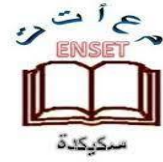




République algérienne démocratique et populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la  
Recherche Scientifique  
Ecole Normale Supérieure de l'Enseignement  
Technologique-Skikda



Département de Technologie  
Filière de Génie Civil

**Mémoire**

**Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Professeur d'Enseignement Secondaire  
Technique**

**Thème :**

**Etude et analyse de la structure de l'école normale  
supérieure de l'enseignement technologique de Skikda  
avec une capacité de 2000 étudiants utilisant le logiciel  
ETABS.**

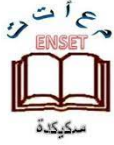
Présenté par : Laid BACHA et Mustapha DEFFAF

Encadrant(e) : Pr. Salah BOUZIANE

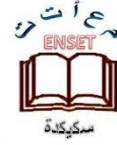
Jury de Soutenance :

Nom et prénom	Grade	Université	Rôle
BOUSBIA Badreddine	MCB	ENSET de Skikda	Président
BOUZIANE Salah	PR	Univ de Skikda	Encadrant
FORTAS Lahcene	MCB	ENSET de Skikda	Examineur

**Année Universitaire : 2023/2024**



République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de L'Enseignement Supérieur et  
de la Recherche Scientifique  
Ecole Normale Supérieure de l'Enseignement  
Technologique-Skikda  
Département de Technologie  
Filière de Génie Civil



**Mémoire**

Présenté en vue de l'obtention du

**Diplôme de Professeur d'Enseignement Secondaire Technique**

Présenté par : Laid **BACHA** et Mustapha **DEFFAF**

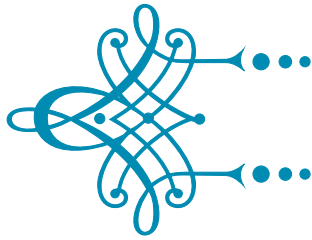
**Thème :**

**Etude et analyse de la structure de l'école normale  
supérieure de l'enseignement technologique de Skikda  
avec une capacité de 2000 étudiants utilisant le logiciel  
ETABS**

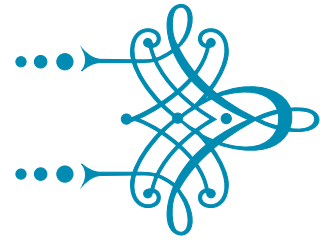
Jury de Soutenance :

Nom et prénom	Grade	Université	Rôle
BOUSBIA Badreddine	MCB	ENSET de Skikda	Président
BOUZIANE Salah	PR	Univ de Skikda	Encadrant
FORTAS Lahcene	MCB	ENSET de Skikda	Examineur

**Année Universitaire : 2023/2024**



# Remerciements



Avant tous, nous remercions **Allah** le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terminer ce travail.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances a notre encadreur **Mr. Salah Bouziane**, qui nous a témoigné de sa confiance et de son aide scientifique et qui par son expérience et sa compétence.

Nous tenons à remercier les membres de jury **Dr.Fortas Lahcene** et **Dr.Bousbia Badreddine** qui ont accepté à juger notre travail.

Nous tenons à remercier également l'ensemble des enseignants de faculté de technologie généralement et de département de génie civil spécialement, pour leurs rôles importants dans notre formation.

Un spécial remerciement pour L'Architecte de l'ENSET **Mme. Sabah**.

Un salut parfumé au **Dr. Rezaiguia Nouha**, vous avez toute notre appréciation et notre gratitude.

Nous tenons à remercier nos familles pour leurs sacrifices et leur patience avec nous, surtout dans ces circonstances difficiles.

En fin, tous nos amis qui ont contribué de près ou de loin pour achever ce modeste travail.

Nous nous inclinons devant Dieu Tout-Puissant qui a ouvert la porte de la connaissance et nous a aidé à la franchir.

# إهداء

إلى من جرع الكأس فارغاً ليسقيني قطرة حب  
إلى من كلت أنامله ليقدم لنا لحظة سعادة إلى من كلت أنامله ليقدم لنا لحظة سعادة  
إلى من حصد الأشواك عن دربي ليمهد لي طريق العلم  
إلى القلب الكبير والدي العزيز الطاهر.

إلى من أرضعتني الحب والحنان

إلى رمز الحب وبلسم الشفاء إلى القلب الناصع بالبياض والدتي الحبيبة خيرة عرعار.  
إلى القلوب الطاهرة الرقيقة والنفوس البريئة إلى رياحين حياتي وصناع بسمتي في جميع أوقاتي، إلى إخوتي  
وأخواتي آية وعبد القادر والزهرة ومحمد أمين وأسماء وهشام وأسامة.  
إلى القلوب الحنونة والأحضان الدافئة إلى جدتاي فاطمة صفار وشريفة محيقن وإلى الأرواح السامية التي  
غادرتنا وفارقتنا إلى أجدادي عبد القادر باشا وصحراوي عرعار.

الآن تفتح الأشرعة وترفع المرساة لتنطلق السفينة في عرض بحر واسع مظلم هو بحر الحياة وفي هذه الظلمة لا  
يضيء إلا قنديل الذكريات ذكريات إلى ينابيع الوفاء، إلى من رافقني في السراء والضراء، أصدقائي الأعزاء  
مصطفى ورشيد. إلى الأخوة البعيدة الذين أحببتهم وأحبوني أصدقائي عاشور وعبد المقتدر ومحمد وعبد العزيز  
وتوفيق.

العيد

# إهداء

بعد مسيرة دامت سنوات طويلة حملت في طياتها الكثير من الصعوبات لم يكن الحلم قريبا ولا الطريق سهلا لكن بفضل الله تعالى والعزيمة والإصرار فعلتها وها أنا اليوم أقف على عتبة تخرجي فالحمد لله حمدا طيبا مباركا فيه، وبالمناسبة أهدي هذا العمل إلى:

إلى من حصد الأشواك عن دربي ليمهد طريق العلم لي والذي كان سنداً لي في كل الأوقات والذي العزيز دفاف محمد، وإلى من ارضعتني الحب والحنان والتي سهرت الليالي من أجلي في كبري وفي صغري ووقفت بجانبني في كل المحن إلى من حملتني 9 أشهر الوالدة الكريمة دفاف حدة، فشكرا لكما على الحب الذي لا ينتهي وتضحياتكما لإنجاح مسيرتي العلمية لكما مني كل الحب والاحترام والتقدير.

كما أهدي تخرجي هذا إلى القلوب الرقيقة والنفوس البريئة إخواني وأخواتي كل بأسمائهم:

عمر، راجح، فيصل، حسينة، فريد، نصيرة، خديجة، والأخ الصغير تقي الدين وإلى أولاد الإخوة والأخوات إيمان، شعيب، لمياء، مراد يوسف، جنة، شمس الدين، شروق، أشرف، لميس، خلود، هالة، فواز، عبير، اسراء، رامي إسحاق، أنور، عبد الرحيم، أماني، بشرى، يعقوب، أنفال.

كما أهدي تخرجي هذا إلى رفاق الدرب والسند العيد باشا، رشيد بوعودة وإلى أصدقائي الأعزاء حمداوي عاشور، عبد المقتدر جباح، محمد مدياني، زيه عبد العزيز، شكرا لكم يا أصدقائي كنتم العائلة الثانية بالنسبة لي، شكرا لأنكم جعلتم رحلة الدراسة ممتعة ومليئة بالذكريات الجميلة.

مصطفى

# Résumé

Ce projet consiste principalement en l'étude dynamique et technique de la structure de l'école normale supérieure d'enseignement technologique de Skikda contreventée par des voiles à usage d'enseignement et de la recherche scientifique.

La structure est implantée à Skikda, commune d'Azzaba, Cette zone est considérée comme ayant une moyenne activité sismique (Zone IIa), l'étude est conforme aux Règles Parasismiques Algériennes 99 modifiées en 2003.

Le dimensionnement ainsi que le ferrailage des éléments ont été fait conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), en appliquant le BAEL91.

---

## Mots clés :

Voiles, activité sismique, règles parasismiques Algériennes, CBA93, BAEL91, conception, béton armé ,  
fondation.

---

# Abstract

This project consists mainly in the dynamic analysis and technical study of structure of Higher Normal School of Technological Education of Skikda for purpose of higher education and scientific research with shear walls.

The structure is located in Skikda, commune of Azzaba, which is characterized by an average seismic activity (zone IIa). The study is carried out regarding the Algerian parasisms rules (RPA99 modified in 2003).

The structural elements dimension and their reinforcement were carried out according to the Algerian reinforced concrete code (CBA93), and the limits states of reinforced concrete (BAEL91).

---

## Keywords :

Sails, seismic activity, Algerian earthquake rules, CBA93, Bael91, design, reinforced concrete , Foundation.

---

# ملخص

هذا المشروع يتكون أساسا من الدراسة الديناميكية والتقنية لهيكل المدرسة العليا لأساتذة التعليم التكنولوجي بسكيكدة المقاومة للزلازل بواسطة الجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة للاستعمال الدراسي والبحث العلمي. يقع هيكل المدرسة بولاية سكيكدة، بلدية عزابة. تعتبر هذه المنطقة ذو نشاط زلزالي متوسط (المنطقة أ2) الدراسة تتوافق مع القواعد الزلزالية للجزائر عام 99 والمعدلة في عام 2003. تم اجراء الأبعاد وكذلك تعزيز العناصر وفقا لقواعد تصميم وحساب الهياكل الخرسانية المسلحة (CBA93) وتطبيق قواعد (BAEL91).

---

## الكلمات المفتاحية :

الجدران الخرسانية , النشاط الزلزالي , قواعد الزلازل الجزائرية , BAEL91 , CBA93 , التصميم , الخرسانة المسلحة , الأساس .

---

# Table des matières

<b>Remerciements</b>	<b>i</b>
<b>Résumé</b>	<b>iv</b>
<b>Table des matières</b>	<b>vii</b>
<b>Table des figures</b>	<b>xvii</b>
<b>Liste des tableaux</b>	<b>xx</b>
<b>Notations et Abréviations</b>	<b>xxii</b>
<b>Introduction Générale</b>	<b>1</b>
<b>I Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux</b>	<b>2</b>
I.1 Introduction . . . . .	3
I.2 Présentation de l'ouvrage . . . . .	3
I.3 Caractéristiques géométriques du l'ENSET . . . . .	4
I.4 Différents éléments de la structure . . . . .	4
I.4.1 Superstructure . . . . .	4
I.4.2 L'infrastructure . . . . .	5
I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux . . . . .	5
I.5.1 Béton . . . . .	5
I.5.2 Acier . . . . .	9
I.6 Contraintes limite de l'acier . . . . .	10
I.6.1 Etat limite ultime (ELU) . . . . .	10
I.6.2 Etat limite de service (ELS) . . . . .	10
I.7 Coefficient d'équivalence . . . . .	11
I.8 Les actions . . . . .	11
I.9 Conclusion . . . . .	12
<b>II Pré dimensionnement des éléments structuraux et descente des charges</b>	<b>13</b>
II.1 Introduction . . . . .	14
II.2 Pré dimensionnement des planchers . . . . .	15
II.2.1 Planchers en corps creux . . . . .	15
II.2.1.1 Condition de flèche . . . . .	15
II.2.1.2 Poutrelles . . . . .	16
II.2.1.2.1 Caractéristique géométrique des poutrelles . . . . .	17
II.2.2 Dalle pleine . . . . .	18
II.2.2.1 Condition de flèche . . . . .	18
II.3 Pré dimensionnement des poutres . . . . .	19
II.3.1 Poutres principales (porteuses) . . . . .	19
II.3.1.1 Poutres principales (60x140) . . . . .	19

II.3.1.2	Poutres principales (50x85) . . . . .	20
II.3.2	Poutres secondaires (Non porteuses) . . . . .	21
II.4	Descente des charges . . . . .	21
II.4.1	Introduction . . . . .	21
II.4.2	Descente de charge des planchers . . . . .	22
II.4.2.1	Plancher terrasse . . . . .	22
II.4.2.2	Plancher étage courant . . . . .	23
II.4.2.3	Dalle pleine . . . . .	23
II.4.3	Descente de charge de balcon . . . . .	24
II.4.4	Descente de charge de l'acrotère . . . . .	25
II.4.5	Descente de charge de façade . . . . .	26
II.4.5.1	Murs extérieur . . . . .	26
II.4.5.2	Cloisons intérieures . . . . .	27
II.4.6	Descente de charge de l'escalier . . . . .	28
II.4.6.1	Caractéristiques technique . . . . .	28
II.4.6.1.1	L'étage de RDC . . . . .	28
II.4.6.1.2	L'étage courant . . . . .	29
II.4.6.2	Volée . . . . .	29
II.4.6.2.1	Palier . . . . .	29
II.4.6.2.2	Volée . . . . .	30
II.5	Pré dimensionnement des poteaux . . . . .	30
II.5.1	Poteau rectangulaire . . . . .	30
II.5.1.1	Calcul des charges et surcharges revenant au poteau . . . . .	31
II.5.1.1.1	Surcharge Permanant . . . . .	31
II.5.1.1.2	Surcharge d'exploitation . . . . .	31
II.5.1.2	Calcul des surfaces d'influence pour chaque poteau rectangulaire . . . . .	32
II.5.1.3	Calcul de la longueur de flambement $L_f$ . . . . .	33
II.5.1.4	Conditions de stabilité de forme . . . . .	33
II.5.1.5	Conditions imposées par le RPA 99[1] . . . . .	34
II.5.1.6	Exemple de calcul . . . . .	34
II.5.1.6.1	Condition de résistance . . . . .	34
II.5.1.6.2	Critère de flambement . . . . .	35
II.5.1.6.3	Vérification des conditions imposée par le RPA 99 . . . . .	35
II.5.1.6.4	Détermination de la section . . . . .	35
II.5.1.6.5	Choix du poteau le plus sollicité . . . . .	35
II.5.1.6.6	Critère de flambement . . . . .	36
II.5.2	Poteaux circulaires (Pour le RDC) . . . . .	36
II.5.2.1	Choix du poteau le plus sollicité . . . . .	36
II.5.2.2	La surface reprise par le poteau circulaire . . . . .	36
II.5.2.3	Calcul de la longueur de flambement $L_f$ RDC . . . . .	36
II.5.2.4	Condition de résistance . . . . .	36
II.5.2.5	Critère de flambement . . . . .	37
II.5.2.6	Vérification des conditions imposée par le RPA 99 . . . . .	37
II.6	Pré dimensionnement des voiles . . . . .	37
II.7	Conclusion . . . . .	39

### III Calcul des éléments secondaires

40

III.1	Introduction . . . . .	41
III.2	Calcul de l'Acrotère . . . . .	41
III.2.1	Introduction . . . . .	41
III.2.2	Principe de calcul . . . . .	41
III.2.3	Evaluation des charges . . . . .	42
III.2.3.1	Charge permanent (G) . . . . .	42
III.2.3.2	Enduit en ciment . . . . .	42
III.2.3.3	La charge d'exploitation (Q) . . . . .	42
III.2.4	Détermination de l'effort due au séisme . . . . .	42
III.2.5	Évaluation des sollicitations . . . . .	43
III.2.5.1	Etat limite ultime . . . . .	43
III.2.5.2	Etat limite de service . . . . .	43
III.2.5.3	Moment fictif . . . . .	44
III.2.6	FERRAILLAGE . . . . .	44
III.2.6.1	Calcul à l'ELU . . . . .	44
III.2.6.2	Calcul à la flexion simple . . . . .	45
III.2.6.2.1	Moment réduit . . . . .	45
III.2.6.2.2	Vérification de la condition de non fragilité . . . . .	45
III.2.6.2.3	Armatures de répartitions . . . . .	46
III.2.6.2.4	Espacement . . . . .	46
III.2.6.2.5	Vérification au cisaillement . . . . .	46
III.2.6.3	Calcul à l'ELS . . . . .	46
III.2.6.3.1	Vérification des contraintes . . . . .	46
III.3	Calcul du Balcon . . . . .	48
III.3.1	Introduction . . . . .	48
III.3.2	Evaluation des charges . . . . .	49
III.3.3	Combinaison des charges . . . . .	49
III.3.3.1	ELU . . . . .	49
III.3.3.2	ELS . . . . .	49
III.3.4	Calcul des sollicitations . . . . .	50
III.3.4.1	ELU . . . . .	50
III.3.4.2	ELS . . . . .	50
III.3.5	Ferraillage . . . . .	50
III.3.5.1	Vérification de la contrainte à l'ELU . . . . .	50
III.3.5.1.1	Armature de répartition . . . . .	51
III.3.5.1.2	Vérifications . . . . .	51
III.3.5.1.3	Vérification de disposition d'armature . . . . .	51
III.3.5.1.4	Vérification de l'effort tranchant (Art III.2/BAEL 91) . . . . .	52
III.3.5.1.5	Vérification d'adhérence . . . . .	52
III.3.5.2	Vérification de la contrainte à l'ELS . . . . .	53
III.3.5.2.1	Contrainte de compression dans le béton . . . . .	53
III.3.5.2.2	Vérification de la contrainte maximale de l'acier . . . . .	53
III.3.5.2.3	Vérification de la flèche . . . . .	53
III.3.6	Schéma de ferraillage . . . . .	54
III.4	Calcul du plancher . . . . .	54
III.4.1	Introduction . . . . .	54
III.4.2	Evaluation des charges . . . . .	55

III.4.2.1	Plancher terrasse . . . . .	55
III.4.2.2	Plancher étage courant . . . . .	55
III.4.3	Choix de la méthode de calcul . . . . .	55
III.4.3.1	Méthode forfaitaire . . . . .	56
III.4.3.1.1	Application de la méthode . . . . .	56
III.4.3.1.2	Plancher terrasse . . . . .	58
III.4.4	Conclusion . . . . .	72
III.5	Calcul du l'Escaliers . . . . .	73
III.5.1	Définition . . . . .	73
III.5.2	Les Différentes types d'escaliers : . . . . .	74
III.5.3	Les charges et surcharges sur l'escalier : . . . . .	74
III.5.3.1	Combinaison des charges : . . . . .	74
III.5.3.2	Calcul des sollicitations . . . . .	75
III.5.4	Calcul de ferrailage . . . . .	76
III.5.4.1	En travée . . . . .	76
III.5.4.1.1	à ELU . . . . .	76
III.5.4.1.2	à ELS . . . . .	77
III.5.4.2	En appuis . . . . .	77
III.5.4.2.1	à ELU . . . . .	77
III.5.4.2.2	à ELS . . . . .	78
III.5.5	Vérification de l'effort tranchant . . . . .	80
III.5.6	Vérification de la contrainte limite du béton . . . . .	80
III.5.6.1	En travée . . . . .	80
III.5.6.2	Sur appuis . . . . .	81
III.5.7	État limite de service vis-à-vis des déformations . . . . .	82
III.5.8	Étude de la poutre palière . . . . .	83
III.5.8.1	Pré dimensionnement de la poutre palière . . . . .	84
III.5.8.2	Evaluation des charges . . . . .	84
III.5.8.3	combinaisons des charges . . . . .	84
III.5.8.4	Calcul les sollicitations de la poutre palière . . . . .	84
III.5.8.4.1	à ELU . . . . .	84
III.5.8.4.2	à ELS . . . . .	85
III.5.8.5	Ferrailage de la poutre palière . . . . .	85
III.5.8.5.1	En travée (ELU) . . . . .	85
III.5.8.5.2	Sur appuis . . . . .	86
III.5.8.6	Vérification des Contraintes . . . . .	87
III.5.8.6.1	En travée . . . . .	88
III.5.8.6.2	Sur appuis . . . . .	88
III.5.8.7	Vérification de la flèche . . . . .	88
III.5.8.8	Calcul de la poutre palière à la torsion . . . . .	89
III.5.8.9	Schéma de ferrailage de la poutre palière . . . . .	90
III.6	Conclusion . . . . .	90
<b>IV</b>	<b>Étude sismique</b>	<b>91</b>
IV.1	Introduction . . . . .	92
IV.2	Objectif de l'étude dynamique : . . . . .	92
IV.3	Choix de l'étude sismique . . . . .	92

