.00438	655.31	3.06	0.043	Vérifiée

**Vérification de l'effort normal réduit :**

On entend par effort normal réduit :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}}$$

Sachant que :

$B_c$  : est l'aire (section brute) de cette dernière.

$N_d$  : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Pour éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, il faut avoir la vérification suivante , de plus sollicité poteau de section (30 ×30).

Disposition I :

$$v = \frac{1171.04}{30^2 \times 25} = 0.05 \Rightarrow 0.05 \leq 0.30 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Disposition II :

$$v = \frac{1151.50}{30^2 \times 25} = 0.051 \Rightarrow 0.051 < 0.30 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Condition non vérifiée

Disposition III :

$$v = \frac{1160.89}{30^2 \times 25} = 0.052 \Rightarrow 0.052 > 0.30 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**Effets de la torsion accidentelle :**

- la compatibilité du centre de gravité avec le centre de rigidité est la principale exigence pour choisir les bonnes dispositions , Parce que plus il y a de distance entre eux, plus il y a de torsion pour augmenter la longueur du bras de levier du moment.

Donc , on doit vérifier la formule suivante pour confier la compztibilité de centre de masse avec le centre de rigidité :

$$(CM_x - CR_x) \leq \pm 5\% L_x$$

$$(CM_y - CR_y) \leq \pm 5\% L_y$$

Les résultats de cette formule sont présenter dans le tableau ci-dessous :

Niveau	$CM_x$	$CR_x$	$5\%L_x$	$CM_y$	$CR_y$	$5\%L_y$	Observation
RDC	15.91	15.91	1.59	5.67	5.65	0.6	On prend les valeurs de l'excentricité accidentelle
Etages	15.91	15.91	1.59	5.67	5.65	0.6	

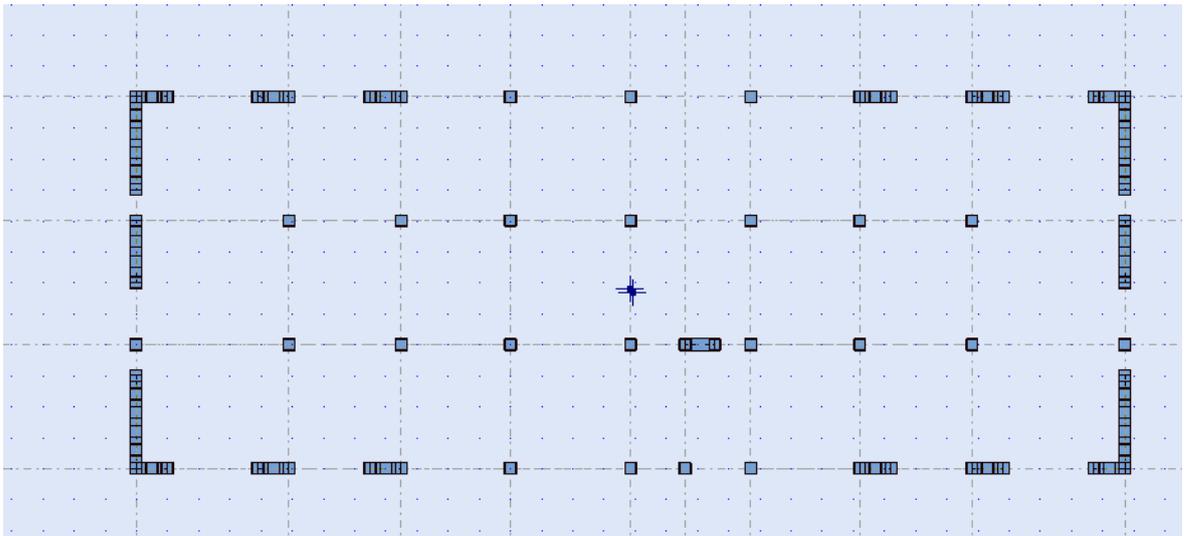


Figure : la compatibilité du centre de gravité avec le centre de rigidité de disposition 1

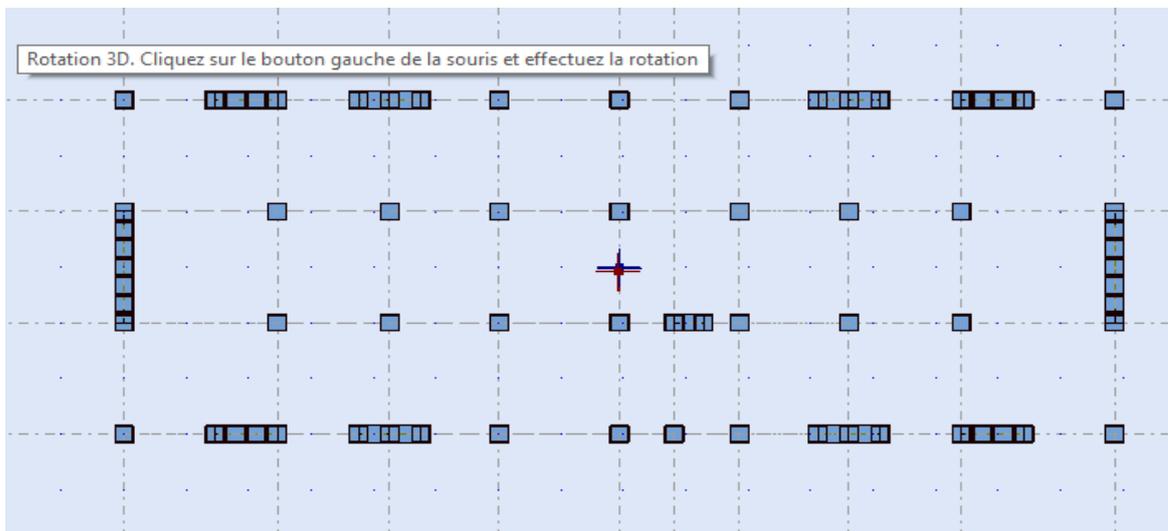


Figure 1 : la compatibilité du centre de gravité avec le centre de rigidité de disposition 2

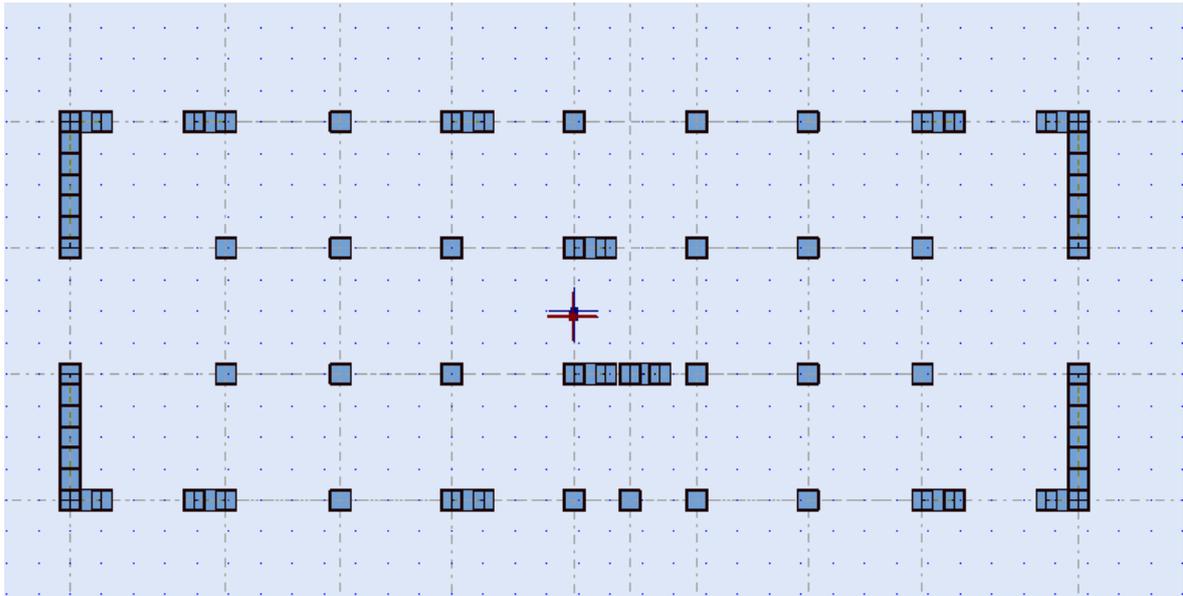


Figure 2 la compatibilité du centre de gravité avec le centre de rigidité de disposition 3

Remarque :

Dans les trois cas, nous observons le centre de gravité correspondant au centre de rigidité.

L'analyse des tableaux :

L'analyse des résultats présentés dans les tableaux a montré que :

Le rôle de spectre de réponse de la structure est majeur pour vérifier l'influence de la disposition des voiles sur le comportement

le système contreventement de type voiles porteurs est le convenable pour notre structure

Le bâtiment étudié répond aux conditions de régularité en plan et en élévation.

- le bâtiment est soumis à tous les exigences précédentes dans les trois dispositions des voiles, sauf la troisième disposition, car le bâtiment ne soumis pas à la condition de la force sismique à la base suivante les deux sens (y-y) (x-x).

les observations finale ce qui précède :

- la réponse de la structure en matière de justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  dans les deux directions ne dépasse pas la limite admissible.

- Le comportement dynamique de cette structure répond aux exigences de l'RPA qui préconise une participation massique supérieure à 90% dans les premiers modes de cette disposition

-D'après les résultats obtenus pour les trois propositions des voiles, nous remarquons que le comportement modal est prédominé par des modes de vibration fondamentaux de translation.

-par rapport les trois dispositions : L'étude de ce bâtiment conforme la vérification de l'effort normal réduit qu'est conseiller au RPA 99 version 2003

- On tous dispositions . L'étude de ce bâtiment conforme la vérification de l'effort normal réduit qu'est conseiller au RPA 99 v/2003.

Conclusion :

Après l'examen des résultats dans les tableaux , les figures précédentes . nous avons déduire que :

La Disposition 1 :

Cette disposition est acceptée car il est soumis à toutes les exigences de RPA , C'est parce que le choix des emplacements des murs en béton, c'était avec une prévision et une symétrie dans la structure,

La Disposition 2:

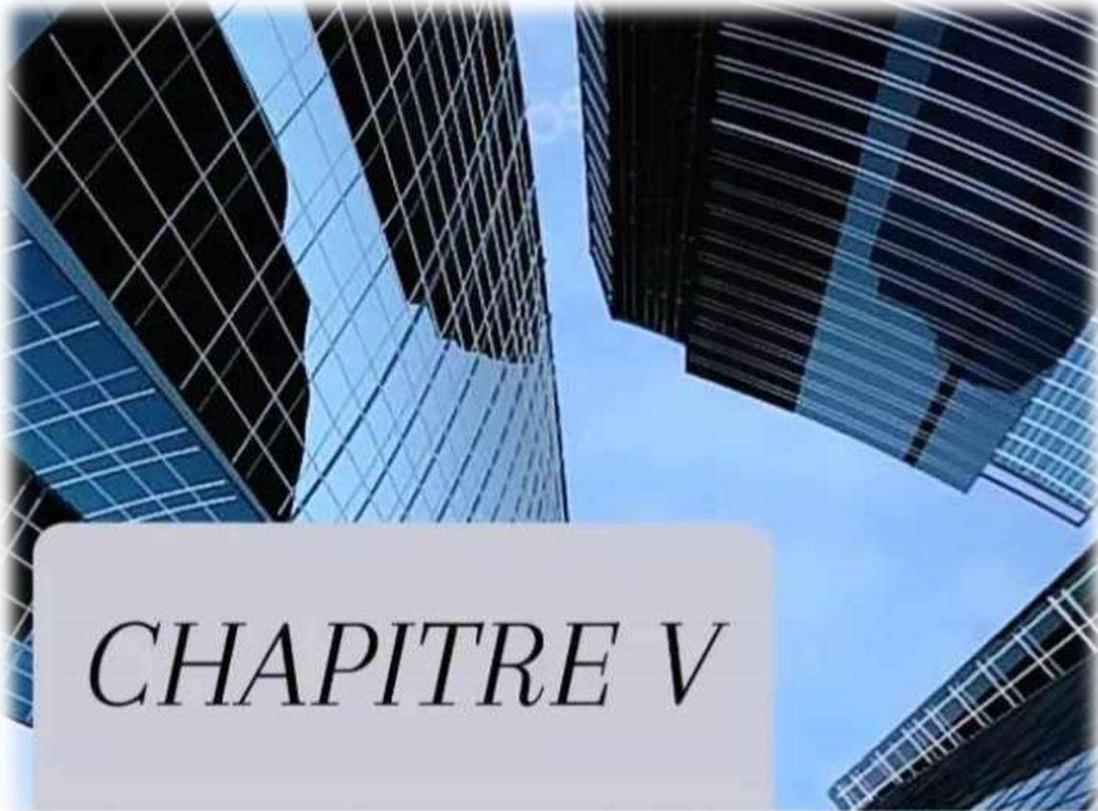
la disposition proposée est refusée puisque la structure va être souple .

