

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

Republique Algerienne Democratique Et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة العربي التبسي - تبسة

Université Larbi Tébessi – Tébessa –

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Genie Civil

## MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme** de **Master Académique**

En : **Génie Civil**

Spécialité : **Structures**

Par : (MERAH Fatiha )

Sujet

# ETUDE DE L'INFLUENCE DE LA RETOMBEE DE POUTRE DANS UN SYSTEME DE STRUCTURE

-Sous la supervision de

- *Pr Ali MESSABHIA*

Promotion : 2020/2021

## DEDICACES

Je dédie ce travail :

A la mémoire de mon père défunte rabiyaahmou,

A ma chère mère qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis,

A mon mari ; A mes très chères sœurs et mes très cher frère

A tous mes amis sans aucune exception,

A toutes les personnes qui m'ont aidé à poursuivre mes études,

A tous ceux qui ont collaboré dans la réalisation de ce mémoire,

A l'ensemble des étudiants et étudiantes de la promotion de master 2 de génie civil,

Enfin à tous ceux qui nous sont très chers.

---

## REMERCIEMENTS

Ce travail a été réalisé au département de génie civil de l'université de Tebessa.

Nous tenons particulièrement à remercier avant tous, notre créateur Dieu le tout puissant qui nous a donné le courage, et la volonté pour élaborer et finaliser.

Nos remerciements notre encadreur le professeur MESSABHIA Ali pour l'honneur qu'elle nous a donné en acceptant de diriger ce travail, et qui a contribué avec son aide, ses efforts et sa disponibilité, durant l'élaboration de ce projet.

Nous remercions l'ensemble du corps enseignants département de génie civil de l'université de Tebessa.

Nos remerciements les plus profondes pour nos chères familles pour leur soutien moral et leurs encouragements,

Enfin, à toutes les personnes qui nous a contribué de loin ou de près pour la

réalisation de ce travail.

## LISTE DES SYMBOLES

La signification des principales notations est la suivante :

### *Notations en majuscules :*

G	Action permanente, module d'élasticité transversale,
Q	Charges d'exploitations,
I	Moment d'inertie,
L	Longueur ou portée,
Lf	Longueur de flambement.
As	Aire d'une section d'acier,
At	Section d'armatures transversales,
A	Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de - frottement.
B	Aire D'une section de béton,
M	Moment en général, moment de flexion le plus souvent,
MG	Moment fléchissant développé par les charges permanentes,
MQ	Moment fléchissant développé par les charges d'exploitations,
Mu	Moment de calcul ultime,
Mser	Moment de calcul de service,
Mt	Moment en travée,
Ma	Moment sur appuis,
N	Effort normal,
St	Espacement des armatures transversales,
T	Effort Tranchant, période,
V0	Effort tranchant a la base,
E.L.U	Etat limite ultime,
E.L.S	Etat limite service,

### *Notations en minuscules :*

a	Une dimension,
b	Une dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section),
d	Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus Comprimée,

$d'$	Distance du barycentre des armatures comprimée à la fibre extrême la plus Comprimée,
$f_e$	Limite d'élasticité de l'acier,
$f_{cj}$	Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours,
$f_{tj}$	Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours,
$f_{c28}, f_{t28}$	Grandeurs précédentes avec $j = 28$ jours,
$h$	Hauteur totale d'une section de béton armé,
$i$	Rayon de giration d'une section,
$j$	Nombre de jours,
$k$	Coefficient en général,
$l$	Longueur ou portée (on utilise aussi $L$ ),
$n$	Coefficient d'équivalence acier-béton ; grandeur exprimée par un nombre entier,
$s$	Espacement des armatures en générales,
$St$	Espacement des armatures transversales,
$\gamma_s$	Coefficient de sécurité dans l'acier,
$\gamma_b$	Coefficient de sécurité dans le béton,
$\varepsilon$	Déformation relative,
$\varepsilon_{bc}$	Raccourcissement relatif du béton comprimé,
$\varepsilon_s$	Allongement relatif de l'acier tendu,
$\eta$	Coefficient de fissuration relatif à une armature,
$\nu$	Coefficient de poisson, coefficient sans dimension,
$\rho$	Rapport de deux dimensions ; en particulier rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton,
$\sigma$	Contrainte normale en général,
$\lambda$	Élancement,
$\tau$	Contrainte tangente (de cisaillement),
$\Sigma_{bc}$	Contrainte de compression,
$\sigma_s$ et $\sigma_c$	Contrainte de traction, de compression dans l'acier, également notées $\sigma_s$ et $\sigma_c$ .
$\Sigma_s$	Contrainte de traction admissible de l'acier,
$\Sigma_{bc}$	Contrainte de compression admissible du béton,
$\Sigma_{sol}$	Contrainte du sol,

## Liste des Tableaux

### **Chapitre II : Présentation du Projet, Pré dimensionnement Et Evaluation des Charges**

Tableau II.1 : Caractéristique géométrique du bâtiment	Page 18
Tableau II-2: Evaluation des Charges Permanentes du Plancher Terrasse en Corps –creux	Page 21
Tableau II-3 :Evaluation des Charges Permanentes du Plancher Etage Courant	Page 21

### **Chapitre V : Comparaison**

Tableau IV-1: Valeurs maximales des moments fléchissant et déplacements	Page 76
Tableau IV-2: Volume des poutres.	Page77
Tableau IV-3:: Ferrailage des éléments.	Page78

---

## Liste des Figures

### **Chapitre I : Introduction Générale**

Figure I-1 - Poutre Isostatique	Page 17
Figure I-2: Poutre Continue	Page 17
Figure I-3 : Poutre Semi Continue	Page 18
Figure I-4: Poutre Rectangulaire	Page 18
Figure I-5: Poutre en T	Page 18
Figure I-6 : Différente type des poutres	Page 19
Figure I-7: Mise en œuvre d'une poutre avec retombée	Page 19
Figure I-8: Mise en œuvre d'une poutre sans retombée	Page 19

### **Chapitre II : Présentation de l'ouvrage, Pré dimensionnement et Evaluation des Charges**

Figure II-1: Vue en plan du rez-de-chaussée	Page 22
Figure II-2: Vue en Plan de l'Etage Courant	Page 23
Figure II-3 : Plan de Toiture	Page 24
Figure II-4: Coupe A-A	Page 24
Figure II- 5: Façade Principale	Page 25
Figure II-6 : Façade Postérieur	Page 25
Figure II- 7: Façade Principale en 3D	Page 26
Figure II-8 : Façade Postérieur en 3D	Page 27
Figure II-9: Dimension des Poutres Principame	Page 28
Figure II-10: Dimension des Poutres Secondaire	Page 29
Figure II-11: Dimension des Poteaux	Page 30

### **Chapitre III : Calcul des Portiques + Ferrailage**

#### **1<sup>ER</sup> Cas Poutres avec Retombée**

Figure III-1 : Charge du Portique	Page 34
Figure III-3 :Moment fléchissant en ELU.	Page 36
Figure III-4: Effort normal en ELU.	Page 37
Figure III-5 : Effort normal en ELU.	Page 38

Figure III-6 : Moment fléchissant en ELS.	Page 39
Figure III-7 : Moment fléchissant en ELS.	Page 40
Figure III-8 : Effort normal en ELS.	Page 41
Figure III-9 : Effort normal en ELS.	Page 42
Figure III-10: Ferrailage des poteaux	Page 46
Figure III-11 : Ferrailage des poutres ** Travée **	Page 52
Figure III-12 Ferrailage des poutres ** Appui **	Page 53

## **Chapitre IV : Calcul des Portiques + Ferrailage**

### **2<sup>EME</sup> Cas Poutres Sans Retombée**

Figure IV-1 :Moment fléchissant en ELU.	Page 55
Figure IV-2 :Moment fléchissant en ELU.	Page 56
Figure IV-3: Effort normal en ELU.	Page 57
Figure IV-4 : Effort normal en ELU.	Page 58
Figure IV-5 Moment fléchissant en ELS.	Page 59
Figure IV-6 : Moment fléchissant en ELS.	Page 60
Figure IV-7 : Effort normal en ELS.	Page 61
Figure IV-8: Effort normal en ELS.	Page 62
Figure IV-9:: Ferrailage des poteaux	Page 66
Figure IV-10 : Ferrailage des poutres ** Travée **	Page 72
Figure IV-11 : Ferrailage des poutres ** Appui **	Page 73

# *RESUME*

Notre projet consiste d'étudier l'influence de la retombée de poutre dans un système de structure.

L'aide mère est, donc d'avoir un état comparatif pour pouvoir dégager une déduction substantielle pour ce faire, on doit élaborer deux études distinctes quant au pré-dimensionnement de la poutre.

Un premier cas avec retombée et un deuxième sans.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation avec RDC + 5 étages.

Notre démarche est constituée comme suit :

- 1- Une description générale de la structure avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment, un pré dimensionnement des poutres et poteaux.
- 2- L'étude dynamique de la structure à été réalisée par le logiciel de calcul ETABS afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements.
- 3- La dernière étape de calcul consiste à déterminer le ferrailage des différents éléments résistants de la structure sous les deux cas des poutres que nous avons adoptés.
- 4- A ce stade, nous allons nous limiter à l'examen des ferrailages des poutres (avec et sans retombée) pour répondre au souci de notre étude citée en titre.
- 5- Comme la section de ferrailage est nécessairement associée à une section de béton (surtout avec deux cas destinés, cette dernière sera le deuxième facteur à examiner pour déduire une conclusion fructueuse.

En fin l'étude de l'influence de la retombée de la poutre, va nous permettre de déduire aussi toujours possible de respecter ces quatre facteurs ensemble ou s'il est parfois nécessaire de les autres excepté la sécurité qui est une ligne rouge.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, ETABS, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

## ملخص

تكون مشروعنا من دراسة تأثير انخفاض الحزمة في النظام الهيكلي، وبالتالي فإن الفكرة الرئيسية هي أن يكون لديك بيان مقارن حتى نتمكن من إجراء خصم كبير للقيام بذلك ، يجب علينا تطوير دراستين منفصلتين فيما يتعلق بالبعد المسبق للحزمة.

حالة أولى مع تداعيات وثانية بدونها.

كجزء من هذا المشروع ، قمنا بحساب مبنى من الخرسانة المسلحة للاستخدام السكني مع طابق أرضي + 5 طوابق.

منهجنا يتكون على النحو التالي:

- 1- وصف عام للهيكل مع عرض للجانب المعماري لعناصر البناء وتحجيم مسبق للعوارض والأعمدة.
  - 2- تم إجراء الدراسة الديناميكية للهيكل بواسطة برنامج حساب ETABS من أجل تحديد الضغوط المختلفة بسبب الأحمال.
  - 3- تتمثل المرحلة الأخيرة من الحساب في تحديد تقوية العناصر المقاومة المختلفة للهيكل تحت حالتين من الحزم التي اعتمدها.
  - 4- سنقتصر على فحص تقوية الحزم (مع وبدون تداعيات) لمعالجة القلق في دراستنا المذكورة في العنوان.
  - 5- بما أن قسم التعزيز مرتبط بالضرورة بجزء من الخرسانة (خاصة مع حالتين مقصودتين ، فإن الأخيرة ستكون العامل الثاني الذي يجب فحصه من أجل استنتاج نتيجة ناجحة.
- في نهاية دراسة تأثير سقوط الحزمة ، سيسمح لنا باستنتاج قدر الإمكان دائمًا احترام هذه العوامل الأربعة معًا أو إذا كان ذلك ضروريًا في بعض الأحيان للآخرين باستثناء الأمان الذي يمثل خطأ أحمر.
- الكلمات المفتاحية : بناء ، خرسانة مسلحة ، ETABS ، RPA99 معدل 2003 ، BAEL91 معدل 99.

# **ABSTRACT**

Our Project consists of studying the influence of the beam drop in a structural system.

The main idea is, therefore, to have a comparative statement in order to be able to make a substantial deduction to do this, we must develop two separate studies regarding the pre-dimensioning of the beam.

A first case with fallout and a second without.

As part of this project, we calculated a reinforced concrete building for residential use with ground floor + 5 floors.

Our approach is made up as follows:

1- A general description of the structure with a presentation of the architectural aspect of the building elements, a pre-sizing of the beams and columns.

2- The dynamic study of the structure was carried out by the ETABS calculation software in order to determine the different stresses due to the loadings.

3- The last stage of calculation consists in determining the reinforcement of the different resistant elements of the structure under the two cases of the beams which we adopted.

resistant of the structure under the two cases of the beams which we adopted.

4- At this stage, we will limit ourselves to examining the reinforcement of the beams (with and without fallout) to address the concern in our study cited in the title.

5- As the section of reinforcement is necessarily associated with a section of concrete (especially with two intended cases, the latter will be the second factor to be examined in order to deduce a successful conclusion.

At the end of the study of the influence of the fall of the beam, will allow us to deduce as always possible to respect these four factors together or if it is sometimes necessary of the others except the safety which is a red line.

Keywords: Building, Reinforced concrete, ETABS, RPA99 modified 2003, BAEL91 modified 99.

## **Table des Matières**

### **Chapitre I : Introduction Générale**

1- Introduction	
2- Description des poutres	Page 16
2-1- définition	Page 16
2-2- Chargement des poutres	Page 16
3- Type des poutres en béton armé	Page 17
3-1-Poutre Isostatique	Page 17
3-2- Poutre Continue	Page 17
3-3- Poutre semi Continue	Page 17
3-4-Poutre Noyée	Page 18
3-5- Poutre avec Retombée	Page 18

### **Chapitre II : Présentation de l'ouvrage, Pré dimensionnement et Evaluation des Charges**

1- Présentation de l'ouvrage :	Page 21
2- Description de l'ouvrage :	Page 21
3- Caractéristique géométrique :	Page 21
4- Pré dimensionnement	Page 28
1- Introduction :	Page 28
2- Pré dimensionnement des Poutres :	Page 28
2-1-Poutres Principales	Page 28
2-2- Poutres Secondaire	Page 28
3- Prédimensionnement des Poteaux	Page 30
4- Evaluationdes Charges :	Page 30

### **Chapitre III : Calcul des Portiques + Ferrailage**

#### **1<sup>ER</sup> Cas Poutres avec Retombée**

1- Introduction	Page 33
2- Présentation de logiciel de calcul ETABS	Page 33
3-Présentation des diagramme de calcul	Page 35
3-1 - 1 <sup>ER</sup> Cas / Poutre (Avec Retombée)	Page 35

1- Ferrailage des Poteaux- 1 <sup>er</sup> Cas ave Retombée	Page 43
- Calcul de ferrailage :	Page 43
1-1- Les armatures longitudinales :	Page 43
1-2- Pourcentage minimale des armatures	Page 44
1-3- Condition de non-fragilité :	Page 44
1-4- Vérification des sections d'armature longitudinale :	Page 44
2- Les armature Transversales :	Page 44
2-1-Quantité d'armature transversale maximale en %	Page 45
2-2-Vérification de diamètre des armatures transversales :	Page 45
2-3-Vérification de la section des poteaux	Page 45
2-3-1- Vérification du flambement :	Page 45
2-3-2-Vérification Contrainte :	Page 46
2- Ferrailage des Poutres (1 <sup>er</sup> cas poutre avec retombée)	Page 47
1- Introduction :	Page 47
2- Calcul de Ferrailage – En Travée :	Page 47
2-1-Armature Longitudinales :	Page 47
2-2- Pourcentage minimale des armatures :	Page 47
2-3- Condition de non-fragilité :	Page 47
2-4- Vérification des sections d'armature longitudinale :	Page 48
2-5-Diamètre Minimale des armatures Transversales :	Page 48
3- Les armature Tansversales :	Page 48
3-1- Espacement des Armatures Transversales	Page 48
3-2-Vérification des sections d'armature Transversales :	Page 48
3-3-Vérification de la contrainte du béton :	Page 49
3-4-Moment d'inertie :	Page 49
3-5- Contrainte dans le béton	Page 49
3-6-Contrainte dans L'acier	Page 49
* Sur Appui:	Page 49
4-Armature Longitudinales :	Page 49
4-1-Pourcentage minimale des armatures :	Page 59
4-2-Condition de non-fragilité :	
4-3-Vérification des armature selon RPA99/2003	Page 50
4-4-Diamètre Minimale des armatures Transversales :	Page 50

5- Les armature Transversales :	Page 50
5-1-Espacement des Armatures Transversales	Page 51
5-2- Vérification des sections d'armature Transversales :	Page 51
5-3-Vérification de la contrainte du béton :	Page 51
5-3-1-Position de l'axe neutre	Page 51
5-3-2-Moment d'inertie :	Page 51
5-3-3- Contrainte dans le béton	Page 51
5-3-4- La Contrainte dans L'acier	Page 51
6- Vérification de la flèche :	Page 52

## **Chapitre IV : Calcul des Portiques + Ferrailage**

### **2<sup>EME</sup> Cas Poutres Sans Retombée**

3- Ferrailage des Eléments Porteurs : 2 <sup>eme</sup> cas (sans retombée)	Page 63
1- Ferrailage des poteaux :	Page 63
1- Les armature Longitudinales :	Page 63
1-1- Pourcentage minimale des armatures :	Page 64
1-2- Condition de non-fragilité :	Page 64
1-3- Vérification des sections d'armature longitudinaux :	Page 64
2- Les armature Transversales :	Page 64
2-1- Quantité d'armature transversale maximale en % :	Page 65
2-2- Vérification de diamètre des armatures transversales :	Page 65
2-3- Vérification de la section des poteaux	Page 65
2-3-1-Vérification du flambement :	Page 65
2-3-2- Vérification Contrainte :	Page 65
3-FERRAILLAGE DE POUTRE : 2 <sup>EME</sup> CAS POUTRE(sans retombée)	
1- Calcul de Ferrailage – En Travée :	Page 67
1- Armature Longitudinales :	Page 67
1-1- Pourcentage minimale des armatures :	Page 67
1-2- Condition de non-fragilité :	Page 67
1-3- Vérification des sections d'armature longitudinale :	Page 68
1-5- Diamètre Minimale des armatures Transversales :	Page 68
2-Les armature Transversales :	Page 68
2-1- Espacement des Armatures Transversales	Page 68
2-2- Vérification des sections d'armature Transversales :	Page 68

2-3- Vérification de la contrainte du béton :	Page 68
2-3-1- Position de l'axe neutre	Page 68
2-3-2- Moment d'inertie :	Page 69
2-3-3- Contrainte dans le béton	Page 69
2-3-4- Contrainte dans L'acier	Page 69
* Sur Appui:	Page 69
3- Armature Longitudinales :	Page 69
3-1- Pourcentage minimale des armatures :	Page 70
3-2- Condition de non-fragilité :	Page 70
3-3- Vérification de l'armature selon RPA99/2003	Page 70
3-4- Diamètre Minimale des armatures Transversales :	Page 70
4- Les armature Transversales :	Page 70
4-1- Espacement des Armatures Transversales	Page 70
4-2- Vérification des sections d'armature Transversales :	Page 71
4-3- Vérification de la contrainte du béton :	Page 71
4-3-1- Position de l'axe neutre	Page 71
4-3-2- Moment d'inertie :	Page 71
4-3-3- Contrainte dans le béton	Page 71
4-3-4- La Contrainte dans L'acier	Page 71
5 -Vérification de la flèche :	Page 72

## **Chapitre V : Comparaison des Résultats et Conclusion**

1- Introduction	Page 75
2- Comparaison des Résultats	Page 76
2-1- Point de vue résistance :	Page 76
2-2 -Point de Vue Economique :	Page 77
2-2-1- Quantité de Béton :	Page 77
2-2-2-Quantité d'armatures :	Page 78
3-Conclusion	Page 79

**CHAPITRE I :**  
**INTRODUCTION GENERALE**

## INTRODUCTION GENERALE

### 1- Introduction

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé a pour but d'assurer :

- La sécurité (le plus important à assurer la stabilité de l'ouvrage).
- L'économie sert à diminuer les couts du projet (Les dépenses, le confort).
- L'esthétique.