IV.4	Étude de la structure par ETABS . . . . .	92
IV.4.1	Introduction . . . . .	92
IV.5	Principe général de la méthode des éléments finis . . . . .	93
IV.6	Analyse des structures . . . . .	93
IV.7	Généralités sur les méthodes d'analyse dynamique . . . . .	93
IV.7.1	Méthode d'analyse dynamique . . . . .	94
IV.7.1.1	Méthode statique équivalente : . . . . .	94
IV.7.1.2	Méthode d'analyse modale spectrale : . . . . .	94
IV.8	Choix du modèle de calcul . . . . .	94
IV.9	Unité . . . . .	95
IV.10	Méthode statique équivalente . . . . .	95
IV.10.1	Principe de la méthode . . . . .	95
IV.10.2	Conditions d'application de la méthode statique équivalente . . . . .	95
IV.10.3	Calcul de l'effort tranchant total par la méthode statique équivalente . . . . .	95
IV.10.4	Modélisation . . . . .	95
IV.10.5	Présentation de la structure . . . . .	96
IV.10.6	Calcul de la force sismique totale . . . . .	98
IV.10.6.1	Coefficient d'accélération de zone A . . . . .	98
IV.10.6.2	Pourcentage d'amortissement critique $\alpha$ . . . . .	99
IV.10.6.3	Coefficient de comportement global de la structure R . . . . .	99
IV.10.6.4	Facteur d'amplification dynamique moyen D . . . . .	100
IV.10.6.5	Estimation de la période fondamentale de la structure . . . . .	101
IV.10.6.6	Calcul de la période caractéristique T2 du site . . . . .	102
IV.10.6.7	Facteur de qualité (Q) . . . . .	102
IV.10.6.8	Poids total de la structure (W) . . . . .	103
IV.10.6.9	Modélisation par brochette . . . . .	105
IV.10.6.10	Distribution des sollicitations dues aux charges verticales . . . . .	106
IV.10.6.11	Vérification de l'effort tranchant à la base . . . . .	107
IV.10.6.12	Vérification de la stabilité au renversement (RPA99/VERSION 2003 Article 4.4.1) . . . . .	108
IV.10.6.13	Calcul des déplacements de chaque niveau selon la Méthode Sta- tique Equivalente . . . . .	109
IV.11	Méthode dynamique modale spectrale . . . . .	110
IV.11.1	Principe . . . . .	110
IV.11.2	Spectre de réponse de calcul . . . . .	110
IV.11.3	Nombre de modes à considérer . . . . .	111
IV.11.4	Vérification de la période . . . . .	112
IV.11.5	Réactions à la base . . . . .	113
IV.11.6	Coordonnée du centre de masse et de centre de torsion : . . . . .	114
IV.11.6.1	Calcul de l'excentricité . . . . .	114
IV.11.7	Vérifications réglementaires . . . . .	115
IV.11.7.1	Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul . . . . .	115
IV.11.7.2	Vérification de la stabilité au renversement . . . . .	115
IV.11.7.2.1	Sens longitudinal . . . . .	115
IV.11.7.2.2	Sens transversal . . . . .	117
IV.11.7.3	Vérification des déplacements horizontaux . . . . .	118
IV.11.7.3.1	Les déplacements latéraux Inter- étages . . . . .	118

IV.11.7.4	Justification vis à vis de l'effet $P - \Delta$ . . . . .	119
IV.11.7.5	Vérification de l'effort normal réduit de compression (RPA99/Version2003 Art7.1.3.3) . . . . .	120
IV.12	Conclusion : . . . . .	120
<b>V</b>	<b>Ferraillage des éléments structuraux</b>	<b>121</b>
V.1	Introduction . . . . .	122
V.2	Combinaison d'actions . . . . .	122
V.2.1	Les combinaisons de l'RPA 99 . . . . .	122
V.2.2	Les combinaisons de CBA93 (BAEL 91) . . . . .	122
V.3	Ferraillage des poteaux . . . . .	122
V.3.1	Recommandation de l'RPA 99 . . . . .	123
V.3.2	Armatures transversales (RPA99) . . . . .	123
V.3.3	Combinaison de calcul . . . . .	124
V.3.3.1	D'après le RPA 99 : . . . . .	124
V.3.3.2	D'après le CBA93 (BAEL 91) : . . . . .	124
V.3.4	Calcul de ferraillage des poteaux . . . . .	124
V.3.4.1	Condition de non fragilité . . . . .	124
V.3.4.2	Exemple de calcul . . . . .	124
V.3.5	1 <sup>er</sup> Cas à ELU (section rectangulaire) . . . . .	125
V.3.5.1	Ferraillages longitudinale . . . . .	125
V.3.5.1.1	L'excentricité totale . . . . .	125
V.3.5.1.2	L'effort de compression centré maximale supportable par le béton . . . . .	126
V.3.5.1.3	Vérification de RPA99 (v2003) . . . . .	126
V.3.5.2	Ferraillage transversal . . . . .	126
V.3.5.2.1	Espacement . . . . .	126
V.3.5.2.2	Section d'armature minimale transversale . . . . .	127
V.3.5.3	Vérifications . . . . .	127
V.3.5.3.1	Vérification de l'effort tranchant . . . . .	127
V.3.5.3.2	Selon les règles de (BAEL 91) . . . . .	127
V.3.5.3.3	D'après le (RPA) . . . . .	127
V.3.5.3.4	Vérification à l'ELS . . . . .	128
V.3.5.3.5	Vérification de flambement . . . . .	128
V.3.5.3.6	Vérification de la stabilité de forme . . . . .	129
V.3.5.4	Résultats de ferraillage . . . . .	129
V.3.6	2 <sup>eme</sup> Cas à 0.8G+E (Section rectangulaire) . . . . .	129
V.3.6.1	Ferraillages longitudinale . . . . .	129
V.3.6.1.1	L'excentricité totale . . . . .	129
V.3.6.1.2	L'effort de compression centré maximale supportable par le béton . . . . .	130
V.3.6.1.3	Vérification de RPA99 (v2003) . . . . .	130
V.3.6.2	Ferraillage transversal . . . . .	130
V.3.6.2.1	Espacement . . . . .	130
V.3.6.2.2	La section d'armature minimale transversale . . . . .	131
V.3.6.3	Vérifications . . . . .	131
V.3.6.3.1	Vérification de l'effort tranchant . . . . .	131

	V.3.6.3.2	Selon les règles de (BAEL 91) . . . . .	131
	V.3.6.3.3	D'après le (RPA) . . . . .	131
	V.3.6.3.4	Vérification à l'ELS . . . . .	131
	V.3.6.3.5	Vérification de flambement . . . . .	132
	V.3.6.3.6	Vérification de la stabilité de forme . . . . .	132
	V.3.6.4	Résultats de ferrailage . . . . .	132
V.3.7		3ème Cas à 0.8G+E (Section rectangulaire) . . . . .	132
	V.3.7.1	Ferraillages longitudinale . . . . .	132
	V.3.7.1.1	L'excentricité totale . . . . .	132
	V.3.7.1.2	L'effort de compression centré maximale supportable par le béton . . . . .	133
	V.3.7.1.3	Vérification de RPA99 (v2003) . . . . .	133
	V.3.7.2	Ferrailage transversal . . . . .	134
	V.3.7.2.1	Espacement . . . . .	134
	V.3.7.2.2	La section d'armature minimale transversale . . . . .	134
	V.3.7.3	Vérifications . . . . .	134
	V.3.7.3.1	Vérification de l'effort tranchant . . . . .	134
	V.3.7.3.2	Selon les règles de (BAEL 91) . . . . .	134
	V.3.7.3.3	D'après le (RPA) . . . . .	134
	V.3.7.3.4	Vérification à l'ELS . . . . .	135
	V.3.7.3.5	Vérification de flambement . . . . .	135
	V.3.7.3.6	Vérification de la stabilité de forme . . . . .	135
	V.3.7.4	Résultats de ferrailage . . . . .	135
V.3.8		Ferrailage des poteaux circulaires . . . . .	137
V.4		Ferrailage des poutres . . . . .	139
	V.4.1	Ferrailage par BAEL91 . . . . .	139
	V.4.1.1	Combinaison de calcul . . . . .	139
	V.4.1.1.1	D'après le BAEL 91 . . . . .	139
	V.4.1.1.2	D'après le RPA 99 . . . . .	139
	V.4.1.2	Vérification de l'effort tranchant . . . . .	139
	V.4.1.2.1	Détermination de l'armature transversale . . . . .	140
	V.4.1.2.2	Condition de non fragilité . . . . .	140
	V.4.1.2.3	Vérification de la flèche (BAEL B.6.5) . . . . .	140
	V.4.2	Recommandation RPA99 . . . . .	141
	V.4.2.1	Armatures longitudinales . . . . .	141
	V.4.2.2	Armatures transversales (RPA 7.5.2.2) . . . . .	141
	V.4.3	Exemple de calcul . . . . .	141
	V.4.3.1	Poutres principales : poutre (1.4×0.6) . . . . .	141
	V.4.3.1.1	Ferrailage longitudinal . . . . .	142
	V.4.3.1.2	Vérification nécessaire pour les poutres . . . . .	144
	V.4.3.1.3	Disposition constructives . . . . .	144
	V.4.3.1.4	Section minimale des armatures transversales CBA93 (BAEL91 A.5.1.23) . . . . .	145
	V.4.3.1.5	Vérification de la flèche . . . . .	145
	V.4.3.1.6	Résumé . . . . .	145
	V.4.3.2	Poutres principales : poutre (0.5*0.85) . . . . .	147
	V.4.3.2.1	Ferrailage longitudinal . . . . .	147

V.4.3.2.2	Vérification nécessaire pour les poutres . . . . .	149
V.4.3.2.3	Disposition constructives . . . . .	149
V.4.3.2.4	Section minimale des armatures transversales CBA93 (BAEL91 A.5.1.23) . . . . .	150
V.4.3.2.5	Vérification de la flèche . . . . .	150
V.4.3.2.6	Résumé . . . . .	150
V.4.3.3	Poutres secondaires . . . . .	152
V.4.3.3.1	Ferraillage longitudinal . . . . .	152
V.4.3.3.2	Vérification nécessaire pour les poutres . . . . .	154
V.4.3.3.3	Disposition constructives . . . . .	154
V.4.3.3.4	Section minimale des armatures transversales BAEL A.5.1.23155	
V.4.3.3.5	Résumé . . . . .	155
V.5	Ferraillage des voiles (d'après le CBA93 ; RPA 99) . . . . .	156
V.5.1	Introduction . . . . .	156
V.5.2	Ferraillage vertical . . . . .	156
V.5.3	Ferraillage horizontal . . . . .	157
V.5.4	Règles communes . . . . .	157
V.5.5	Armatures transversales . . . . .	157
V.5.6	Calcul des Armatures verticales . . . . .	157
V.5.6.1	Détermination des contraintes . . . . .	157
V.5.6.1.1	Armature verticales . . . . .	157
V.5.6.1.2	Calcul de $L'$ . . . . .	158
V.5.7	Armatures minimales de RPA 99/version 2003 . . . . .	160
V.5.8	Le pourcentage minimal . . . . .	160
V.5.9	Espacement . . . . .	160
V.5.10	Ferraillage horizontal à l'effort tranchant . . . . .	160
V.5.10.1	Vérification des voiles à l'effort tranchant . . . . .	160
V.5.11	Calcul des armatures horizontales résistant à l'effort tranchant . . . . .	161
V.5.11.1	Exemple d'application . . . . .	161
V.6	Conclusion . . . . .	162

**VI Calcul des fondations 163**

VI.1	Introduction . . . . .	164
VI.2	Etude du voile périphérique . . . . .	164
VI.2.1	Dimensionnement . . . . .	164
VI.2.2	Détermination des sollicitations . . . . .	165
VI.2.3	Calcul du ferraillage vertical . . . . .	165
VI.2.4	Conditions exigées par le RPA99/version 2003 . . . . .	167
VI.2.5	Calcul du ferraillage horizontal . . . . .	167
VI.2.5.0.1	Ferraillage en travée . . . . .	168
VI.2.5.0.2	Ferraillage sur appuis . . . . .	168
VI.2.6	Vérification de la condition de non fragilité . . . . .	168
VI.2.7	Schéma de ferraillage du voile périphérique . . . . .	169
VI.3	Étude des fondations . . . . .	169
VI.3.1	Introduction . . . . .	169
VI.3.2	Fonction des fondations . . . . .	169
VI.3.3	Choix du type de fondation . . . . .	170

VI.3.4	Calculs des surfaces nécessaires pour les semelles . . . . .	170
VI.3.5	Radier général . . . . .	172
VI.3.5.1	Pré dimensionnement du radier . . . . .	173
VI.3.5.1.1	Pré dimensionnement de la dalle . . . . .	173
VI.3.5.1.2	Condition forfaitaire . . . . .	173
VI.3.5.1.3	Condition de résistance au cisaillement . . . . .	173
VI.3.5.1.4	Calcul de la surface du radier . . . . .	174
VI.3.5.1.5	Calcul du débordement D . . . . .	174
VI.3.5.1.6	Pré dimensionnement de la nervure . . . . .	174
VI.3.5.2	Vérification au poinçonnement . . . . .	175
VI.3.5.3	Vérification de l'effet de sous-pression (non soulèvement) . . . . .	176
VI.3.5.4	Caractéristiques géométriques du radier . . . . .	177
VI.3.5.4.1	Calcul des inerties et du centre de gravité du radier . . . . .	177
VI.3.5.4.2	Détermination de l'excentricité . . . . .	178
VI.3.5.5	Vérification de la stabilité de radier . . . . .	178
VI.3.5.6	Vérification des contraintes du sol sous la charge vertical . . . . .	179
VI.3.5.7	Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G± E) . . . . .	179
VI.3.5.8	Diagramme trapézoïdal des contraintes . . . . .	180
VI.3.5.9	Ferraillage du radier . . . . .	181
VI.3.5.9.1	Méthode de calcul . . . . .	181
VI.3.5.9.2	Ferraillage de panneau le plus sollicité . . . . .	182
VI.3.5.10	Etude de débord du radier . . . . .	184
VI.3.5.10.1	Calcul à L'ELU . . . . .	185
VI.3.5.10.2	Calcul à L'ELS . . . . .	185
VI.3.5.10.3	Condition de non fragilité . . . . .	185
VI.3.5.10.4	Armatures de réparation . . . . .	185
VI.3.5.10.5	Espacement . . . . .	185
VI.3.5.10.6	Schéma de ferraillage de débord du radier . . . . .	186
VI.3.5.11	Ferraillage de la nervure . . . . .	186
VI.3.5.11.1	Charges et sur charges . . . . .	186
VI.3.5.11.2	Armatures Longitudinales (Sens X-X') . . . . .	186
VI.3.5.11.3	Vérification nécessaire pour les poutres . . . . .	188
VI.3.5.11.4	Vérification de l'effort tranchant . . . . .	189
VI.3.5.11.5	Disposition constructives . . . . .	189
VI.3.5.11.6	Armatures transversales CBA93 (BAEL91) . . . . .	189
VI.3.5.11.7	Vérification de la flèche . . . . .	190
VI.3.5.11.8	Les Armatures Longitudinales (Sens Y-Y') . . . . .	190
VI.3.5.11.9	Vérification de l'effort tranchant . . . . .	191
VI.3.5.11.10	Vérification de la flèche . . . . .	191
VI.3.5.11.11	Armatures de peau . . . . .	191
VI.3.5.12	Dimensionnement de la longrine . . . . .	193
VI.3.5.12.1	Ferraillage des longrines . . . . .	193
VI.3.5.12.2	Calcul des armatures longitudinal . . . . .	194
VI.3.5.12.3	Section d'armature minimale exigée par le RPA . . . . .	194
VI.3.5.12.4	Condition de non fragilité . . . . .	194
VI.3.5.12.5	Armatures transversales . . . . .	194
VI.3.5.12.6	Calcul de la section minimale : CBA93 l'art (A.5.1.2.2) . . . . .	194

VI.3.5.12.7 Schéma de ferrailage de longrine . . . . .	195
VI.3.5.13 Calcul de la dalle flottante . . . . .	195
VI.3.6 Pré dimensionnements des semelles isolées . . . . .	196
VI.3.6.1 Dimensionnement de la semelle isolée . . . . .	196
VI.3.6.2 La hauteur de la semelle . . . . .	197
VI.3.6.3 Vérification de la Semelle Isolée S1 . . . . .	197
VI.3.6.3.1 Vérification des contraintes à l'ELS : $G+Q$ . . . . .	198
VI.3.6.3.2 Vérification des contraintes à l'ELU : $1.35G+1.5Q$ . . . . .	198
VI.3.6.3.3 Vérification des contraintes sous la combinaison acciden- telle : $G+Q\pm E$ . . . . .	198
VI.3.6.3.4 Vérification de la stabilité au renversement par la combi- naison accidentelle $0.8G\pm E$ . . . . .	198
VI.3.6.4 Ferrailage des semelles isolées . . . . .	199
VI.3.6.4.1 Ferrailage de la semelle isolée S1 . . . . .	199
VI.3.6.5 Dimensionnement de la longrine . . . . .	201
VI.3.6.5.1 Ferrailage de la longrine . . . . .	201
VI.3.6.5.2 Calcul des armatures longitudinal : . . . . .	201
VI.3.6.5.3 Section d'armature minimale exigée par le RPA . . . . .	201
VI.3.6.5.4 Condition de non fragilité . . . . .	202
VI.3.6.5.5 Armatures transversales . . . . .	202
VI.3.6.5.6 Calcul de la section minimale : CBA93 l'art (A.5.1.2.2) . . . . .	202
VI.3.6.5.7 Schéma de ferrailage de la longrine . . . . .	202
VI.4 Conclusion . . . . .	203
<b>Conclusion Générale</b>	<b>204</b>
<b>Bibliographie</b>	<b>205</b>
<b>Annexe</b>	<b>207</b>