La Disposition 3 :

Bien que la symétrie des voiles d'angle est assuré mais la disposition est refusée puisque la structure va être souple .

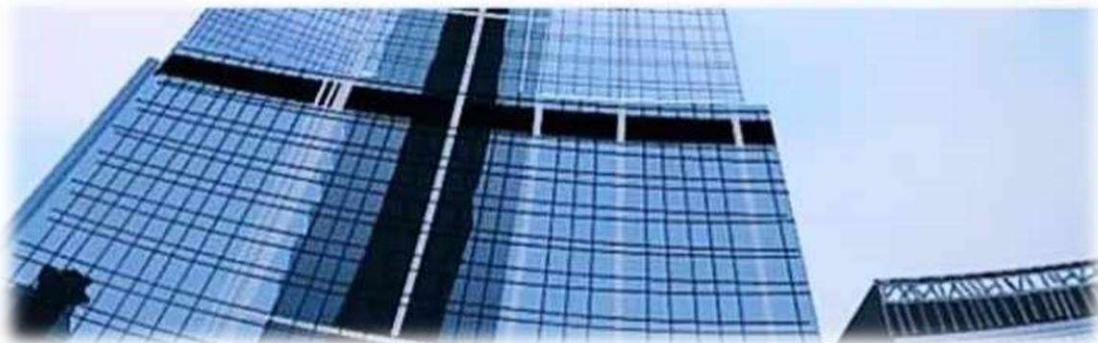
.0.8 de la force sismique de la méthode statique équivalents dépassent la force dynamique suivante les deux sens . Cette disposition ne conforme pas l'exigence recommandée de RPA.

la prévision est absolument factrice assistant pour le choix de emplacement des voiles puisque , les voiles à l'intérieure de le bâtiment étaient choisir pour augmenter la rigidité au centre aussi



# *CHAPITRE V*

## Etude Des Eléments Principaux



### VI-1-Introduction :

Les éléments structuraux sont les éléments principaux du support de construction et chacun doit être pris en compte. Pour réaliser une structure stable, ces éléments doivent respecter les règles de conception et de calcul les plus importantes. C'est en calculant les armatures nécessaires pour créer des éléments très résistants aux forces extérieures, en particulier aux forces sismiques.

#### ❖ les combinaisons :

$$\text{Selon BAEL91 : } \begin{cases} 1.35G + 1.5 Q \\ G + Q \end{cases}$$

$$\text{Selon RPA 99 V2003 : } \begin{cases} 0.8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$$

Avec :

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales

### VI-2-Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et des moments fléchissant à la tête et à la base dans les deux sens. On calcule le ferrailage à la flexion composée. Les poteaux ne sont pas exposés à des environnements agressifs, car ils étant à l'intérieur du bâtiment, alors nous considérerons la fissuration comme peu préjudiciable.

#### ❖ les armatures longitudinales :

Recommandations de l'RPA99/V2003 :

les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets ; Selon l'article 7.4.2.1 du RPA :

- Leur pourcentage minimal sera de:  $A_s = 0.8 \% b \times h$
- Leur pourcentage maximal sera de:

$$\begin{cases} A_s = 4\%(b) \times h & \Rightarrow \text{zone courante} \\ A_s = 6\%(b) \times h & \Rightarrow \text{zone de recouvrement} \end{cases}$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi_l$
- La distance maximale entre les barres dans une surface du poteau est de 25 cm

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. RPA9.

### VI-2-1-Méthode de calcul :

Les poteaux sont des éléments calculés en flexion composée et sont soumis à un effort normal 'N' et un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal.

Le ferrailage des poteaux se fait suivant les sollicitations ci après :

$$\begin{cases} N_{max} ; M_{cor} \\ N_{max} ; M_{cor} \\ M_{max} ; N_{cor} \end{cases}$$

Les sollicitations sont obtenues pour le cas le plus défavorable :

Situation normale ou durable :

- ✓ Béton :  $\{\gamma_b = 1.5MPa ; f_{c28} = 25MPa ; \sigma_{bc} = 14.167MPa\}$
- ✓ Acier :  $\{\gamma_s = 1.15 ; f_e = 400MPa\}$

Situation accidentelle:

- ✓ Béton :  $\{\gamma_b = 1.15 ; f_{c28} = 25MPa ; \sigma_{bc} = 18.48 MPa\}$
- ✓ Acier :  $\{\gamma_s = 1 ; f_e = 400MPa\}$

#### ❖ **Calcul de poteau le plus sollicité :**

On fait un seul exemple de calcul qui est relié par le plus sollicitation poteau

$$\text{Combinaison 1}^{er} \text{ genre } \begin{cases} N_{max} = 417.97 KN ; M_{cor} = 7.80KN.m \\ N_{max} = 8.63 KN ; M_{cor} = 5.24KN.m \\ M_{max} = 7.80KN.m ; N_{cor} = 417.97KN \end{cases}$$

$$\text{Combinaison 2}^{ém} \text{ genre } \begin{cases} N_{max} = 334 KN ; M_{cor} = 10.84KN.m \\ N_{max} = 113.93KN ; M_{cor} = 8.69KN.m \\ M_{max} = 21.20KN.m ; N_{cor} = 180.52KN \end{cases}$$

- Le tableau suivant mentionne les pourcentages minimaux des Aciers

La Section cm <sup>2</sup>	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>1max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>2max</sub> (cm <sup>2</sup> )
(30 × 30)	7.20	36	54

Tableau VI-1 : les pourcentages minimaux des Aciers

- Combinaison 1<sup>er</sup> genre :

➤ Vérification de l'excentricité:

L'excentricité calculée doit être égale ou inférieure ( $\frac{h}{6}$ ); les résultats sont mentionnés dans le tableau ci-dessous : l'article B-8-1-0 CBA93

cas	e (m)	h/6(m)	Observation
a	0.019	0.51	vérifiée
b	0.061	0.51	vérifiée
c	0.019	0.51	vérifiée

Tableau VI-2 : tableau ci-dessous : l'article B-8-1-0 CBA93

combinaison de 2<sup>ème</sup> genre :

➤ L'excentricité calculée doit être égale ou inférieure  $\frac{h}{6}$  :

cas	e (m)	h/6(m)	Observation
a	0.032	0.51	vérifiée
b	0.076	0.51	vérifiée
c	0.117	0.51	vérifiée

Tableau VI-3: les résultats sont mentionnés

tous les cas observent la condition, donc notre structure est dans le cas de la compression centrée.

➤ Vérification au flambement :

Si  $\lambda \leq 50$  : on dit qu'il n'y a pas de flambement

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \begin{cases} i = \frac{\sqrt{I}}{B} \\ l_f = 0.7 l_0 \end{cases} \Rightarrow \lambda = \frac{\sqrt{12} \times 0.7 l_0}{b} = \frac{3.464 \times 2.142}{0.3} = 24.734$$

$$\lambda = 24.734 \leq 50$$

Donc, pas de risque de flambement.

**VI-2-2-Calcul de ferrailage :**

« Poteau le plus sillicité (30 ×30 )cm<sup>2</sup> »

On calcule la section d'acier selon la formule (1)

$$A_s \geq \left[ \frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right] \times \frac{\gamma_s}{f_e} \dots\dots(1)$$

Alors que :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{24.734}{35} \right)^2} = 0.773$$

$$B_r = (b - 0.02)^2 = (0.3 - 0.02)^2 = 0.28^2 = 0.0784 \text{ m}^2$$

$f_e$ MPa	$f_{c28}$ MPa	$B_r$ m <sup>2</sup>	$\alpha$
400	25	0.0784	0.773

TableauVI-4- des données

$$A_{BAEL} = \max ( 4u ; 0.2\%B )$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} u = 2(h + b) = 1.2m \\ B = b \times h = 0.09 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$A_{RPA} = 0.8 \% b \times h = 0.8\% \times 0.09 = 7.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{adopt \acute{e}} = \max(A_{RPA} , A_s , A_{BAEL} )$$

Combinaison	cas	$N_u$ (KN)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	ferraillage
1 <sup>er</sup> genre	a	417.97	1.70	7.2	4.8	7.2	6T14
	b	8.63	0.03	7.2	4.8	7.2	6T14
	c	417.97	1.65	7.2	4.8	7.2	6T14
2 <sup>er</sup> genre	a	334	1.30	7.2	4.8	7.2	6T14
	b	113.93	0.45	7.2	4.8	7.2	6T14
	c	180.52	0.70	7.2	4.8	7.2	6T14

Tableau VI-5: de ferraille

VI-2-3-Les vérifications :

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{262.06 \times 10^3}{300 \times 270} = 3.24 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ Ma}$$

$$\tau_u = 3.24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Donc , il y'a pas cisaillement .

➤ Calcul des armatures transversales :

Selon C.B.A 93 (art A.6.4.2), Le règlement impose les conditions suivantes :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \phi_{l \min} \\ \frac{h}{35} \\ \frac{b}{10} \end{array} \right. \Rightarrow \min \left\{ \begin{array}{l} 14 \text{ mm} \\ \frac{300}{35} = 8.57 \text{ mm} \\ \frac{300}{30} = 30 \text{ mm} \end{array} \right. \Rightarrow \phi_t \leq 8.57 \text{ mm} \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

➤ Calcul espacement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Dans la zone nodale : } S_t \leq \min(10\phi_l; 15 \text{ cm}) = \min( 14 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Dans la zone courante : } S_t \leq 15 \phi_l = 21 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e} \quad (7.1)$$

sachant que :

$-V_u$  : est l'effort tranchant de calcul

$-\rho$  : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique  $\lambda_g$  dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

$-h_1$  : hauteur totale de la section brute

$-t$  : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la Formule(7.1) par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit

- Dans la zone nodale :  $t \leq \min(10\phi l; 15\text{cm})$
- Dans la zone courante :  $t' \leq 15\text{cm}$

D'où  $\phi l$  : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

$\lambda_g$  : est l'élançement géométrique de poteau

$$\lambda_g = \left[ \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right]$$

➤ Calcul de l'élançement :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{2.142}{0.30} = 7.14 \Rightarrow 7.14 > 5 \Rightarrow \rho = 2.5$$

$$\text{Donc , } A_t = \frac{\rho \times V_u \times t}{h_1 \times f_e} = \frac{2.5 \times 262.06 \times 0.15}{0.30 \times 235} = 1.39 \text{ cm}^2$$

➤ Quantité d'armatures transversales minimales :

La quantité est donnée comme suit :

$$A_{tmin} = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

Alors , on prend  $4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}$

➤ **Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par le nœud poutre- poteau proprement dit et les

extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre

sont données dans la figure suivante :

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm} \right\} = \max \{ 0.51; 30; 30; 60 \} \text{cm} \Rightarrow h' = 60\text{cm}$$

$$L' = 2h = 2 \times 30 = 60\text{cm}$$

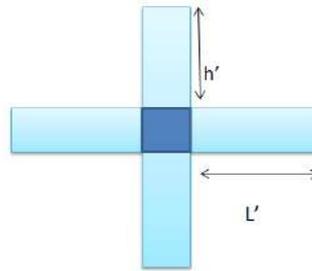


Figure VI-1: La zone nodale

**VI-2-4-Dessin de ferrailage des poteaux :**

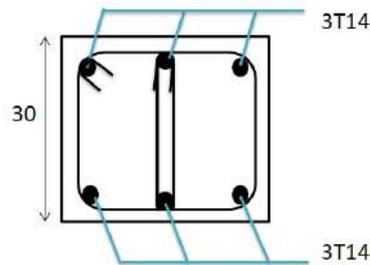


Figure VI-2: Schéma de ferrailage des poteaux

**VI-3- Etude des poutres :**

En général, Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures Longitudinales, l'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales. Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel ETAPS 9.6 combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/V2003 et BAEL 91 suivantes :

**VI-3-1-Poutres principales (30× 45 ) :**

*Armatures longitudinales (ELU)*

Les moments maximaux mentionnés dans ce tableau sont obtenus de Robot 2014 :

Moments	$M_u$ (KN.m)	$M_{ser}$ (KN.m)
Travées	20.78	14.97

<b>appuis</b>	-27.21	-19.53
---------------	--------	--------

Afin de calculer le ferrailage longitudinale nous avons utiliser l’organigramme n°1 ,les résultats sont présenter dans le tableau ci – desous :

b= 30 cm ; h =45 cm ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_{bc} = 14.167 \text{ MPa}$  ; d= 40.5 cm

	<b>Mu</b>	<b>γ</b>	<b>μ<sub>l</sub></b>	<b>μ<sub>b</sub></b>	<b>α</b>	<b>z(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Au(cm<sup>2</sup>)</b>
<b>appuis</b>	-27.21	1.39	0.3	-0.04	-0.05	41.82	-0.019
<b>Travée</b>	20.78	1.39	0.3	0.03	0.04	40.39	0.015

**Tableau VI-6:** Armatures longitudinales (ELU)

Condition de non fragilité :

Il faut vérifier que :  $A_u > A_{min}$

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 1.5 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} -0.019 \text{ cm}^2 < 1.5 \text{ cm}^2 \\ 0.015 \text{ cm}^2 < 1.5 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

la Condition est non vérifiée . Alors , il faut adopter  $A_{min}$  comme une section des armatures longitudinales.