On sait que le développement économique privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui être occasionnés par le vent. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations qui rigidifient convenablement la structure.

Quels que soient les types de bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent de nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement.

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

Une construction résiste aux charges gravitaires et sismique grâce à ses éléments porteurs principaux, constitués de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles. Pour cela, ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés, armés (ferraillés) et bien disposés

### 2. Description des Poutres

#### 2.1. Définition

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux chargés de reprendre les charges et surcharges pour les transmettre aux poteaux.

#### 2.2. Chargement de la poutre

Le chargement ou encore les charges agissant sur les poutres de plancher sont des charges verticales (poids propre, surcharges d'exploitation, ou de neige) et des charges horizontales (séismes).

Ainsi, les planchers recevant les charges (permanentes, d'exploitation), en s'appuyant sur les poutres transmettent à ces dernières par réaction d'appui.

### Types de poutre en béton armé :

#### 3-1-- Poutre isostatique :

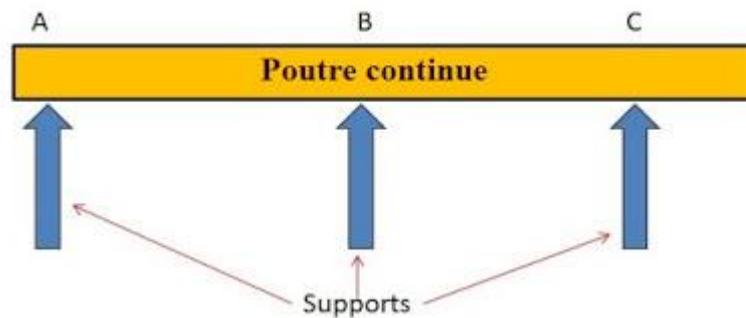
Cette poutre ne contient qu'une seule travée qui est supportée par deux supports aux deux extrémités.



**Figure I-1-Poutre Isostatique**

#### 3-2- Poutre continue :

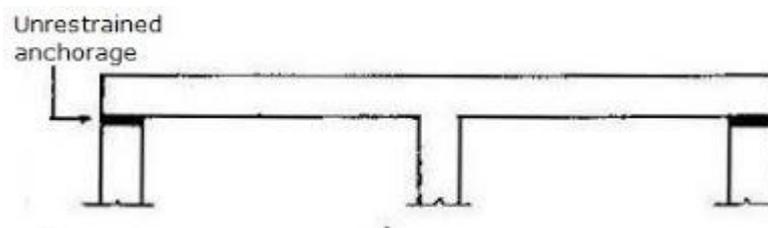
La poutre qui est soutenue par plus de deux supports et se poursuit en ligne droite sur sa longueur est appelée poutre continue.



**Figure I-2-Poutre Continue**

#### 3- Poutre semi-continue :

Ce type de poutre contient deux travées avec ou sans retenue aux deux extrémités.



**Figure I-3-Poutre semi continue**

Les trois types principaux de poutres précontraintes fabriqués par A2C :



**Figure I-4- Poutres rectangulaires Largeur : de 20 à 60cm**

**Hauteur (retombée) : de 20cm à 1m.**

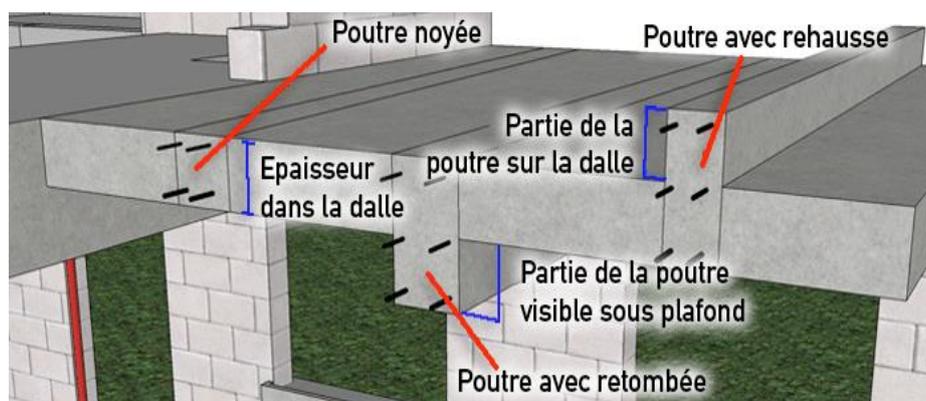


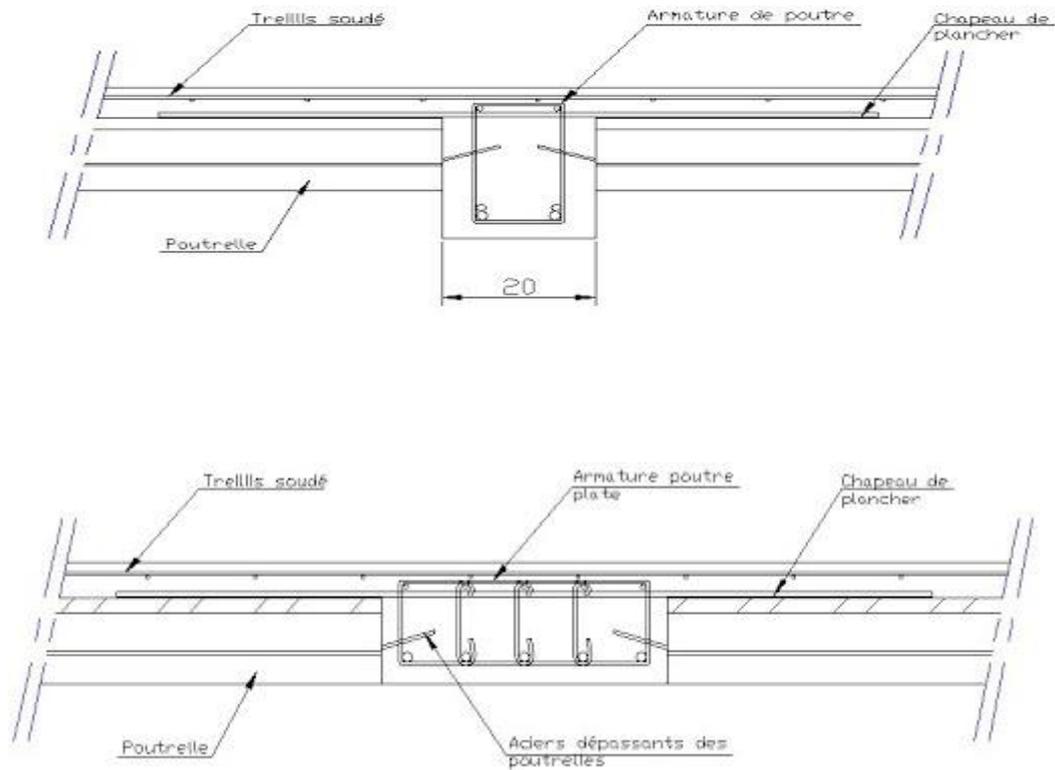
**Figure I-5 Poutres en "I"**

Les poutres supportent les lambourdes pour faire le plancher entre murs pignons et murs long-pans ou murs de refend. Elles peuvent servir d'ossature simple supportant les chevrons pour faire la toiture. Dans une charpente de toit composée, poutre désigne surtout les arbalétriers.

**4- Poutre noyée :** c'est une poutre dont l'épaisseur est la même que celle de la dalle et comprise entièrement dans cette épaisseur (sans retombée)

**5- Poutre avec retombée :** la poutre est composée de deux hauteurs. L'épaisseur de la dalle et la retombée. poutre 20 x 40 ht = 20 cm de dalle + retombée (sous la dalle) de 20 cm.





Concernant notre travail on a pour objectif d'étudier l'influence de la retombée des poutres dans un système de structure. Le travail est subdivisé en cinq chapitres dans lesquelles on met en application les connaissances acquises durant notre formation, ainsi qu'une étude comparative des résultats d'analyse de notre structure obtenues à l'aide de logiciel de calcul informatique ETABS, et enfin une conclusion qui regroupe l'ensemble de leçons tirées des résultats de ce travail.

**CHAPITRE II**  
**PRESENTATION DE L'OUVRAGE**  
**PREDIMENTIONNEMENT**  
**ET EVALUATION DES CHARGES**

## **1- Présentation de l'ouvrage :**

L'objet de ce projet qui nous présentons se propose l'étudier l'influence de l'absence de retombée de poutres en comparant les résultats de calcul avec celles de cas des poutres avec retombée d'une bâtiment a usage d'habitation ( R+5) qui sera implanté a tebessa zone II.

## **2- Description de l'ouvrage :**

Notre bâtiment est constitué par :

- ◆ Fondation superficielle en semelle isolées sous poteau.
- ◆ Un rez de chaussée + 5 étages est composé de deux logements de type F3.
- ◆ Les planchers utilisés dans notre bâtiment sont en corp creux (16+4)

## **3- Caractéristique géométrique :**

Suivant la vue en plan , les dimensions de la structure sont :

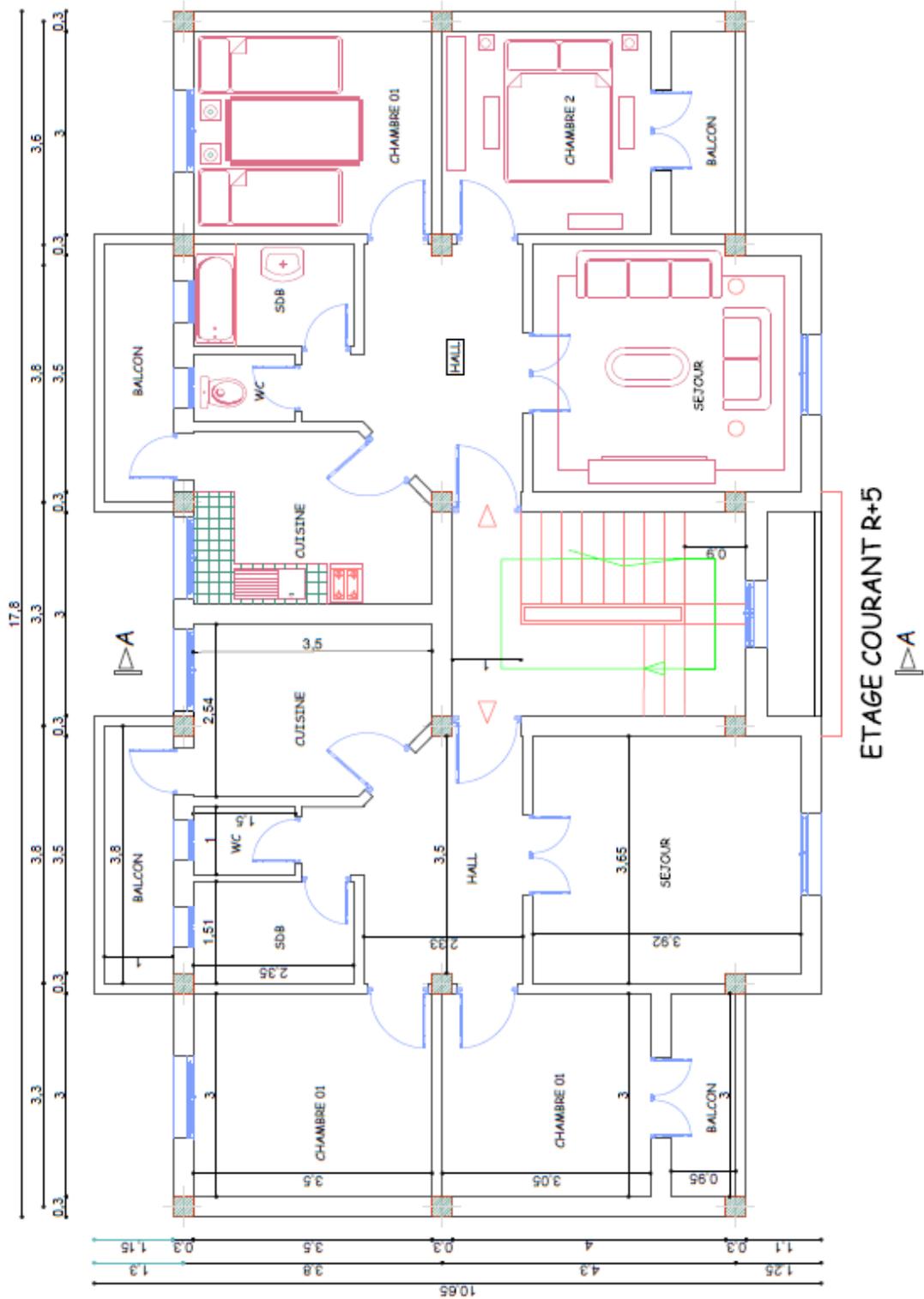
◆ Dans le sens longitudinal=	17.80 m
◆ Dans le sens Transversale=	10.50 m
◆ La hauteur d'étage et RDC + 3.06 M	+ 3.06 M
◆ La hauteur de l'acrotère =	0.70 m
◆ L'altitude a niveau de la mer =	900 m
◆ Dans le sens longitudinal =	17.80 m

### **Tableau II.1 : Caractéristique géométrique du bâtiment**

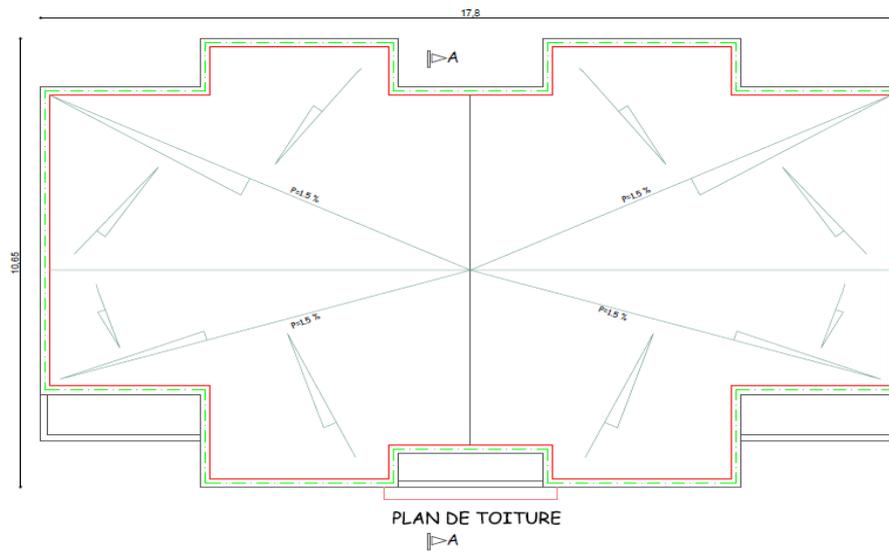
- ◆ Dans Les vues en plan des étages ainsi que les coupes de l'ouvrage sont représentées sur les figures suivantes :



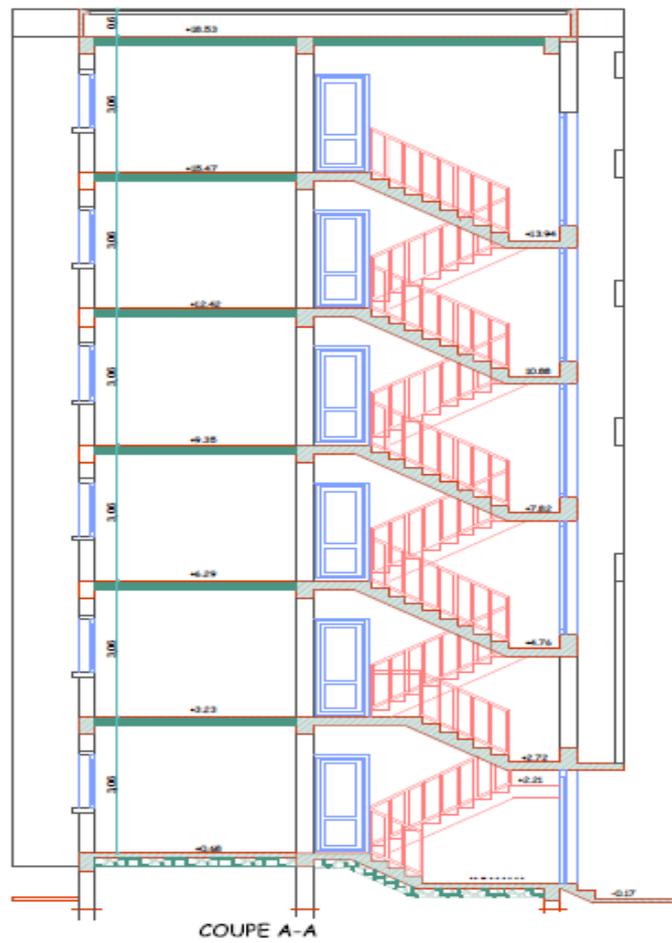




**Figure II-2: Vue en Plan de l'Etage Courant**



**Figure I-3: Plan de Toiture**



**Figure II-4: Coupe A-A**



**Figure II-5 : Façade Principale**



**Figure I-6: Façade Postérieure**



**Figure II-7-Facade Principale en 3D**





**Figure II-7-Facade Postérieure**  
**en 3D**



## 4- Pré dimensionnement

### 1- Introduction :

Le pré dimensionnement est très important son but est de déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un surplus d'acier et du béton.

### 2- Pré dimensionnement des Poutres :

Les poutres de notre bâtiment sont des éléments en béton armé de section rectangulaire elles sont susceptibles, leur rôle est de transmettre aux poteaux les efforts dus aux chargements vertical ramenés par les planchers.

Les poutres seront pré dimensionnées selon les formules empiriques données par **BAEL91** et vérifiées par la suite selon le **RPA99 (v2003)**.

#### 2-1-Poutres Principales

**D après le BAEL91:**

- ♦  $L/15 \leq h_t \leq L/10$
- ♦  $0.3h_t \leq b \leq 0.4h_t$

Avec : L : portée maximale de poutre.