# Table des figures

I.1	Localisation de l'ENSET extrait par Google earth . . . . .	3
I.2	Evolution de la résistance $f_{cj}$ en fonction de l'âge du béton . . . . .	6
I.3	Diagramme contrainte déformation de calcul l'ELU . . . . .	8
I.4	diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS . . . . .	9
I.5	diagramme conventionnel déformations - contrainte de l'acier . . . . .	11
II.1	Plan du fondation de l'ouvrage . . . . .	14
II.2	plan du fondation de bloc étudiée (bloc A) . . . . .	15
II.3	Dalle en corps creux. . . . .	16
II.4	Les Poutrelle. . . . .	17
II.5	Section de la poutrelle. . . . .	18
II.6	Dalle pleine en béton armé. . . . .	19
II.7	Un schéma représentent la disposition des poutres principales (60×140) cm <sup>2</sup> à la terrasse . . . . .	19
II.8	Dimensions du section de la poutre principale(60x140) . . . . .	20
II.9	Dimensions du section de la poutre principale(50x85) . . . . .	20
II.10	Dimensions du section de la poutre secondaire . . . . .	21
II.11	Éléments constituant le plancher terrasse inaccessible . . . . .	22
II.12	Éléments constituant le plancher étage courant . . . . .	23
II.13	Éléments constituant la dalle pleine . . . . .	23
II.14	Éléments constituant le balcon . . . . .	24
II.15	Une Schéma représente l'acrotère . . . . .	25
II.16	Cloisons extérieur . . . . .	26
II.17	Cloisons intérieur . . . . .	27
II.18	Schéma d'un escalier . . . . .	28
II.19	Section réduite du poteau rectangulaire . . . . .	30
II.20	Un schéma représente le voile(extrait par le RPA) . . . . .	38
III.1	Schéma de l'acrotère . . . . .	42
III.2	Schéma de ferrailage de l'acrotère . . . . .	48
III.3	Schéma d'un balcon . . . . .	49
III.4	Schéma de ferrailage de balcon . . . . .	54
III.5	Plancher en corps creux . . . . .	55
III.6	Diagramme des moments en travée et sur appuis à l'ELU . . . . .	60
III.7	Diagramme des efforts tranchants A'ELU . . . . .	60
III.8	Diagramme des moments en travée et sur appuis à l'ELS . . . . .	62
III.9	Diagramme des efforts tranchants à l'ELS . . . . .	63
III.10	Coffrage de la poutrelle. . . . .	64
III.11	Ferrailage des poutrelles . . . . .	71
III.12	Disposition constructive des armatures de la dalle de compression . . . . .	73
III.13	coup latérale d'un escalier . . . . .	74
III.14	Schéma représente les charges à l'ELU. . . . .	75
III.15	diagramme de moment fléchissant à ELU et à ELS. . . . .	76

III.16	Schéma de ferrailage de l'escalier . . . . .	83
III.17	Vue en 3D de la poutre palière . . . . .	83
III.18	Schéma statique de la poutre palière . . . . .	84
III.19	Schéma de ferrailage de la poutre palière . . . . .	90
IV.1	Présentation de la structure en 3D (250°) . . . . .	96
IV.2	Présentation de la structure en 3D (Côté gauche) . . . . .	96
IV.3	Vue en élévation de la structure (Vue droite.1er schéma) . . . . .	97
IV.4	Vue en élévation de la structure (Vue droite.2ème schéma) . . . . .	97
IV.5	Vue en élévation de la structure (Vue arrière) . . . . .	97
IV.6	Vue en plan de la terrasse . . . . .	98
IV.7	Distribution des poids de chaque étage . . . . .	106
IV.8	Schéma représentant la distribution de la force sismique et l'effort tranchant selon le hauteur . . . . .	108
IV.9	Spectre de réponse de calcul . . . . .	111
IV.10	Mode1 (Translation sens X) T=0.382s . . . . .	112
IV.11	Mode2 (Translation sens Y) T=0.339s . . . . .	113
IV.12	Mode5 (Torsion) T=0.222s . . . . .	113
V.1	ferrailage du poteau rectangulaire . . . . .	136
V.2	ferrailage du poteau circulaire . . . . .	138
V.3	les dimensions de la poutre principale(60×140) . . . . .	142
V.4	ferrailage de la poutre principale (60×140) en travée . . . . .	146
V.5	ferrailage de la poutre principale (60×140) sur appui . . . . .	146
V.6	les dimensions de la poutre principale(50×85) . . . . .	147
V.7	ferrailage de la poutre principale (50×85) en travée . . . . .	151
V.8	ferrailage de la poutre principale (50×85) sur appui . . . . .	151
V.9	les dimensions de la poutre secondaire . . . . .	152
V.10	ferrailage de la poutre secondaire (30×40) en travée . . . . .	155
V.11	ferrailage de la poutre secondaire (30×40) sur appui . . . . .	156
V.12	Diagramme des contraintes . . . . .	158
V.13	Schéma des contraintes . . . . .	159
V.14	Schéma de ferrailage du voile . . . . .	162
VI.1	Coupe lithologique modèle du terrain . . . . .	164
VI.2	Pression des terres sur le voile périphérique . . . . .	165
VI.3	Section du voile périphérique ferrailé . . . . .	166
VI.4	Schéma de ferrailage du voile périphérique sur une surface de <b>1m<sup>2</sup></b> . . . . .	169
VI.5	Schéma des fondations . . . . .	172
VI.6	Schéma du Radier . . . . .	172
VI.7	ferrailage de la dalle pleine du radier . . . . .	184
VI.8	Schéma de débord du radier . . . . .	184
VI.9	Schéma de ferrailage de débord du radier . . . . .	186
VI.10	Diagramme des moments en travée et sur appuis à l'ELU sur le sens x . . . . .	187
VI.11	Diagramme des efforts tranchants en travée et sur appuis à l'ELU sur le sens x . . . . .	187
VI.12	Diagramme des moments en travée et sur appuis à l'ELU sur le sens y . . . . .	190
VI.13	Diagramme des efforts tranchants en travée et sur appuis à l'ELU sur le sens y . . . . .	190
VI.14	Schéma de ferrailage de la nervure du radier en travée . . . . .	192

---

VI.15	Schéma de ferrailage de la nervure du radier sur appui . . . . .	192
VI.16	Schéma de ferrailage du radier général . . . . .	193
VI.17	Schéma de ferrailage de longrine . . . . .	195
VI.18	Schéma de la dalle flottante . . . . .	195
VI.19	Schéma du ferrailage d'un m <sup>2</sup> de la dalle flottante . . . . .	196
VI.20	Schéma de principe d'une semelle isolée . . . . .	196
VI.21	Schéma de ferrailage de la semelle isolée S1 . . . . .	200
VI.22	Vue en plan de la semelle isolée S1 . . . . .	200
VI.23	Schéma de ferrailage de la longrine . . . . .	202

# Liste des tableaux

II.1	Récapitulatif . . . . .	18
II.2	Éléments constituant le plancher terrasse inaccessible . . . . .	22
II.3	Éléments constituant le plancher étage courant . . . . .	23
II.4	Éléments constituant la dalle pleine . . . . .	24
II.5	Éléments constituant le balcon . . . . .	25
II.6	Caractéristiques d'un Acrotère . . . . .	25
II.7	Éléments constituant le cloison extérieur . . . . .	26
II.8	Éléments constituant le cloison intérieure . . . . .	27
II.9	Éléments constituant le palier . . . . .	29
II.10	Éléments constituant le volée . . . . .	30
II.11	Dégression des Surcharges d'Exploitation . . . . .	32
II.12	Dimensions des poteaux centraux . . . . .	35
II.13	Vérifications de flambement . . . . .	36
II.14	Les Dimensions des poteaux les plus sollicités . . . . .	37
III.1	Les valeurs des moments en travée et sur appuis à l'ELU . . . . .	60
III.2	Les valeurs des efforts tranchants sur appuis à l'ELU . . . . .	61
III.3	Les valeurs des moments en travée et sur appuis à l'ELS . . . . .	62
III.4	Les valeurs de l'effort tranchant sur appuis à l'ELS . . . . .	63
III.5	Récapitulatif des résultats . . . . .	64
III.6	Éléments constituant l'escalier . . . . .	74
III.7	text . . . . .	75
III.8	Récapitulatif des résultats . . . . .	75
III.9	Armatures longitudinales en travée et sur appui de l'esclier . . . . .	80
IV.1	Coefficient d'accélération des zones sismiques . . . . .	99
IV.2	Valeur de $\xi$ (%) (RPA 99 Tab 4.2) . . . . .	99
IV.3	Valeur du coefficient de comportement R (RPA 99 Tab 4.3) . . . . .	100
IV.4	Valeurs de T1 et T2 (RPA 99 tab 4.7) . . . . .	101
IV.5	valeurs du coefficient $C_T$ (RPA 99 Tab 4.6) . . . . .	101
IV.6	facteur de qualité. . . . .	103
IV.7	Valeurs de coefficient de pondération (RPA 99 tab 4.5) . . . . .	104
IV.8	Poids détaillés de la structure . . . . .	105
IV.9	Distribution de la résultante des forces sismiques à chaque étage . . . . .	107
IV.10	Distribution de l'effort tranchant à chaque étage . . . . .	108
IV.11	Distribution du moment de renversement à chaque étage. . . . .	109
IV.12	Vérification au renversement dans les deux sens ( $L_x=L_y=31.50$ m). . . . .	109
IV.13	Vérification du déplacement à chaque étage . . . . .	110
IV.14	Période et nombre de modes à prendre . . . . .	112
IV.15	Réactions à la base . . . . .	113
IV.16	Centre de masse et de centre de torsion . . . . .	114
IV.17	Excentricité de la structure selon X et Y . . . . .	114
IV.18	Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul . . . . .	115

IV.19	Distribution de la résultante des forces dynamiques à chaque étage sur le sens X . . . . .	115
IV.20	Distribution du moment de renversement à chaque étage. . . . .	116
IV.21	Distribution du moment stabilisant à chaque étage suivant le sens X . . . . .	116
IV.22	Vérification au renversement dans le sens longitudinal. . . . .	116
IV.23	Distribution de la résultante des forces dynamiques à chaque étage sur le sens Y . . . . .	117
IV.24	Distribution du moment de renversement à chaque étage. . . . .	117
IV.25	Distribution du moment stabilisant à chaque étage suivant le sens Y . . . . .	117
IV.26	Vérification au renversement dans le sens transversal. . . . .	118
IV.27	Vérification des déplacements inter-étages . . . . .	118
IV.28	Vérification de l'effet P- $\Delta$ dans le Sens longitudinal . . . . .	119
IV.29	Vérification de l'effet P- $\Delta$ dans le Sens transversal . . . . .	119
IV.30	Éléments de la structure adoptés . . . . .	120
V.1	les valeurs des moments et des efforts correspondant des poteaux rectangulaires . . . . .	125
V.2	Résultats des ferraillements longitudinaux des poteaux . . . . .	129
V.3	Résumé des résultats des ferraillements longitudinaux des poteaux . . . . .	132
V.4	Résumé des résultats des ferraillements longitudinaux des poteaux . . . . .	136
V.5	Récapitulatif . . . . .	136
V.6	les valeurs des moments et des efforts correspondant des poteaux Circulaires . . . . .	137
V.7	Les résultats du ferraillement des poteaux Circulaires . . . . .	138
V.8	Résumé des combinaisons et des efforts des poutres principales (1.4×0.6) . . . . .	141
V.9	Résumé des combinaisons et des efforts des poutres principales (0.50×0.85) . . . . .	147
V.10	Résumé des combinaisons et des efforts des poutres secondaires (0.3×0.4) . . . . .	152
V.11	Les valeurs de ferraillements des voiles . . . . .	162
VI.1	Calcul des inerties et du centre de gravité du radier . . . . .	177
VI.2	Les résultats des moments en travée et sur appui à ELU. . . . .	182
VI.3	Les résultats des moments en travée et sur appui à ELS. . . . .	183
VI.4	Choix du ferraillement du radier . . . . .	183
VI.5	Les résultats de ferraillement de débord de radier à ELU. . . . .	185
VI.6	Les résultats de ferraillement de débord de radier à ELS. . . . .	185
VI.7	Vérification de la semelle S1 à l'ELS . . . . .	198
VI.8	Vérification de la semelle S1 à l'ELU . . . . .	198
VI.9	Vérification de la semelle S1 sous $G + Q \pm E$ . . . . .	198
VI.10	Vérification de la semelle S1 sous $0.8G \pm E$ . . . . .	199
VI.11	Ferraillement de la semelle S1 . . . . .	199

# Notations et Abréviations

## Notations

### Notations en majuscules romaines

---

As	Aire d'une section d'acier.
At	Section d'armatures transversales.
Aser	Section d'aciers pour l'ELS
B	Aire d'une section de béton.
Br	Section réduite
CV	Condition vérifié
CNV	Condition non vérifié
C	le centre de pression
D	Diamètre
E	Module d'élasticité longitudinale
Eij	Module d'élasticité instantané.
Evj	Module d'élasticité différé.
Es	Module d'élasticité de l'acier.
ELS	Etat limite de service
ELU	Etat limite ultime
G	Action permanente
I	Moment d'inertie
I0	Moment d'inertie de la section totale homogène.
Ip	Indice de plasticité.
Ic	Indice de consistance.
L	Longueur ou portée
Lr	la longueur de recouvrement
Lf	Longueur de flambement.
Lx	La plus petite dimension dans un panneau en dalle pleine
Ly	La plus grande dimension dans un panneau en dalle pleine
M	Moment en général
Ma	Moment sur appui
Mt	Moment en travée
Mu	Moment de calcul ultime
Mser	Moment de calcul de service
Mt	Moment en travée
M0	Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.
N	Effort normal
Nu	Effort normal de service
Nser	Effort normal en service

P	Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU)
PP	poutre principale
PS	Poutre secondaire
Q	Action ou charge variable
RPA	règlement parasismique algérienne
S	Section
St	Espacement
SET	Section entièrement tendu
SPC	Section partiellement comprimée
SEC	Section entièrement comprimée
V0	Effort tranchant a la base.
VU	Effort tranchant ultime.
Tu	Effort tranchant ultime.
T	Effort tranchant
F	Force concentrée.
Fe	Limite d'élasticité de l'acier.
K	Coefficient de raideur de sol.
Y	Position de l'axe neutre.
W	Poids total de la structure.

### Notations en minuscule romaines

---

<i>a</i>	Une dimension transversale.
<i>b</i>	Une dimension longitudinale.
<i>b<sub>0</sub></i>	Epaisseur brute de l'arme d'une section.
<i>d</i>	Hauteur utile.
<i>e</i>	Excentricité, épaisseur, Enrobage.
<i>f<sub>e</sub></i>	Limite d'élasticité de l'acier.
<i>f<sub>c<sub>j</sub></sub></i>	Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jour.
<i>f<sub>t<sub>j</sub></sub></i>	Résistance caractéristique de la traction du béton âgé de j jour.
<i>f<sub>c<sub>28</sub></sub></i>	Résistance à la compression du béton calculé à 28 jours.
<i>f<sub>t<sub>28</sub></sub></i>	Résistance de la traction du béton calculé à 28 jours.
<i>f</i>	Flèche admissible.
<i>h<sub>0</sub></i>	Epaisseur d'une membrure de béton.
<i>h</i>	Hauteur totale d'une section de béton armé.
<i>l<sub>f</sub></i>	Longueur de flambement.
<i>l<sub>s</sub></i>	Longueur de scellement.
<i>n</i>	Coefficient d'équivalence acier-béton.
<i>st</i>	Espacement des armatures transversales.

## Notations Grecques

---

$\alpha$	Angle en général, coefficient.
$\gamma$	Coefficient.
$\gamma_s$	Coefficient de sécurité dans l'acier.
$\gamma_b$	Coefficient de sécurité dans le béton.
$\theta$	Coefficient.
$\lambda$	Elancement.
$\mu$	Coefficient.
$\sigma$	Contrainte normale.
$\sigma_b$	Contrainte de compression du béton.
$\sigma_s$	Contrainte de compression dans l'acier.
$\sigma_{sol}$	Contrainte du sol.
$\tau$	Contrainte tangente.
$\tau_u$	Contrainte ultime de cisaillement.
$\rho$	Rapport entre deux dimensions (Lx/Ly).
$\xi$	Déformation relative.
$\beta$	Coefficient de pondération.
$\psi_s$	Coefficient de scellement des barres.
$\Phi$	Angle de frottement.

## Abréviations

---

RPA	Règlement parasismique algérienne
CBA	Code béton algérienne
BAEL	Béton armé aux états limites
DTR	Document Technique Réglementaire
RNV	Règlement neige et vent

# Introduction Générale

Le génie civil représente l'ensemble des techniques de constructions civiles. Les ingénieurs civils ou ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement. Très variées, leurs réalisations se répartissent principalement dans cinq grands domaines d'intervention : structures, géotechnique, hydraulique, transport, et environnement.

Un projet de génie civil peut être scindé en plusieurs phases, notre plan de travail souvent confiées à des organismes différents :

- la planification qui consiste à intégrer le projet dans un ensemble de plans directeurs ; la conception, qui inclut la réalisation des études détaillées d'avant-projet ; le dimensionnement, qui consiste à déterminer les dimensions des éléments constitutifs de la future réalisation ;
- l'appel d'offres qui permet de planifier la réalisation, notamment le coût de celle-ci, et de choisir l'entreprise qui en aura la charge ;
- l'exécution de la construction, qui inclut l'élaboration du projet définitif. Différents corps de métiers interviennent dans la réalisation d'un ouvrage :
  1. Les études techniques entrent dans le détail de la phase de dimensionnement et établissent les plans de construction. Ensuite, interviennent les méthodes qui valident la faisabilité des plans de construction et définissent le mode et les outils de construction ;
  2. Le département de production : fondation, terrassements, gros œuvre, corps d'états secondaires, corps d'états techniques, corps d'états architecturaux, équipements ;
- les réceptions provisoire et finale de l'ouvrage ;
- l'exploitation et l'entretien de l'ouvrage.

Pour l'étude et la conception de notre ouvrage, Nous avons calculé et ferrailé les différents éléments de la structure en béton armé utilisant le logiciel ETABS V21, AutoCAD V17 et Excel V16.