Alors :on prend  $A_{adopt é} = A_{min}$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_{adopt é} = 1.5 \text{ cm}^2 \\ A_{adopt é} = 1.5 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Donc , on prend les sections des armatures comme suite:

- En travée : 3T12  $\Rightarrow A_s = 3.39 \text{ cm}^2$
- Sue appuis : 3T12  $\Rightarrow A_s = 3.39 \text{ cm}^2$

Vérification du ferrailage à l’EIU :

Contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{57.48 \cdot 10^3}{0.3 \times 0.42 \times 10^2} = 0.461 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :  $\bar{\tau}_u = \min\{ 0.13f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \}$

$$\bar{\tau}_u = \min\{ 3.25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.46 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Alors , il ya aucun risque de cisaillement.

Détermination du diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \{12.86; 30; 12\text{mm}\} \Rightarrow \phi_t \leq 12 \text{ mm}$$

Alors , on adopte le diamètre : 8mm

Espacement :

$$\text{RPA : En Zone nodale : } S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 30 \text{ cm} ; 12\phi_l \right\} = 14.4 \text{ cm}$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{En Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

Vérification de la section d'armatures minimale :

$$\frac{A_s \times f_e}{S_t \times b} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ MPa} \right\} = \max \{0.23 ; 0.4 \text{ MPa}\} = 0.4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{20} \geq \frac{0.4b}{235} = 0.05 \text{ cm} \Rightarrow A_t \geq 0.75 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_u = 57.48 \text{ MPa} , M_{app} = -27.21 \text{ KN}$$

$$\delta_u = \frac{27.21}{0.9 \times 0.41} = 73.74 \text{ KN}$$

$$\delta_u > T_u \Rightarrow 73.74 \text{ KN} > 57.48 \text{ KN}$$

Les armatures longitudinales ne sont pas soumises à un effort de traction.

Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la biellette est de :

$$\overline{\sigma}_b = \frac{F_b}{S}, \Rightarrow \begin{cases} T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \overline{\sigma}_b = \frac{2T}{ab}$$

On doit avoir :  $\overline{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

- a : Est la longueur d'appui de la bielle

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45°, donc on doit vérifier que :

$$\overline{\sigma}_b \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0.8 \times 25}{1.5} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0.8 \times b \times f_{c28}} = 0.0287 \text{ m} = 2.87 \text{ cm}$$

$$a' = b - 4 = 26 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0.9d) = 26 \text{ cm}$$

$$\checkmark \quad 26 \text{ cm} > 2.87 \text{ cm} \dots \dots \dots CV$$

Entraînement des armatures :

Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0.9d \times \mu \times n} \leq \overline{\tau}_{ser} = \Psi_s \times f_{c28}$$

$\Psi_s$  : Coefficient de cisaillement ;

T : Effort tranchant maximum

$\mu$  : Périmètre d'armatures tendue  $\mu = \pi\Phi = 3.77 \text{ cm}$

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; n=6

$$\tau_{ser} = \frac{57480}{37.35 \times 3.77 \times 6 \times 10^2} = 0.68 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_{ser} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

0.68 MPa < 3.15 MPa      condition vérifiée

Ancrage des armatures tendues:

La longueur de scellement droit «  $L_s$  » est la longueur que doit pas avoir une barre droite de diamètre  $\Phi$  pour équilibrer une contrainte d'adhérence  $\tau_s$ .

La contrainte d'adhérence  $\tau_s$  est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2.83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.83} = 42.40 \text{ cm}$$

La longueur de recouvrement :

D'après RPA ; La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi_l$

$$\Rightarrow L_r \leq 40\Phi_l = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

Donc ,  $L_r = 5 + 15 + 15 + 5 = 40 \text{ cm}$

Vérification des contraintes à l'ELS :

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s (d - y) = 0 \Rightarrow 15y^2 - 2059.43 + 50.85y = 0$$

$$\Rightarrow y = 10.14 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 50.85 (d - y)^2 = 0$$

$$I = 57295.86 \text{ cm}^4$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = Ky = \frac{M_{ser}}{I} y = 2.65 \text{ MPa}$$

$$2.65 \text{ MPa} < 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

Détermination des contraintes dans l'acier tendue :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left[ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.633 \text{ mpa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 12.692 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \Rightarrow 12.692 \text{ MPa} < 201.633 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

Vérification de la flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

La Condition	L'application	Observation
$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$	$0.98 \geq 0.06$	Condition vérifiée
$\frac{h}{l} \geq \frac{M_{t\ ser}}{10M_{0\ ser}}$	$0.98 \geq 0.05$	Condition vérifiée
$\frac{A_s}{b \times d} < \frac{4.2}{f_e}$	$0.0027 < 0.01$	Condition vérifiée

Tableau VI-7: Vérification de la flèche

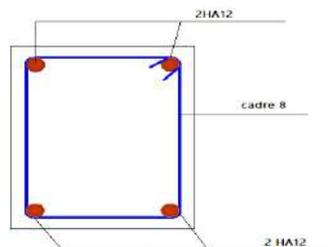


Figure VI-3 : Dessin de ferrailage des poutres :

❖ **Poutres secondaires (30 × 40) :**

**Armatures longitudinales :**

Vérification du ferrailage à l'ELU :

Les moments maximaux mentionnés dans ce tableau sont obtenus de Robot2014 :

Moments	$M_u$ (KN.m)	$M_{ser}$ (KN.m)
appuis	-10.94	-8.00

<b>travée</b>	4.03	2.95
---------------	------	------

Des données :

$$d = 36 \text{ cm} , b = 30 \text{ cm} , h = 40 \text{ cm} , f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} , f_e = 400 \text{ MPa} , f_{c28} = 25 \text{ MPa} ,$$

$$\sigma_{bu} = 14.167 \text{ MPa}$$

Le tableau suivant explique les résultats obtenus, D'après l'utilisation de l'organigramme n°1 :

	$M_u$	$\gamma$	$\mu_l$	$\mu_b$	$\alpha$	$z(\text{cm})$	$A_u(\text{cm}^2)$
<b>appuis</b>	-10.94	1.37	0.29	-0.02	-0.03	36.43	-0.86
<b>travées</b>	4.03	1.37	0.29	0.01	0.013	35.82	0.32

**Tableau VI-8:** Armatures longitudinales

Condition de non fragilité :

$$A_u > A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{400} \times 30 \times 36 = 1.30 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} A_u = -0.86 \text{ cm}^2 < 1.30 \text{ cm}^2 \\ A_u = 0.32 \text{ cm}^2 < 1.30 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

la Condition est non vérifiée . Alors , il faut adopter  $A_{min}$  comme une section des armatures longitudinales.

$$A_{adopt \acute{e}} = A_{min} \Rightarrow \begin{cases} A_{adopt \acute{e}} = 1.30 \text{ cm}^2 \\ A_{adopt \acute{e}} = 1.30 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Donc , on prend les sections des armatures comme suite:

- En travée : 2T12 = 2.26 cm<sup>2</sup>
- Sur appuis : 2T12 = 2.26 cm<sup>2</sup>

Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{8.10 \times 10^3}{30 \times 36} = 0.075 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.075 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{cv}$$

Détermination du diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l \right\} \Rightarrow \Phi_t \leq \min \{ 11.43 ; 30 ; 12 \text{ mm} \} \Rightarrow \Phi_t \leq 11.43 \text{ mm}$$

Alors , on va choisir :  $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

Espacement :

- En Zone nodale :  $S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 30 \text{ cm}; 12\Phi_l \right\} \Rightarrow S_t = \min \{10; 30; 14.4 \}$   
 $S_t \leq 10 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$
- En Zone courant :  $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

Vérification de la section d'armatures minimale :

$$\frac{A_s \times f_e}{S_t \times b} \geq \max \left\{ \frac{0.075}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right\} = 0.4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_s}{S_t} \geq \frac{0.4b}{235} = 0.05 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 2\Phi 8 \\ S_t = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T = 8.10 \text{ KN}; M_{app} = 10.94 \text{ KN.m}$$

$$\delta_u = \frac{10.94}{0.9d} = 33.77 \text{ KN} > 8.10 \text{ KN}$$

Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la biellette est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \text{ sachant que } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab}$$

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de 45°, donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0.8 \times b \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 8.10 \times 10^{-3} \times 1.5}{0.8 \times 0.3 \times 25}$$

$$= 0.00405 \text{ m} = 0.4 \text{ cm}$$

$$a' = b - 4 = 30 - 4 = 26 \text{ cm}$$

$$a = \min \{a'; 0.9d\} = \min \{26 \text{ cm}; 32.4 \text{ cm}\} = 26 \text{ cm} \Rightarrow 26 \text{ cm} > 0.4 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

Entraînement des armatures :

Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0.9d \times \mu \times n} \leq \overline{\tau_{ser}} = \Psi_s \times f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.11 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 3.15 \text{ MPa}$$

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues : n=6

$\Psi_s$  : Coefficient de cisaillement :  $\Psi_s = 1.5$  pour HA

T : Effort tranchant maximum.

$\mu$  : Périmètre d'armatures tendue :  $\mu = \pi\Phi = 3.77 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{8.10 \times 10^3}{0.9d \times \mu \times n} = 0.11 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{ser}} = 3.15 \text{ MPa}$$

Ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = 0.6 \times 2.1 \times \Psi_s^2 = 2.83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = 42.40 \text{ cm}$$

**Vérification des contraintes à l'ELS :**

Position de l'axe neutre :

Sachant que :  $\{A_s = 2.26 \text{ cm}^2 ; \eta = 15$

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0$$

$$15y^2 - 1220.4(36 - y) = 0 \Rightarrow y = 7.96 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 1220.4(36 - y)^2 = 0 \Rightarrow I = 964572.832 \text{ cm}^4$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{2.95 \times 10^3}{964572.832} \times 7.96 = 0.024 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

0.024 MPa < 15 MPa ..... Condition vérifiée

Détermination des contraintes dans l'acier tendue :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left[ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] \quad \text{fussiration préjudiciable .}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \min\{266.67 \text{ MPa} ; 201.63 \text{ MPa}\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\eta M_{tser}}{I} (d - y) = 1.6 \frac{2950}{964572.832} (36 - 9.48) = 0.14 \text{ MPa}$$

0.14 MPa < 201.63 MPa ..... Condition vérifiée

Vérification de la flèche :

On a :  $l = 3.7 \text{ m}$  ;  $M_{tser} = 2.95 \text{ KN.m}$   $M_{0ser} = \frac{(G+Q) l^2}{8} = 12.22 \text{ KN.m}$

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 1.08 \geq 0.06$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_{ser}}{10 \times M_{0ser}} \Rightarrow 1.08 \geq 0.02$
- $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.003 \leq 0.012$

$\Rightarrow$  les 3 conditions sont vérifiées.

#### VI-4-Etude des voiles :

❖ Le rôle des voiles est de :

favoriser de cloisons de séparation entre locaux.

Des éléments de contreventement, car ils ont une rigidité élevée vis -à- vis des forces horizontales (contreventer vent séisme).

On considère Les voiles comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture

Sont :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie. dans notre cas on a que des voiles pleines.

1) Les recommandations du RPA 99 version 2003 :

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(version 2003)

Les trois catégories d'armatures utilisées pour le ferrailage des murs en béton armé sont :

- ✓ Armatures verticales
- ✓ Armatures transversales
- ✓ Armatures horizontales

#### VI-4-1-La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes :

On distingue 3 cas :

1<sup>er</sup> cas :  $\sigma_1, \sigma_2 > 0$

⇒ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA

2<sup>ème</sup> cas :  $\sigma_1, \sigma_2 < 0$

⇒ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée " .

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales

$$v = \frac{F_t}{f_e}$$

On compare  $A_v$  par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003)

Si :  $A_v < A_{min} = 0.15\% a \times L$

⇒ On ferraille avec la section minimale.

Si :  $A_v > A_{min}$

⇒ On ferraille avec  $A_v$

3<sup>ème</sup> cas :

Si :  $\sigma_1, \sigma_2$  sont de signe différent.

⇒ la section du voile est partiellement comprimée, alors on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

a. Les armatures verticales :

ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de Flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile .

b. Armatures horizontales :

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de Flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

c. Armatures transversales :

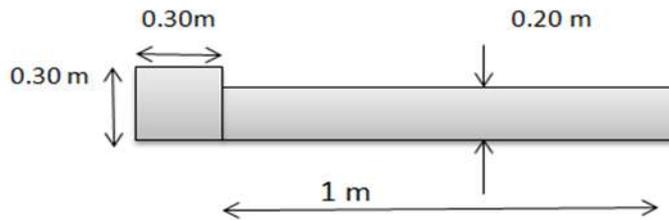
La densité des armatures transversales perpendiculaires au mur doit être d'au moins 4 par mètre carré au moins lorsque le diamètre des armatures verticales est inférieur ou égal à 12 mm. L'écartement est au plus égal à 15 fois le diamètre de l'acier vertical.