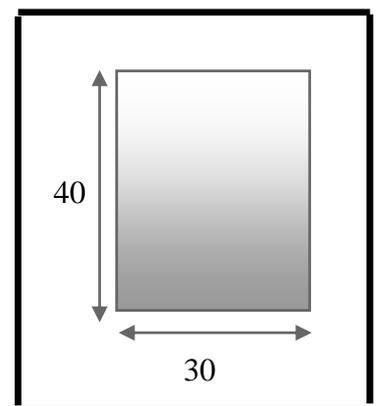
Nous avons : L= 400 cm.

$$400/15 \leq h_t \leq 400/10 \quad \Rightarrow \quad 26.66 \text{ cm} \leq h_t \leq 40 \text{ cm.} \quad \text{On prend } h=40 \text{ cm.}$$

$$0.3 \times 40 \leq b \leq 0.4 \times 40 \quad \Rightarrow \quad 12 \text{ cm} \leq b \leq 32 \text{ cm.} \quad \text{On prend } b=25 \text{ cm}$$

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : 7.5.1 de RPA 99 suivant :

- $b \geq 20 \text{ cm.} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots (C V).$
- $h \geq 30 \text{ cm.} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots (C V).$
- $h/b \leq 4 \Rightarrow 40/30 = 1.33 < 4 \dots\dots\dots (C V).$



**Figure II-1 Dimension des Poutres Principales**

#### 2-2- Poutres Secondaire

**D'après le BAEL91:**

- ♦  $L/15 \leq h_t \leq L/10$
- ♦  $0.3h_t \leq b \leq 0.7h_t$

Nous avons : L= 380 cm.

Avec : L : portée maximale de poutre.

$$380/15 \leq h_t \leq 380/10 \quad \Rightarrow \quad 25.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 38 \text{ cm.} \quad \text{On prend } h=30 \text{ cm.}$$

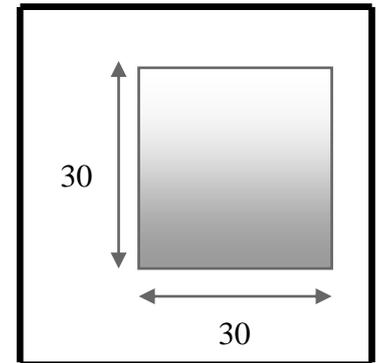
$0.3 \times 30 \leq b \leq 0.4 \times 30 \Rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 32\text{cm}.$  On prend  $b=30\text{cm}$

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : 7.5.1 de RPA 99 suivant :

- $b \geq 20 \text{ cm.} \Rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots (C V).$
- $h \geq 30 \text{ cm.} \Rightarrow h = 30\text{cm} = 30\text{cm} \dots\dots\dots (C V).$
- $h/b \leq 4 \Rightarrow 30/30 = 1 < 4 \dots\dots\dots (C V).$

Poutres principales :  $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2.$   
 Poutres secondaires :  $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2.$

**Figure II-2 Dimension des Poutres Secondaire**



**3- Prédimensionnement des Poteaux :**

La section d'un poteau doit respecter la condition suivant : selon l'article (B.8.4) de règle B.A.E.L 91 mod 99 .

$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$  avec  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ .

- I : moment d'inertie.  $I = bh^3/12 = hb^3/12$
- B : section de béton .  $B = b h$
- $L_f = 0.7 h_0$  /  $h_0$  : hauteur d'étage

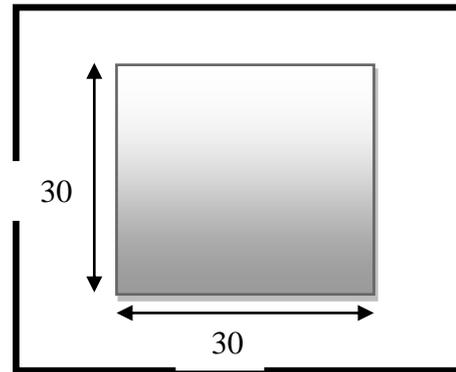
$i = \frac{h}{2\sqrt{3}} \rightarrow \frac{Lh}{i} \leq 50$

$h \geq 2\sqrt{3} \times \frac{0,7 \times 306}{50} = 14.84 \text{ cm}$  on adopte  $h= 30 \text{ cm}$

$b \geq 2\sqrt{3} \times \frac{0,7 \times 306}{50}$  on adopte  $b= 30 \text{ cm}$

La section de poteau adopter est  $(b . h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$  d'après la condition donnée par l'R.P.A 99 version 2003. Zone sismique I

- $\text{Min}(b ; h) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{min}(30 ; 30) > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.
- $\text{Min}(b ; h) \geq h_e / 20 \Rightarrow \text{min}(30; 30) \geq 15,15 \text{ c m} \dots\dots\dots$  condition vérifiée.
- $1 / 4 \leq b / h \leq 3 \Rightarrow 1 / 4 < 30 / 30 < 3 \dots\dots\dots$ condition vérifiée

**Les poteaux****Figure II-3 Dimension des Poutres Principales****4- EVALUATION DES CHARGES :**

Matériaux	Epaisseur	P(kg/m <sup>2</sup> )	G(kg/m <sup>2</sup> )
Protection en gravillon	5	1600	80
Etanchéité multicouche	5	200	10
Forme de Pente 1%	05 cm	2200	220
Couche de papier Kraft	/	/	1
Couche de Par vapeur	0.8	1200	10
Isolation thermique	4	400	16
Dalle en corps creux	16+4	1360	280
Enduit plâtre	2	1000	20

La charge Permanente G = 530 kg/m<sup>2</sup>

**Tableau II.2 : Evaluation des Charges Permanentes du Plancher Terrasse en Corps – creux**

Matériaux	Epaisseur	P(kg/m <sup>2</sup> )	G(kg/m <sup>2</sup> )
Carrellage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	3	1800	54
Dalle en corps creux	16+4	/	280
Enduit Platre	2	1000	20
Cloison de séparation	10	1000	100

La charge Permanente G = 637 Kg/m<sup>2</sup>

**Tableau II.3 : Evaluation des Charges Permanentes du Plancher Etage Courant**

Charges Permanentes - 5<sup>eme</sup> Etage -

G : Plancher Terrasse	6.34 x 12.19	77.28 Kn
G : Poutre Principale	[ (0.30 x 0.40 )(2.00+1.75)]x25	11.25 Kn
G : Poutre Secondaire	[ (0.30 x 0.30 )(2.00+1.75)]x25	7.31 Kn
G : Mur Double	11.72(1.5 + 1.75 )	38.9 Kn
G : Poteau	(0.30 x 0.30 )(3.06) x 25	6.88Kn

$$G = 140.81 \text{ Kn}$$

Charges Permanentes - 4<sup>eme</sup> Etage - 3<sup>eme</sup> Etage - 2<sup>eme</sup> Etage - 1<sup>er</sup> Etage – et RDC

G : Plancher	5.30x 12.19	64.60 Kn
G : Poutre Principale	[ (0.30 x 0.40 )(2.00+1.75)]x25	11.25 Kn
G : Poutre Secondaire	[ (0.30 x 0.30 )(2.00+1.75)]x25	7.31 Kn
G : Mur Double	11.72(1.5 + 1.75 )	38.9 Kn
G : Poteau	(0.30 x 0.30 )(3.06) x 25	6.88 Kn

$$G = 128.13 \text{ Kn}$$

**CHAPITRE III**

**CALCUL DES PORTIQUES**

**1<sup>er</sup> CAS POUTRES AVEC RETOMBEE**

## **1- Introduction**

Les éléments principaux sont soumis aux actions dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ainsi qu'aux actions sismiques.

Pour la détermination de ferrailage, on considère le cas le plus défavorable, on utilise l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures ( ETABS ) qui permet de déterminer les différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

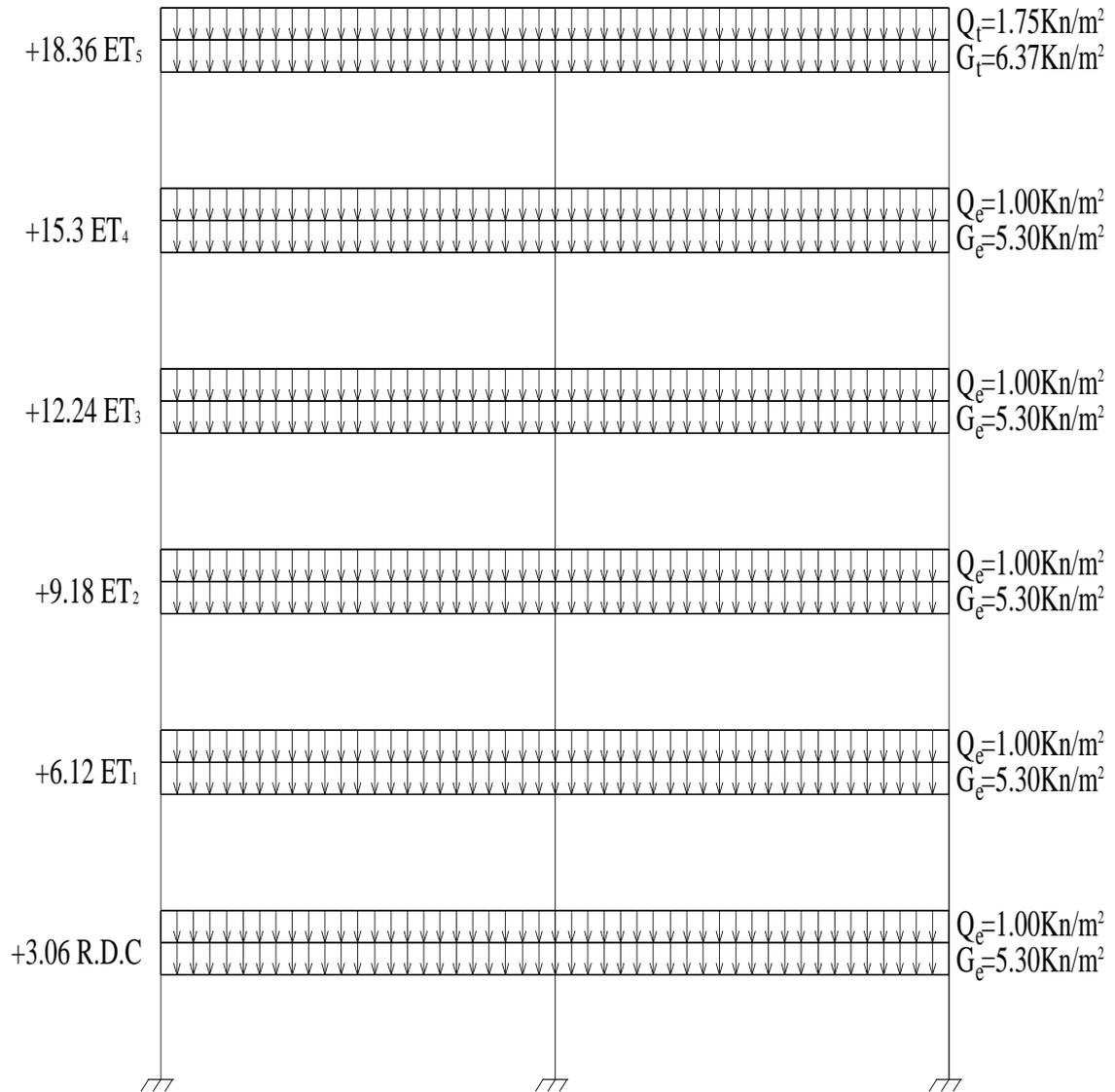
Nous allons nous limiter à l'examen des ferrailages des poutres (avec et sans retombée) pour répondre au souci de notre étude citée en titre.

## **2- Présentation de Logiciel de Calcul ETABS**

La conception des structures en génie civil est une tâche complexe et qui prend un temps très considérable, pour cela le recours à l'informatique est très bénéfique.

Dans notre mémoire intitulée « Présentation du logiciel ETABS (à travers ses menus, ses documents et des exemples d'application) et analyse de sa compatibilité avec les DTR algériens »,

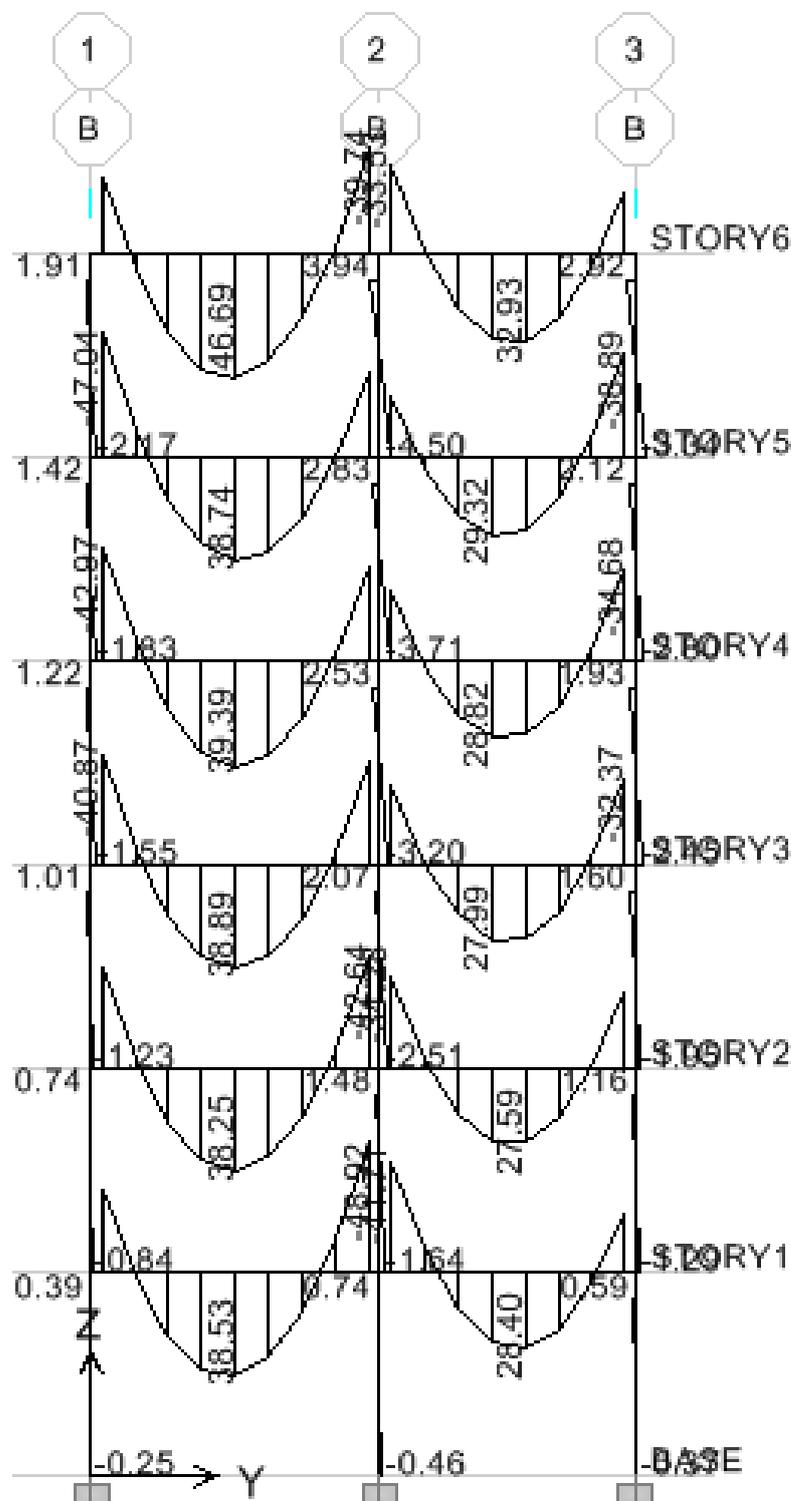
nous visons la maîtrise d'un logiciel, d'analyse et de dimensionnement des structures de bâtiments, très connu à travers le monde parmi les universitaires et les praticiens du génie civil.