## *Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux*

---

I.1	Introduction . . . . .	3
I.2	Présentation de l'ouvrage . . . . .	3
I.3	Caractéristiques géométriques du l'ENSET . . . . .	4
I.4	Différents éléments de la structure . . . . .	4
I.4.1	Superstructure . . . . .	4
I.4.2	L'infrastructure . . . . .	5
I.5	Caractéristiques mécaniques des matériaux . . . . .	5
I.5.1	Béton . . . . .	5
I.5.2	Acier . . . . .	9
I.6	Contraintes limite de l'acier . . . . .	10
I.6.1	Etat limite ultime (ELU) . . . . .	10
I.6.2	Etat limite de service (ELS) . . . . .	10
I.7	Coefficient d'équivalence . . . . .	11
I.8	Les actions . . . . .	11
I.9	Conclusion . . . . .	12

---

### I.1 Introduction

L'objectif d'un ingénieur civil est de concevoir et de dimensionner divers projets de construction qui peuvent impliquer soit du béton renforcé ou de la couverture métallique. Le processus de dimensionnement doit tenir compte de l'économie, de la durabilité du travail, et de la norme de sécurité.

Il s'agit en fait simplement d'une procédure de vérification de projet qui est conçue principalement sur la base de l'invention du technicien et l'expérience acquise par l'intuition acquise.

En outre, ce n'est pas la seule façon de garantir qu'une entreprise offre une probabilité satisfaisante ou qu'elle peut supporter les coûts escomptés sans causer de dommages ; une structure est considérée comme durable seulement si les matériaux utilisés pour la mise en œuvre répondent aux normes de qualité qui constituent la base des calculs.

### I.2 Présentation de l'ouvrage

Le projet consiste à calculer les éléments de la structure de l'ENSET en béton armé composé d'un *RDC* + 4 étage possédant un Décrochement en plan (forme carré). Cet ouvrage est implanté à " Cité frères bouceta / commune de Azzaba." Classée en zone de moyenne sismique (zone IIa). D'après le règlement parasismiques algériens (RPA 99/Version 2003) [1], zone du vent (zone I) d'après le règlement neige et vent (RNV99) [5].



Fig. I.1 : Localisation de l'ENSET extrait par Google earth

## I.3 Caractéristiques géométriques du l'ENSET

### Dimension en élévation :

- \* Hauteur totale du bâtiment :  $H_t$  : 18.15m
- \* Hauteur d'étage courant :  $H$  : 3.60m
- \* Hauteur de rez- de chaussé :  $H$  : 3.75m

### Dimensions en plan :

- \* Longueur du bâtiment :  $L_y$  : 56.62m
- \* Largeur du bâtiment :  $L_x$  : 70.62m

- ◆ L'ENSET est construit sur un sol meuble avec une contrainte admissible du sol d'assise  $\sigma_{sol} = 1.3$  bars .
- ◆ L'ouvrage appartient au groupe d'usage **1B** selon la classification des ouvrages, suivant leur importance d'après les règles parasismiques algériennes « R.P.A 99 version 2003 » [1].
- ◆ Le site est considéré comme ferme : catégorie S3 [1] .

## I.4 Différents éléments de la structure

### I.4.1 Superstructure

#### 1. Éléments structuraux

**Poteaux** : sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations à la base de la structure.

**Poutres** : Ce sont des éléments horizontaux en béton armé rectangulaires ou carrés, destinés à reprendre les efforts, On distingue : les poutres principales, les poutres secondaires.

**Voiles** : Les voiles sont des murs qui entièrement réalisés en béton armé et servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

#### 2. Éléments secondaires

**Balcons** : Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastré dans les poutres.

**Escaliers** : L'escalier droit à deux volées avec un seul palier utilisé pour RDC et étages courants.

**Acrotère** : Au niveau de la terrasse, l'édifice est entouré d'un acrotère conçu en maçonnerie de 80cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

**Planchers** :

- **Planchers en corps creux** : Nous avons opté pour des dalles en corps creux, le plancher terrasse analogue à ceux des étages courants est surmontés d'une couche d'isolation thermique, pour les raisons suivantes :
  - ▷ Facilité de réalisation.
  - ▷ Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
  - ▷ Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
  - ▷ Raison économique .

- **Planchers en dalles pleines** : Ce sont des éléments planes, constitués de panneaux en béton armé, leurs épaisseurs dépendent des conditions d'utilisation.

### 3. Éléments de remplissages

**Maçonnerie** : Le cloisonnement de l'école se fait en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, pour séparation entre les salles .

Les murs extérieurs seront conçus en double cloison (15 + 10) cm avec une lame d'air de 5 cm qui joue le rôle d'isolation phonique et thermique.

**Coffrage** : Le coffrage utilisé pour réaliser ce projet est un coffrage métallique permettant d'assurer un monolithisme parfait de la structure ainsi qu'une rapidité d'exécution des travaux.

**Conception** : Les éléments porteurs sont continue sur toute leur hauteur jusqu'aux fondations en vue d'éviter des effets de cisaillements parasite (assure la continuité de la structure).

**Revêtement** :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour le mur extérieur et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.

Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant pénétration des eaux pluviales.

**Isolation** : L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de mur extérieurs, l'isolation est assurée par lame d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cour de réalisation.

A noter que l'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

## 1.4.2 L'infrastructure

La fondation est la partie de l'ouvrage qui assurer la transmission les charges horizontales et verticales au sol, réaliser l'encastrement de la structure et limiter les tassements.

## 1.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux

### 1.5.1 Béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment, granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage, Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

La composition d'un mètre cube du béton est la suivante :

- 350kg de ciment *CEMII/A42, 5*.
- 400L de sable  $C_g \leq 5mm$ .
- 800L de gravillons  $C_g \leq 25mm$ .
- 175L d'eau de gâchage.

Résistance mécanique du béton

1. Résistance à la compression

La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{cj}$  à  $j$  jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes  $16cm \times 32cm$ .

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité :  $f_{c28}$ . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à  $j$  jours, définies à partir de  $f_{c28}$ , par :

$f_{cj}$	$f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$	$f_{cj}$	$40 \text{ Mpa} < f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa}$
$j < 60$	$\frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28}$	$j \leq 28$	$\frac{j}{1.40 + 0.95j} \times f_{c28}$
$j \geq 60$	$1.10 f_{c28}$	$28 < j < 60$	$f_{c28} = f_{cj}$

Tableau ( I-1) : la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton .

Pour notre étude on prend :  $f_{c28} = 25\text{Mpa}$ .

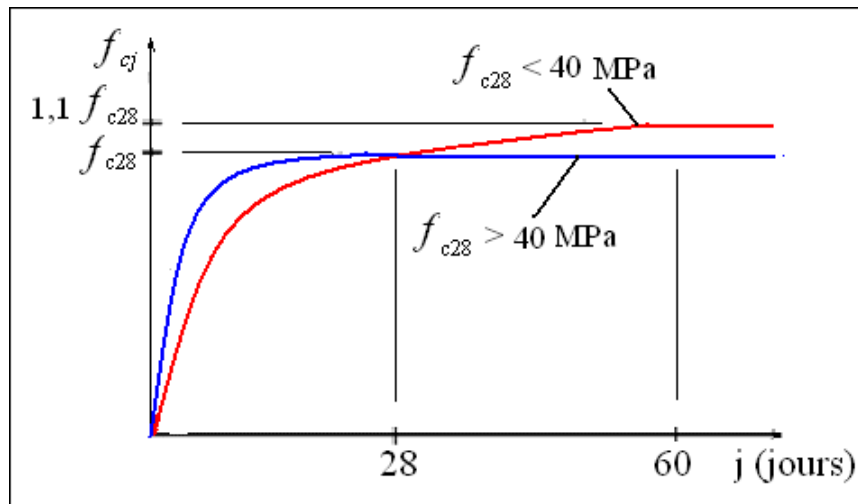


Fig. I.2 : Evolution de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton

2. Résistance à la traction

$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$  cette formule étant valable pour les valeurs de  $f_{cj}$  au plus égales à  $60\text{Mpa}$  [3] (BAEL91 et DTU).

Donc pour :  $f_{c28} = 25\text{Mpa}$  ;  $f_{t28} = 2.1\text{Mpa}$ .

3. Déformation longitudinale du béton

Il existe deux modules de déformation :

\* Le module de déformation longitudinale instantanée  $E_{ij}$  :

sous des contraintes normales d'une durée inférieure à 24 h. Selon le CBA93(Article A.2.1.2.1) le  $E_{ij}$  égal à :

$$E_{ij} = 11000 \cdot f_{cj}^{1/3} \text{ Mpa}$$

$$E_{ij} = 32164.19 \text{ Mpa}$$

\* **Le module de déformation longitudinale différée  $E_{vj}$**  :

Le module de déformation longitudinale différée  $E_{vj}$  lorsque la contrainte normale appliquée est en longue durée. Selon le CBA93 (Article A.2.1.2.2) le  $E_{vj}$  égal à :

$$E_{vj} = 3700 \cdot f_{cj}^{1/3} \text{ Mpa}$$

$$E_{v28} = 10818.86 \text{ Mpa}$$

#### 4. **Déformation transversale du béton**

Il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E_{ij}}{2(\nu + 1)}$$

Avec :

E : Module de young

$\nu$  : Coefficient de poisson

#### 5. **Coefficient de Poisson**

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté " $\nu$ ". Conformément au règlement [BAEL 91] :

▷ L'ELU :  $\nu = 0$  calcul des sollicitations (béton fissuré).

▷ L'ELS :  $\nu = 0.2$  calcul des déformations (béton non fissurée).

▷  $\nu = 0 \implies G = 0.5 \cdot E_{ij} = 16082.095 \text{ Mpa}$ .

▷  $\nu = 0.2 \implies G = 0.42 \cdot E_{ij} = 13508.960 \text{ Mpa}$

#### 6. **contrainte limites de béton**

Selon le **BAEL** on distingue deux états limites :

\* **Etat limite ultime(ELU)** : correspond à ce que l'on entend généralement par la limite de résistance mécanique au-delà laquelle il y'a la ruine de l'ouvrage.

Selon le **BAEL 91**(art A-5.121) la contrainte de béton à l'état limite ultime est notée  $f_{bu}$  tel que :

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\theta \cdot \gamma_b} f_{c28} (\text{Mpa})$$

Avec :  $\gamma_b$  : coefficient de sécurité du béton : **1.5** pour les combinaisons fondamentales et **1.15** pour les combinaisons accidentelles.

donc :

$$f_{bu} = 14.17 \text{ Mpa} \quad (\text{situations durables})$$

$$f_{bu} = 18.48 \text{ Mpa} \quad (\text{situations accidentelles})$$

$\theta$  : coefficient qui dépend de la durée d'application de la combinaison d'action.il est fixé à :

**1** : lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à **24h** .

**0.9** : lorsque cette durée est comprise entre **1h** et **24h**.

**0.85** : lorsqu'elle est inférieure à **1h**

$\theta$	Durée d'application
1	$> 24h$
0.9	$1h \leq \text{durée} \leq 24h$
0.85	si durée $< 1h$

Table 1 : les valeurs de  $\theta$  dépend de la durée d'application des charges

Les cas	$\gamma_b$	$\sigma_{bc}(Mpa)$
Cas accidentelle	1.15	18.48
Cas général	1.5	14.17

Table 2 : le coefficient de sécurité du béton dans les deux cas

7. **diagramme contrainte-déformation de béton**

\* **ELU**

Dans le calculs relatifs à l'état ultime de résistance on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit "parabole rectangle" et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire .

Diagramme parabole rectangle : C'est un diagramme déformations - contraintes du béton qui peut être utilisé dans tous les cas .

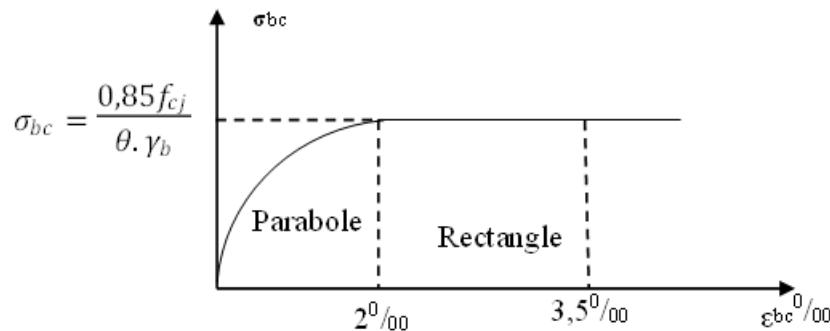


Fig. I.3 : Diagramme contrainte déformation de calcul l'ELU

avec :

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

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

$\sigma_{bc}$  : contrainte de compression du béton .

\* **ELS**

Correspondent à des critères dont le non-respect ne permet pas à l'élément d'être exploité dans des conditions satisfaisantes.

La contrainte de compression de béton à l'E.L.S est limitée par :

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

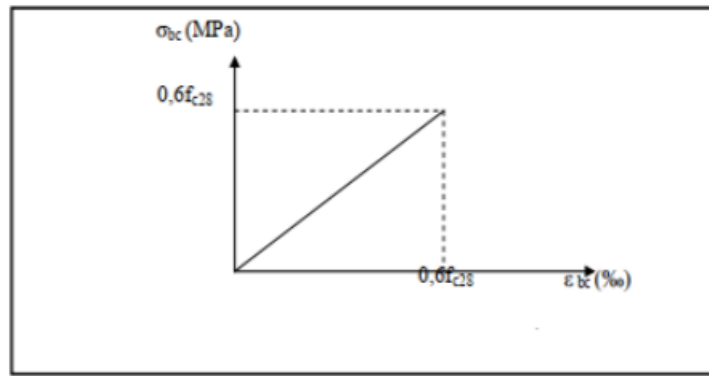


Fig. I.4 : diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS

8. **Contrainte ultime de cisaillement**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par  $\tau \leq \bar{\tau}$  Sachant que : La contrainte ultime du cisaillement du béton est définie par :

$$\tau u = \frac{vu}{b \cdot d}$$

Avec :

$vu$  : Effort tranchant .

$b, d$  : Dimensions de pièce .

Les armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne sont autorisées si  $\tau u$  ne dépasse pas

$$\begin{aligned} \triangleright \bar{\tau u} &= \min \left[ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma b}; 5 Mpa \right] = 2.93 Mpa \dots \dots \dots \text{fissurations peu préjudiciables} . \\ \triangleright \bar{\tau u} &= \min \left[ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma b}; 4 Mpa \right] = 2.86 Mpa \dots \dots \dots \text{fissurations préjudiciables ou très prj} . \end{aligned}$$

**I.5.2 Acier**

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction, et aussi à la compression pour des élancements faibles, il subit les effets de la corrosion. Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Ils sont caractérisés par leurs limites élastiques et leur module d'élasticité, on distingue trois catégories :

- **Les treillis soudés (TR)**  
Ils sont utilisés comme armature dans les dalles car cela évite l'arrimage des barres transversales et longitudinales entre elles.
- **Les ronds lisses (RL)**  
Leur emploi est limité à quelques usages particulières, il existe deux nuances (Fe E215 ; Fe E235) correspondent à des limites d'élasticité de 215 MPa et 235 MPa.
- **Haute adhérence (HA)**  
Pour les barres à haute adhérence les nuances sont (Fe E400 ; Fe E500) correspondant à des limites d'élasticité de 400MPa et 500MPa.

**Caractère mécanique :**

Le caractère mécanique servant de base aux justifications est limite d'élasticité garantie désignée par  $\langle f_e \rangle$ .

Pour notre projet on prend des barres à haute adhérence (HA).

$$FeE400 \quad ; \quad f_e = 400Mpa$$

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est égale à :  $E_s = 200000Mpa$ .

## 1.6 Contraintes limite de l'acier

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre  $\sigma$  et la déformation relative  $\epsilon$ , selon le **BAEL** on distingue deux états limites :

### 1.6.1 Etat limite ultime (ELU)

On adopte le diagramme contrainte-déformation (BAEL91(Art.4.3.2)) suivant :

$$\epsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s E_s}$$

$$\delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \begin{cases} f_e & : \text{Limite d'élasticité de l'acier} : f_e = 400Mpa \\ \gamma_s & : \text{Coefficient de sécurité} \end{cases}$$

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & : \text{pour les situations durables} \\ 1.00 & : \text{pour les situations accidentelles} \end{cases}$$

Acier à haute adhérence **FeE400**

$$\sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348Mpa \quad (\text{situation fondamentale})$$

$$\sigma_s = \frac{400}{1.00} = 400Mpa \quad (\text{situation accidentelle})$$

### 1.6.2 Etat limite de service (ELS)

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

- ▷ Fissuration peu préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s < \sigma_s$  pas de limitation .
- ▷ Fissuration préjudiciable :  $\bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$  Mpa.
- ▷ Fissuration très préjudiciable :  $\bar{\sigma}_{st} = \min \left( 0.5 f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$  Mpa.

Avec  $\eta$  : coefficient de fissuration .

$$\eta = \begin{cases} 1 & : \text{pour les rondes lisses} \\ 1.6 & : \text{pour les hautes adhérences avec } \phi \geq 6mm \\ 1.3 & : \text{pour les hautes adhérences avec } \phi < 6mm \end{cases}$$

## 1.7 Coefficient d'équivalence

Le coefficient d'équivalence noté ( $n$ ) est le rapport suivant :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

Avec :

$n$  : coefficient d'équivalence.

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

$E_b$  : module de déformation du béton .

◇ **Poids volumique :**

Béton armé .....  $\gamma_b = 25KN/m^3$

Béton non armé .....  $\gamma_b = 22KN/m^3$

Acier .....  $\gamma_b = 78.5KN/m^3$

◇ **Diagramme déformation contrainte de calcul [3] :**  $\sigma_s = f(\varepsilon\%)$

Dans les calculs relatifs eux etats limités , on introduit un coefficient de sécurité  $\Upsilon_s$  pour notre étude , on utilise des aciers  $FeE400$  .

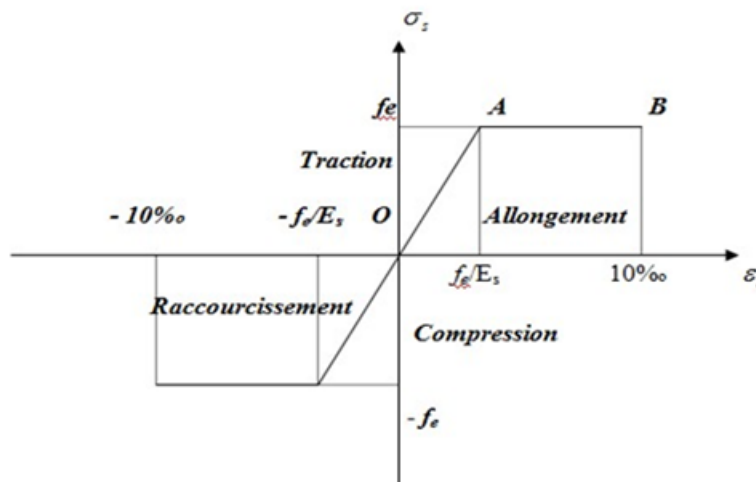


Fig. I.5 : diagramme conventionnel déformations - contrainte de l'acier

## 1.8 Les actions

Les actions sont des forces et des couples dues aux charges appliquées ou aux déformations imposées à une construction, l'ouvrage est conçu se trouve dans deux types de situations, à savoir durables et accidentelles, durant lesquelles s'exercent des actions. On distingue :

- **Les actions permanentes (G) :**

Ce sont des actions dont l'intensité varie très peu dans le temps elles comportent : Poids propre des éléments, Poussée des terres, etc .