Lorsqu'il s'agit de barres d'armature, le renfort transversal peut être une goupille de diamètre 6 mm

Le diamètre dans le sens longitudinal est inférieur ou égal à 20 mm, autrement 8 mm.

VI-4-2-Ferraillage des voiles :

❖ Type 1 :



a. Les armatures verticales :

$$A = 0.20 \text{ m}^2$$

$$I = 0.017 \text{ m}^4$$

$$V = 0.65 \text{ m}$$

Détermination des contraintes :

Les sollicitations (N, M, T) sont donnés par ROBOT :

$$M = -0.0018 \text{ MN.m} \quad ; \quad N = 0.494 \text{ MN} \quad ; \quad T = -0.023 \text{ MN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} V = 2.401 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M}{I} V = -2.539 \text{ MPa}$$

$\sigma_1, \sigma_2$  sont de signe différent.

⇒ la section du voile est partiellement comprimée, alors on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

Selon le RPA99 version 2003 :

$$A_{min} = 0.15\% a \times L$$

L : L c'est la longueur .

On calcule le ferraillage pour une bande de 1 m :

$$A_{min} = 0.15\% a \times L = 0.15\% \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Le diamètre « D » :

$$D \leq \frac{1 \times a}{10(\text{mm})} \Rightarrow D \leq \frac{1 \times 200}{10} = 20 \text{ mm} \Rightarrow D = 12 \text{ mm}$$

- L'espacement « St » :

À fin d'avoir une bonne disposition des voiles, nous doit vérifier les exigences suivantes de l'RPA 99 et BAEL91 :

$$S_t \leq \min\{S_{t\ RPA} ; S_{t\ BAEL\ 91}\}$$

➤ Selon BAEL91 :  $S_t \leq \min\{2a ; 33\text{cm}\} = \min\{40\text{cm} ; 33\text{cm}\} \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$

➤ Selon RPA99 /V2003 :  $S_t \leq \min\{1.5a ; 30\text{cm}\} = \min\{30\text{cm} ; 30\text{cm}\}$

$$S_t \leq 30\text{cm}$$

Alors , on adopte  $S_t = 20\text{ cm}$

- Diagramme des contraintes :

$$L_c = \left( \frac{\sigma_c}{\sigma_c + \sigma_t} \right) L = \left( \frac{2.401}{2.401 + 2.539} \right) 1.3 = 0.632\text{m}$$

$$L_t = L - L_c = 1.30 - 0.65 = 0.668\text{ m}$$

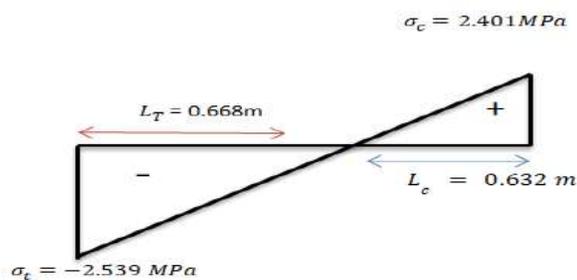


Diagramme des contraintes :

On adopte le ferrailage suivante :  $4T12 = 4.52\text{ cm}^2$

- b. Armatures horizontales :

On a :

$$- A_H = \frac{A_V}{3} = 4.52/3 = 1.51\text{cm}^2$$

- On prend le même ferrailage transversale comme des armatures horizontales .  
 $4T12 = 4.52\text{ cm}^2$

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

- Vérification de la condition de flambement :

$$L = 3.06 - 0.45 = 2.61\text{m} , M = -0.002\text{ MN.m} , N = 0.494\text{ MN}$$

- Calcul de longueur de flambement :

$$l_f = 0.7 L = 0.7 \times (3.06 - 0.45) = 1.827\text{m}$$

- Calcul de l'élancement:

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} = 31.64$$

➤ Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = -0.004$$

$$\bar{\lambda} = \max \left\{ 50; \min \left( \frac{67 \times e}{h}; 100 \right) \right\} = 50$$

$\lambda = 31.64 < \bar{\lambda} = 50$  ..... Condition vérifiée

Donc on peut dire que le voile ne présente pas un risque de flambement.

Vérification des contraintes de cisaillement :

D'après (Art 7.2.2 RPA 99/V2003), 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% :

$$\text{la contrainte de cisaillement : } \tau_u = 1.4 \frac{T}{b_0 d}$$

Avec : T : l'effort tranchant à la base du voile.

$b_0$  : épaisseur de voile.

d : hauteur utile :  $d = 0,9h = 2.349$  m

la contrainte limite est :  $\bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28} = 5$  MPa

Il faut vérifier la condition suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = 1.4 \frac{T}{b_0 d} = 0.07 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa}$$

Donc pas de risque de cisaillement.

Zone d'about :

Le plus sollicité partie de voile, sa largeur généralement est 25 cm.

$$A_{about} = 0.25 \times a = 0.05 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{\sigma_1 + \sigma_t}{2} = 2.159 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_t (L_t - a)}{L_t} = \frac{2.481 (1.88 - 0.2)}{1.88} = 1.779 \text{ MPa}$$

$$N_{moy} = \sigma_{moy} \times A_{about} = 0.108 \text{ MN}$$

$$A_{S_{about}} = \frac{N_{moy}}{\sigma_s} = 3.10 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T12 = 4.52 cm<sup>2</sup>

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.  
 Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

❖ -Type 2 :

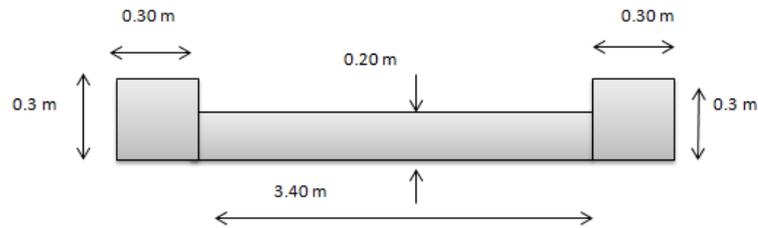
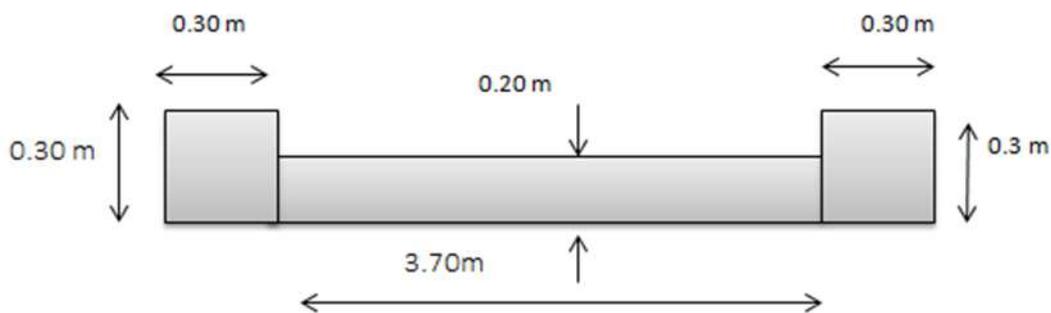


Figure VI-6 :voile :Type 2

a. Les armatures verticales :



a. Les armatures verticales :

$$A = 0.68\text{m}^2 \quad ; I = 0.66 \text{ m}^4 \quad ; V = 2 \text{ m}$$

Détermination des contraintes :

Les sollicitations (N,M) sont donnés par ROBOT :

$$M = 0.05031 \text{ MN.m} \quad ; N = 1.7898 \text{ MN} \quad ; T = 0.00683 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M}{I}V = 2.784 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M}{I}V = -2.481 \text{ MPa}$$

$\sigma_1, \sigma_2$  sont de signe différent.

⇒ la section du voile est partiellement comprimée, alors on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

Selon le RPA99 version 2003 :

$$A_{min} = 0.15\% a \times L$$

L : L c'est la longueur .

On calcule le ferrailage pour une bande de 1m :

$$A_{min} = 0.15\% a \times L = 0.15\% \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Le diamètre « D » :

$$D \leq \frac{1 \times a}{10(\text{mm})} \Rightarrow D \leq \frac{1 \times 200}{10} = 20 \text{ mm} \Rightarrow D = 12 \text{ mm}$$

- L'espacement « St » :

À fin d'avoir une bonne disposition des voiles, nous doit vérifier les exigences suivantes de l'RPA 99 et BAEL91 :

$$S_t \leq \min\{S_{t \text{ RPA}} ; S_{t \text{ BAEL 91}}\}$$

➤ Selon BAEL91 :  $S_t \leq \min\{2a ; 33 \text{ cm}\} = \min\{40 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$

➤ Selon RPA99 / V2003 :  $S_t \leq \min\{1.5a ; 30 \text{ cm}\} = \min\{30 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}\}$   
 $S_t \leq 30 \text{ cm}$

Alors ,on adopte  $S_t = 20 \text{ cm}$

Diagramme des contraintes :

$$L_c = \left( \frac{\sigma_c}{\sigma_c + \sigma_t} \right) L = \left( \frac{2.784}{2.784 + 2.481} \right) 4 = 2.12 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 4 - 2.12 = 1.88 \text{ m}$$

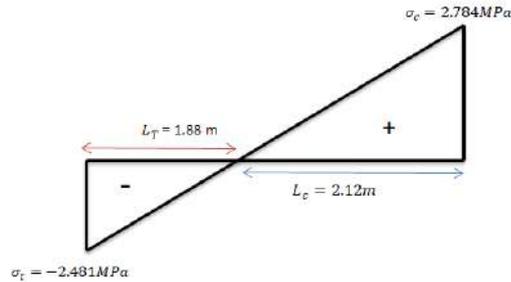


Diagramme des contraintes

On adopte le ferrailage suivante : 4T12 = 4.52 cm<sup>2</sup>

b. Armatures horizontales :

On a :

$$- A_H = \frac{A_V}{3} = \frac{4.52}{3} = 1.51 \text{ cm}^2$$

- On prend le même ferrailage transversale comme des armatures horizontales .  
4T12 = 4.52 cm<sup>2</sup>

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

c. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

**Vérification de la condition de flambement :**

$h = 3.06 - 0.40 = 2.66 \text{ m}$  ,  $M = 0.0503 \text{ MN.m}$  ,  $N = 1.7898 \text{ MN}$

- Calcul de longueur de flambement :

$$l_f = 0.7 L = 0.7 \times 2.66 = 1.862 \text{ m}$$

- Calcul de l'élancement:

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{L} = 32.25$$

- Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0.0503}{1.7898} = 0.028$$

$$\bar{\lambda} = \max \left\{ 50; \min \left( \frac{67 \times e}{h}; 100 \right) \right\} = \max \{ 50; \min(0.705, 100) \} = 50$$

$\lambda = 32.25 < \bar{\lambda} = 50$ ..... Condition vérifiée

Donc on peut dire que le voile ne présente pas un risque de flambement

Vérification des contraintes de cisaillement :

D'après (Art 7.2.2 RPA 99/V2003) , 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% :

$$\text{la contrainte de cisaillement : } \tau_u = 1.4 \frac{T}{b_0 d}$$

Avec : T : l'effort tranchant à la base du voile.

$b_0$  : épaisseur de voile.

d : hauteur utile :  $d=0,9h=2.394 \text{ m}$

la contrainte limite est :  $\bar{\tau}_u = 0.2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$

Il faut vérifier la condition suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = 1.4 \frac{T}{b_0 d} = 0.02 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa}$$

Donc pas de risque de cisaillement.

Zone d'about :

Le plus sollicité partie de voile , sa largeur généralement est 25 cm.

$$A_{about} = 0.25 \times a = 0.05 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{\sigma_1 + \sigma_t}{2} = 2.349$$

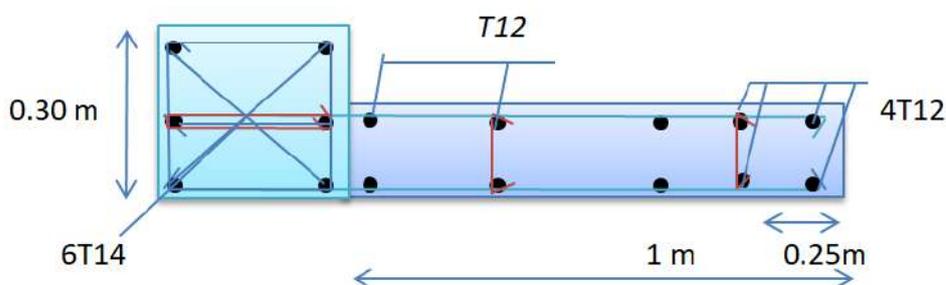
Avec :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_t(L_t - a)}{L_t} = \frac{2.481(1.88 - 0.2)}{1.88} = 2.217 \text{ MPa}$$

$$N_{moy} = \sigma_{moy} \times A_{about} = 0.117 \text{ MN}$$

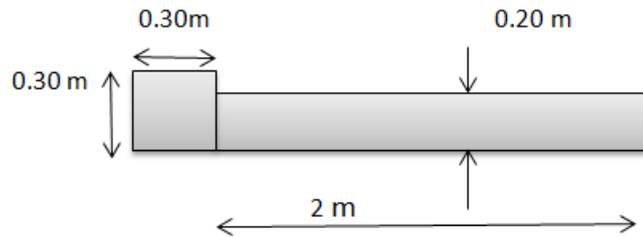
$$A_{s_{about}} = \frac{N_{moy}}{\sigma_s} = 3.36 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$



Ferrailage de 2<sup>ème</sup> type des voile

type 3 :



**a. Les armatures verticales :**

$$A = 0.37m^2 \quad ; I = 1.42m^4 \quad ; V = 1 m$$

Détermination des contraintes :

Les sollicitations (N,M) sont donnés par ROBOT :

$$M = -0.001 \text{ MN.m} \quad ; N = 1.2 \text{ MN} \quad ; T = -0.001 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} V = 3.24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M}{I} V = -3.24 \text{ MPa}$$

$\sigma_1, \sigma_2$  sont de signe différent.