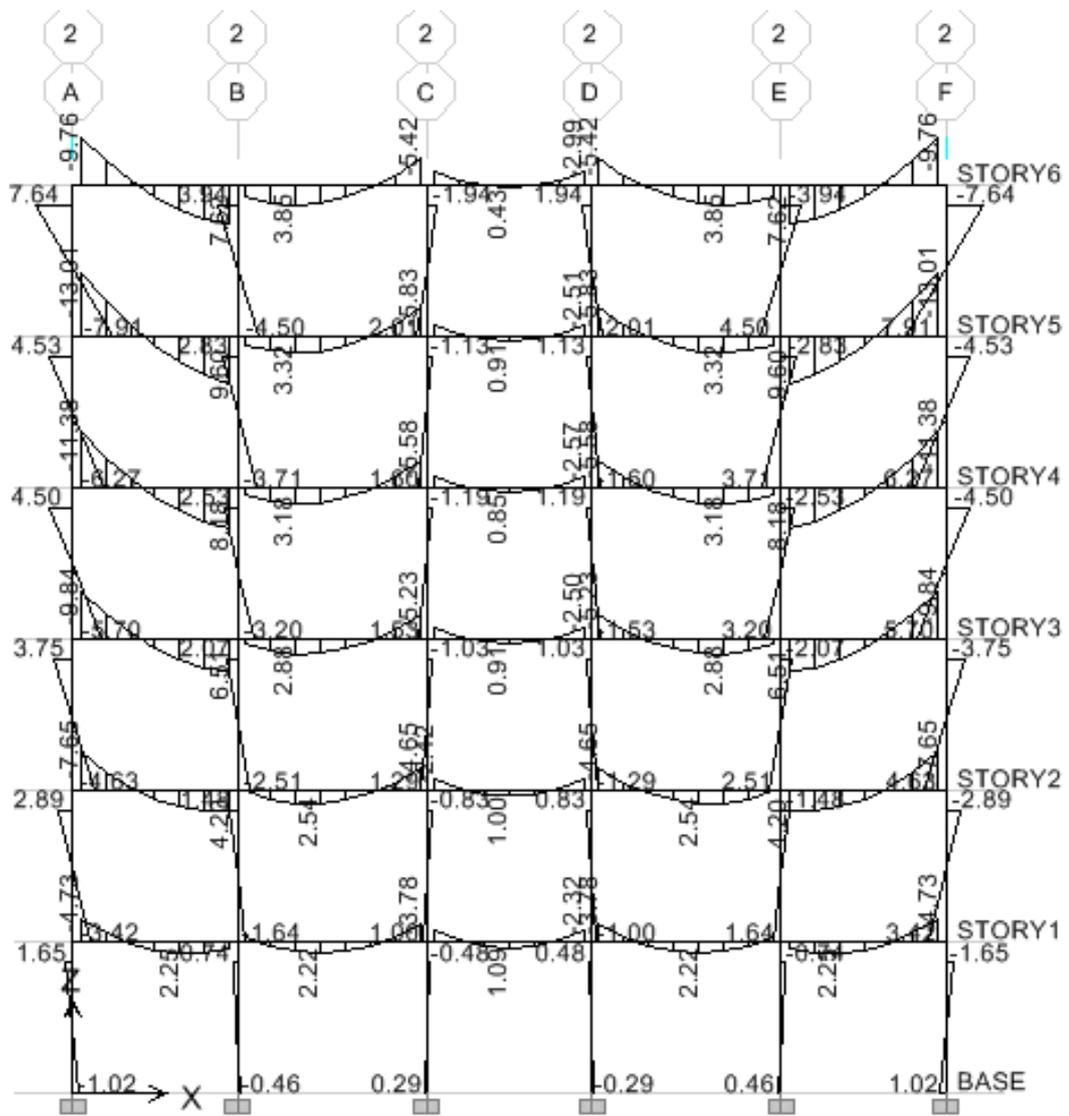
**Figure III-1 : Charge du Portique**

**3- Présentation des diagramme de calcul**

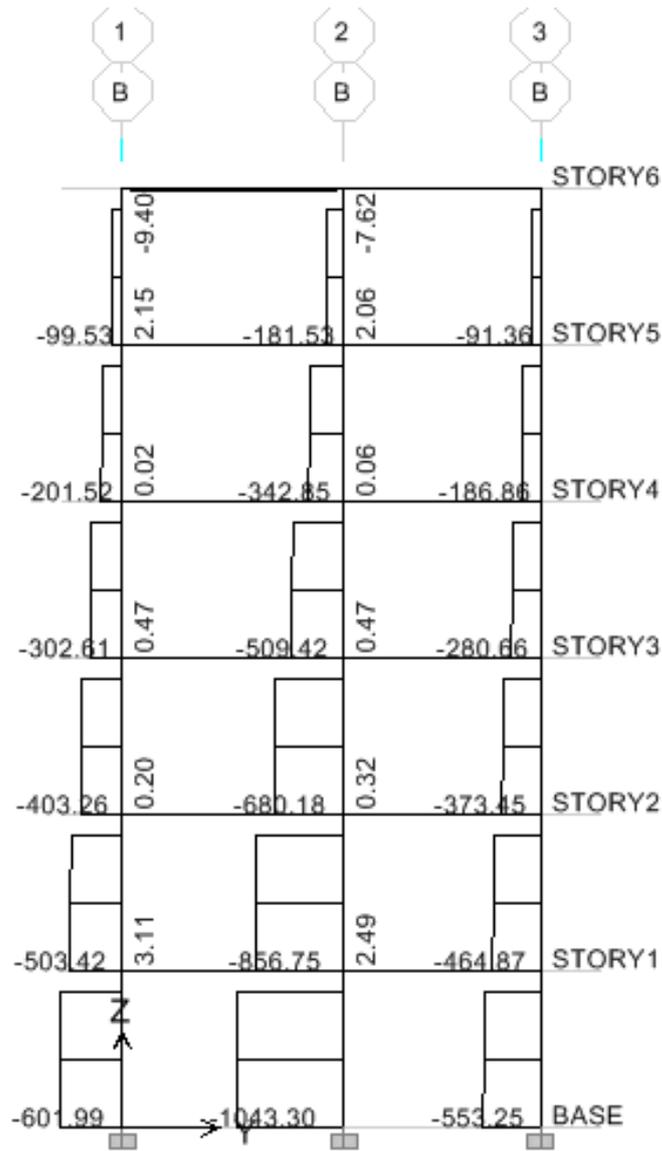
**3-1 - 1<sup>ER</sup> Cas Poutre (Avec Retombée) (30 x 40)**



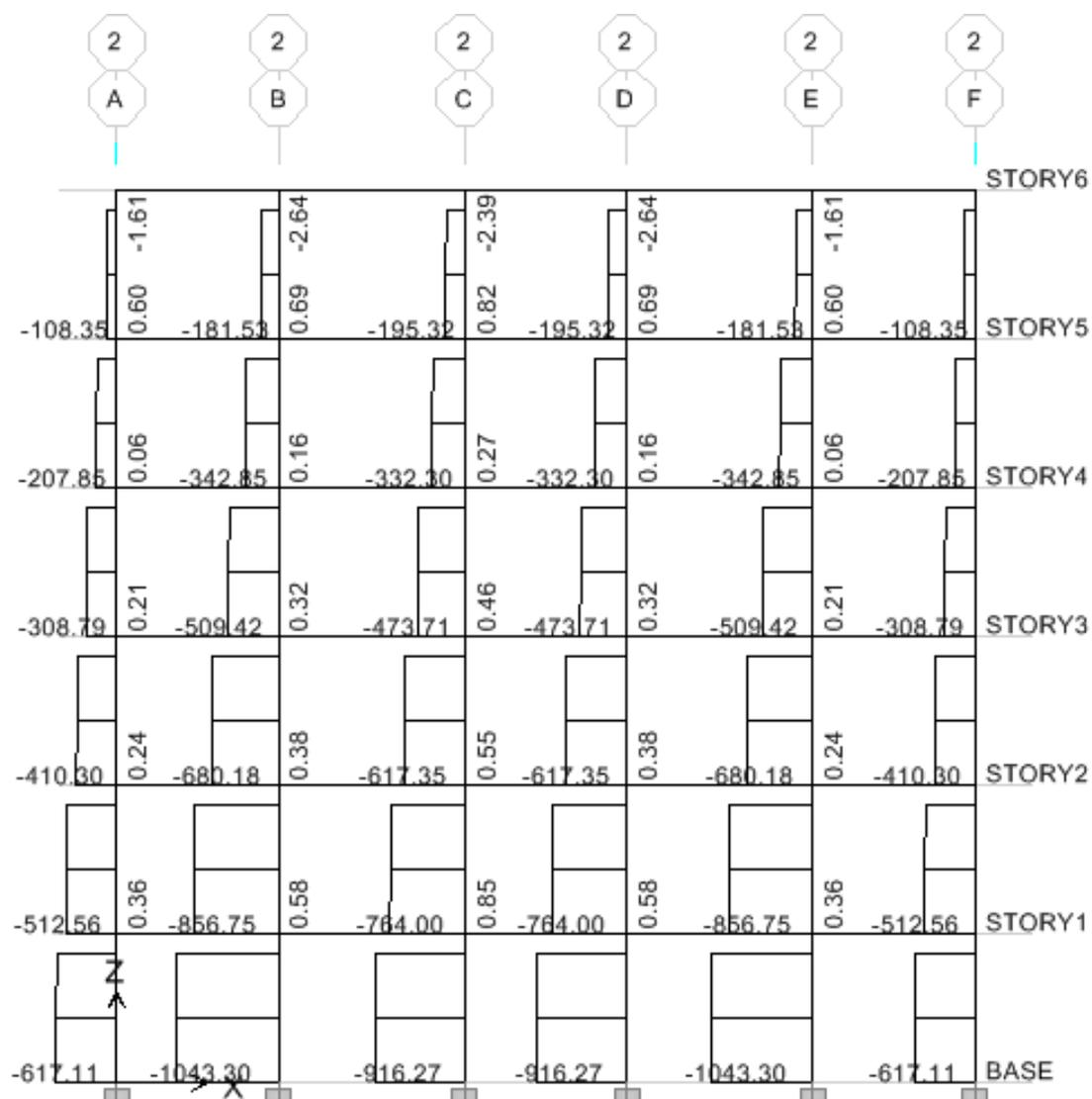
**Figure III-2 : Moment Fléchissant en ELU.**



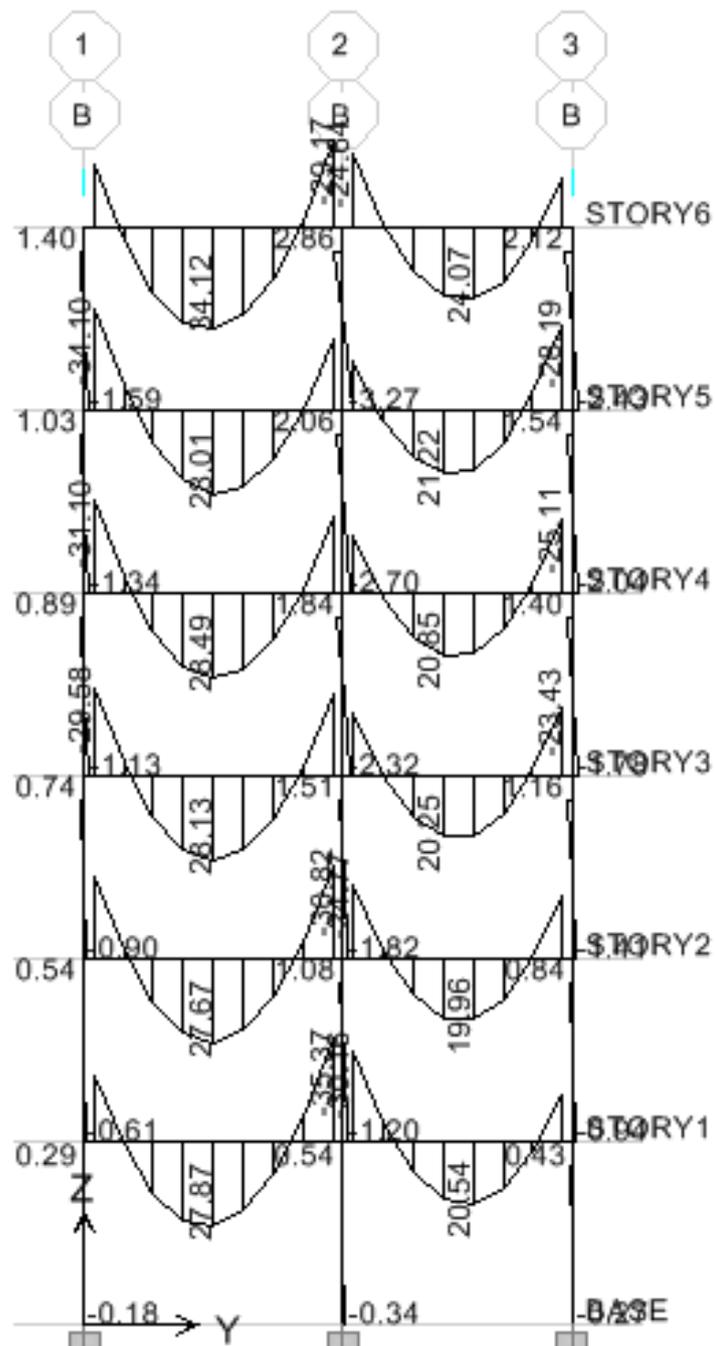
**figure III- 3 :Moment Fléchissant en ELU.**



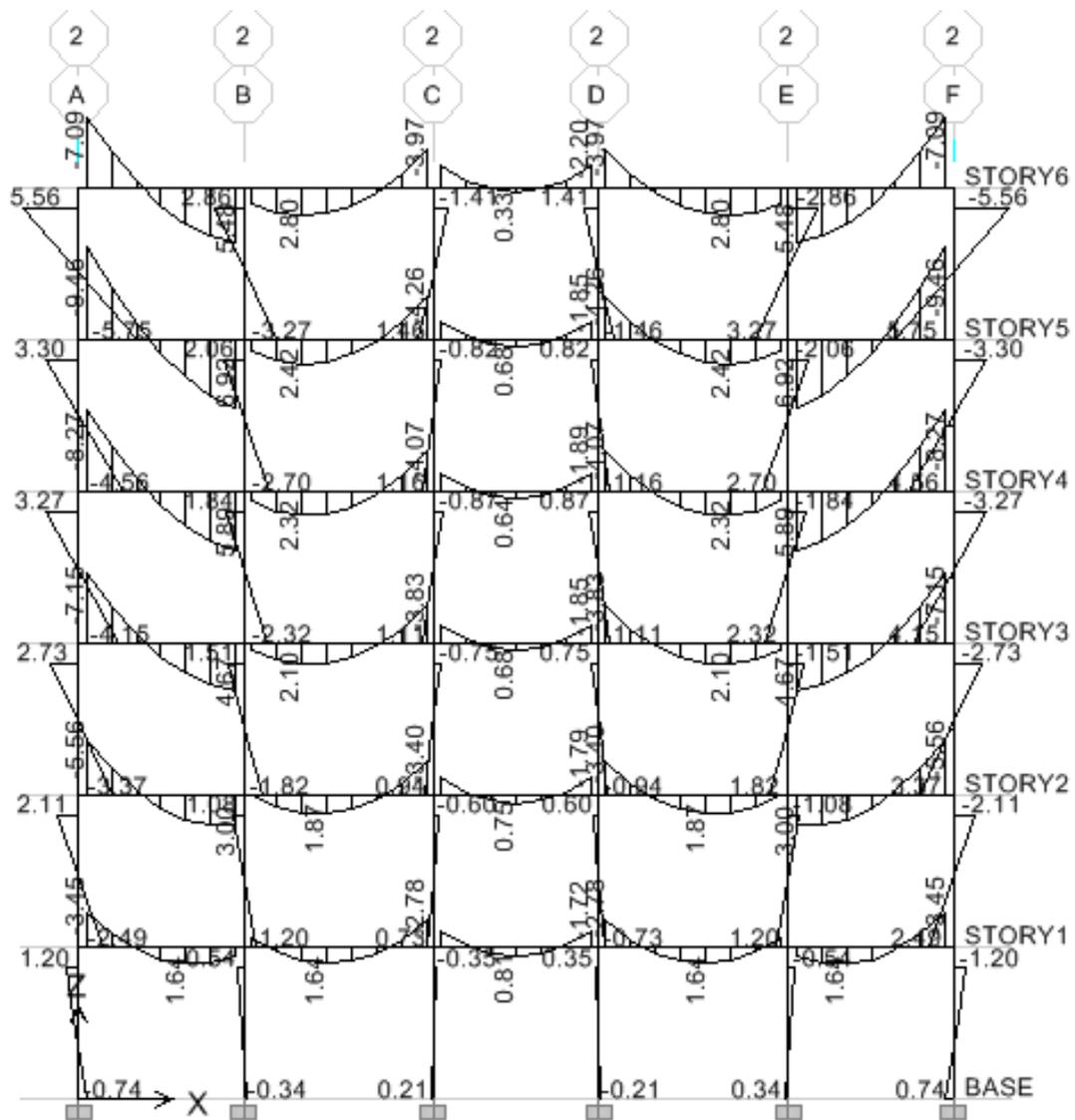
**Figure III- 4 : Effort Normal en ELU.**



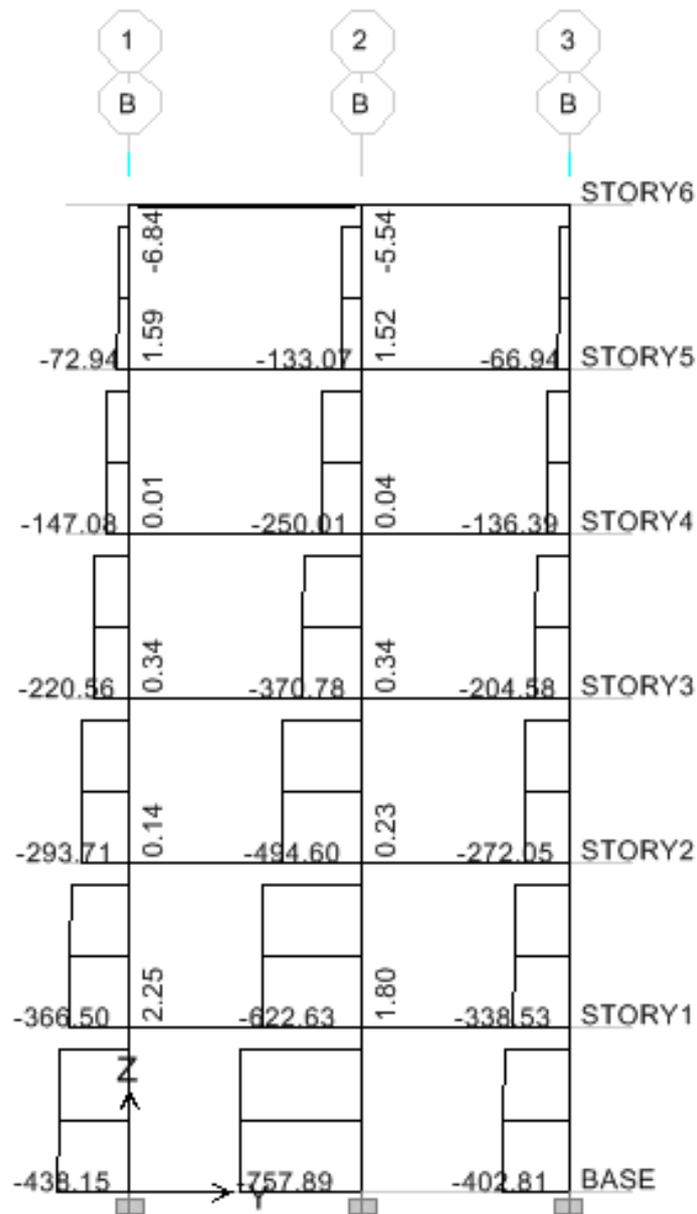
**Figure III-5 : Effort Normal en ELU.**



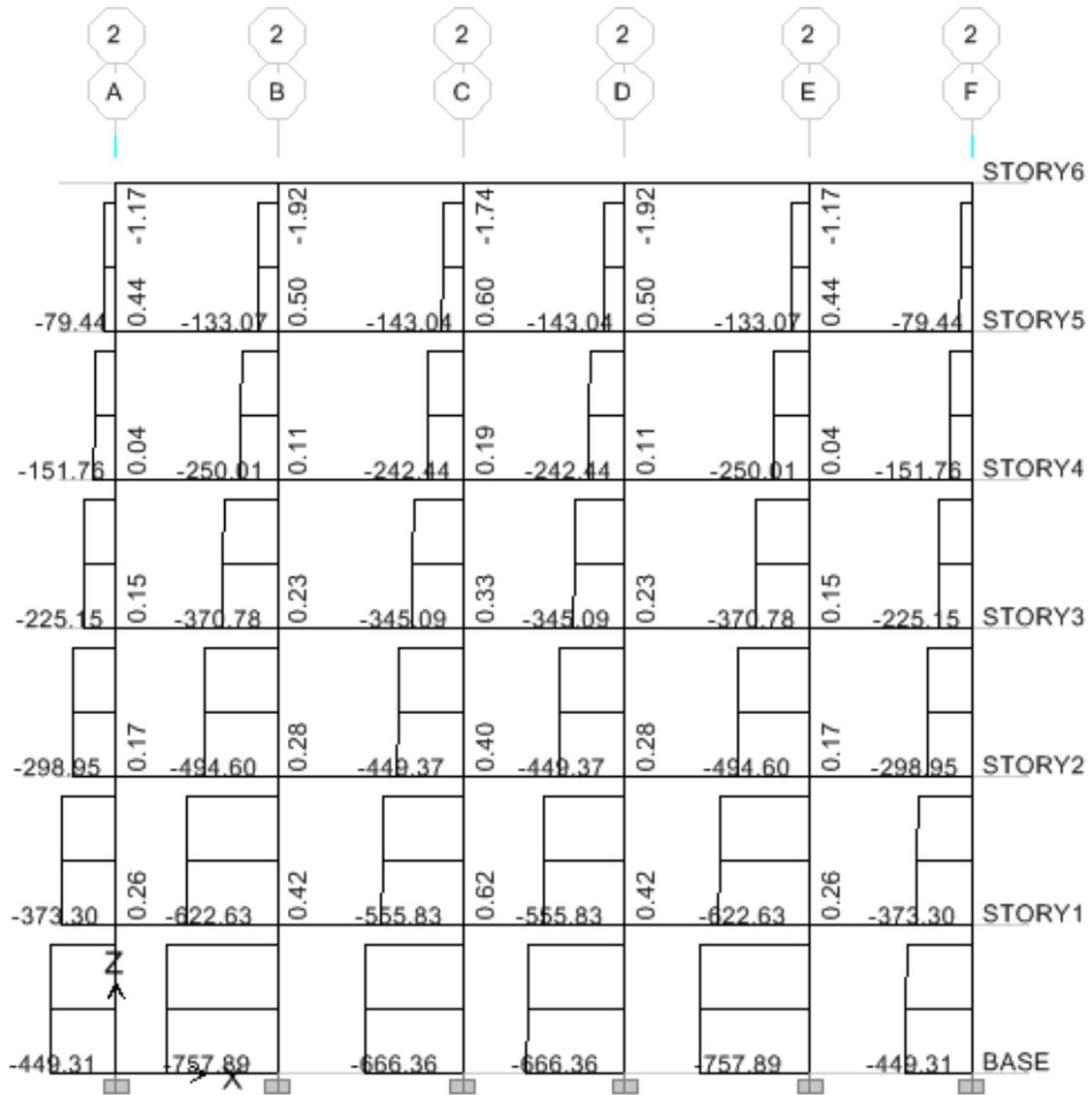
**Figure III- 6 : Moment Fléchissant en ELS.**



**Figure III- 7 : Moment Fléchissant en ELS.**



**Figure III- 8 : Effort Normal en ELS.**



**Figure III- 9 : Effort Normal en ELS.**

## I-FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS :

Les éléments principaux sont soumis aux actions dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ainsi qu'aux actions sismiques..