- **Les actions variables ( $Q_i$ ) :**

Ce sont des actions dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent En particulier :

- Surcharge d'exploitation et charges appliquées au cours d'exécution.
- Charges climatiques (neige, vent) plus les actions de température, du retrait,etc

- **Les actions accidentelles ( $F_a$ ) :**

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application : (séisme, explosion,etc).

- **Combinaisons d'actions :**

Les sollicitations de calcul à considérer dans les calculs (moments fléchissant, efforts normaux, efforts tranchants) résultent des combinaisons d'actions définis comme suite :

- \* **Combinaison selon le BAEL 91 :**

$$ELU : 1.35G + 1.5Q$$

$$ELS : G + Q$$

- \* **Combinaisons d'actions Selon le RPA99 version 2003 :**

$$G + Q \pm E \quad (E : \text{effort de séisme}).$$

$$0,8G \pm E \quad (\text{pour les fondations}).$$

$$G + Q \pm 1,2E \quad (\text{pour les structures en portiques auto-stables seulement}).$$

- \* **Les sollicitations :**

Les sollicitations sont des efforts provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle, elles sont exprimées sous forme des forces, des efforts (normaux ou tranchants), de moments (de flexion, de torsion).

## 1.9 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté la description de notre projet avec toutes ses Caractéristiques, nous avons aussi donné les caractéristiques des matériaux utilisées.

Le chapitre suivant fera l'objet du pré dimensionnement de tous les éléments de la structure de notre ouvrage.

---

## *Pré dimensionnement des éléments structuraux et descente des charges*

---

II.1	Introduction . . . . .	14
II.2	Pré dimensionnement des planchers . . . . .	15
II.2.1	Planchers en corps creux . . . . .	15
II.2.2	Dalle pleine . . . . .	18
II.3	Pré dimensionnement des poutres . . . . .	19
II.3.1	Poutres principales (porteuses) . . . . .	19
II.3.2	Poutres secondaires (Non porteuses) . . . . .	21
II.4	Descente des charges . . . . .	21
II.4.1	Introduction . . . . .	21
II.4.2	Descente de charge des planchers . . . . .	22
II.4.3	Descente de charge de balcon . . . . .	24
II.4.4	Descente de charge de l'acrotère . . . . .	25
II.4.5	Descente de charge de façade . . . . .	26
II.4.6	Descente de charge de l'escalier . . . . .	28
II.5	Pré dimensionnement des poteaux . . . . .	30
II.5.1	Poteau rectangulaire . . . . .	30
II.5.2	Poteaux circulaires (Pour le RDC) . . . . .	36
II.6	Pré dimensionnement des voiles . . . . .	37
II.7	Conclusion . . . . .	39

---

## II.1 Introduction

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

En générale, notre étude de l'ouvrage est concentrée sur le seul bloc (bloc A) suivant (On utilise le plan de fondation comme un schéma pour la présentation du bloc) :

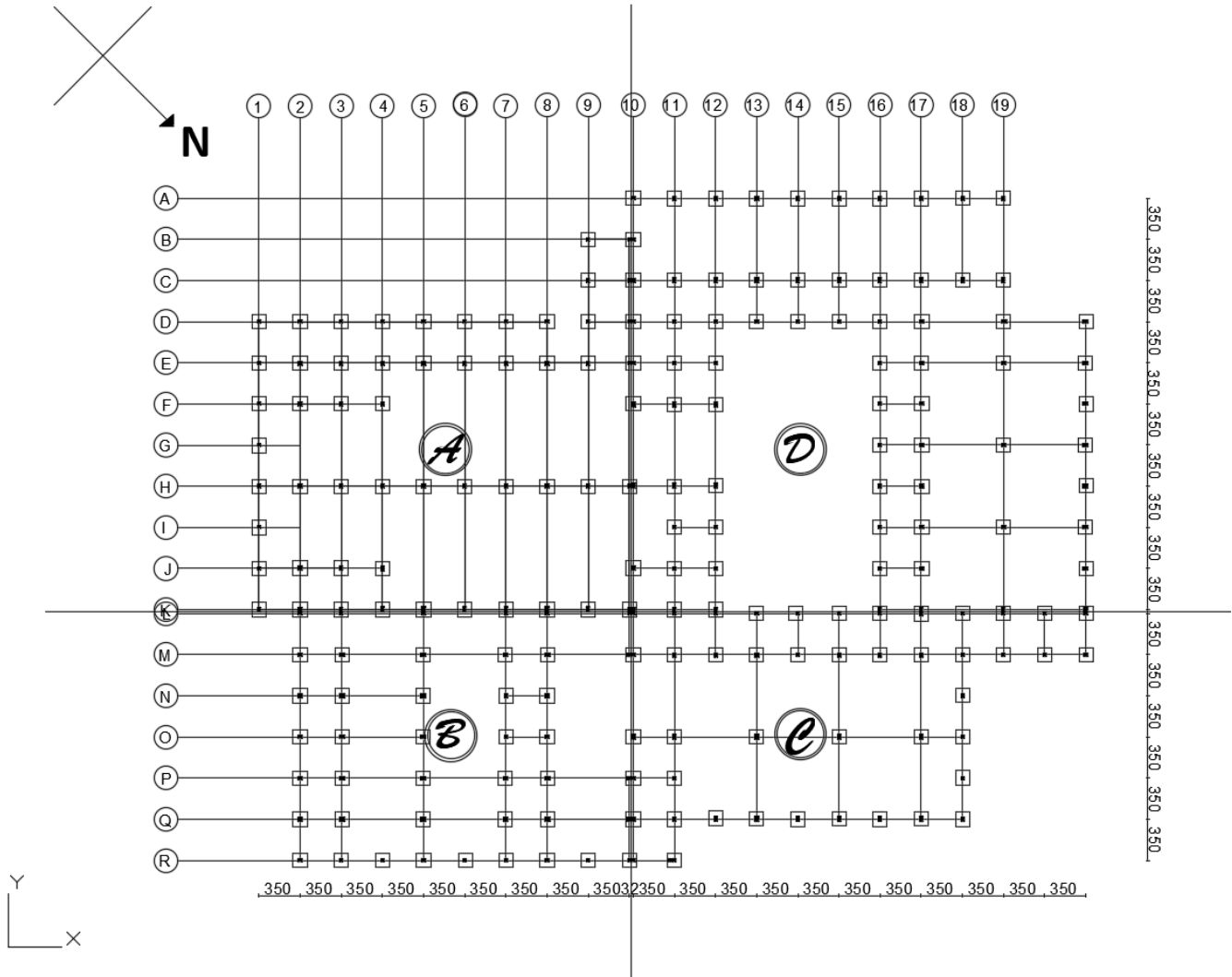


Fig. II.1 : Plan du fondation de l'ouvrage

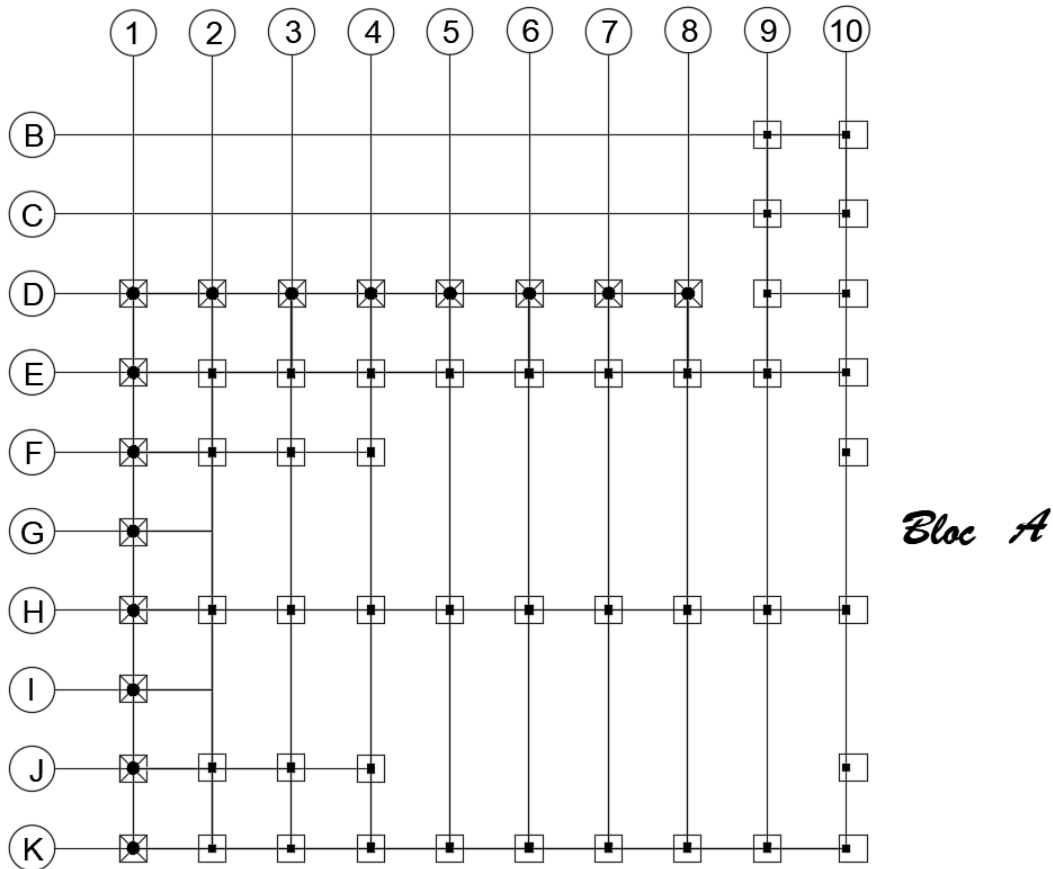


Fig. II.2 : plan du fondation de bloc étudiée (bloc A)

## II.2 Pré dimensionnement des planchers

Les planchers déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, ils s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Ils servent aussi à la distribution des efforts horizontaux. Leur épaisseur dépend, le plus souvent des conditions d'utilisations et par conséquent déterminée selon les conditions ci-dessous :

### II.2.1 Planchers en corps creux

L'épaisseur de ce type de planchers doit être calculée pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soient pas trop élevées à cause des désordres que cela occasionnera aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

L'épaisseur du plancher est donnée par la formule suivante :

#### II.2.1.1 Condition de flèche

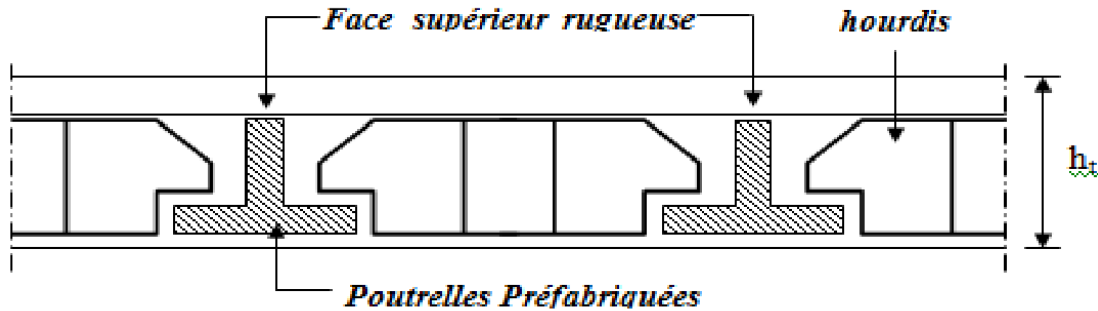
$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \left( \frac{RPA99}{V2003} \right)$$

Avec :

$h_t$  : épaisseur du plancher.

$L_{max}$  : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

$$L_{max} = 350 - 50 = 320\text{cm} \longrightarrow h_t \geq \frac{320}{22.5} = 14,22\text{cm}$$



**Fig. II.3 : Dalle en corps creux.**

On adopte un plancher à corps creux d'une épaisseur de  $h_t=20\text{cm}$  et en choisit des planchers à Corps-creux de type (16 + 4) :

$$(16 + 4) \left\{ \begin{array}{l} 16\text{cm} : \text{Épaisseur du corps creux.} \\ 4\text{cm} : \text{Épaisseur de la dalle de compression.} \end{array} \right.$$

● **Remarque**

le choix d'une épaisseur (16 + 4) est dicté par disponibilité des matériaux sur le marché et dans le but d'un formier l'épaisseur de tous les panneaux du plancher. On vérifiera la flèche après le ferrailage selon la référence [BAEL 91].

**II.2.1.2 Poutrelles**

Les poutrelles (nervures) doivent être assimilées à une section transversale en forme de « T » et leur largeur  $b$  (largeur de la table de compression) doit être déterminée ayant les dimensions suivantes :

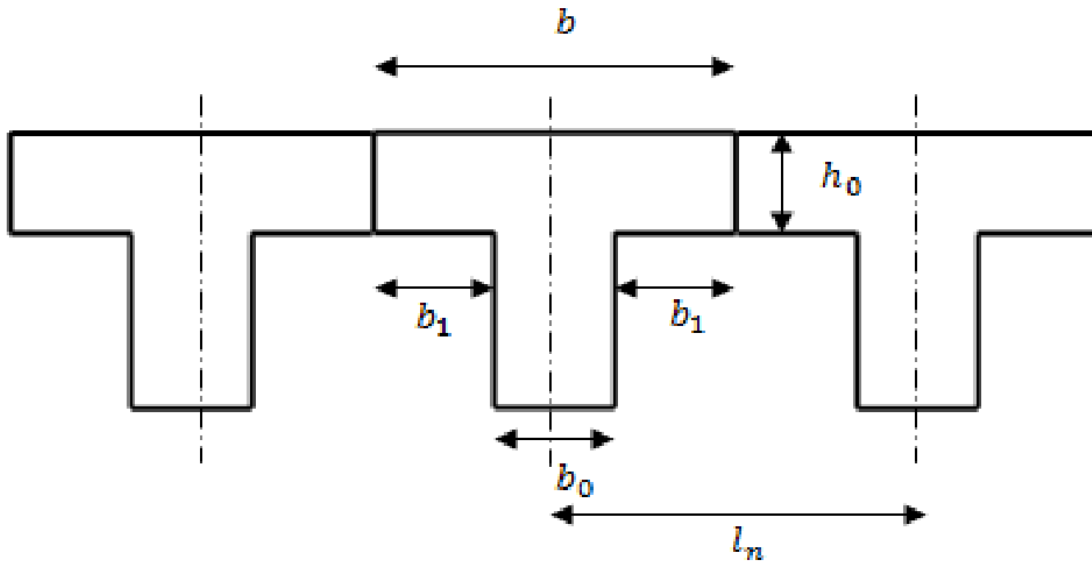


Fig. II.4 : Les Poutrelle.

### II.2.1.2.1 Caractéristique géométrique des poutrelles

$$0,3h_t \leq b_0 \leq 0,5h_t \rightarrow \text{BAEL91}$$

$$h_t = 20\text{cm} \rightarrow 6\text{cm} \leq b_0 \leq 10\text{cm}.$$

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

La largeur efficace  $b$  de la poutrelle est déterminée par :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min \left( \frac{L_x}{2}, \frac{L_x^{\min}}{10} \right)$$

- $l_n$  : distance entre axes de nervures : ( $l_n = 60\text{cm}$ )
- $h_0$  : la hauteur de la dalle de compression :  $h_0 = 4\text{cm}$ .
- $b_0$  : épaisseur de la nervure : ( $b_0 = 10\text{cm}$ )

$$L_x = l_n - b_0 \implies L_x = 60 - 10 = 50\text{cm}; \quad L_y^{\min} = 350\text{cm}$$

On replace ces valeurs dans la formule précédente, on trouve :

$$\frac{b - 10}{2} \leq \min \left[ \frac{50}{2}, \frac{350}{10} \right] \implies \frac{b - 10}{2} \leq 25 \implies b \leq 60\text{cm}$$

On adopte une largeur efficace de la poutrelle  $b = 60\text{cm}$ .

Les poutrelles étudiées dans notre structure auront les dimensions suivante :

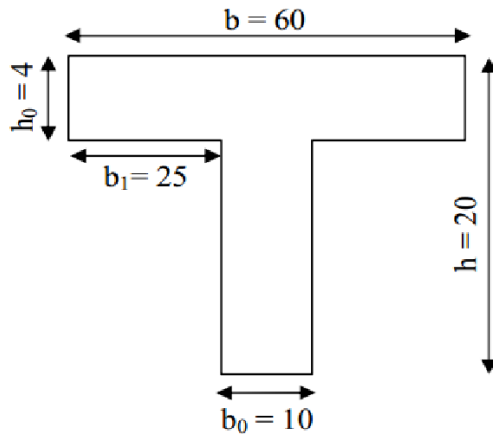


Fig. II.5 : Section de la poutrelle.

Caractéristique	Valeur
Épaisseur de la dalle de compression	4 cm
Épaisseur de l'entrevous	16 cm
La largeur $b_0$ des nervures	10 cm
Distance $L_n$ entre deux nervures	60 cm
Entre axe des nervures	60 cm

Tab. II.1 : Récapitulatif

## II.2.2 Dalle pleine

Le plancher en dalle pleine est constitué d'une épaisseur de béton armé de 15 à 20 cm en moyenne, coulée sur un coffrage plat. Très utilisé dans l'habitat collectif, il comporte des armatures d'acier variant en nombre et en diamètre selon la portée et les charges à supporter.

Le plancher en dalle pleine demande une mise en œuvre assez longue et un important matériel de coffrage.

L'épaisseur à donner aux dalles résulte les conditions suivantes :

- De résistance à la flexion :  $1/30$  à  $1/35$  de la portée pour une dalle reposant sur 2 appuis ; et  $1/40$  à  $1/50$  pour une dalle reposant sur 3 ou 4 cotés.
- D'isolation acoustique :  $\geq 16cm$ .
- De rigidité ou limitation de la flèche :  $\leq 1/500$ .
- De sécurité vis à vis de l'incendie : on adopte une épaisseur de 7 cm pour 1 heure de coupe-feu et de 11 cm pour 2 heures de coupe-feu.

### II.2.2.1 Condition de flèche

$$\frac{L_{max}}{50} \leq h \leq \frac{L_{max}}{30}$$

Avec :

$h_t$  : épaisseur de la dalle pleine.

$L_{max}$  : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

$$L_{max} = 350 - 50 = 300cm$$

$$\rightarrow \frac{300}{50} = 6 \leq h \leq \frac{300}{30} = 10$$

On adopte une dalle pleine en béton armé d'une épaisseur de  $ht = 20cm$ .