⇒ la section du voile est partiellement comprimée, alors on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

Selon le RPA99 version 2003 :

$$A_{min} = 0.15\% a \times L$$

L : L c'est la longueur .

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 m :

$$A_{min} = 0.15\% a \times L = 0.15\% \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Le diamètre « D » :

$$D \leq \frac{1 \times a}{10(\text{mm})} \Rightarrow D \leq \frac{1 \times 200}{10} = 20 \text{ mm} \Rightarrow D = 12 \text{ mm}$$

- L'espacement « St » :

À fin d'avoir une bonne disposition des voiles, nous doit vérifier les exigences suivantes de l'RPA 99 et BAEL91 :

$$S_t \leq \min\{S_{t \text{ RPA}} ; S_{t \text{ BAEL 91}}\}$$

➤ Selon BAEL91 :  $S_t \leq \min\{2a ; 33 \text{ cm}\} = \min\{40 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$

- Selon RPA99 /V2003 :  $S_t \leq \min\{1.5a ; 30 \text{ cm}\} = \min\{30 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}\}$   
 $S_t \leq 30 \text{ cm}$

Alors ,on adopte  $S_t = 20 \text{ cm}$

Diagramme des contraintes :

$$L_c = \left( \frac{\sigma_c}{\sigma_c + \sigma_t} \right) L = \left( \frac{3.24}{3.24 + 3.24} \right) 1.85 = 0.925 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 4 - 2.12 = 0.925 \text{ m}$$

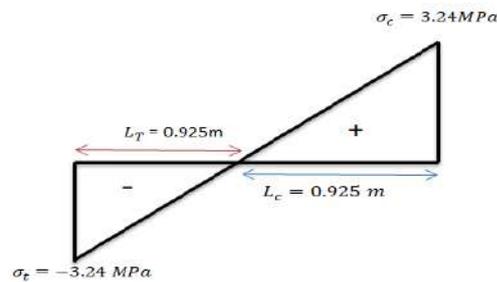


Diagramme des contraintes

On adopte le ferrailage suivante :  $4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$

b. Armatures horizontales :

On a :

-  $A_H = \frac{A_V}{3} = \frac{4.52}{3} = 1.51 \text{ cm}^2$

- On prend le même ferrailage transversale comme des armatures horizontales .  
 $4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$

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

c. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.  
 Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

**Vérification de la condition de flambement :**

$h = 3.06 - 0.45 = 2.61 \text{ m}$  ,  $M = -0.001 \text{ MN.m}$  ,  $N = 1.2 \text{ MN}$

- Calcul de longueur de flambement :

$$l_f = 0.7 L = 0.7 \times 2.61 = 1.827 \text{ m}$$

- Calcul de l'élancement:

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{L} = 3.42$$

- Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0.0503}{1.2} = 8.3310^{-4}$$

$$\bar{\lambda} = \max \left\{ 50; \min \left( \frac{67 \times e}{h}; 100 \right) \right\} = \max \{ 50; \min(0.0205, 100) \} = 50$$

$$\lambda = 3.42 < \bar{\lambda} = 50 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc on peut dire que le voile ne présente pas un risque de flambement

#### Vérification des contraintes de cisaillement :

D'après (Art 7.2.2 RPA 99/V2003) , 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% :

$$\text{la contrainte de cisaillement : } \tau_u = 1.4 \frac{T}{b_0 d}$$

Avec : T : l'effort tranchant à la base du voile.

$b_0$  : épaisseur de voile.

d : hauteur utile :  $d = 0,9h = 2.394 \text{ m}$

la contrainte limite est :  $\bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$

Il faut vérifier la condition suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = 1.4 \frac{T}{b_0 d} = 0.003 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa}$$

Donc pas de risque de cisaillement.

Zone d'about :

Le plus sollicité partie de voile , sa largeur généralement est 25 cm.

$$A_{\text{about}} = 0.25 \times a = 0.05 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{\sigma_1 + \sigma_t}{2} = 2.89$$

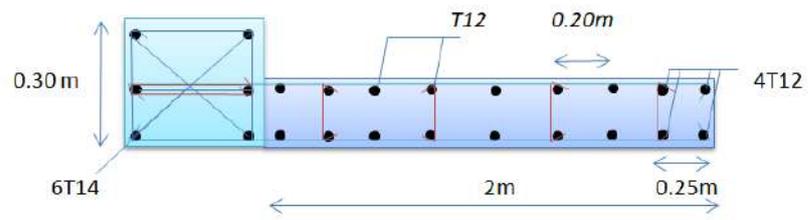
Avec :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_t (L_t - a)}{L_t} = \frac{3.24 (0.925 - 0.2)}{0.925} = 2.54 \text{ MPa}$$

$$N_{\text{moy}} = \sigma_{\text{moy}} \times A_{\text{about}} = 0.145 \text{ MN}$$

$$A_{S_{\text{about}}} = \frac{N_{\text{moy}}}{\sigma_s} = 4.167 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T12 = 4.52 cm<sup>2</sup>



Ferrailage de 3<sup>ème</sup> type des voile



# *CHAPITRE VI*

## Etude De L'infrastructure



**VII-1 Introduction :**

de charges : charge permanente, charge d'exploitation et charge exceptionnelle. Les fondations profondes quant à elles sont utilisées lorsque le sol d'assise n'est pas assez résistant pour supporter les charges de l'ouvrage. Elles sont souvent constituées de pieux ou de puits de fondation, et leur dimensionnement dépend de la nature du sol et de la charge que doit supporter l'ouvrage. Le choix entre fondations superficielles et profondes dépend donc de plusieurs critères techniques et économiques, et doit être effectué par un ingénieur spécialiste en fondations .

$$\text{Selon BAEL91 : } \begin{cases} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \end{cases}$$

$$\text{Selon le RPA V2003 : } \begin{cases} 0,8G + E \\ G + Q + E \end{cases}$$

**VII-2 : Choix de type des fondations :**

La nature du sol et sa portance ,la charge à transmettre (poids de l'ouvrage et des charges permanentes et temporaires)etla profondeur de la nappe phréatique , les conditions géologiques environnantes (risque sismique, risque d'érosion..) , les contraintes environnementales etles contraintes techniques.

En fonction de ces paramètres, plusieurs types de fondations superficielles peuvent être envisagées,tels que :

- Les semelles isolées (pour des charges légères et uniformément réparties )
  - Les semelles filantes (pour des charges plus importantes et réparties sur une longueur)
- Il est important de bien étudier les contraintes du sol avant de choisir le type de fondation adapté, afin d'assurer la stabilité et la durabilité de l'ouvrage construit .

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à 2,6 bars.Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante sous voile.

D'après le RPA99/V2003 (Article 10.2), Le choix des semelles se fait en fonction des conditions suivantes :

Considérons une semelle carrée (A ; A) le poteau à une section carré (a , a)

$$\text{semelles isolées} \Rightarrow \frac{\sum S_{\text{semelles}}}{S_{\text{batiment}}} < 50\%$$

$$\text{semelles filantes} \Rightarrow \frac{\sum S_{\text{semelles}}}{S_{\text{batiment}}} > 50\%$$

**VII-2 Les semelles isolées sous poteaux:**

VII-2 -1: Pré-dimensionnement :

Aire de la surface portante:

En considérant uniquement les efforts de NS max :  $N_s=0.2734 \text{ MN}$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1.9 \text{ Bar} = 0.19 \text{ MPa} \quad ; \quad a=b=30 \text{ cm}$$

$$s \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} \quad ; \quad A = B > \sqrt{s \times a/b}$$

VII-2-2-2 : Condition de rigidité : (art 15.II.2 BAEL91/99 ; P227)

Pour satisfaire la condition de la rigidité de la semelle, la hauteur de cette dernière doit être:

$$d \geq \sup \left[ \frac{A - a}{4} \quad ; \quad \frac{B - b}{4} \right]$$

Etude des semelles isolées				
S (m <sup>2</sup> )	A (m)	B (m)	d (cm)	h <sub>t</sub> (cm)
1.439	15	15	45	50

Tableau VII-1 : Résultats de calcul les pré-dimensionnement

➤ La vérification:

$$\frac{32.25}{393.6} \times 100 = 9.717 < 50\%$$

VII-2 -2:Etude des semelles isolées :

	N(KN)	M <sub>x</sub> (KN.m)	M <sub>y</sub> (KN.m)
ELU	520.35	3.86	<b>38.82</b>
ELS	379.20	2.76	<b>28.30</b>

Tableau VII-2 : Les valeurs des efforts normales et les Moments à E.L.U et E.L.S

➤ Vérification de la contrainte de sol :

$$\sigma_{sol} \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad ;$$

Poids volumique de semelle :

$$W_{semelles} = \gamma_{béton} \times A \times B \times h_t = 28.125 \text{ KN/m}^3$$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s + W_{semelles}}{S_{semelles}} = \frac{379.20 + 28.125}{1.5^2} = 0.18 \text{ MPa} \quad ;$$

➤  $\sigma_{sol} = 0.18 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{sol}} = 0.19 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$

Supposons une répartition trapézoïdale des contraintes :

$A \geq 150$  ; ce qui est vraisemblable

▪ Selon le BAEL 91, on a :

$$\text{➤ } e_x = \frac{M_{Xser}}{N_{ser}} \leq \frac{A}{6} \Rightarrow e_x = \frac{2.76}{379.20} = 0.0073 \text{ m} \leq \frac{1.5}{6} = 0.25 \text{ m} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$\text{➤ } e_y = \frac{M_{yser}}{N_{ser}} \leq \frac{A}{6} \Rightarrow e_y = \frac{28.30379}{.20} = 0.075 \text{ m} \leq \frac{1.5}{6} = 0.25 \text{ m} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

▪ Selon le RPA 99 version 2003, on a:

$$\text{➤ } e_x = \frac{M_{Xser}}{N_{ser}} \leq \frac{A}{4} \Rightarrow e_x = \frac{2.76}{379.20} = 0.0073 \text{ m} \leq \frac{1.5}{4} = 0.375 \text{ m} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$\text{➤ } e_y = \frac{M_{yser}}{N_{ser}} \leq \frac{A}{4} \Rightarrow e_y = \frac{28.30379}{.20} = 0.075 \text{ m} \leq \frac{1.5}{4} = 0.375 \text{ m} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

**VII-2-2-1 : Condition de poinçonnement :**

**A. Formule empirique:**

Si la contrainte du sol est inférieure ou égale à 1.9bars on doit vérifier que :

$$d' \geq 1.44 \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{bc}}} \quad ; \quad \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$d' \geq 1.44 \sqrt{\frac{379.20}{15}} = 7.24 \text{ cm}$$

$$d = 50 \text{ cm} > d' = 10 \text{ cm}$$

**B. Calcul des contraintes:** (art 15.VII.2 BAEL91/99 ; P249)

$e \leq B/6$  dans ce cas, la contrainte au sol est totalement en compression et son diagramme est un diagramme trapézoïdal :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} \quad ; \quad \sigma_{max} = \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A}\right) \times \frac{N_u}{A \times B}$$

$$\sigma_{min} = \left(1 - \frac{6 \times e_0}{A}\right) \times \frac{N_u}{A \times B} ; \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

	$\sigma_{max}(MPa)$	$\sigma_{min}(MPa)$	$\sigma_{moy}(MPa)$
Sens x-x	8,41	4,11	<b>7.335</b>
Sens y-y	8,41	2,74	<b>6.993</b>

Tableau VII-2 : Résultats des contraintes.