Pour la détermination du ferrailage, on considère le cas le plus défavorable, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (ETABS) qui permet de déterminer les différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

### I-1- Ferrailage des Poteaux : - 1<sup>er</sup> cas avec retombée

#### 1- Calcul de ferrailage :

$$b = 30 \text{ cm} ; h = 30 \text{ cm} ; d = 0.9 h = 27 \text{ cm} ; d' = 3 \text{ cm}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; f_{e E400} = 347.82 \text{ Mpa} ; f_{bu} = 14.17 \text{ Mpa} ; \gamma_s = 1.15$$

#### 1-1- Les armatures longitudinales :

$$\text{ELU} : M = 48.92 \text{ Kn.m} \quad N = 1043.30 \text{ Kn}$$

Il faut vérifier la condition  $e_0 < h/2$

$$e_0 = M/N = 48.92/1043.30 = 4.68 \text{ cm} < h/2 = 30/2 = 15 \text{ cm}$$

( condition vérifiée)

$$e_a = \max (2 \text{ cm} ; L/250) = 2 \text{ cm} ; e_1 = e_0 + e_a = 8.3 \text{ cm}$$

$$L_f / h = 0.707 \times 286 / 30 = 6.74 < \max ( 15 ; 20 e_1 / h ) = 15 \text{ ( condition vérifiée)}$$

$$\lambda = 3.46 L_f / h = 23.32 < 50$$

$$\alpha = 0.85 / (1 + 0.05 \frac{\lambda}{35}) = 0.78$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} + \alpha \emptyset = \frac{3 \times 202.20^2}{10^4 \times 30} + 0.78 \times 2 = 1.45 \text{ cm}$$

$$M_u = ( e_1 + e_2 ) N \alpha = (0.083 + 0.0145) \times 1043.30 = 101.72 \text{ Kn.m}$$

$$M_{uA} = M_u + N \left( d - \frac{h}{2} \right) = 2.26 \times 10^7 \text{ N.mm}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{22.6 \times 10^6}{300 \times 270^2 \times 14.17} = 0.0732 < 0.186 < \mu_1 = 0.392$$

Pas d'armature comprimée

$$\alpha_u = 1.25 ( 1 - \sqrt{(1-2) \times 0.0732} ) = 0.092$$

$$z = d ( 1 - 0.4 \alpha_u ) = 270 ( 1 - 0.4 \times 0.092 ) = 260.064 \text{ mm}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \sigma_s} = \frac{226 \times 10^6}{260.06 \times 347.82} = 24.98 \text{ cm}^2$$

### **1-2- Pourcentage minimale des armatures :**

$$A'_{\max} = 0.008 \times b \times h = 0.008 \times 30 \times 30 = 7.2 \text{ cm}^2$$

### **1-3- Condition de non-fragilité :**

$$A_{\min} \geq 0.23 \text{ bd} \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 300 \times 270 \times \frac{2.1}{400} = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max ( 24.98 \text{ cm}^2 ; 7.2 \text{ cm}^2 ; 0.98 \text{ cm}^2 ) = 24.98 \text{ cm}^2$$

On prend : 8HA20 = 25.13 cm<sup>2</sup>

### **1-4- Vérification des sections d'armature longitudinaux :**

- **Zone Courante**

$$A = 0.04 \times b \times h = 0.04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2 > A_{\text{adop}} = 25.13 \text{ cm}^2$$

- **Zone de Recouvrement :**

$$A = 0.06 \times b \times h = 0.06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2 > A_{\text{adop}} = 25.13 \text{ cm}^2$$

- **Longueur de Recouvrement :**

$$L_r \geq 40 \text{ } \emptyset 20 = 40 \times 20 = 800 \text{ mm}$$

$$L_r \geq 40 \text{ } \emptyset 14 = 40 \times 14 = 560 \text{ mm}$$

### **2- Les armature Transversales :**

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

$$= \frac{A_t}{t} \frac{P_a V_u}{H_l \times F_e}$$

- Dans la zone nodale :  $t \leq \min ( 10 \text{ } \emptyset 1 ; 15 \text{ cm} ) = ( 10 \times 1.4 ; 15 \text{ cm} ) = 14 \text{ cm}$

$$t = 10 \text{ cm}$$

- Dans la zone corante :  $t' \leq 15 \text{ } \emptyset 1 = 21 \text{ cm} \quad t' = 15 \text{ cm}$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{216.34}{30} = 7.21 > 5 \quad \text{Donc } \rho_a = 2.5$$

$$A_t = \frac{t \rho_a V_u}{h_l \times F_e} = \frac{150 \times 2.5 \times 128140}{300 \times 400} = 4 \text{ cm}^2$$

On prend :  $6\text{Ø}10 = 4.71 \text{ cm}^2$

### **2-1-Quantité d'armature transversale maximale en % :**

$$A_{\min}^t = 0.004 \times t \times b_l = 0.004 \times 15 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2 \leq 4.11 \text{ cm}^2$$

### **2-2-Vérification de diamètre des armatures transversales :**

$$\text{Ø}_t \geq \frac{\text{Ø}_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm} \implies 10 \text{ mm} \geq 6.67 \text{ mm}$$

### **2-3-Vérification de la section des poteaux BAEL 91 :**

#### **2-3-1- Vérification du flambement :**

Selon BAEL 91 modifié 99 :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2(\lambda/35)^2} \implies \lambda < 50$$

$$\alpha = 0.6 \quad \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 \implies 50 < \lambda < 70$$

$$L_f = 0.7 \times 10 = 0.707 \times 3.06 = 2.16 \text{ m}$$

$$\lambda = 2 \sqrt{3} \frac{L_f}{h} = 2 \sqrt{3} \frac{0.707 \times 3.06}{0.30} = 24.98 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2(24.98/35)^2} = 0.77$$

$$N_u = 0.77 \left[ \frac{(1849 \times 10^2 \times 25)}{(0.9 \times 1.5)} \right]_{\pm} = \frac{2689 \times 400}{1.5} = 3.354 \times 10^6 \text{ N}$$

$$N_{\max} = 1043.30 \text{ Kn} < N_u = 3354 \text{ Kn} \quad (\text{Condition Vérifiée})$$

Il n'y a pas de risque de flambement

#### **2-3-2-Vérification Contrainte :**

$$\sigma_{bc\ 1.2} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$v = \frac{bh^2/2 + 15(Ax d)}{(b \times h + 15 \times A)} = 26.25 \text{ cm}$$

$$v' = b - v = 30 - 26.25 = 3.75 \text{ cm}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 A (d - v)^2 = 1.89 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$S = (b \times h) + (15 \times A) = 1440 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

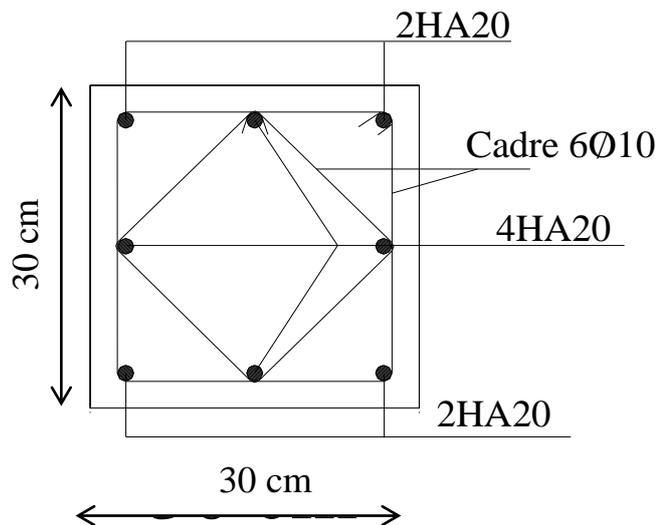
$$M_{ser} = 35.73 \text{ Kn.m} \quad ; \quad N_{ser} = 757.89 \text{ Kn}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{Gser}}{I_{gg}} \times v = 10.22 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

( Condition Vérifiée )

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{Gser}}{I_{gg}} \times v' = 5.97 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

( Condition Vérifiée )



**Figure III-9 : Ferrailage des Poteaux**

## 2 – FERRAILLAGE DES POUTRES (1<sup>er</sup> cas poutre avec retombée)

### 1- Introduction :

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.

### 2- Calcul de Ferrailage

$$b = 30 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm} ; d = 36 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm}$$

$$F_{c28} = 25 \text{ MPa} ; F_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; F_{eE400} ; F_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$$

#### – En Travée :

$$M_t = 48.92 \text{ Kn.m}$$

$$M_{ser} = 35.73 \text{ KN.M}$$

#### 2-1-Armature Longitudinales :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 F_{bu}} = \frac{48.92 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14.17} = 0.087 < \mu_1 = 0.392$$

$$\alpha_u = 1.25 ( 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.087} ) = 0.113$$

$$z = 360 ( 1 - 0.4 \times 0.113 ) = 343.73 \text{ mm}$$

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{48.92 \times 10^6}{343.73 \times 347.82} = 4.09 \text{ cm}^2$$

#### 2-2- Pourcentage minimale des armatures :

$$A'_{min} = 0.005 \times b \times h = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

#### 2-3- Condition de non-fragilité :

$$A_{min} \geq 0.23 b d \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 300 \times 360 \times \frac{2.1}{400} \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max ( A_{cal} ; A'_{min} ; A''_{min} ) = \max ( 4.09 \text{ cm}^2 ; 6 \text{ cm}^2 ; 1.30 \text{ cm}^2 )$$

On prend :  $3HA16 = 6.03 \text{ cm}^2$

#### **2-4- Vérification des sections d'armature longitudinaux :**

- **Zone Courante**

$$A = 0.04 \times b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 > A_{\text{adop}} = 6.03 \text{ cm}^2$$

( Condition Vérifiée )

- **Zone de Recouvrement :**

$$A = 0.06 \times b \times h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 > A_{\text{adop}} = 6.03 \text{ cm}^2$$

( Condition Vérifiée )

- **Longueur de Recouvrement :**

$$L_r \geq 40 \text{ } \varnothing 16 = 40 \times 16 = 64 \text{ mm}$$

#### **2-5-Diamètre Minimale des armatures Transversales :**

$$\varnothing_t \leq \min \left( \varnothing_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) = 11.42 \text{ mm} \quad \text{On prend } \varnothing_t = 8 \text{ mm}$$

#### **3- Les armature Transversales :**

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{6.03}{4} \quad \text{On prend } 4 \text{ } \varnothing 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

#### **3-1- Espacement des Armatures Transversales**

Selon RPA 99

- Zone Nodale :  $St = \min ( h/4 ; \varnothing_l ; 12 )$

$$St = \min ( 10 ; 16 ; 12 )$$

$$St = 10 \text{ cm}$$

- Zone Courante :  $St \leq h/2 \implies St \leq 40/2$

$$St \leq 20 \text{ cm} \quad St = 15 \text{ cm} \implies$$

#### **3-2-Vérification des sections d'armature Transversales :**

$$A_{\text{min}}^t = 0.003 \times St \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}}^t = 1.35 \text{ cm}^2 < A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \quad ( \text{ Condition Vérifiée } )$$

**II3-3-Vérification de la contrainte du béton :****Position de l'axe neutre**

$A_s = 6.03 \text{ cm}^2$      $\eta = 15$     Coefficient d'équivalence acier-béton

$$bx^2/2 - \eta \times A_s (d - x) = 0 \iff 30x^2/2 - 15 \times 6.03(36 - x) = 0$$

$$15x^2 + 90.45x - 3256.2 = 0$$

$$x_1 = \frac{-90.45 - 451.17}{2 \times 15} = -18.05 \text{ cm (refuser)}$$

$$x_2 = \frac{-90.45 + 451.17}{2 \times 15} = 12.02 \text{ cm}$$

**3-4-Moment d'inertie :**

$$I = bh^3/12 + \eta \times A_s (d - x)^2$$

$$= 30 \times 12.02^3/12 + 15 (36 - 12.02)^2 = 34699.40 \text{ cm}^4$$

**3-5- Contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times F_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times x}{I} = \frac{35.73 \times 10^6 \times 120.2}{34699.40} = 12.38 \text{ MPa} < 15 \text{ Mpa}$$

( Condition Vérifiée )

**3-6-Contrainte dans L'acier**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s \quad \overline{\sigma}_s = \min (2/3 F_e ; 110\sqrt{\eta F_{t28}}) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - x) = 15 \frac{35.73 \times 10^3}{34699.40 \times 10^4} (108 - 24.3) = 129.28 \text{ Mpa}$$

$$129.28 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \quad (\text{Condition Vérifiée})$$

**\* Sur Appui:**

$$M_a = 46.69 \text{ Kn.m} \quad M_{ser} = 34.12 \text{ Kn.m}$$

**4-Armature Longitudinales :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 F_{bu}} = \frac{46.69 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14.17} = 0.085 < \mu_1 = 0.392$$

Pas d'armature comprimées

$$\alpha_u = 1.25 ( 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.085} ) = 0.111$$

$$z = 360 ( 1 - 0.4 \times 0.111 ) = 344.02 \text{ mm}$$

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{46.69 \times 10^6}{344.02 \times 347.82} = 3.90 \text{ cm}^2$$

#### **4-1-Pourcentage minimale des armatures :**

$$A'_{min} = 0.005 \times b \times h = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

#### **4-2-Condition de non-fragilité :**

$$A_{min} \geq 0.23 b d \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 300 \times 360 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max ( A_{cal} ; A'_{min} ; A_{min} ) = \max ( 3.90 \text{ cm}^2 ; 6 \text{ cm}^2 ; 1.30 \text{ cm}^2 ) = 6 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 3HA20 + 3HA14 = 14.04 \text{ cm}^2$$

#### **4-3-Vérification des armature selon RPA99/2003**

- **Zone courante**

$$A = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 > 14.04 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition Vérifiée})$$

- **Zone de recouvrement**

$$A = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 > 14.04 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition Vérifiée})$$

- **Longueur de recouvrement**

$$L_r = 40 \varnothing = 40 \times 20 = 800 \text{ mm}$$

$$L_r = 40 \varnothing = 40 \times 14 = 560 \text{ mm}$$

#### **4-4-Diamètre Minimale des armatures Transversales :**

$$\varnothing_t \leq \min ( \varnothing_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ) = 11.42 \text{ mm} \quad \text{On prend } \varnothing_t = 10 \text{ mm}$$

#### **5- Les armature Transversales :**

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{14.04}{4} = 3.51 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend } 5 \varnothing 10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

### **5-1-Espacement des Armatures Transversales**

#### **Selon RPA 99**

- Zone Nodale :  $St = \min ( h/4 ; \varnothing l ; 12 )$

$$St = \min ( 10 ; 14 ; 12 )$$

$$St = 10 \text{ cm}$$

- Zone Courante :  $St \leq h/2 \implies St \leq 40/2$

$$St \leq 20 \text{ cm} \quad St = 15 \text{ cm} \quad \implies$$

### **5-2- Vérification des sections d'armature Transversales :**

$$A_{\min}^t = 0.003 \times St \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^t = 1.35 \text{ cm}^2 < A^t = 3.93 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition Vérifiée})$$

### **5-3-Vérification de la contrainte du béton :**

#### **5-3-1-Position de l'axe neutre**

$$As = 14.04 \text{ cm}^2 \quad \eta = 15 \quad \text{Coefficient d'équivalence acier-béton}$$

$$bx^2/2 - \eta \times As (d - x) = 0$$

$$15 x^2 + 210.6 x - 7581.6 = 0$$

$$x_1 = -30.57 \text{ cm (refuser)}$$

$$x_2 = 16.53 \text{ cm}$$

#### **5-3-2-Moment d'inertie :**

$$\begin{aligned} I &= bh^3/12 + \eta \times As (d - x)^2 \\ &= 30 \times 16.53^3/12 + 15 (36 - 16.53)^2 = 147584.52 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

#### **5-3-3- Contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times F_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times x}{I} = \frac{34.12 \times 10^6 \times 165.3}{147584.52 \times 10^4} = 3.82 \text{ MPa}$$

$$3.82 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{Condition Vérifiée})$$

#### **5-3-4- La Contrainte dans L'acier**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s \quad \overline{\sigma}_s = \min (2/3 F_e ; 110\sqrt{\eta F_{t28}}) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d-x) = 15 \frac{34.12 \times 10^6}{147584.52 \times 10^4} (360 - 165.3) = 67.52 \text{ MPa}$$