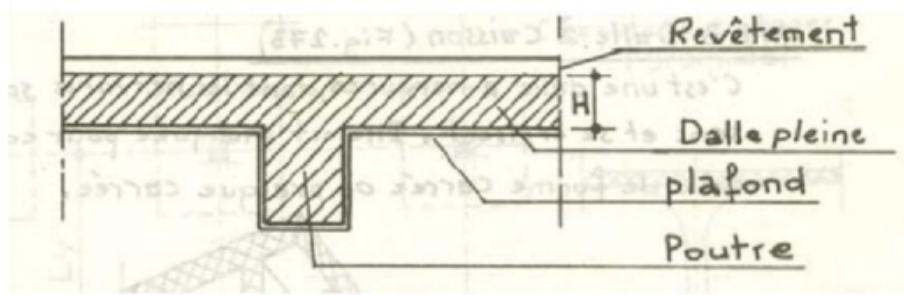


Fig. II.6 : Dalle pleine en béton armé.

## II.3 Pré dimensionnement des poutres

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

Les poutres seront pré dimensionnées selon les formules données par le **BAEL 91révisée 99** et vérifiées par la suite selon le **RPA 99 / version 2003**.

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, deux types de poutres sont distingués :

### II.3.1 Poutres principales (porteuses)

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

- elles relient les poteaux.
- elles supportent la dalle.

#### II.3.1.1 Poutres principales (60x140)

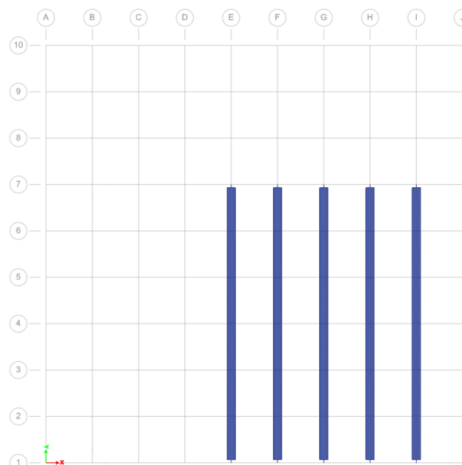


Fig. II.7 : Un schéma représente la disposition des poutres principales (60x140) cm<sup>2</sup> à la terrasse

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

Avec :

$L_{max}$  : longueur libre entre nus d'appuis.

$L_{max} = 2100cm$ .

$h$  : hauteur totale de la poutre.

$$140 \leq h \leq 210 \quad \text{donc : } h = 140cm$$

$$0,4 \leq b \leq 0,8h$$

$$56 \leq b \leq 112 \quad \text{donc : } b = 60cm$$

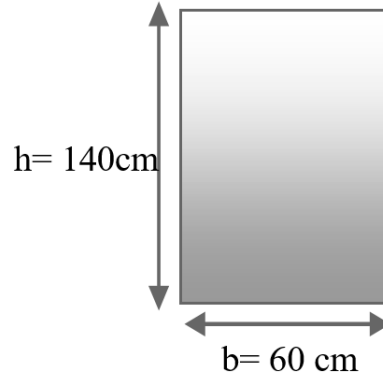


Fig. II.8 : Dimensions du section de la poutre principale(60x140)

D'après le RPA 99 / version 2003 art.7.5.1 :

\*  $b \geq 20cm \implies 60cm > 20cm$  Condition Vérifiée.

\*  $h \geq 30cm \implies 140cm > 30cm$  Condition Vérifiée.

\*  $\frac{h}{b} < 4 \implies \frac{140}{60} = 2,33 < 4$  Condition Vérifiée.

\*  $b_{max} \leq 1,5h + b_1 \implies 210 \leq 280$  Condition Vérifiée.

( $b_1$  est la plus petite dimension de la section du poteau)

$h$  peut être ramené à 20cm dans les ouvrage contreventés par voiles

### II.3.1.2 Poutres principales (50x85)

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

Avec :

$L_{max}$  : longueur libre entre nus d'appuis.

$L_{max} = 1050cm$ .

$h$  : hauteur totale de la poutre.

$$70 \leq h \leq 105 \quad \text{donc : } h = 85cm$$

$$0,4 \leq b \leq 0,8h$$

$$34 \leq b \leq 68 \quad \text{donc : } b = 50cm$$

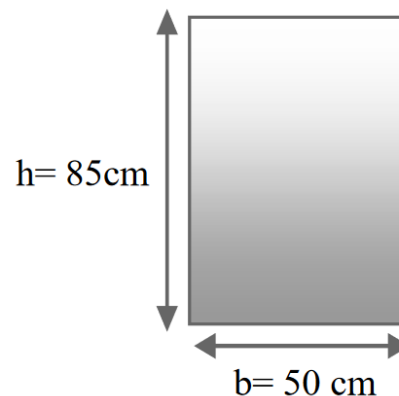


Fig. II.9 : Dimensions du section de la poutre principale(50x85)

D'après le RPA 99 / version 2003 art.7.5.1 :

\*  $b \geq 20cm \implies 50cm > 20cm$  Condition Vérifiée.

\*  $h \geq 30cm \implies 85cm > 30cm$  Condition Vérifiée.

\*  $\frac{h}{b} < 4 \implies \frac{85}{50} = 1,7 < 4$  Condition Vérifiée.

\*  $b_{max} \leq 1,5h + b_1 \implies 68 \leq 157,5$  Condition Vérifiée.

( $b_1$  est la plus petite dimension de la section du poteau)

$h$  peut être ramené à 20cm dans les ouvrage contreventés par voiles

### II.3.2 Poutres secondaires (Non porteuses)

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

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

Avec :

**Lmax** : longueur libre entre nus d'appuis

$\implies L_{max} = 350cm$

**ht** : hauteur totale de la poutre.  $23.3 \leq h \leq 35$

donc  $h = 40cm$

$0.4h \leq b \leq 0,8h$

$16cm \leq b \leq 32cm$  Donc  $b = 30cm$

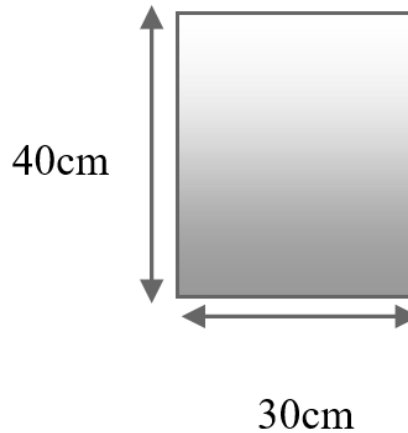


Fig. II.10 : Dimensions du section de la poutre secondaire

D'après le **RPA 99 / version 2003** :

\*  $b \geq 20cm \implies 30cm \geq 20cm \dots\dots\dots CV$

\*  $h \geq 30cm \implies 40cm \geq 30cm \dots\dots\dots CV$

\*  $\frac{h}{b} < 4 \implies \frac{40}{30} = 1,33 < 4 \dots\dots\dots CV$

\*  $b_{max} \leq 1,5h + b_1 \implies 32cm \leq 130cm \dots\dots\dots CV$

$h$  peut-être ramené à 20cm dans les ouvrages contreventés par voiles.

## II.4 Descente des charges

### II.4.1 Introduction

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- \* le poids propre de l'élément
- \* la charge de plancher qu'il supporte

1. la part de cloison répartie qui lui revient.

\* les éléments secondaires (escalier, acrotère.....)

## II.4.2 Descente de charge des planchers

### II.4.2.1 Plancher terrasse

La terrasse est **inaccessible** et réalisée en plancher à corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

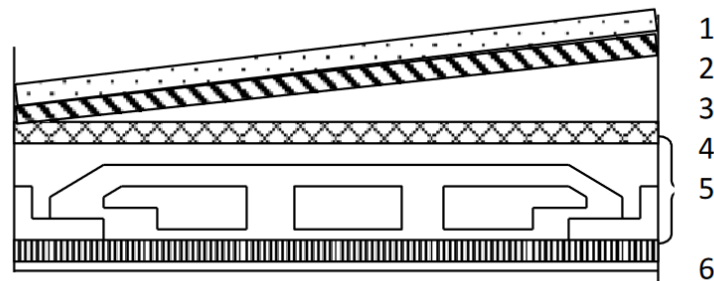


Fig. II.11 : Éléments constituant le plancher terrasse inaccessible

Matériaux	Épaisseur (m)	d (t/m <sup>3</sup> )	G (t/m <sup>2</sup> )
1-Protection en gravillon (5cm)	0.05	1.7	0.085
2-Étanchéité multicouche	/	/	0.012
3-Forme de pente (10cm)	0.1	2.2	0.22
4-Isolation liégé (4cm)	0.04	0.4	0.016
5-Dalle en corps creux (16+4)cm	0.2	1.36	0.272
6-Enduit plâtre (2cm)	0.02	1	0.02
Charge permanente G (t/m <sup>2</sup> )		∑	0,625
Charge d'exploitation Q(t/m <sup>2</sup> )			0,1

Tab. II.2 : Éléments constituant le plancher terrasse inaccessible

II.4.2.2 Plancher étage courant

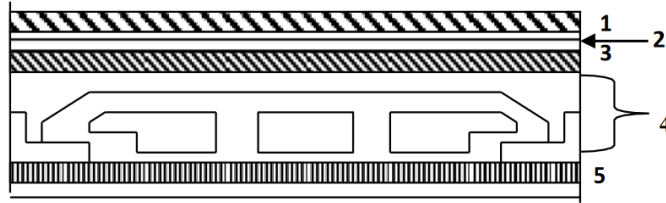


Fig. II.12 : Éléments constituant le plancher étage courant

Matériaux	Épaisseur (m)	d (t/m <sup>3</sup> )	G (t/m <sup>2</sup> )
Carrelage (2cm)	0.02	2.2	0.044
Mortier de pose (2cm)	0.02	2	0.04
Lit de sable (2cm)	0.02	1.8	0.036
Dalle en corps creux (16+4) cm	0.2	1.36	0.272
Enduit plâtre (2cm)	0.02	1	0.02
Cloison de séparation	/	/	0.075
Charge permanente G (t/m <sup>2</sup> )		Σ	0.487
Charge d'exploitation Q(t/m <sup>2</sup> )			Q=0.15

Tab. II.3 : Éléments constituant le plancher étage courant

II.4.2.3 Dalle pleine

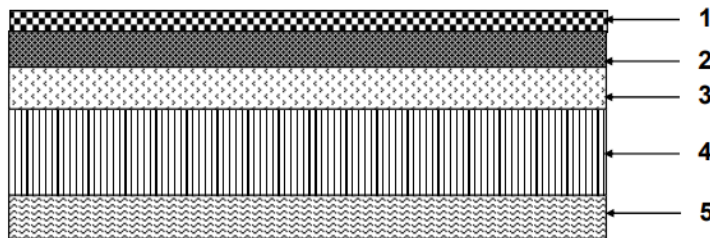
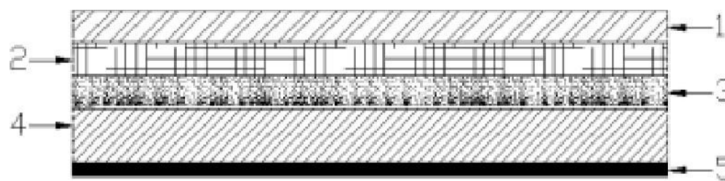


Fig. II.13 : Éléments constituant la dalle pleine

Matériaux	Épaisseur (m)	d (t/m <sup>3</sup> )	G (t/m <sup>2</sup> )
Carrelage 2cm	0.02	1	0.02
Mortier de pose 2cm	0.02	1	0.02
Lit de sable 2cm	0.02	1.8	0.036
Dalle pleine 20cm	0.20	2.5	0.5
Enduit de ciment 2cm	0.02	2	0.04
Charge permanente $G(t/m^2)$		$\Sigma$	0.616
Charge d'exploitation $Q(t/m^2)$			0.35

**Tab. II.4 :** Éléments constituant la dalle pleine

### II.4.3 Descente de charge de balcon



**Fig. II.14 :** Éléments constituant le balcon

On général le balcon est constitué d'une dalle pleine dont l'épaisseur est conditionnée par :

$$\star \frac{L}{15} < e < \frac{L}{20} + 7 \text{ avec } : L_{max} = 1,4m$$

$$\star 9.33 \leq e \leq 14cm$$

On prend :  $e = 15cm$ .

Le balcon est constitué par une console en béton armé.

On estime le poids propre du balcon comme suit :

Matériaux	Épaisseur (m)	d (t/m <sup>3</sup> )	G (t/m <sup>2</sup> )
Carrelage 2cm	0.02	1	0.02
Mortier de pose 2cm	0.02	1	0.02
Lit de sable 2cm	0.02	1.8	0.036
Dalle pleine 15cm	0.15	2.5	0.375
Enduit de ciment 2cm	0.02	2	0.04
Charge permanente $G(t/m^2)$		$\Sigma$	0.490
Charge d'exploitation $Q(t/m^2)$			0.35

Tab. II.5 : Éléments constituant le balcon

#### II.4.4 Descente de charge de l'acrotère

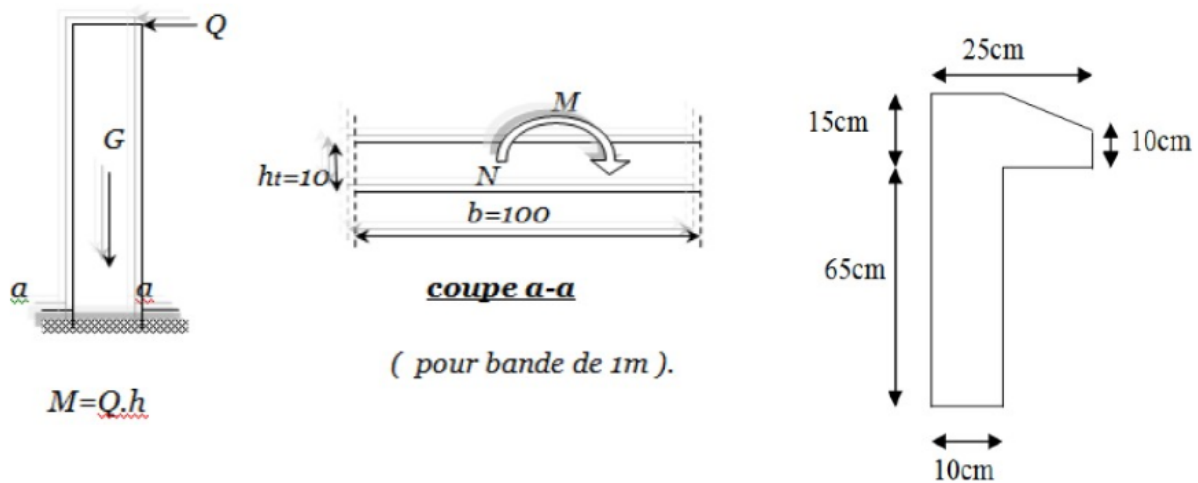


Fig. II.15 : Une Schéma représente l'acrotère

- Surface de l'acrotère :  $0,09625m^2$
- La masse :

Surface m <sup>2</sup>	d(t/m <sup>3</sup> )	d (t/ml <sup>3</sup> )
0,09625	2,5	0,24

Tab. II.6 : Caractéristiques d'un Acrotère

## II.4.5 Descente de charge de façade

### II.4.5.1 Murs extérieur

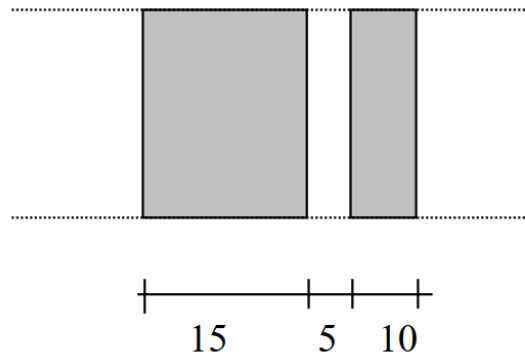


Fig. II.16 : Cloisons extérieur

Matériaux	Épaisseur (m)	d (t/m <sup>3</sup> )	G (t/m <sup>2</sup> )
Briques creuses 15cm	0.15	1.4	0.21
Vide d'air 5cm	0.05	/	/
Briques creuses 10cm	0.1	1.4	0.14
Enduit intérieur 2cm	0.02	1	0.02
Enduit de ciment 2cm	0.02	2	0.04
G (t/m <sup>2</sup> )		Σ	0.41

Tab. II.7 : Éléments constituant le cloison extérieur

Avec 30% d'ouverture :

	$G_i(t/m^2)$	Pourcentage	Charge permanente G (t/m <sup>2</sup> )
Les valeurs	0,41	0,7	0,287

II.4.5.2 Cloisons intérieures

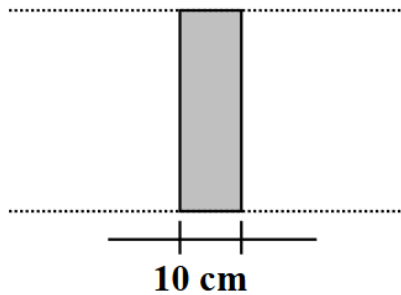


Fig. II.17 : Cloisons intérieur

Matériaux	Epaisseur (m)	d (t/m <sup>3</sup> )	G (t/m <sup>2</sup> )
Briques creuses 10cm	0.1	1.4	0.14
Enduit intérieur 2cm	0.02	1	0.02
Enduit de ciment 2cm	0.02	2	0.04
G (t/m <sup>2</sup> )		Σ	0.195

Tab. II.8 : Éléments constituant le cloison intérieure

Avec 30% d'ouverture :

	$G_i(t/m^2)$	Pourcentage	Charge permanente G (t/m <sup>2</sup> )
Les valeurs	0,195	0,7	0,1365

## II.4.6 Descente de charge de l'escalier

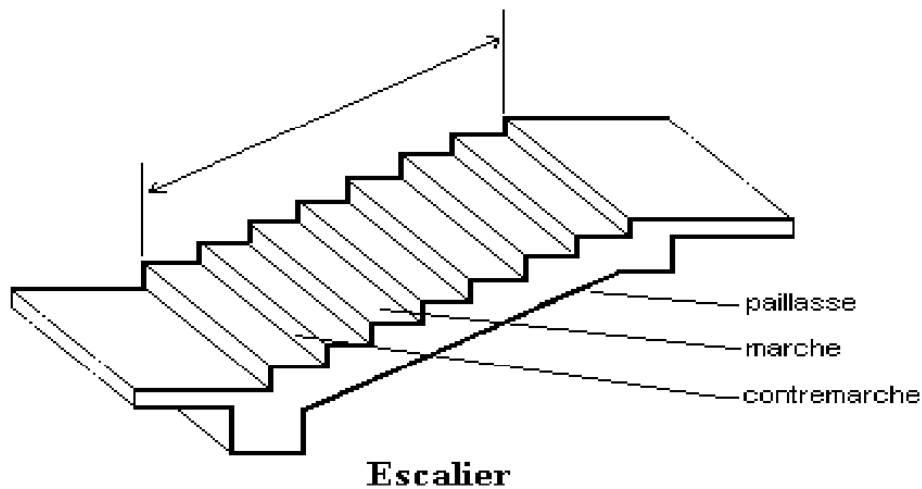


Fig. II.18 : Schéma d'un escalier

Les escaliers sont constitués par des volées préfabriquées en béton armé reposant sur des paliers coulés en place, la jonction palier - volée est assurée par des piques de scellement s'opposant à l'effort transmis par la paillasse au palier.