**VII-2 -3: Ferrailage des semelles isolées:**

$A=B = 1.5m$  ;  $a=b = 0.3m$  ;  $N_1 = N_{s,u} + W_{semelles}$  ;  $N = N_1 \times (1 + \frac{3e}{B})$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_b=1.15} = 348MPa \quad ; \quad A_s / \frac{A}{8} = \frac{N \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_s}$$

	<b>N(KN)</b>	<b><math>A_s(cm^2)</math></b>	<b><math>A_{adop}(cm^2)</math></b>
X-X	556.48	5.33	<b>6HA12=6.79</b>
Y-Y	413.4	3.96	<b>6HA12=6.79</b>

Tableau VII-3 : Ferrailage de la semelle isolée

Calcul de la hauteur libre h':

(Avec crochets)  $e \geq \max \begin{cases} 6 \phi + 6cm \\ 12 \phi + 6cm \end{cases}$  ; (art 15.III.1.2 BAEL91/99 ; P230)

Calcul l'espacement :

➤  $S_{tx} = \frac{A-10}{12} = \frac{200-10}{12} = 15.83 \text{ cm} \Rightarrow S_{tx} = 20 \text{ cm}$

➤  $S_{ty} = \frac{A-10}{\phi} = \frac{200-10}{12} = 15.83 \text{ cm} \Rightarrow S_{ty} = 20 \text{ cm}$

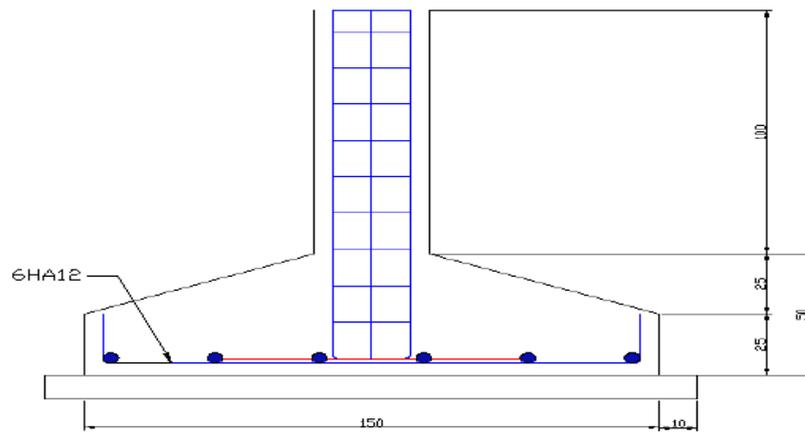


Figure VII-1: Schema de Ferrailage semelle isolée

### VII-3-Les Semelles filantes :

#### VII-3-1-Pré-dimensionnement :

$$N_s = (N_v + N_p)$$

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{A \times L} \Rightarrow A \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

$$A \geq \frac{1029.06}{190 \times 4.9} = 1.26 \text{ m}$$

$$A = 1.30 \text{ m}$$

#### VII-3-2- Etape de calcul :

- Longueur :  $L = 4,30 \text{ m}$

- Largeur( A) :  $1.30 \text{ m}$

- la hauteur (h) :

La hauteur totale de la semelle ( $h_t$ ) est déterminée par l'équation suivante :

$$d' \geq \frac{A - b}{4} = \frac{1.30 - 0.3}{4} = 0.25 ; d' = 45 \text{ cm}$$

$$h_t = d' + 5\text{cm} = 50\text{cm}$$

- la hauteur ( $h_p$ ) :

$$h_p \geq \frac{h_t}{3} = \frac{50}{3} = 13.33 \quad \text{on adopte } h_p = 15 \text{ cm}$$

### Vérification au non poinçonnement :

Le poinçonnement d'une dalle se manifeste par ce que celle-ci est sollicitée par des charges concentrées élevée. Les armatures résistant au poinçonnement ne sont pas nécessaires si la condition suivante est vérifiée. BAEL (art 5.2.4.2)

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_u \times h \times f_{c28}$$

$$N_u = \max(N_v; N_p)$$

- Le calcul sera fait pour le poteau le plus sollicité :

$$a' = a + h_t = 0.3 + 0.5 = 0.8 \text{ m}$$

$$b' = b + h_t = 0.3 + 0.5 = 0.8 \text{ m}$$

$$\mu_u = 2(a' + b') = 3.2 \text{ m}$$

$$N_u = 1091.33 \text{ kN} \leq 0.045 \times 3.2 \times 0.5 \times f_{c28} = 1800 \text{ kN}$$

### Ferrailage des semelles filantes :

$$N_u = 1091.33 \quad ; \quad A_s = \frac{N \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{1091.33 \times (1.30 - 0.3)}{8 \times 0.45 \times 348} = 8.71 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adop}} = 8\text{HA}12 = 9.05 \text{ cm}^2$$

#### ➤ L'espacement :

$$E_{\text{SP}} \geq 100 \times \frac{1\text{HA}12}{9.05} = 12.48 \text{ cm} ; \quad E_{\text{SP}} = 15 \text{ cm}$$

#### ✓ Ferrailage de repartition:

$$A_r = \frac{A_{\text{adop}}}{4} = \frac{9.05}{4} = 2.263 \text{ cm}^2 \text{ adop: } 4\text{HA}12 \quad ; \quad A_r = 4.52 \text{ cm}^2$$

#### ✓ Calcul de l'espacement des cadres :

- (art.10.1.1 RPA99/2003 ; P94)

$$St \text{ min } (20\text{cm} ; 15\phi) = \text{min } (20\text{cm} ; 21\text{cm})$$

Donc on prend: St= 20cm

#### ✓ Tableau récapitulatif du ferrailage des semelles filantes :

Semelle	L	B	H	N	$A_{S\text{calcu}}(\text{cm}^2)$	$A_{S\text{adop}}(\text{cm}^2)$	$A_r$
S.F.1	4.3	1.30	50	1091.33	8.71	8HA12=9.05	4HA12 = 4.52
S.F.2	4.9	1.30	50	566.54	4.522	5HA12=5.65	3HA12=3.39

Tableau VII-3: Ferrailage de la semelle filants

## Conclusion générale

---

### CONCLUSION GENERALE

- A l'issue de cette étude nous avons pu cristalliser l'apprentissage théorique de la formation d'ingénieur, notamment l'apprentissage de différentes techniques informatiques.
- Nous avons également la possibilité d'utiliser les concepts et réglementations régissant le domaine du génie civil. Concepts et réglementations régissant le domaine du génie civil.
- L'étape la plus importante dans les études civiles consiste à effectuer une analyse dynamique de la structure, ce qui nous permet de faire une bonne conception sismique au moindre coût.
- Dans le chapitre sur les études sismiques, nous avons expliqué tous les effets des voiles sur les bâtiments. Comparaison entre tous les résultats de comportement dynamique de chaque mise en page proposée

**BIBLIOGRAPHIE**

**Livres:**

- ❖ Thonier/henry .Conception et calcul des structures de bâtiment . Semelles nervurées . (1ère éd). 28, rue des Saint-Pères , 75007 paris ; 1999.
- ❖ A, Guerrin. Traité de béton armé :Les semelles des fondation . ( 2ème éd). Imprimerie Bayeusain Rue royale en France ; 1967.
- ❖ Jacques Lamirault, Henri Renaud. Béton armé - Guide de calcul . (1ère éd). 31rue de fleurs 75278 paris cedex 06 ; 1991.

**Règlements :**

- ❖ Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003
- ❖ Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91
- ❖ Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93
- ❖ Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R-B.C 2.2

Sites web d'organismes de référence, (FAO, OMS et autres) avec date de la consultation

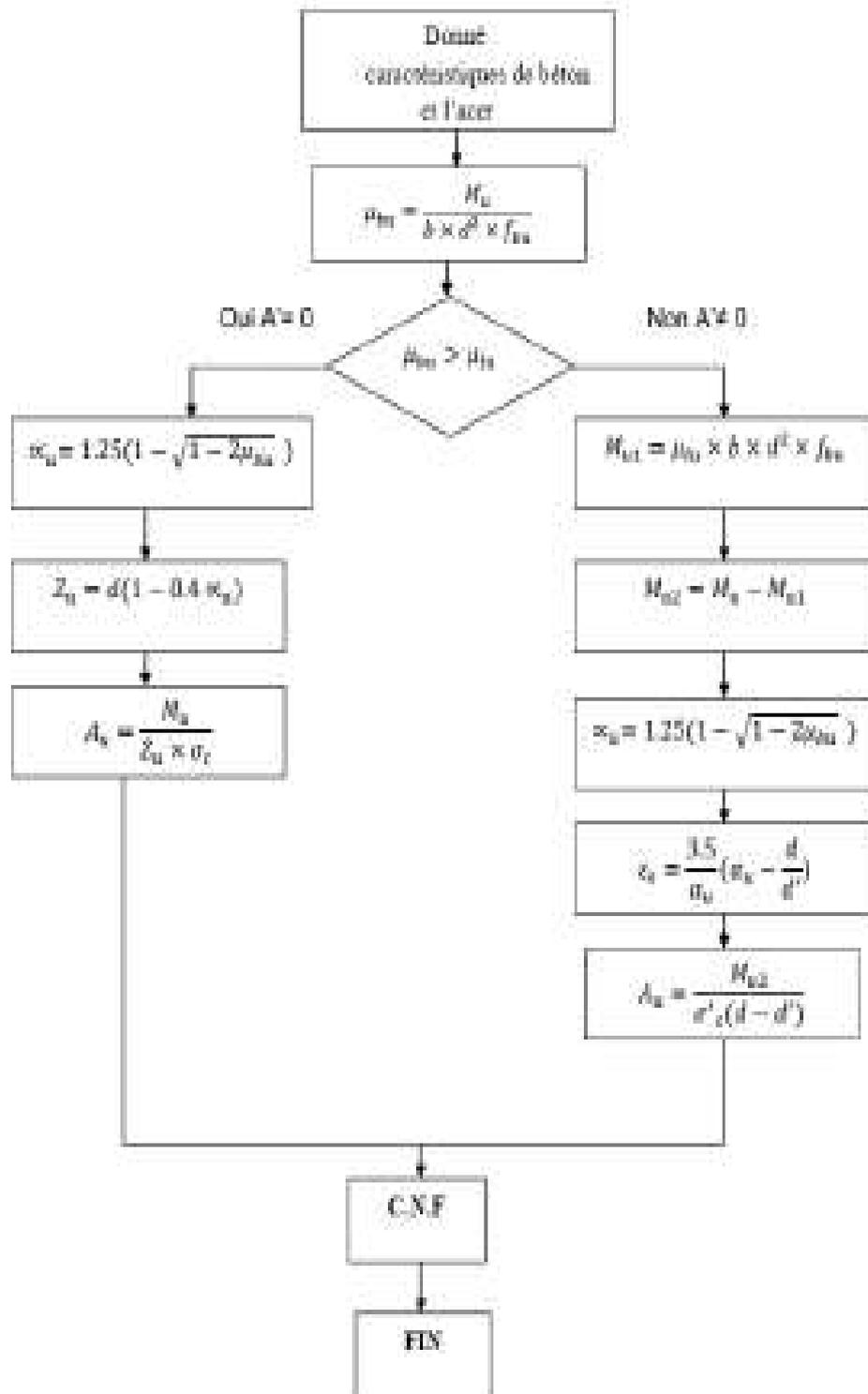
<https://cours-exercices.org/wp-content/uploads/Les-ossatures-en-b%C3%A9ton-arm%C3%A9.pdf>

**Outils informatiques :**

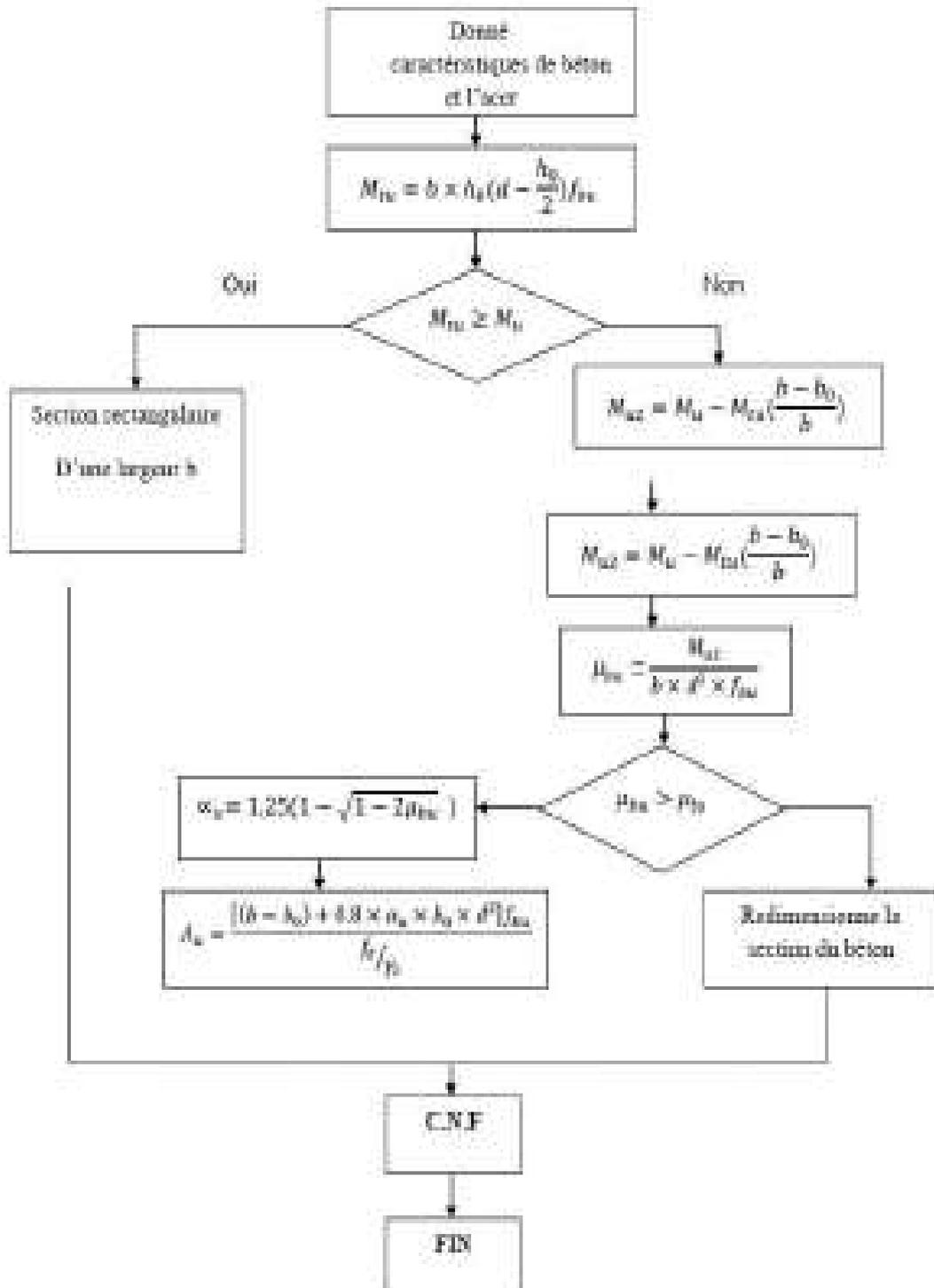
- ❖ Logiciel d'analyse des structures ROBOT version 2014. ....Modélisation
- ❖ AUTO CAD 2020 .....Dessin.
- ❖ EXCEL 2010 ..... Calcul
- ❖ WORD 2010.....Traitement du texte