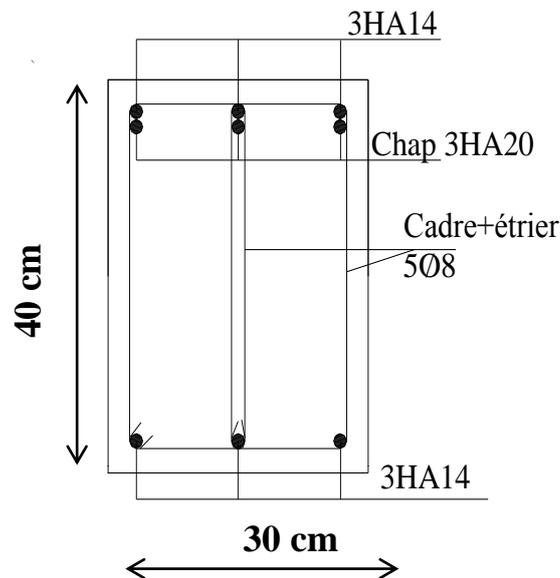
$$67.52 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa} \quad (\text{Condition Vérifiée})$$

### 6- Vérification de la flèche :

$$\frac{A_s}{bd} = \frac{6.03 \cdot 10^2}{(300 \times 360)} = 0.005 \leq \frac{4.2}{F_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad (\text{Condition Vérifiée})$$

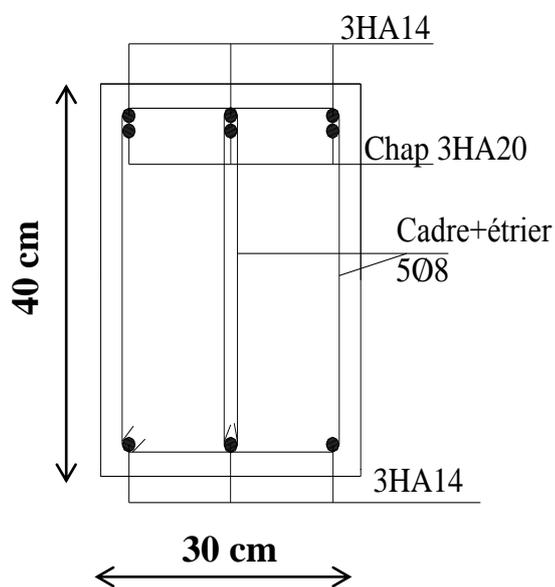
$$\frac{h_t}{l} = \frac{400}{430} = 0.93 \geq 1/16 = 0.0625 \quad (\text{Condition Vérifiée})$$

$$\frac{h_t}{l} = \frac{400}{430} = 0.93 \geq 0.85/10 = 0.085 \quad (\text{Condition Vérifiée})$$



**Figure III-11 : Ferrailage des Poutres**

**\*\* Travée \*\***



**Figure III-12- : Ferrailage des Poutres**

**\*\* Appuis \*\***

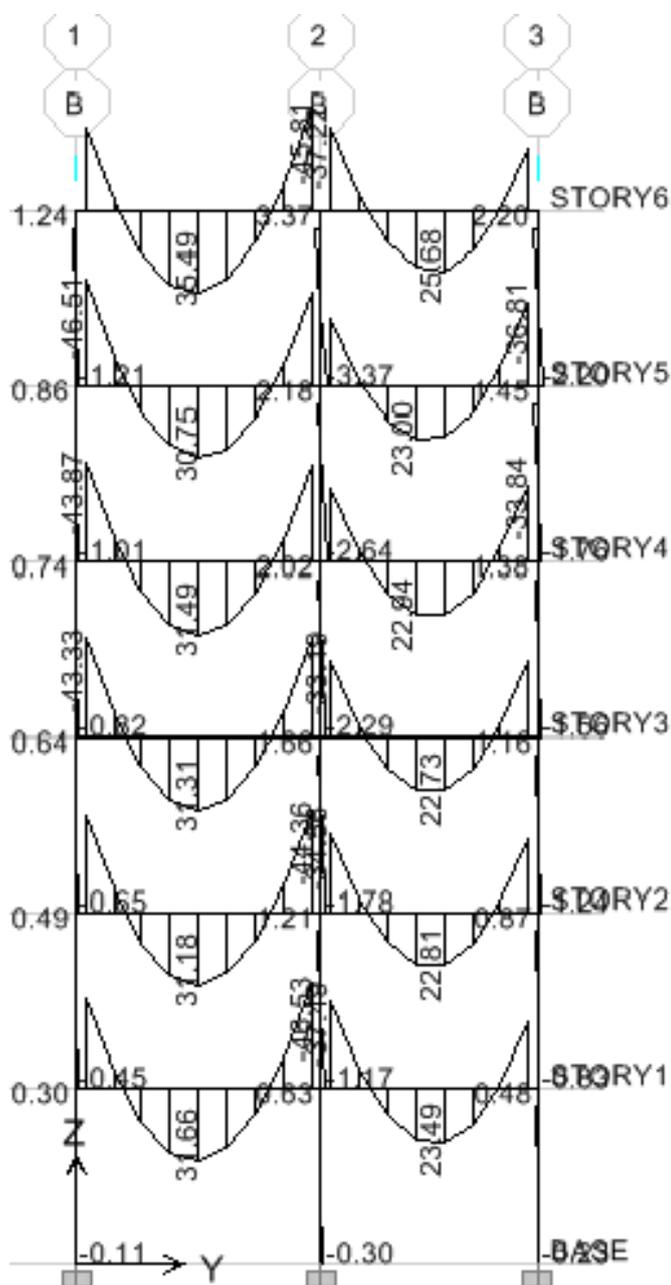
**CHAPITRE IV**

**CALCUL DES PORTIQUES**

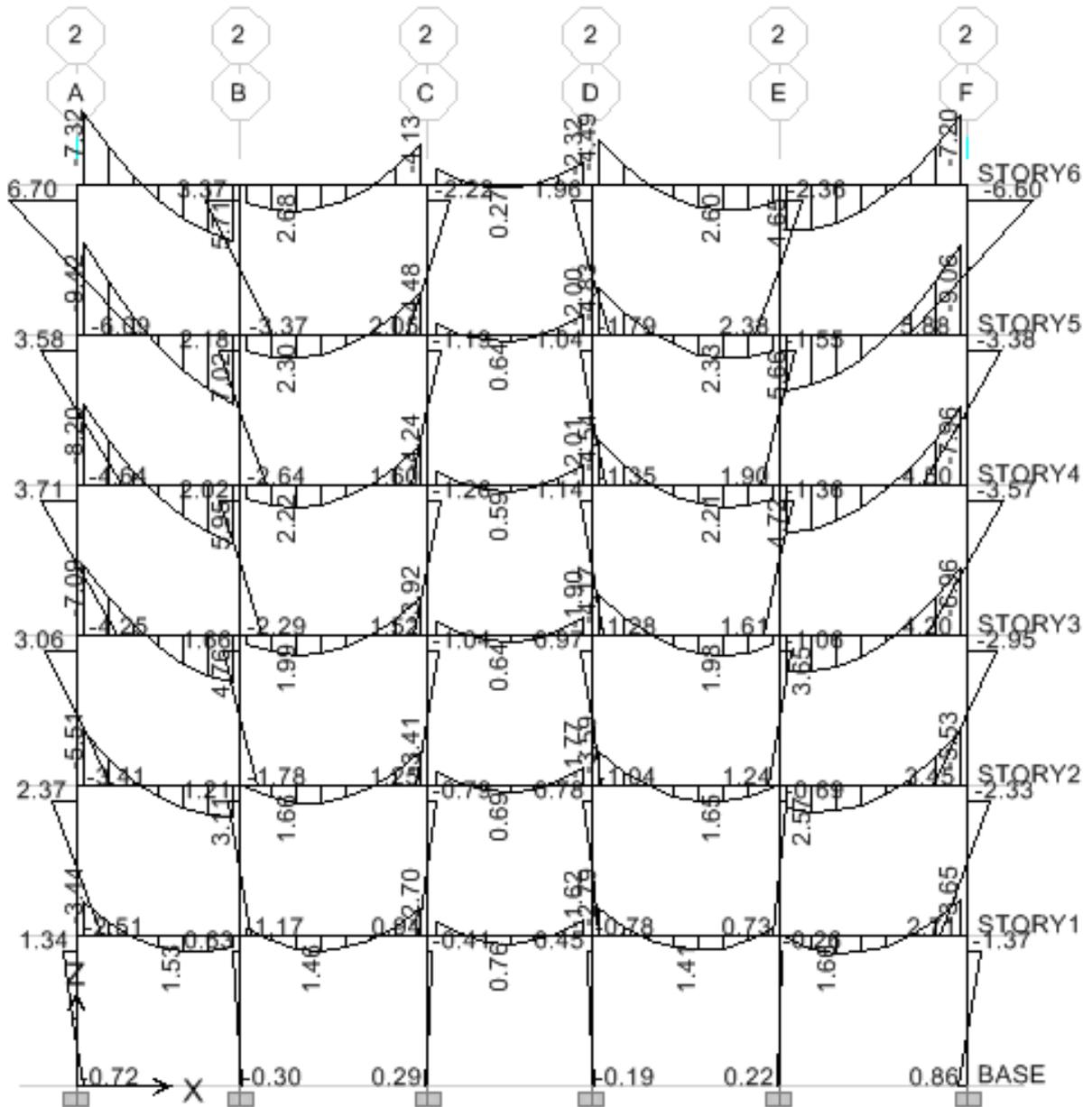
**2<sup>EME</sup> CAS POUTRES SANS RETOMBEE**

**1-Présentation des diagramme de Calcul**

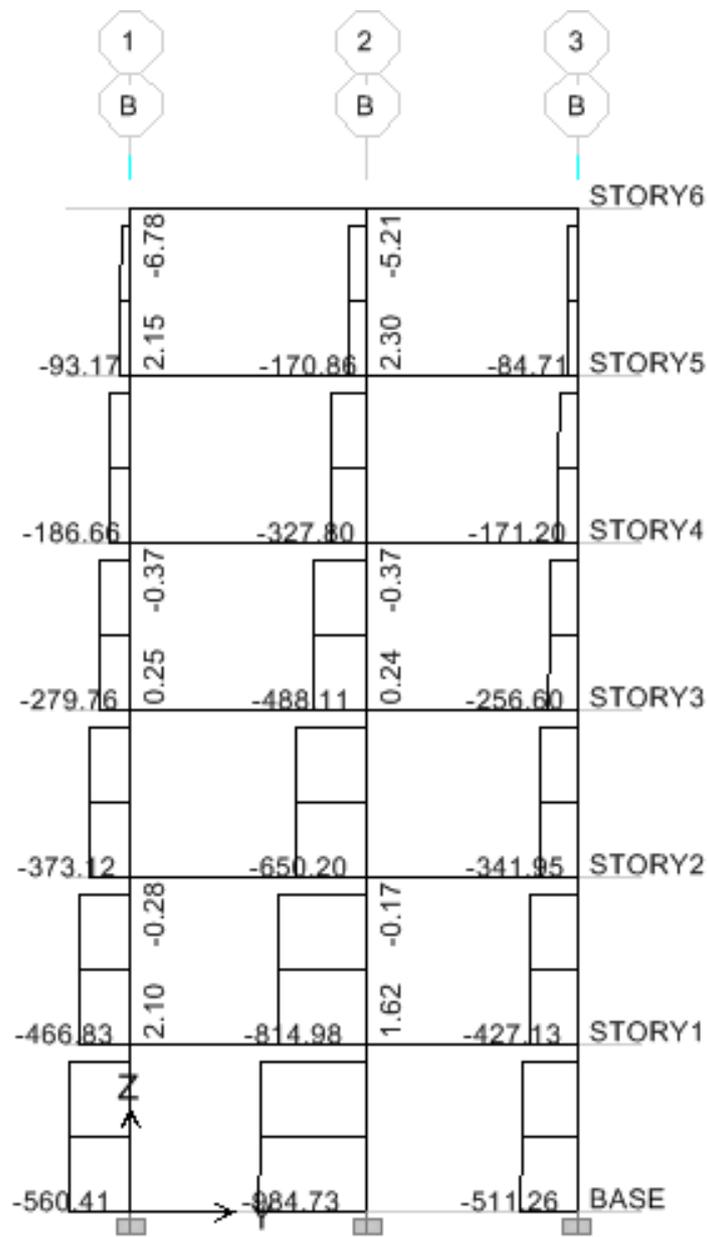
**- 2<sup>EME</sup> Cas Poutre( Sans Retombée) (30 x 20 )**



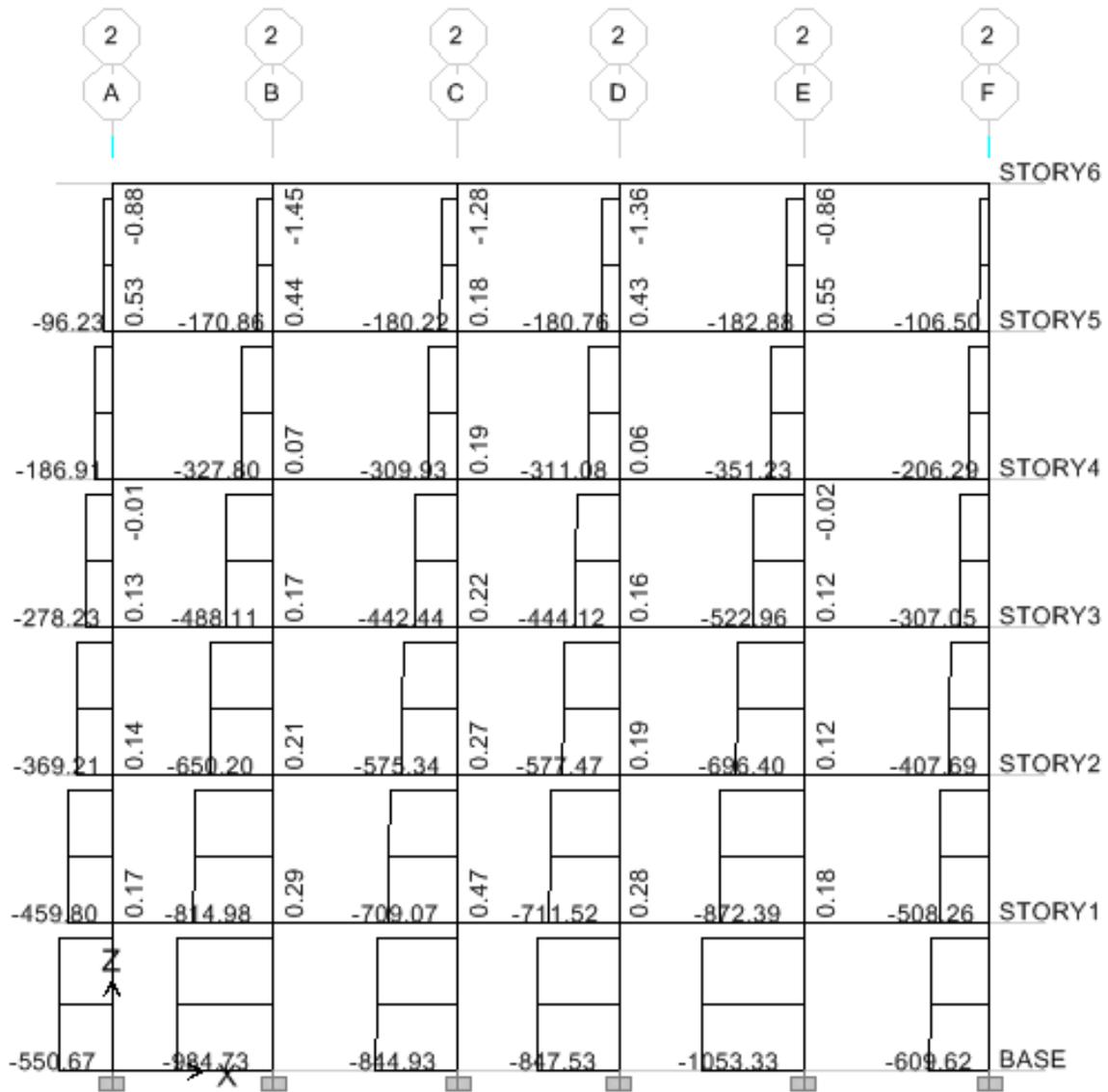
**Figure IV-1 : Moment Fléchissant en ELU.**



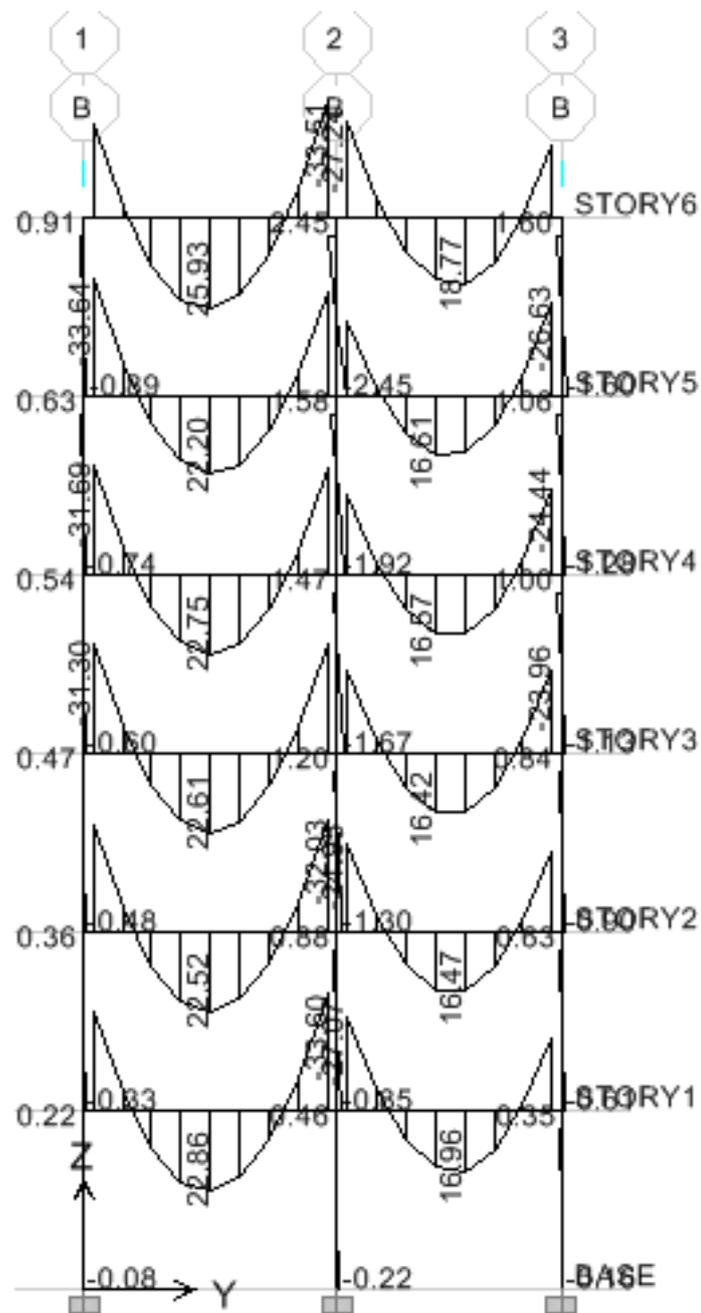
**Figure IV -2 :Moment Fléchissant en ELU.**