Le choix de ce type d'escalier a été retenu pour les avantages suivants :

1. Rapidité d'exécution.
2. Utilisation immédiate de l'escalier.

### II.4.6.1 Caractéristiques technique

#### II.4.6.1.1 L'étage de RDC

Hauteur :  $H = 3,75m$  .

Giron :  $g = 30cm$ .

Hauteur de la contre marche à partir de la formule de BLONDEL :

$$\text{On a : } 59 < 2h + g < 66 \implies 14,5 < h < 18$$

Pour :  $h = 17cm \implies$  on aura 24 marches entre chaque étage

On a deux volées dans l'étage de RDC,

La hauteur de volée =  $1.875m \dots\dots\dots 12$ marches

L'inclinaison de la paillasse :

$$tg \alpha_1 = \frac{1.875}{3.30} = 0,57 \implies \alpha_1 = 29,68^\circ$$

Alors, la longueur de paillasse est égale à  $L = \frac{3.30}{\cos \alpha_1} = 3.80m$

### II.4.6.1.2 L'étage courant

Hauteur :  $H = 3,60m$  .

Giron :  $g = 30cm$  .

Hauteur de la contre marche à partir de la formule de BLONDEL :

$$\text{On a : } 59 < 2h + g < 66 \implies 14,5 < h < 18$$

Pour :  $h = 17cm \implies$  on aura 22 marches entre chaque étage

On a deux volées dans chaque étage,

La hauteur de volée =  $1.80m \dots\dots\dots 11$  marches

L'inclinaison de la paillasse :

$$tg \alpha_2 = \frac{1.80}{3.30} = 0,55 \implies \alpha_2 = 28,81^\circ$$

Alors, la longueur de paillasse est égale à  $L = \frac{3.30}{\cos \alpha_2} = 3.77m$

### II.4.6.2 Volée

La volée de l'escalier est assimilée à une dalle simplement appuyée des deux côtés.  
L'épaisseur de la paillasse est comprise entre :

$$\frac{L}{30} < e_p < \frac{L}{20} \implies \frac{380}{30} < e_p < \frac{380}{20}$$

$$12.67 < e_p < 19.00$$

On prend :  $e_p = 15cm$

#### II.4.6.2.1 Palier :

Matériaux	Epaisseur (m)	d (t/m <sup>3</sup> )	G (t/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0.02	2	0.04
Mortier de pose	0.02	2	0.04
Lit de sable	0.02	1.8	0.036
Dalle en BA	0.16	2.5	0.4
Enduit ciment	0.02	2	0.04
Charge permanente G (t/m <sup>2</sup> )		∑	0.556
Charge d'exploitation Q(t/m <sup>2</sup> )			0.25

**Tab. II.9 : Éléments constituant le palier**

**II.4.6.2.2 Volée :**

Matériaux	Epaisseur (m)	d (t/m <sup>3</sup> )	G (t/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0.02	2	0.04
Mortier de pose	0.02	2	0.04
Lit de sable	0.02	1.8	0.036
Marche	0.17	2.2	0.187
Paillasse	0.15	2.5	$(2.5 \times 0,15) / \cos 28.81 = 0.428$
Enduit ciment	0.02	2	0.04
Gardes corps	/	/	0,1
Charge permanente G (t/m <sup>2</sup> )		Σ	0.871
Charge d'exploitation Q(t/m <sup>2</sup> )			0.25

**Tab. II.10 :** Éléments constituant le volée

## II.5 Pré dimensionnement des poteaux

### II.5.1 Poteau rectangulaire

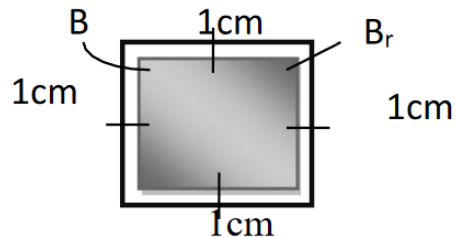
Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations. La section du béton sera déterminée selon l'effort centré maximal de compression.

La section est donc calculée selon la formule donnée par le CBA 93 l'article B.8.4.1 [2]

$$N_u \leq \alpha \left( \left( B_r \cdot \frac{f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right) + \left( A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \right)$$

Tel que :

- $B_r$  : Section du poteau (en  $cm^2$ ).
- $A$  : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.
- $f_{c28}$  : Résistance à la compression de béton
- $f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier utilisé .
- $\gamma_b$  : 1,5. Cas durable.
- $\gamma_s$  : 1,15. Cas durable.



**Fig. II.19 :** Section réduite du poteau rectangulaire

- $\alpha$  : Coefficient dépendant de l'élanement mécanique  $\lambda$  des poteaux qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0,85}{\left(1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right)} \quad \text{si : } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0,60 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{si : } 50 < \lambda < 70.$$

On se fixe un élanement mécanique  $\lambda = 40$  pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée. Selon l'article B.8.4.1 de CBA 93[2] on a :

$$\alpha = \frac{0,85}{(1 + 0,2 \times 1,31)} = 0,674$$

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

$$N_u \leq \alpha \left( \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right)$$

D'où :  $B_r \geq 0,008 \times N_u (\text{Unit}(cm^2); (\text{dan}))$

### II.5.1.1 Calcul des charges et surcharges revenant au poteau

#### II.5.1.1.1 Surcharge Permanant $N_u = 1,35G + 1,5Q$

$$Q = Q \times S_{aff}; \quad G = N \cdot S_{aff} + [(P_{PP} + P_{Ps}) \cdot n]$$

- $N$  : charge permanent cumulée à un niveau donné.
- $Q$  : Surcharge d'exploitation.
- $P_{PP}$  : Poids propre des poutres principales.
- $P_{Ps}$  : Poids propre des poutres secondaires.
- $n$  : Nombre d'étage supporté par chaque poteau.
- $l_{affpp}$  : Longueur afférente de la poutre principale
- $l_{affps}$  : Longueur afférente de la poutre secondaire

#### II.5.1.1.2 Surcharge d'exploitation

L'ENSET est à usage d'enseignement supérieur et de recherche scientifique, ce qui implique :

$Q0 = 1,00kN/m^2$	Terrasse inaccessible.
$Q1 = 2,50kN/m^2$	Classes.
$Q2 = 3,50kN/m^2$	Amphis
$Q3 = 4,00kN/m^2$	Bibliothèques

A) **Dégression des Surcharges d'Exploitation(Formules)**

- Sous terrasse :.....  $Q_0$
- Sous étage 1 :.....  $Q_0 + Q_1$
- Sous étage 2 :.....  $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$
- Sous étage 3 :.....  $Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Sous étage 4 :.....  $Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- Sous étage n :.....  $Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$  pour  $n \geq 5$ .

B) **Dégression des Surcharges d'Exploitation**

		Q (kN/m <sup>2</sup> )
La Terrasse	$Q_0$	1,000
3ème étage	$Q_0 + Q_1$	4,000
2ème étage	$Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$	6,700
1er étage	$Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	9,100
RDC	$Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	11,200
	$Q =$	11,200

Tab. II.11 : Dégression des Surcharges d'Exploitation

II.5.1.2 Calcul des surfaces d'influence pour chaque poteau rectangulaire

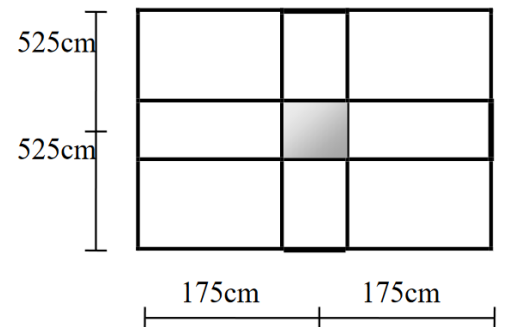
Nous avons trois types de poteaux on prend le poteau le plus sollicité pour chaque type :

▪ **Poteau central**

$$\begin{aligned}
 S_{\text{aff}} &= \left[ \left( \frac{L_1}{2} \right) + \left( \frac{L_2}{2} \right) \right] \times \left[ \left( \frac{L_3}{2} \right) + \left( \frac{L_4}{2} \right) \right] \\
 &= \left[ \left( \frac{1050}{2} \right) + \left( \frac{1050}{2} \right) \right] \times \left[ \left( \frac{350}{2} \right) + \left( \frac{350}{2} \right) \right] \\
 &= 36.75 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Poteau (H – 9) à une surface offerte

$$S_{\text{aff}} = 36.75 \text{ m}^2.$$

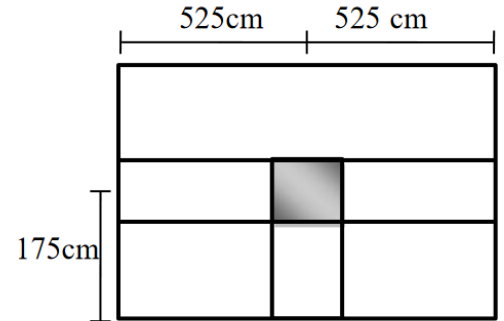


▪ **Poteau de rive**

$$\begin{aligned}
 S_{\text{aff}} &= \left[ \left( \frac{L_1}{2} \right) + \left( \frac{L_2}{2} \right) \right] \times \left( \frac{L_3}{2} \right) \\
 &= \left[ \left( \frac{1050}{2} \right) + \left( \frac{1050}{2} \right) \right] \times \left( \frac{350}{2} \right) \\
 &= 18.375 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Poteau ( $H - 10$ ) à une surface offerte

$$S_{\text{aff}} = 18.375 \text{ m}^2.$$

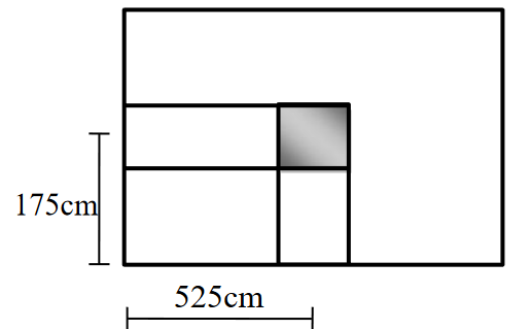


▪ **Poteau d'angle**

$$\begin{aligned}
 S_{\text{aff}} &= \left( \frac{L_1}{2} \right) \times \left( \frac{L_2}{2} \right) \\
 &= \left( \frac{1050}{2} \right) \times \left( \frac{350}{2} \right) \\
 &= 9.188 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Poteau ( $K - 10$ ) à une surface offerte

$$S_{\text{aff}} = 9.188 \text{ m}^2.$$



**II.5.1.3 Calcul de la longueur de flambement  $L_f$**

Le règlement **CBA93** [2] définit la longueur de flambement  $L_f$  comme suit :  $0.7 \times L_0$ , si le poteau est encasté à ses extrémités :

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

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

**RDC** :  $\Rightarrow L_f = 0,7 \times 3,75 = 2,625 \text{ m}$ .

**Étage Courant** :  $\Rightarrow L_f = 0,7 \times 3,60 = 2,52 \text{ m}$ .

**II.5.1.4 Conditions de stabilité de forme**

Pour éviter le flambement du poteau **BAEL 91**[3].

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

- $i$  : rayons de giration
- $I_{\min}$  : moment quadratique

- $B$  : section du béton
- $L_f$  : longueur de flambement

Pour une section rectangulaire

$$i = \frac{a}{2\sqrt{3}} \quad \text{donc} \quad \lambda = 2\sqrt{3} \cdot \frac{L_f}{a}$$

Pour une section circulaire

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

### II.5.1.5 Conditions imposées par le RPA 99[1]

Pour la Zone IIa art.7.4.1 :

On a pour une section rectangulaire :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Pour une section circulaire :

- $D \geq 30 \text{ cm}$
- $D \geq \frac{h_e}{15}$

Avec  $\implies h_e$  : la hauteur libre d'étage.

### II.5.1.6 Exemple de calcul

#### II.5.1.6.1 Condition de résistance :

4ème étage :

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

$$Q = q \times S_{\text{aff}}$$

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

$$P_{\text{pp}} = \rho_{\text{béton}} \times V_{\text{pp}} = 25 \times 0,50 \times 0,85 \times 10,50 = 111,56 \text{ kN/m}$$

$$P_{\text{ps}} = \rho_{\text{béton}} \times V_{\text{ps}} = 25 \times 0,30 \times 0,40 \times 3,50 = 10,50 \text{ kN/m}$$

$$N \times S_{\text{aff}} = 6,25 \times 36,75 = 229,69 \text{ kN}$$

$$Q \times S_{\text{aff}} = 1,0 \times 36,75 = 36,75 \text{ kN}$$

$$G = 229,69 + [(111,56 + 10,50) \times 1] = 351,75 \text{ kN}$$

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

$$N_u = 1,35(351,75) + 1,5(36,75) = 529,986 \text{ kN}$$

$$B_r \geq 424,00 \text{ cm}^2.$$

$$B_r = (a - 2)(b - 2)$$

Soit  $b = h = 30 \times 30 \text{ cm}$ . D'où  $B_r = 282 = 784 \text{ cm}^2$ .

**II.5.1.6.2 Critère de flambement**

$$\lambda = 2\sqrt{3} \frac{L_f}{a} \quad L_f = 252 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{3.46 L_f}{30} = 29 \leq 50 \quad \dots\dots\dots CV.$$

**II.5.1.6.3 Vérification des conditions imposée par le RPA 99 [1]**

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

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \implies 70 \geq \frac{360}{20} = 18 \text{ cm} \dots\dots\dots CV$$

$$0.25 < 1 < 4 \dots\dots\dots CV$$

Donc, Un poteau de  $(30 \times 30) \text{ cm}^2$  est bien convenable

**II.5.1.6.4 Détermination de la section**

- Pour tenir compte de l'effet sismique, nous majorons les dimensions de poteau de 20% :  $a' = 1.2a$
- Pour une section carrée  $B_r = (a - 0.02)^2$  d'où :  $a = b = \sqrt{B_r} + 2$  (en cm)

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

**II.5.1.6.5 Choix du poteau le plus sollicité**

Dans notre structure, le poteau rectangulaire le plus sollicité est le poteau « H-9 ».

- **Poteau central**

Niveau	Q (kN)	G (kN)	Ppp (kN)	Pps (kN)	Saff (m <sup>2</sup> )	n	Nu (kN)	Br (cm <sup>2</sup> )	a (cm)	B (cm <sup>2</sup> )
Terrasse	1	229,69	111,56	10,50	36,75	1	529,986	424,00	22,459	30x30
3	4,0	408,66	111,56	10,50	36,75	2	893,25	714,60	30,35	35x35
2	6,70	587,63	111,56	10,50	36,75	3	1317,79	1054,23	36,40	40x40
1	9,10	766,61	111,56	10,50	36,75	4	1745,65	1399,92	41,44	45x45
RDC	11,20	945,58	111,56	10,50	36,75	5	2184,44	1747,55	45,83	50x50

**Tab. II.12 : Dimensions des poteaux centraux**

**II.5.1.6.6 Critère de flambement :**

Niveau	a	B	$l_0$	$l_f$	$\lambda$	
Terrasse	30	900	3,6	252	29,1	CV
3	35	1225	3,6	252	24,9	CV
2	40	1600	3,6	252	21,8	CV
1	45	2025	3,6	252	19,38	CV
RDC	50	2500	3,75	262,5	18,17	CV

**Tab. II.13 : Vérifications de flambement**

**II.5.2 Poteaux circulaires (Pour le RDC)**

**II.5.2.1 Choix du poteau le plus sollicité**

Dans notre structure, le poteau circulaire le plus sollicité est le poteau « D-5 »

**II.5.2.2 La surface reprise par le poteau circulaire**

La surface complète :  $S = 3,50 \times 1,75 = 6,125m^2$

**II.5.2.3 Calcul de la longueur de flambement  $L_f$  RDC**

$$L_f = 0,7 \times 3,75 = 2,625m$$

**II.5.2.4 Condition de résistance**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

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

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

$$P_{Pp} = \rho_{béton} \times V_{Pp} = 25 \times 0.30 \times 0.40 \times 3.5 = 10.50 \text{ KN/m}$$

$$P_{Ps} = \rho_{béton} \times V_{Ps} = 25 \times 0.30 \times 0.40 \times 1.75 = 5.25 \text{ KN/m}$$

$$N \cdot S_{aff} = 3.75 \times 6.125 = 22.97 \text{ KN}$$

$$Q \times S_{aff} = 1 \times 6.125 = 6.125 \text{ KN}$$

$$G = 22.97 + [(10.50 + 5.25) \times 1] = 38.72 \text{ KN}$$

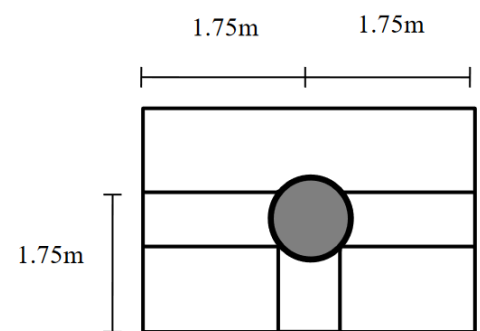
$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = 1.35(38.72) + 1.5(6.125) = 61.46 \text{ KN}$$

$$B_r \geq 49.17 \text{ cm}^2$$

Soit  $D = 30 \text{ cm}$

$$\text{D'où } B = \left(\frac{30}{2}\right)^2 \times 3.14 = 706.5 \text{ cm}^2$$



**II.5.2.5 Critère de flambement**

$$\lambda = \frac{4l_f}{D} \quad L_f = 262.5 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{4 \times 262.5}{30} = 35$$

$$\lambda \leq 50 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

**II.5.2.6 Vérification des conditions imposée par le RPA 99**

$$D \geq 30 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{ CV}$$

$$D \geq \frac{h_e}{15} = \frac{375}{15} = 25 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{ CV}$$

● **Remarque**

On prend la section minimale exigée par le **RPA 99** [1] pour un poteau en zone sismique IIa qui est  $b = 25 \text{ cm}$  et on peut généraliser et prendre  $b = 30 \text{ cm}$ .

- Nous adopterons les poteaux les plus sollicités de dimensions suivantes :

Poteau	rectangulaire	circulaire
Etage	étages RDC-1-2-3-4	RDC
Section(cm <sup>2</sup> )	60x60	D30

**Tab. II.14 : Les Dimensions des poteaux les plus sollicités**

**II.6 Pré dimensionnement des voiles**

Justifiés par l'article 7.7.1 du RPA99, ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet de séisme et du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte, ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre de ce pré-dimensionnement.

D'après le **RPA99**, article **7.7.1**, « les éléments satisfaisant la condition  $L \geq 4e$  sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

- $L$  : portée du voile.
- $e$  : épaisseur du voile.