## ORGANIGRAMME -01-

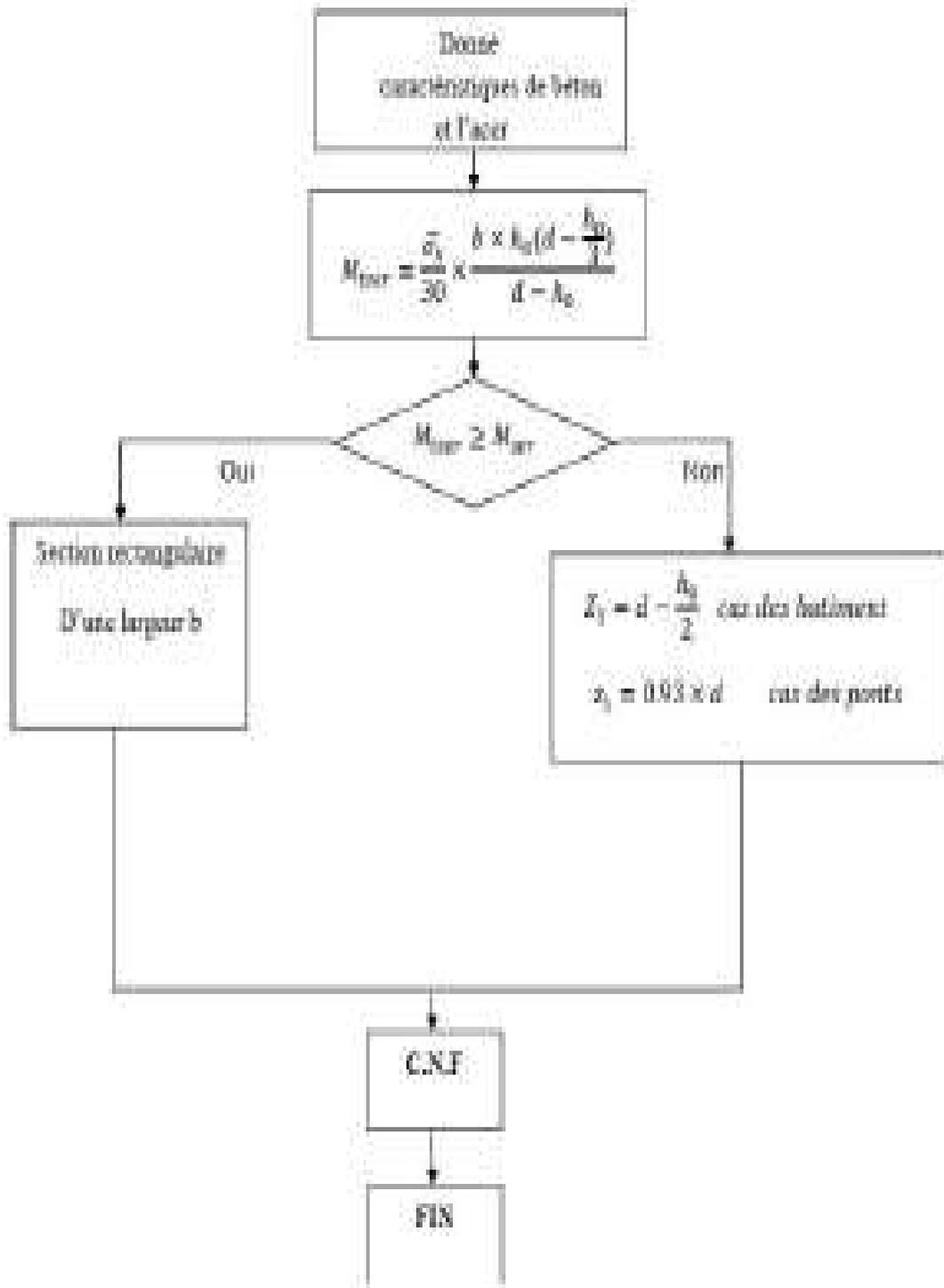
## SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



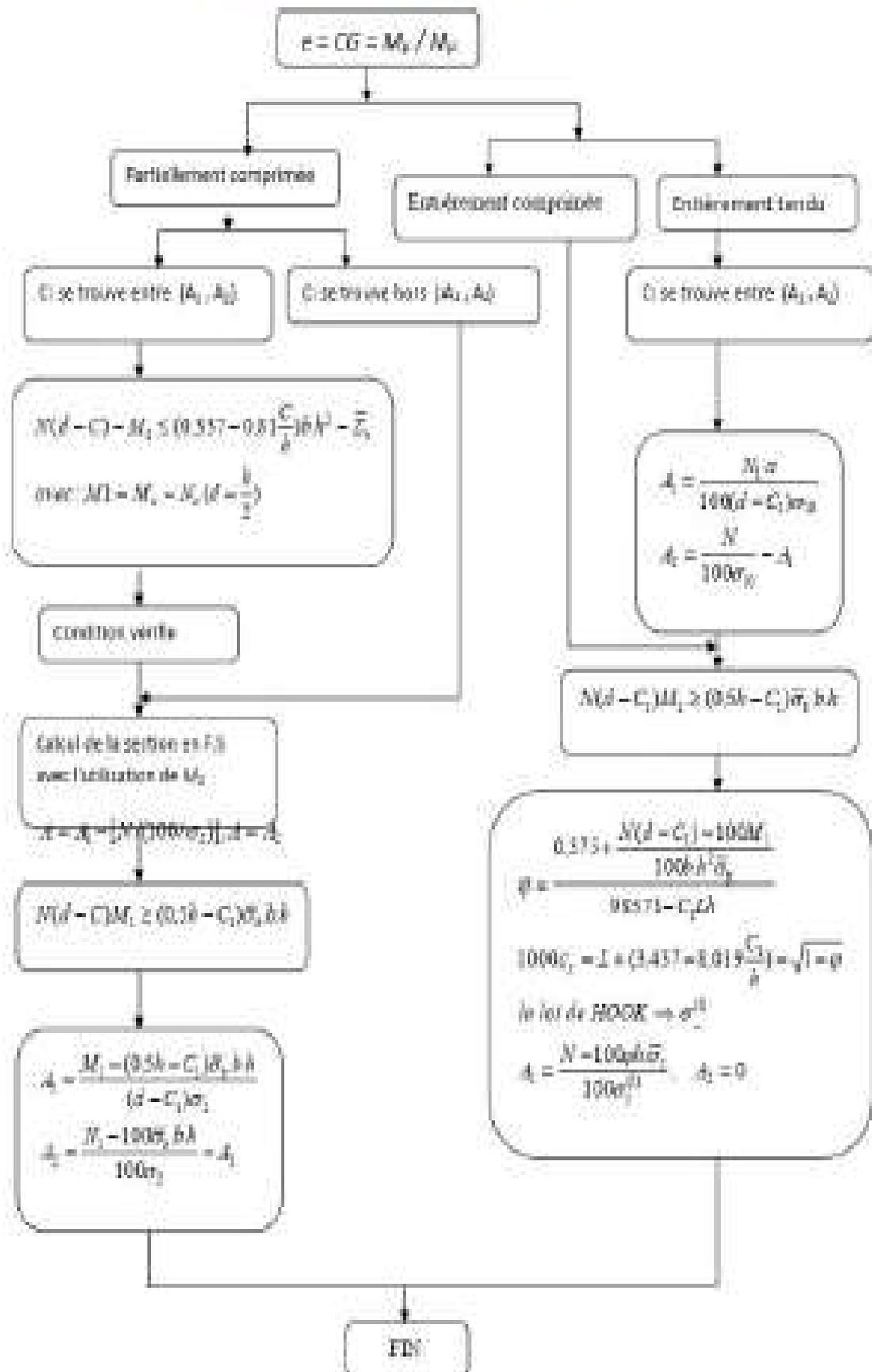
**ORGANIGRAMME -03-**  
**SECTION EN TÉ A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**