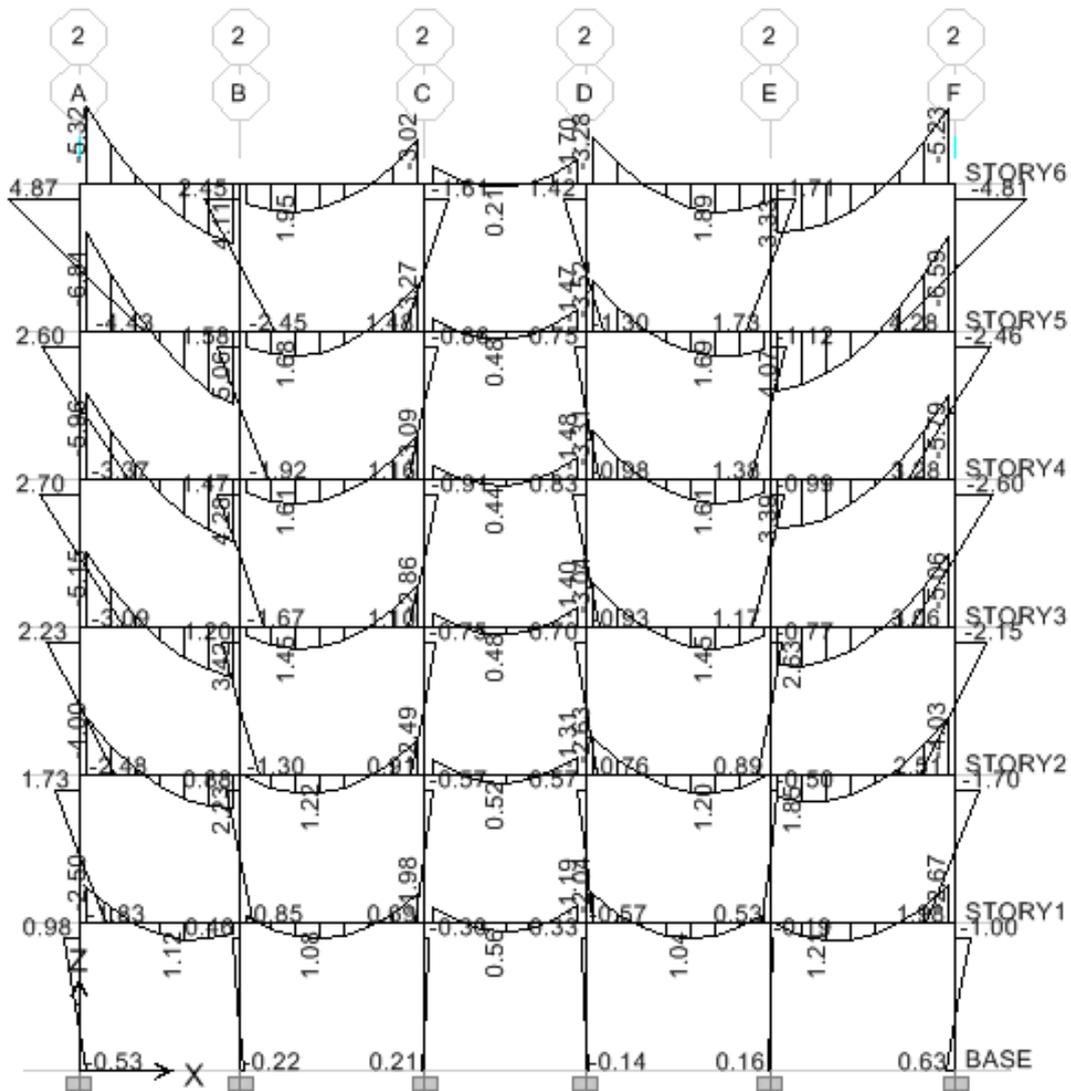
**Figure IV-3 : Effort Normal en ELU.**



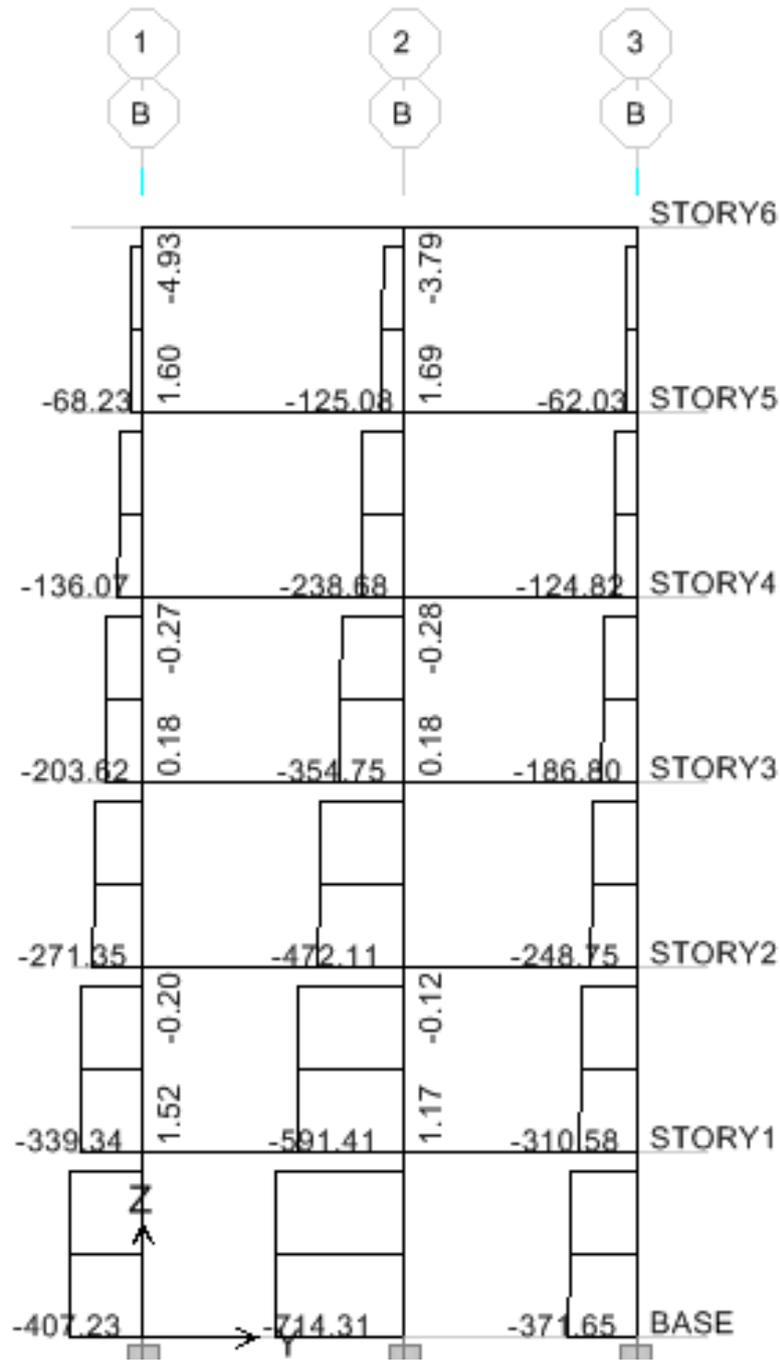
**Figure IV-4 : Effort Normal en ELU.**



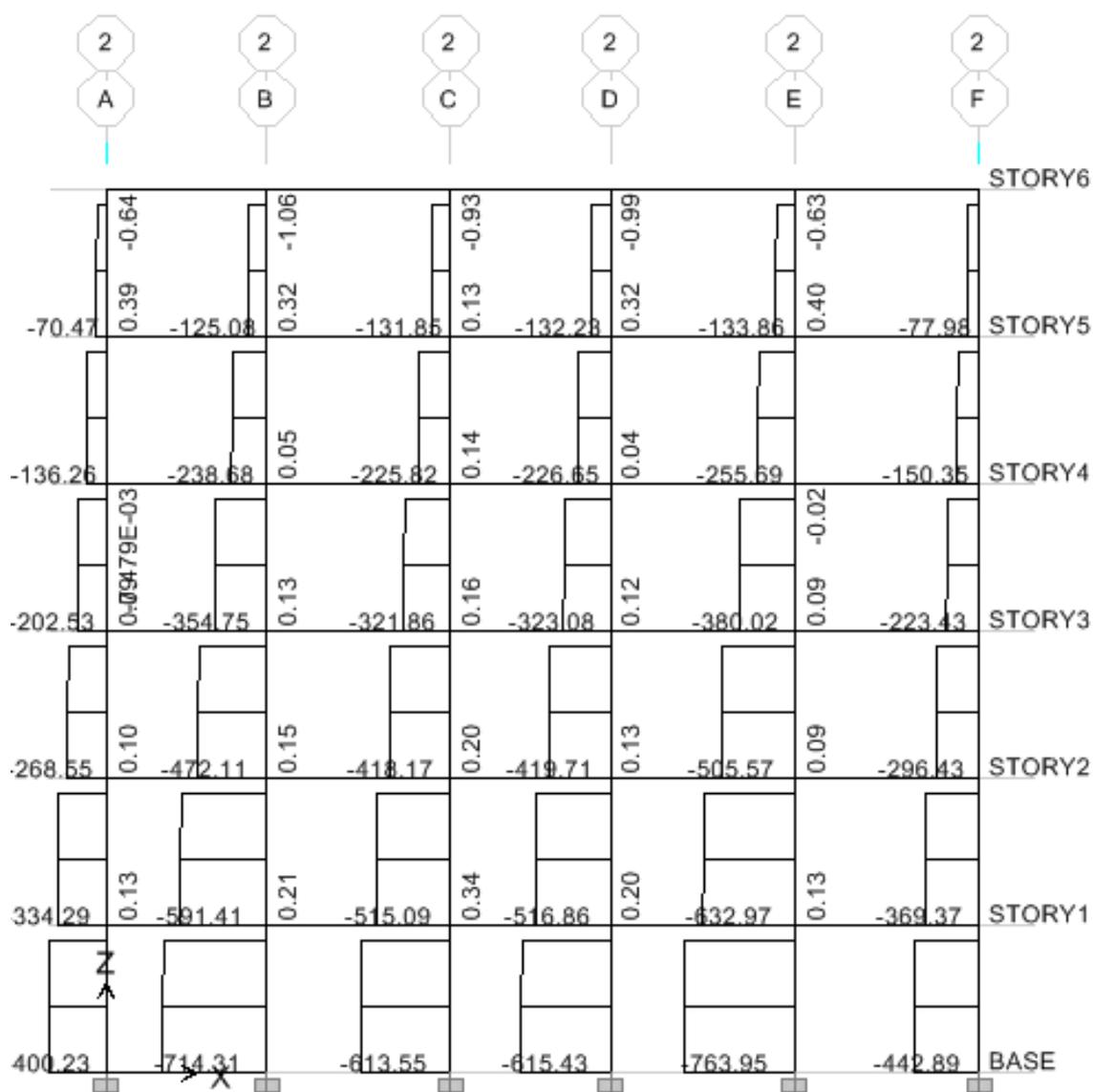
**Figure IV- 5 : Moment Fléchissant en ELS.**



**Figure IV-6 : Moment Fléchissant en ELS.**



**Figure IV-7 : Effort Normal en ELS.**



**Figure IV--8 : Effort Normal en ELS.**

## Ferraillage des Eléments Porteurs : 2<sup>eme</sup> cas (sans retombée)

### I-Ferraillage des poteaux :

#### -Calcul de ferraillage :

$$b = 30 \text{ cm} ; h = 30 \text{ cm} ; d = 0.9 h = 27 \text{ cm} ; d' = 3 \text{ cm}$$

$$F_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; F_{e E400} = 347.82 \text{ Mpa} ; F_{bu} = 14.17 \text{ Mpa} ; \gamma_s = 1.15$$

#### 1- Les armatures longitudinales :

$$\text{ELU} : M = 46.53 \text{ Kn.m} \quad N = 1053.33 \text{ Kn}$$

Il faut vérifier la condition  $e_0 < h/2$

$$e_0 = M/N = 46.53/1053.33 = 4.42 \text{ cm} < h/2 = 30/2 = 15 \text{ cm (condition vérifiée)}$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; L/250) = 2 \text{ cm} ; e_1 = e_0 + e_a = 8.3 \text{ cm}$$

$$L_f / h = 0.707 \times 286 / 30 = 6.74 < \max(15 ; 20 e_1 / h) = 15 \text{ (condition vérifiée)}$$

$$\lambda = 3.46 L_f / h = 23.32 < 50$$

$$\alpha = 0.85 / (1 + 0.2 \frac{\lambda}{35})^{1.8}$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} = (2 + 0.78 \times 2) \frac{3 \times 202.20^2}{10^4 \times 30} = 1.45 \text{ cm}$$

$$M_u = (e_1 + e_2) N u = (0.083 + 0.0145) \times 1053.33 = 102.70 \text{ Kn.m}$$

$$M_{uA} = M_u + N (d - \frac{h}{2}) = \frac{h}{2} \times 10^7 \text{ N.mm}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{22.9 \times 10^6}{300 \times 270^2 \times 14.17} = 0.0738 < 0.186 < \mu_1 = 0.392$$

Pas d'armature comprimée

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{(1 - 2) \times 0.0738}) = 0.096$$

$$z = d (1 - 0.4 \alpha_u) = 270 (1 - 0.4 \times 0.096) = 259.63 \text{ mm}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \sigma_s} = \frac{229 \times 10^6}{259.63 \times 347.82} \text{ cm}^2$$

**1-2- Pourcentage minimale des armatures :**

$$A'_{\max} = 0.008 \times b \times h = 0.008 \times 30 \times 30 = 7.2 \text{ cm}^2$$

**1-3- Condition de non-fragilité :**

$$A_{\min} \geq 0.23 \text{ bd} \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 300 \times 270 \times \frac{2.14}{100} = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max ( 25.53 \text{ cm}^2 ; 7.2 \text{ cm}^2 ; 0.98 \text{ cm}^2 ) = 24.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 4\text{HA}25 + 4\text{HA}16 = 27.68 \text{ cm}^2$$

**1-4- Vérification des sections d'armature longitudinaux :**

- **Zone Courante**

$$A = 0.04 \times b \times h = 0.04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2 > A_{\text{adop}} = 27.68 \text{ cm}^2$$

- **Zone de Recouvrement :**

$$A = 0.06 \times b \times h = 0.06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2 > A_{\text{adop}} = 27.68 \text{ cm}^2$$

- **Longueur de Recouvrement :**

$$L_r \geq 40 \text{ } \varnothing 20 = 40 \times 20 = 800 \text{ mm}$$

$$L_r \geq 40 \text{ } \varnothing 14 = 40 \times 14 = 560 \text{ mm}$$

**2- Les armature Transversales :**

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

$$t = \frac{A_t}{\rho_a} = \frac{P_a V_u}{h_l \times F_e}$$

- Dans la zone nodale :  $t \leq \min ( 10 \text{ } \varnothing 1 ; 15 \text{ cm} ) = ( 10 \times 1.4 ; 15 \text{ cm} ) = 14 \text{ cm}$

$$t = 10 \text{ cm}$$

- Dans la zone corante :  $t' \leq 15 \text{ } \varnothing 1 = 21 \text{ cm}$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{216.34}{30} = 7.21 > 5 \text{ Donc } \rho_a = 2.5$$

$$A_t = \frac{t \rho_a V_u}{h_l \times F_e} = \frac{150 \times 2.5 \times 128140}{300 \times 400} = 4 \text{ cm}^2$$

On prend :  $6\emptyset 10 = 4.71 \text{ cm}^2$

### **2-1- Quantité d'armature transversale maximale en % :**

$$A_{\min}^t = 0.004 \times t \times b_1 = 0.004 \times 15 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2 \leq 4.11 \text{ cm}^2$$

### **2-2- Vérification de diamètre des armatures transversales :**

$$\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_1}{3} = \frac{25}{3} = 8.33 \text{ mm} \implies 10 \text{ mm} \geq 8.33 \text{ mm}$$

### **2-3- Vérification de la section des poteaux BAEL 91 :**

#### **2-3-1-Vérification du flambement :**

Selon BAEL 91 modifié 99 :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2(\lambda/35)^2} \implies \lambda < 50$$

$$\alpha = 0.6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 \implies 50 < \lambda < 70$$

$$L_f = 0.7 \times 10 = 0.707 \times 3.06 = 2.16 \text{ m}$$

$$\lambda = 2\sqrt{3} \frac{L_f}{h} = 2\sqrt{3} \frac{0.707 \times 3.06}{0.30} = 24.98 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2(24.98/35)^2} = 0.77$$

$$Nu = 0.77 \left[ \frac{(1849 \times 10^2 \times 25)}{(0.9 \times 1.5)} \right] + \frac{2689 \times 400}{1.5} = 3.354 \times 10^6 \text{ N}$$

$$N_{\max} = 1053.33 \text{ Kn} < Nu = 3354 \text{ Kn} \text{ (Condition Vérifiée)}$$

Il n'y a pas de risque de flambement

#### **2-3-2- Vérification Contrainte :**

$$\sigma_{bc\ 1,2} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$v = \frac{bh^2/2 + 15(Ax d)}{(b \times h + 15 \times A)} = 26.25 \text{ cm}$$

$$v' = b - v = 30 - 26.25 = 3.75 \text{ cm}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 A(d-v)^2 = 1.89 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$S = (b \times h) + (15 \times A) = 1440 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

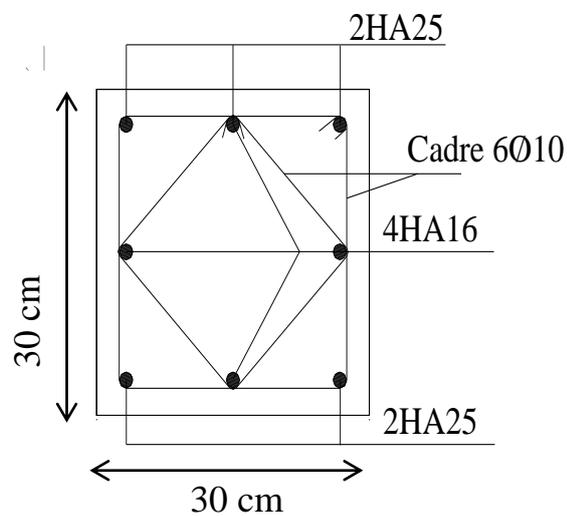
$$M_{ser} = 33.60 \text{ Kn.m} \quad ; \quad N_{ser} = 763.95 \text{ Kn}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{Gser}}{I_{gg}} \times v = 4.71 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

( Condition Vérifiée )

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{Ger}}{I_{gg}} \times v' = 6.67 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

( Condition Vérifiée )



**Figure IV- 9 : Ferrailage des Poteaux**

## II- FERRAILLAGE DES POUTRES : 2<sup>EME</sup> CAS POUTRE (sans retombée)

### 1- Calcul de Ferrailage

$$b = 30 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm}$$

$$F_{c28} = 25 \text{ MPa} ; F_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; FeE400 ; F_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$$

### - En Travée :

$$M_t = 35.49 \text{ Kn.m}$$

$$M_{ser} = 25.93 \text{ KN.M}$$

### 1- Armature Longitudinales :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 F_{bu}} = \frac{35.49 \times 10^6}{300 \times 180^2 \times 14.17} = 0.026 < \mu_1 = 0.392$$

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.026}) = 0.033$$

$$z = 180 (1 - 0.4 \times 0.033) = 177.62 \text{ mm}$$

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{35.94 \times 10^6}{177.62 \times 347.82} = 5.81 \text{ cm}^2$$

### 1-1- Pourcentage minimale des armatures :

$$A'_{min} = 0.005 \times b \times h = 0.005 \times 30 \times 20 = 3 \text{ cm}^2$$

### 1-2- Condition de non-fragilité :

$$A_{min} \geq 0.23 b d \frac{F_{t28}}{F_e} = 23 \times 300 \times 180 \times \frac{2.1}{400} = 6.52 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_{cal} ; A'_{min} ; A''_{min}) = \max(5.81 \text{ cm}^2 ; 3 \text{ cm}^2 ; 6.52 \text{ cm}^2)$$

$$\text{On prend : } 3HA16 = 6.03 \text{ cm}^2$$

**1-3- Vérification des sections d'armature longitudinaux :**

- **Zone Courante**

$$A = 0.04 \times b \times h = 0.04 \times 30 \times 20 = 24 \text{ cm}^2 > A_{\text{adop}} = 6.03 \text{ cm}^2$$

( Condition Vérifiée )

- **Zone de Recouvrement :**

$$A = 0.06 \times b \times h = 0.06 \times 30 \times 20 = 36 \text{ cm}^2 > A_{\text{adop}} = 6.03 \text{ cm}^2$$

( Condition Vérifiée )

- **Longueur de Recouvrement :**

$$L_r \geq 40 \text{ } \varnothing 16 = 40 \times 16 = 64 \text{ mm}$$

**1-4- Diamètre Minimale des armatures Transversales :**

$$\varnothing_t \leq \min ( \varnothing_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ) = 5.71 \text{ mm} \quad \text{On prend } \varnothing_t = 8 \text{ mm}$$

**2- Les armature Transversales :**

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{6.03}{4} \quad \text{On prend } 4 \text{ } \varnothing 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

**2-1- Espacement des Armatures Transversales**

Selon RPA 99

- Zone Nodale :  $St = \min ( h/4 ; \varnothing_l ; 12 )$

$$St = \min ( 5 ; 16 ; 12 )$$

$$St = 5 \text{ cm}$$

- Zone Courante :  $St \leq h/2 \implies St \leq 20/2$

$$St \leq 10 \text{ cm} \quad St = 10 \text{ cm} \implies$$

**2-2- Vérification des sections d'armature Transversales :**

$$A_{\text{min}}^t = 0.003 \times St \times b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.90 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}}^t = 0.90 \text{ cm}^2 < A^t = 2.01 \text{ cm}^2 \quad ( \text{ Condition Vérifiée } )$$

**2-3- Vérification de la contrainte du béton :****2-3-1- Position de l'axe neutre**

$$A_s = 6.03 \text{ cm}^2 \quad \eta = 15 \quad \text{Coefficient d'équivalence acier-béton}$$

$$bx^2/2 - \eta \times A_s (d - x) = 0 \implies 30x^2/2 - 15 \times 6.03(18 - x) = 0$$

$$15x^2 + 90.45x - 1628.1 = 0$$

$$x_1 = \frac{-90.45 - 299.17}{2 \times 15} = -12.99 \text{ cm (refuser)}$$

$$x_2 = \frac{-90.45 + 299.17}{2 \times 15} = 6.96 \text{ cm}$$

### **2-3-2- Moment d'inertie :**

$$I = bx^3/12 + \eta \times A_s (d - x)^2 \\ = 30 \times 6.96^3/12 + 15 \times 6.03 (18 - 6.96)^2 = 11867.1 \text{ cm}^4$$

### **2-3-3- Contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \quad \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times F_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot x}{I} = \frac{25.93 \times 10^6 \times 69.6}{11867.1 \times 10^4} = 15.2 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \\ \text{( Condition non Vérifiée )}$$

### **2-3-4- Contrainte dans L'acier**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \quad \overline{\sigma_s} = \min (2/3 F_e ; 110\sqrt{\eta F_{t28}}) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d-x) = \frac{25.93 \times 10^6}{11867.1 \times 10^4} (180 - 69.6) = 361.8 \text{ mpa}$$

$$361.8 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{( Condition non Vérifiée )}$$

### **\* Sur Appui:**

$$M_a = 46.53 \text{ Kn.m} \quad M_{ser} = 33.64 \text{ Kn.m}$$

### **3- Armature Longitudinales :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 F_{bu}} = \frac{46.53 \times 10^6}{300 \times 180^2 \times 14.17} = 0.034 < \mu_1 = 0.392$$

Pas d'armature comprimée

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.034}) = 0.043$$

$$z = 180 (1 - 0.4 \times 0.043) = 176.90 \text{ mm}$$

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{46.53 \times 10^6}{176.90 \times 347.82} = 7.56 \text{ cm}^2$$

### 3-1- Pourcentage minimale des armatures :

$$A'_{min} = 0.005 \times b \times h = 0.005 \times 30 \times 20 = 3 \text{ cm}^2$$

### 3-2- Condition de non-fragilité :

$$A_{min} \geq 0.23 \text{ bd} \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 300 \times 180 \times \frac{2.1}{400} = 6.52 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max ( A_{cal} ; A'_{min} ; A_{min} ) = \max ( 7.56 \text{ cm}^2 ; 3 \text{ cm}^2 ; 6.52 \text{ cm}^2 ) = 7.56 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 3\text{HA}20 + 3\text{HA}14 = 14.04 \text{ cm}^2$$

### 3-3- Vérification de l'armature selon RPA99/2003

- Zone courante

$$A = 0.04 \times 30 \times 20 = 24 \text{ cm}^2 > 14.04 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition Vérifiée})$$

- Zone de recouvrement

$$A = 0.06 \times 30 \times 20 = 36 \text{ cm}^2 > 14.04 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition Vérifiée})$$

- Longueur de recouvrement

$$L_r = 40 \varnothing = 40 \times 20 = 800 \text{ mm}$$

$$L_r = 40 \varnothing = 40 \times 14 = 560 \text{ mm}$$

### 3-4- Diamètre Minimale des armatures Transversales :

$$\varnothing_t \leq \min \left( \varnothing_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) = 5.71 \text{ mm} \quad \text{On prend } \varnothing_t = 10 \text{ mm}$$

### 4- Les armature Transversales :

$$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{14.04}{4} = 3.51 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend } 5 \varnothing 10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

### 4-1- Espacement des Armatures Transversales

Selon RPA 99

- Zone Nodale :  $St = \min ( h/4 ; \varnothing_l ; 12 )$

$$St = \min ( 5 ; 14 ; 12 )$$

$$St = 5 \text{ cm}$$

- Zone Courante :  $St \leq h/2 \implies St \leq 20/2$   
 $St \leq 10 \text{ cm} \quad St = 10 \text{ cm} \implies$

#### **4-2- Vérification des sections d'armature Transversales :**

$$A_{\min}^t = 0.003 \times St \times b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^t = 0.9 \text{ cm}^2 < A^t = 3.93 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition Vérifiée})$$

#### **4-3- Vérification de la contrainte du béton :**

##### **4-3-1- Position de l'axe neutre**

$$A_s = 14.04 \text{ cm}^2 \quad \eta = 15 \quad \text{Coefficient d'équivalence acier-béton}$$

$$bx^2/2 - \eta \times A_s (d - x) = 0$$

$$15x^2 + 210.6x - 3790.8 = 0$$

$$x_1 = -21.28 \text{ cm (refuser)}$$

$$x_2 = 7.24 \text{ cm}$$

##### **4-3-2- Moment d'inertie :**

$$I = bx^3/12 + \eta \times A_s (d - x)^2 \\ = 30 \times 7.24^3/12 + 15 \times 14.04 (18 - 7.24)^2 = 25331.5 \text{ cm}^4$$

##### **4-3-3- Contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \quad \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times F_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times x}{I} = \frac{33.64 \times 10^6 \times 72.4}{25331.5 \times 10^4} = 9.61 \text{ MPa}$$

$$9.61 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{Condition Vérifiée})$$

##### **4-3-4- La Contrainte dans L'acier**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \quad \overline{\sigma_s} = \min(2/3 F_e ; 110\sqrt{\eta} F_{t28}) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - x) = 15 \frac{33.64 \times 10^6}{25331.5 \times 10^4} (180 - 72.4) = 214.3 \text{ MPa}$$

214.3 MPa <  $\overline{\sigma_s} = 201.63$  MPa ( Condition non Vérifiée )

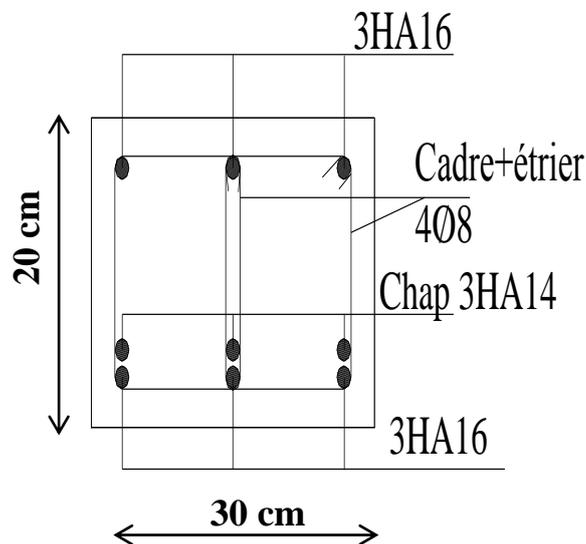
**5- Vérification de la flèche :**

$$\frac{A_s}{bd} = \frac{6.03 \cdot 10^2}{(300 \times 180)} = 0.011 \leq \frac{4.2}{Fe} = \frac{4.2}{400} = .0105 \text{ (Condition non Vérifiée)}$$

$$\frac{ht}{l} = \frac{200}{430} = 0.46 \geq 1/16 = 0.0625 \text{ (Condition Vérifiée)}$$

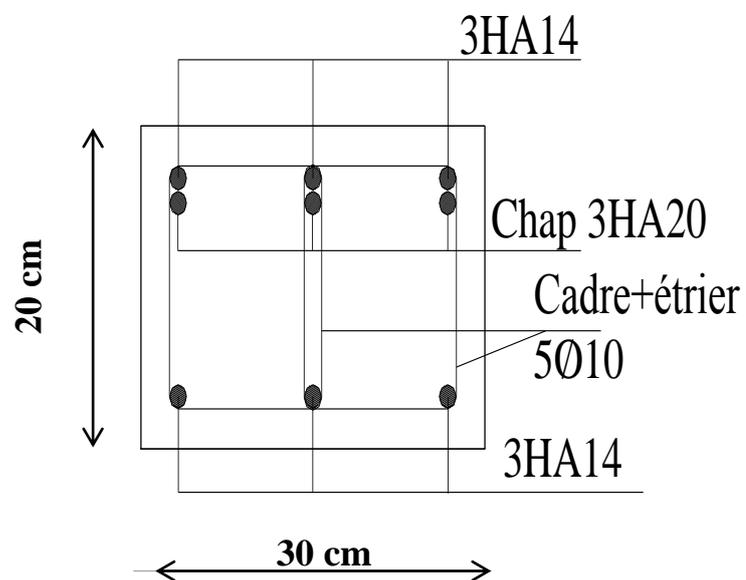
$$\frac{ht}{l} = \frac{200}{430} = 0.46 \geq \frac{0.85}{10} = 0.085 \text{ (Condition Vérifiée)}$$

30 cm



**Figure IV-10 : Ferrailage des poutres**

**\*\* Travée \*\***



**Figure IV-11 : Ferrailage des poutres**

**\*\* Appui \*\***

# **CHAPITRE V :**

## **COMPARAISON DES RESULTATS**

## **I- Introduction :**

Dans ce chapitre, on va étudier l'influence de l'absence de retombée de poutres en comparant les résultats fournis par le logiciel de calcul ETABS avec celles de cas des poutres avec retombée.

Nous rappelons que la section des poutres est de  $b = 30$  cm et  $h = 40$  cm dans le cas avec retombée (c'est-à-dire une retombée de longueur de 20 cm), et une section de  $b = 30$  cm et  $h = 20$  cm dans le cas sans retombée (suppression de 20 cm de retombée).

La comparaison est divisée en deux parties, la première est d'un point de vue résistance de structure, et la deuxième est d'un point de vue économique.

Les paramètres considérés dans cette comparaison sont les moments fléchissant, le déplacement maximal (la flèche), et la quantité de béton et armatures utilisée.

## **2- Comparaison des résultats**

### **2-1-Point de vue résistance :**

Le tableau suivants montre les valeurs maximales des moments fléchissant en état limite ultime et service et les valeurs maximales des déplacements fournis par le logiciel de calcul ETABS dans le cas de structure avec et sans retombée :

**Tableau IV-1: Valeurs maximales des moments fléchissant et déplacements.**

CAS	Moments fléchissant (KN.M)		Déplacements (mm)	
	ELU	ELS	ELU	ELS
<b>Poutres avec retombée</b>	<b>48.92</b>	<b>35.37</b>	<b>3.8</b>	<b>2.7</b>
<b>Poutres sans retombée</b>	<b>46.53</b>	<b>33.60</b>	<b>3.9</b>	<b>2.8</b>

D'après le tableau, on remarque que le moment fléchissant concernant le cas de poutres avec retombée a une valeur peu supérieure que le cas des poutres sans retombée, on remarque aussi que le déplacement maximal de ce dernier cas est supérieur que cela de premier cas pour des valeurs inférieurs de moment fléchissant. Ces résultats nous montrent que pour une petite différence de valeur de moments fléchissant (d'environ de 2 KN.M), il y'a une augmentation de valeur de déplacement (d'environ de 0.1 mm), ce qui nous permet de conclure que dans notre cas, la suppression de retombée a une influence sur la résistance, mais pas très grande.

## **2-2 -Point deVueEconomique :**

### **2-2-1- Quantité de Béton :**

Pour montrer la différence de quantité de béton utilisé dans la structure, on va calculer le volume des poutres dans chaque cas, puis les comparer, et voir si il y'a une très grande différence ou pas.

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

**Tableau IV-2 : Volume des poutres.**

<b>Cas</b>	<b>Section de PP (M)</b>	<b>Section de PS (M)</b>	<b>Volume totale des PP (M<sup>3</sup>)</b>	<b>Volume totale des PS (M<sup>3</sup>)</b>	<b>Volume totale des poutres (M<sup>3</sup>)</b>
<b>Avec retombée</b>	<b>0.3*0.4</b>	<b>0.3*0.3</b>	<b>34.56</b>	<b>24.30</b>	<b>58.86</b>
<b>Sans retombée</b>	<b>0.3*0.2</b>	<b>0.3*0.2</b>	<b>17.28</b>	<b>16.20</b>	<b>33.48</b>

Le tableau précédent présente les valeurs de volume totale des poutres de structure dans les deux cas, avec et sans retombée. D'après ces résultats, on voit que la différence de volume de béton entre les deux cas est de 25.38 m<sup>3</sup>, ce qui peut être considéré très remarquable de point de vue économique. Passant au côté résistance, on a vu dans la comparaison précédente que la structure avec des poutres sans retombée est influencée négativement par cette diminution de section des poutres.

### **2-2-2-Quantité d'armatures :**

Cette comparaison est faite en comparant la section d'armatures des éléments dans chaque cas. Le tableau suivant montre le ferrailage des éléments dans le cas de structure de poutres avec retombée, et structure avec poutres sans retombée :

**Tableau IV-3 : Ferrailage des éléments.**

Cas	Poteaux	Poutres	
		Appui	Travée
Avec retombée	<b>8HA20 + 6Ø 10</b> <b>(25.13+4.71) cm<sup>2</sup></b>	<b>3HA20+3HA14+5Ø10</b> <b>(14.04+3.93) cm<sup>2</sup></b>	<b>3HA16+4Ø8</b> <b>(6.03+2.01)cm<sup>2</sup></b>
Sans retombée	<b>4HA25+4HA16+6Ø10</b> <b>(27.68+4.71) cm<sup>2</sup></b>	<b>3HA20+3HA14+5Ø 10</b> <b>(14.04+3.93) cm<sup>2</sup></b>	<b>3HA16+4Ø8</b> <b>(6.03+2.01) cm<sup>2</sup></b>

Comme montré dans le tableau ci-dessus, le ferrailage des poutres dans les deux cas est le même, la seule différence est juste au niveau des poteaux avec une petite augmentation de section d'armatures dans le deuxième cas des poutres sans retombée, ce qui conduit à l'augmentation de la quantité des armatures utilisées dans la structure, et comme nous l'avons vu dans la première comparaison, même avec cette section additionnelle des armatures, la résistance est réduite, et cela peut nous faire conclure que la retombée des poutres joue un rôle important dans la résistance de structure.

## Conclusion

Dans ce travail, une étude comparative de l'influence de retombée de poutre dans un système de structure a été effectuée.

L'effet de suppression de retombée de poutre a été investigué à travers le calcul des valeurs des moments fléchissant et déplacements au niveau des poutres dans deux cas, une structure avec des poutres avec retombée, et l'autre une structure avec poutres sans retombée. Ce calcul a été effectué à l'aide de logiciel de calcul informatique ETABS.

La comparaison des résultats a été entretenue en deux perspectives, d'un point de vue résistance, et d'un point de vue économique. Les paramètres considérés dans cette comparaison sont les moments fléchissant, le déplacement maximal (la flèche), et la quantité de béton et armatures utilisée. Les résultats obtenus ont permis à tirer les conclusions suivantes :

- La suppression de retombée des poutres a une influence défavorable sur la résistance.
- La valeur de flèche augmente dans le cas de structure avec poutres sans retombée même si la valeur de moment fléchissant est réduite.
- La différence de volume de béton entre les deux cas peut être considérée très remarquable de point de vue économique.
- La suppression de retombée des poutres conduire à l'augmentation de la quantité des armatures utilisées dans la structure.

Enfin, ces résultats et ces conclusions nous permettent de conclure que la retombée des poutres joue un rôle important dans la résistance de structure, et sa suppression peut être considérée comme une amélioration esthétique qui ne peut être avant la sécurité.

## **Bibliographie**

### **REGLEMENT**

- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93.
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.

### **LOGICIELS**

- Logiciel de Calcul ETABS
- AUTO CAD 2010