**ORGANIGRAMME -04 -**  
**SECTION EN TÊTE A L'E.L.S EN FLEXION SIMPLE**



## Organigramme de calcul en flexion composée -05-

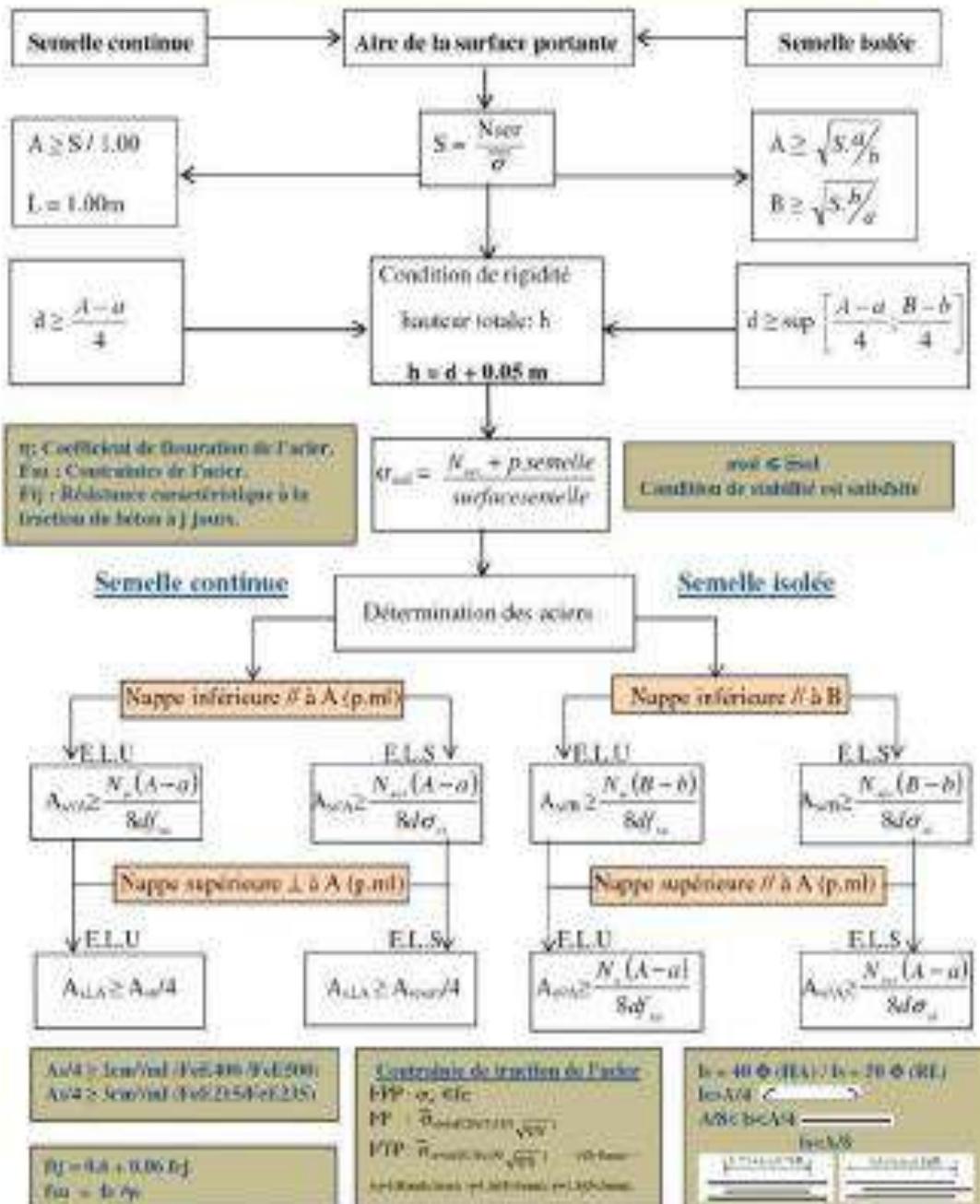


ORGANIGRAMME -06 -

SEMELLES

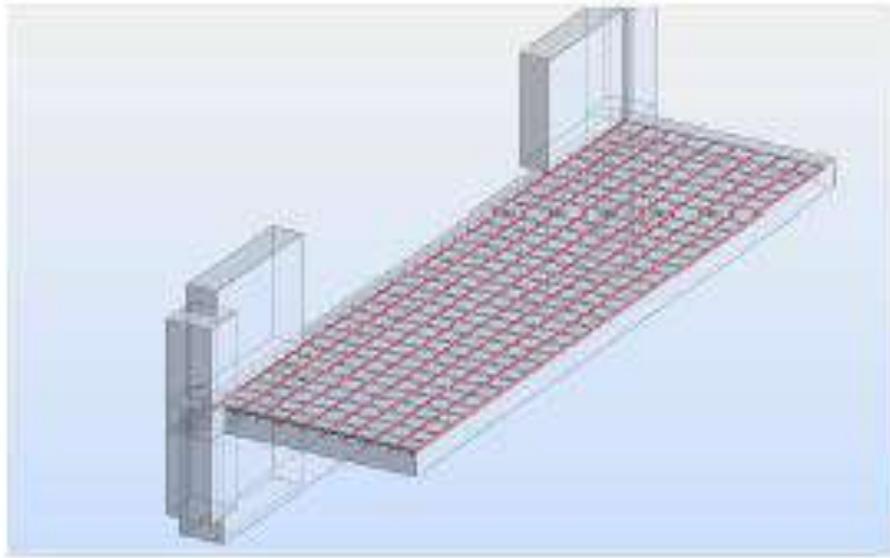
**Données :**

Combinaison de base :  $N_{ed}$  ;  $N_d$   
 Section de la semelle :  $A$  ;  $B$   
 Section du poteau :  $a$  ;  $b$   
 Matériaux :  $f_c$  ;  $\bar{\sigma}_{sd}$  ;  $\bar{\sigma}_{st}$

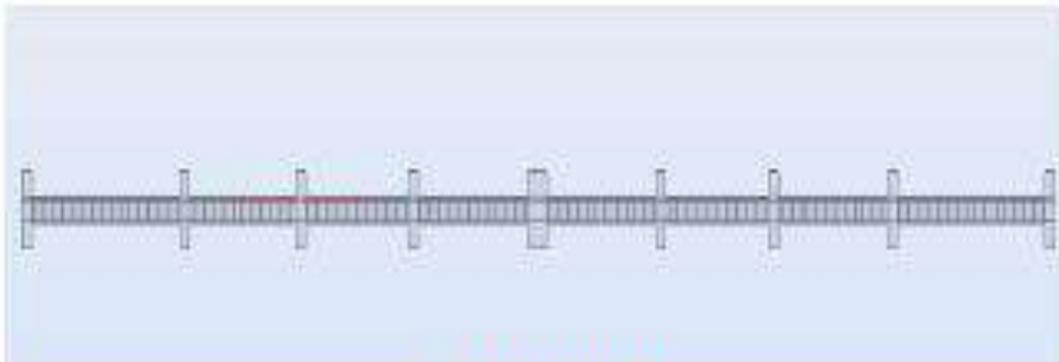


## Annex

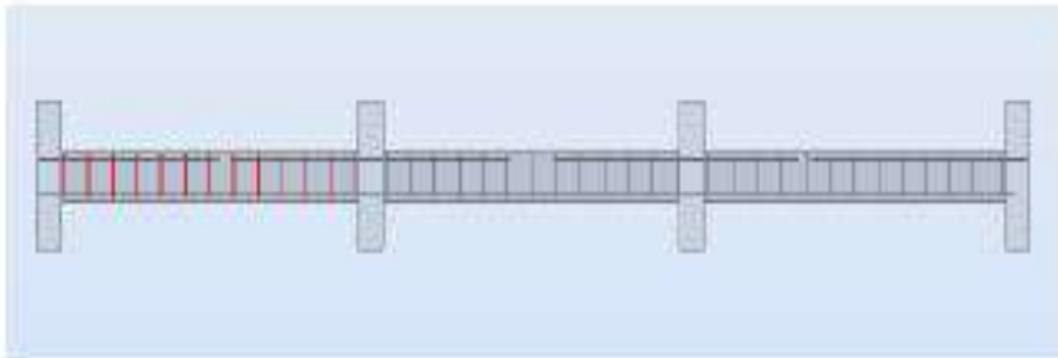
---



**Balcon**



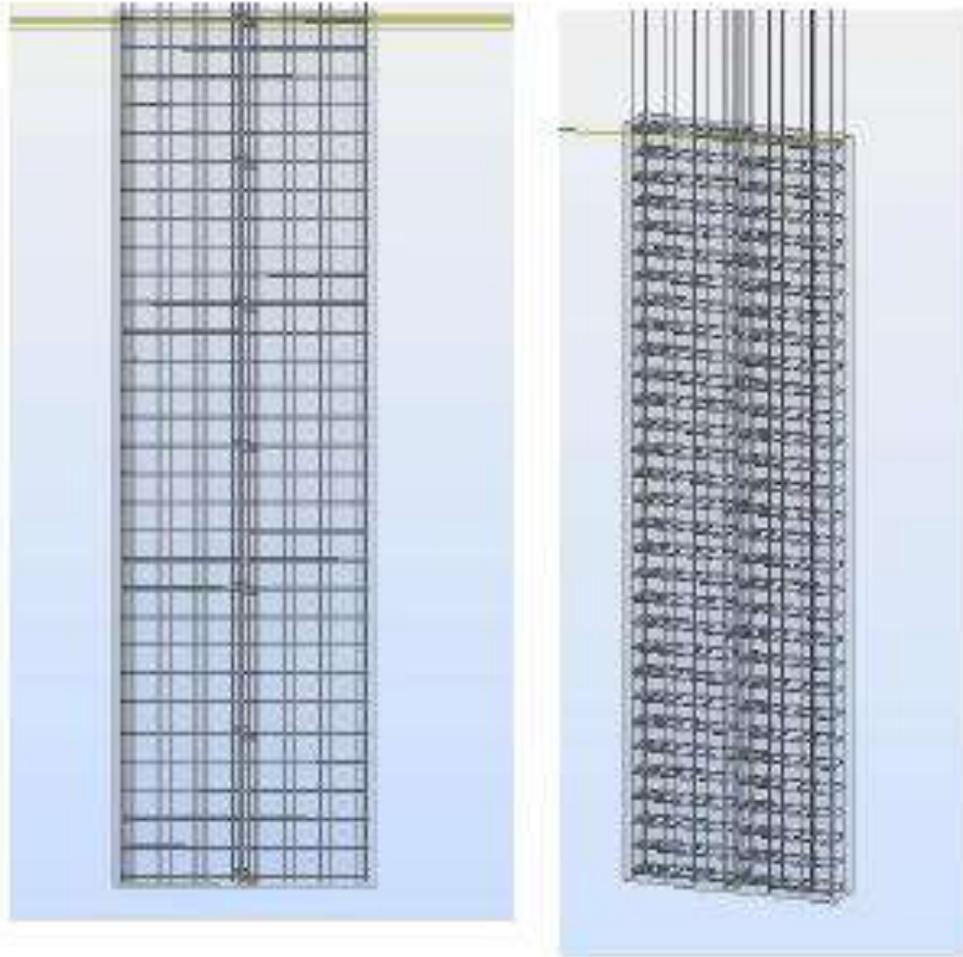
**Poutre principal**



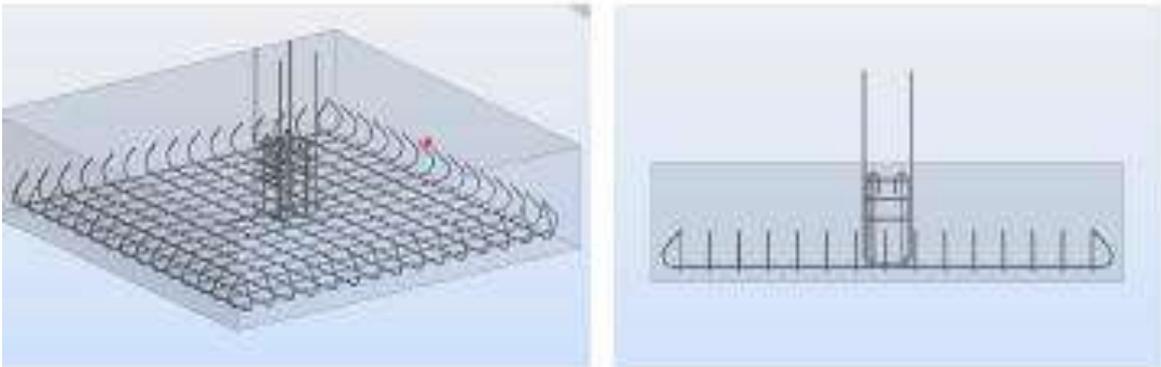
**Poutre secondaire**

## Annex

---

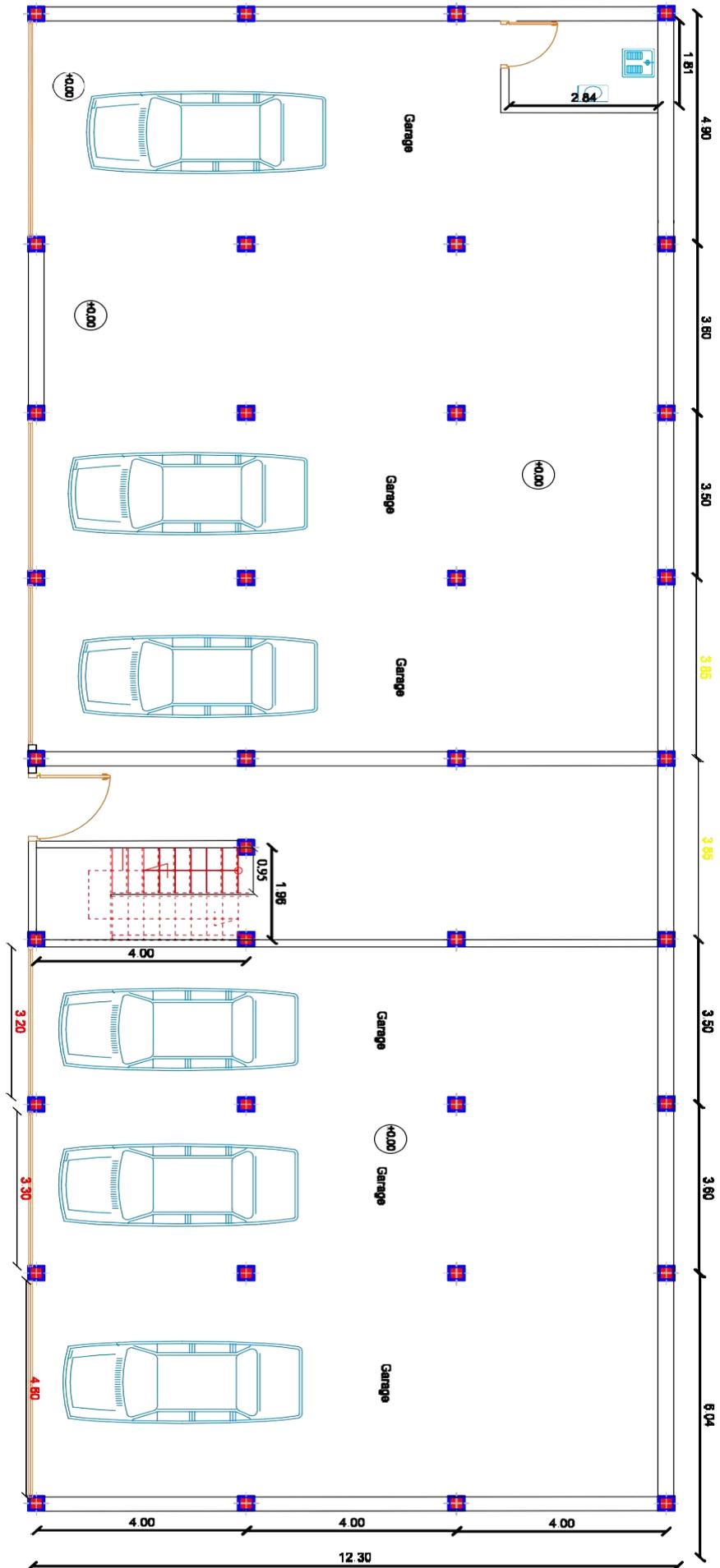


**Voiles**



**Semelle isolée**

# Annex





# Annex