Selon l'article **7.7.1** du **RPA99**, « l'épaisseur minimale est de 15 cm ». De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué dans la Fig (5).

Donc :

Les voiles sont des murs en béton armé justifiant l'article **7.7.1** du **RPA99** :

- L'épaisseur minimale ( $e_{\min}$ ) est de 15 cm.

À partir de la hauteur d'étage  $h_e = 3.75 - 0.40 = 3.35$  m et des conditions de rigidité aux extrémités suivantes :

$$e \geq \frac{h_e}{25} \Rightarrow e \geq 13.4 \text{ cm}$$

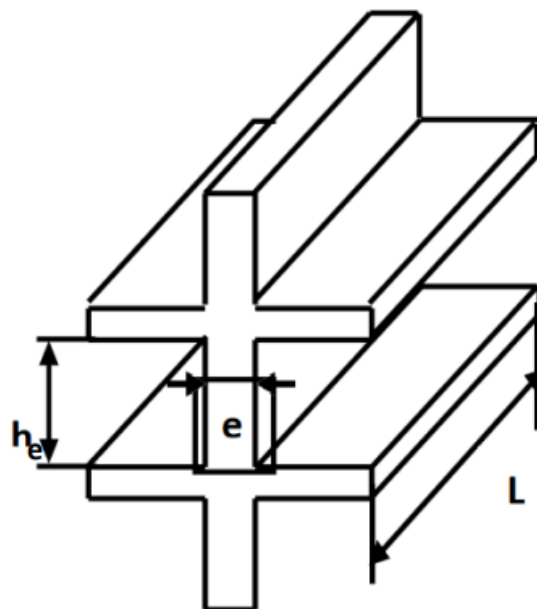
$$e \geq \frac{h_e}{22} \Rightarrow e \geq 15.23 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow e \geq 16.75 \text{ cm}$$

$$e \geq \max \left( e_{\min}, \frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right)$$

$$e \geq \max(15, 13.4, 15.23, 16.75)$$

$$e \geq 16.75 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{On adopte que : } e = 20 \text{ cm}$$



**Fig. II.20** : Un schéma représente le voile(extrait par le RPA)

## II.7 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons déterminé le pré dimensionnement des éléments porteurs de notre ouvrage avec ses calculs nécessaires.

Le chapitre suivant fera l'objet de l'étude et calcul des éléments secondaire de notre ouvrage.

## Calcul des éléments secondaires

III.1	Introduction . . . . .	41
III.2	Calcul de l'Acrotère . . . . .	41
III.2.1	Introduction . . . . .	41
III.2.2	Principe de calcul . . . . .	41
III.2.3	Évaluation des charges . . . . .	42
III.2.4	Détermination de l'effort due au séisme . . . . .	42
III.2.5	Évaluation des sollicitations . . . . .	43
III.2.6	FERRAILLAGE . . . . .	44
III.3	Calcul du Balcon . . . . .	48
III.3.1	Introduction . . . . .	48
III.3.2	Évaluation des charges . . . . .	49
III.3.3	Combinaison des charges . . . . .	49
III.3.4	Calcul des sollicitations . . . . .	50
III.3.5	Ferraillage . . . . .	50
III.3.6	Schéma de ferraillage . . . . .	54
III.4	Calcul du plancher . . . . .	54
III.4.1	Introduction . . . . .	54
III.4.2	Évaluation des charges . . . . .	55
III.4.3	Choix de la méthode de calcul . . . . .	55
III.4.4	Conclusion . . . . .	72
III.5	Calcul du l'Escaliers . . . . .	73
III.5.1	Définition . . . . .	73
III.5.2	Les Différentes types d'escaliers : . . . . .	74
III.5.3	Les charges et surcharges sur l'escalier : . . . . .	74
III.5.4	Calcul de ferraillage . . . . .	76
III.5.5	Vérification de l'effort tranchant . . . . .	80
III.5.6	Vérification de la contrainte limite du béton . . . . .	80
III.5.7	État limite de service vis-à-vis des déformations . . . . .	82
III.5.8	Étude de la poutre palière . . . . .	83
III.6	Conclusion . . . . .	90

## III.1 Introduction

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement.

Ainsi l'escalier, l'acrotère les planchers et enfin le balcon sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

## III.2 Calcul de l'Acrotère

### III.2.1 Introduction

Notre ouvrage comprend un seul type d'acrotère. L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m Linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'**ELU**, et à l'**ELS** en flexion composée pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Il est soumis à la flexion composée due à :

- \* Un effort normal dû à son poids propre ( $G$ ).
- \* Un moment dû à la surcharge ( $Q$ )

Il a pour rôle de :

- \* Protection d'étanchéité.
- \* Servant comme garde-corps.
- \* Entretien des façades.

### III.2.2 Principe de calcul

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

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'**ELU**, et à l'**ELS**.

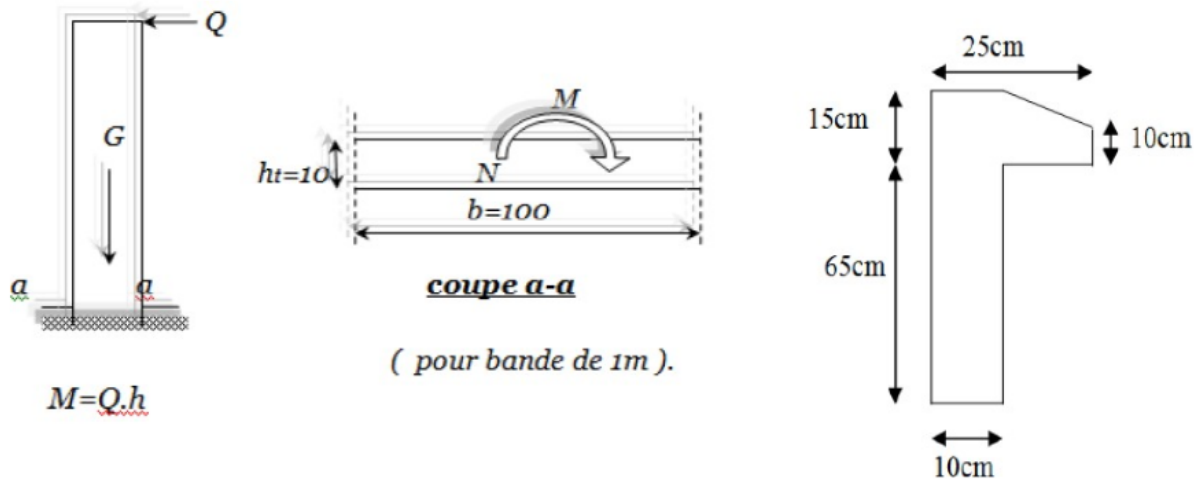


Fig. III.1 : Schéma de l'acrotère

### III.2.3 Evaluation des charges

#### III.2.3.1 Charge permanent (G)

Poids propre :

$$25 \left[ (0.1 \times 0.65) + (0.1 \times 0.25) + \frac{1}{2} (0.05 \times 0.25) \right] = 25 [0.09625] = 2.40625 \text{ kN/ml}$$

#### III.2.3.2 Enduit en ciment

$$0.44 [0.80 + 0.65 + 0.15 + 0.10 + 0.25] = 0.858 \text{ kN/ml.}$$

$$G = 2.40625 + 0.858 = 3.26425 \text{ kN/ml.}$$

#### III.2.3.3 La charge d'exploitation (Q)

$$Q = 1 \text{ kN/ml.}$$

### III.2.4 Détermination de l'effort due au séisme

D'après le **RPA99V2003 (Article 6.2.3)** les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

$$F_p = 4AC_pW_p$$

- **A** : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) du RPA suivant la zone Sismique (**zone IIa**) et le groupe d'usage du bâtiment (**groupe 1B**).

$$A = 0.2$$

- **Cp** : facteur de force horizontale (**Tableau 6.1 (RPA99/V2003)**) :

$$Cp = 0.8 \text{ (Élément en console)}$$

- **Wp** : poids de l'acrotère.

$$Wp = 3.26425 \text{ kN/ml}$$

D'où :

$$Fp = 4 \times 0.2 \times 0.80 \times 3.26$$

$$Fp = 2.09 \text{ kN/ml} > 1.5Q = 1.5 \text{ kN/ml} \dots\dots\dots (\text{CNV})$$

### III.2.5 Évaluation des sollicitations

#### III.2.5.1 Etat limite ultime

$$N_U = N_G = 3.26425 \text{ kN,}$$

$$M_U = 1.5M_Q = 1.5Qh = 1.5(1.00)0.80 = 1.2 \text{ kN.m.}$$

#### III.2.5.2 Etat limite de service

$$N_{ser} = N_G = 3.26425 \text{ kN,}$$

$$M_{ser} = M_Q = (1.00) \times 0.80 = 0.80 \text{ kN.m.}$$

L'acrotère travaille à la flexion composée. Les sections soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite de stabilité de forme en remplaçant l'excentricité réelle par une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_a + e_2 \text{ (selon les règles BAEL91 cour de B A).}$$

- $e_1$  : excentricité (dite du premier ordre), de la résultante des contraintes normales

$$e_1 = \frac{M_u}{N_{ser}} = \frac{1.2}{3.26425} = 0.367m$$

- $e_2$  : excentricité due aux effets de second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10000h}(2 + \alpha\phi)$$

$$L_f = 2L_0 = 2(0.80) = 1.6 \text{ m,}$$

$\phi$  : rapport de la déformation finale; ce rapport est généralement pris égal à 2.

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

$\Rightarrow (\alpha = 0)$  car : G ne crée aucun moment.

Donc :

$$e_2 = \frac{6(1,6^2)}{1000(0,1)} = 0,01536m$$

- $e_a$  : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométrique initiales (après exécution).

$$e_a = \max \left[ 2cm, \frac{L}{250} \right] \Rightarrow e_a = \max [2cm; 0,0032] \Rightarrow e_a = 2cm = 0,002m$$

$$\Rightarrow e_{TOT} = 0,386 + 0,01536 + 0,02 = 0,42136m$$

### III.2.5.3 Moment fictif

$$M_f = N(e + d - h/2) = 1.34 \text{ KN.m}$$

$$A = (d, c)N - M_f = 1.34 \text{ KN.m}$$

$$B = (0.337 - 0.81c/h)b.h^2.\sigma_b = 24.85 \text{ KN.m}$$

$$A < B$$

donc la section est partiellement comprimée .

## III.2.6 FERRAILLAGE

### III.2.6.1 Calcul à l'ELU

Le calcul se fait sur une section rectangulaire avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 10cm \\ b = 100cm \\ d = 7cm \end{array} \right.$$

$$M_u = M_{uQ} + N_u \cdot e_T = 1.2 + 3.26425(0.42186) = 2.569 \text{ KN.m}$$

Le moment fictif :

$$M_{uf} = M_u + N_u(d-h/2) = 2.569 + 3.26425(0.07-0.1/2) = 2.634 \text{ KN.m}$$

$$M_{uf} = 2.634 \text{ KN.m.}$$

### III.2.6.2 Calcul à la flexion simple

On peut maintenant terminer le calcul par assimilation a la flexion simple .

$$\sigma_{bu} = f_{bu} = (0.85 \cdot f_{e28}) / \gamma_b \quad \gamma_b = 1.5$$

$$\sigma_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa} \quad \sigma_s = f_e / \sigma_s = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ MPa}$$

#### III.2.6.2.1 Moment réduit

$$\mu = \frac{M_{\mu f}}{bd^2 \sigma_b} = \frac{2.63410^3}{100(7)^2 * 14.2} = 0.0378 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.0481 \\ \beta = 0.980 \end{cases}$$

$$\mu = 0.0378 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_{sf} = \frac{M_{uf}}{\beta d \sigma_s} = \frac{2.63410^3}{0.980(7)348} = 1.103 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{Srel} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 1.09 \text{ cm}^2$$

Nous adobtons un frrailage symétrique : 4T8/ml .....  $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

#### III.2.6.2.2 Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{bh}{1000}, \frac{0.23bdf_{t28}}{f_e} \right\} = \max \{1, 0.845\} = 1 \text{ cm}^2$$

soit :

$$A_{st} = \max \{A_{min}; A_{sreel}\} = 1.09 \text{ cm}^2$$

On prend :

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

### III.2.6.2.3 Armatures de répartitions

$$A_s = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_s = 3\emptyset 6 = 0.85 \text{ cm}^2$ .

### III.2.6.2.4 Espacement

$$St \leq \min(3h, 33) = \min(30, 33) = 30 \text{ cm}$$

On prend :  $St = 25 \text{ cm}$ .

### III.2.6.2.5 Vérification au cisaillement

On doit vérifier la condition suivante :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{Vu(max)}{b_0 d}$$

$$V_u = 1.5 \text{ KNm},$$

$$\tau_u = \frac{0.0015}{1 \times 0.008} = 0.0187 \text{ MPa},$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma b}, 43 \text{ MPa} \right),$$

$$= \min \left( \frac{2.5 \text{ MPa}}{3 \text{ MPa}} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.25 \text{ MPa},$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{pas de risque de cisaillement.}$$

Alors : les armatures transversales ne sont pas nécessaires .

### III.2.6.3 Calcul à l'ELS

selon les règles de (BAEL91 cour B A ) :

#### III.2.6.3.1 Vérification des contraintes

- Contraintes maximale de compression de béton :  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$  .
- Contraintes maximale de traction des aciers :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$  .

$$\bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 0.6(25) = 15MPa$$

- Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \left\{ \frac{2}{3}f_e, \max(0.5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \right\} = 202MPa.$$

On a :

$$e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.8}{3.26425} = 0.2464 \text{ m.}$$

$$y_{ser} \Rightarrow z^3 + pz + q = 0$$

$$C = \frac{h}{2} - e_{ser} = \frac{10}{2} - 25.74 = -20.74 \text{ cm.}$$

$$p = -3C^2 + 90A_s \frac{(d-c)}{b} = -1290.44 + 50.18 = 1240.2628 \text{ cm}^2.$$

$$q = -2C^3 - 90A_s \frac{(d-c)^2}{b} = 17842.52 - 1392.04 = 16450.48 \text{ cm}^3.$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = 270618292.2 - 282642444.6 = -12024152.33 < 0 \quad \text{donc :}$$

$$\varphi = \text{Arc cos} \left( \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right) \Rightarrow \varphi = 168.108^\circ.$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 40.66.$$

$$Z_1 = 40.66 \cos \left( \frac{\varphi}{3} \right) = 22.71 > 0.$$

$$Z_2 = 40.66 \cos \left( \frac{\varphi}{3} + 120 \right) = -40.56 < 0.$$

$$Z_3 = 40.66 \cos \left( \frac{\varphi}{3} + 240 \right) = 17.847 > 0.$$

$$y_{ser} = Z + C$$

Répresente la distance du centre de pression a l'axe neutre a la fibre superieure de la section

$$y_{ser1} = Z_1 + C = 22.71 - 20.74 = 1.97 \text{ cm.}$$

$$y_{ser2} = Z_2 + C = -40.56 - 20.74 = -61.3 \text{ cm.}$$

$$y_{ser3} = Z_3 + C = 17.847 - 20.74 = -2.893$$

Puisque  $\Delta < 0$  on choisit parmi  $Z_1$ ,  $Z_2$ ,  $Z_3$  la valeur qui donne :

$$0 \leq y_{ser} \leq d, \quad d = 7 \text{ cm}$$

Donc :  $y_{ser} = 1.97 \text{ cm}$  .

On calcul l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{by_{ser}^3}{3} + 15A_s(d - y_{ser})^2 = 254.84 + 762.82 = 1017.668 \text{ cm}^4$$

le contraintes valent :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser} \cdot Z}{1} y_{ser} = \frac{3.26425 * 22.71 \cdot 10^3}{1017.668 \cdot 10^2} (1.97) = 1.41 \text{MPa} < \bar{\sigma}_b .$$

$$\sigma_s = \frac{15 N_{ser} \cdot Z}{1} (d - y_{ser}) = \frac{15 \cdot 3.26425 * 22.71 \cdot 10^3}{1017.668 \cdot 10^2} (7 - 1.97) = 54.95 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s .$$

Les conditions est vérifiant

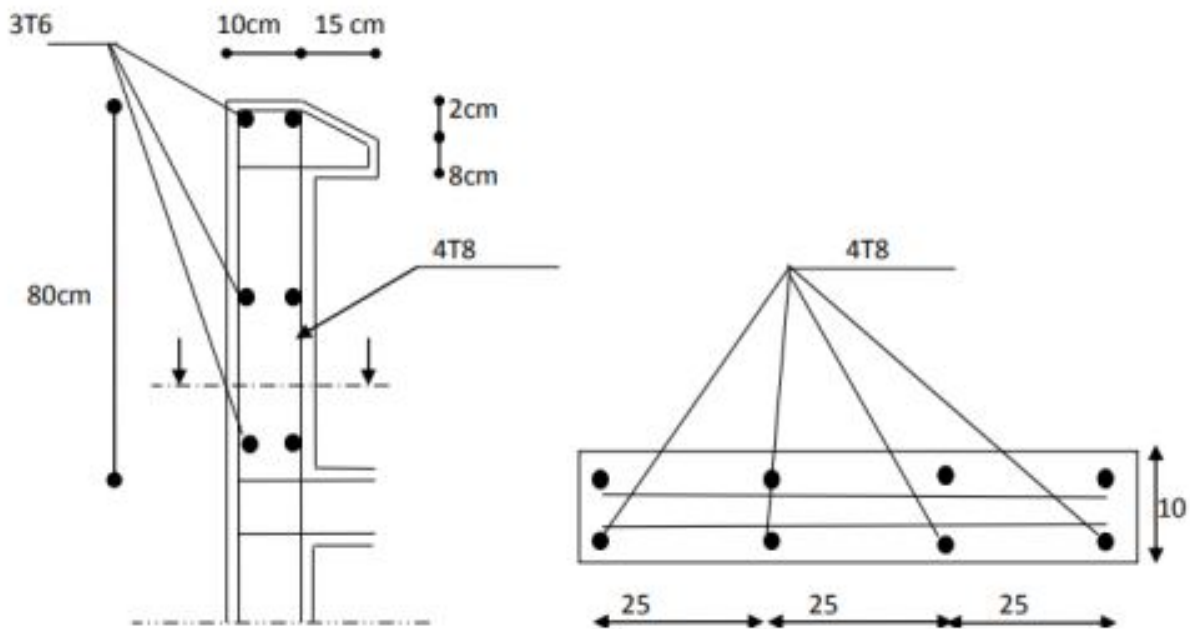


Fig. III.2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

### III.3 Calcul du Balcon

#### III.3.1 Introduction

Notre ouvrage comporte un seul type de balcon : dalle sur trois appuis, assimilée à Une console de portée de **1,40m**.

Le balcon se calcul comme une console soumise à :

- Son poids propre.
- La surcharge d'exploitation.

Le calcul se fera pour une bande de **1m** à la flexion simple.

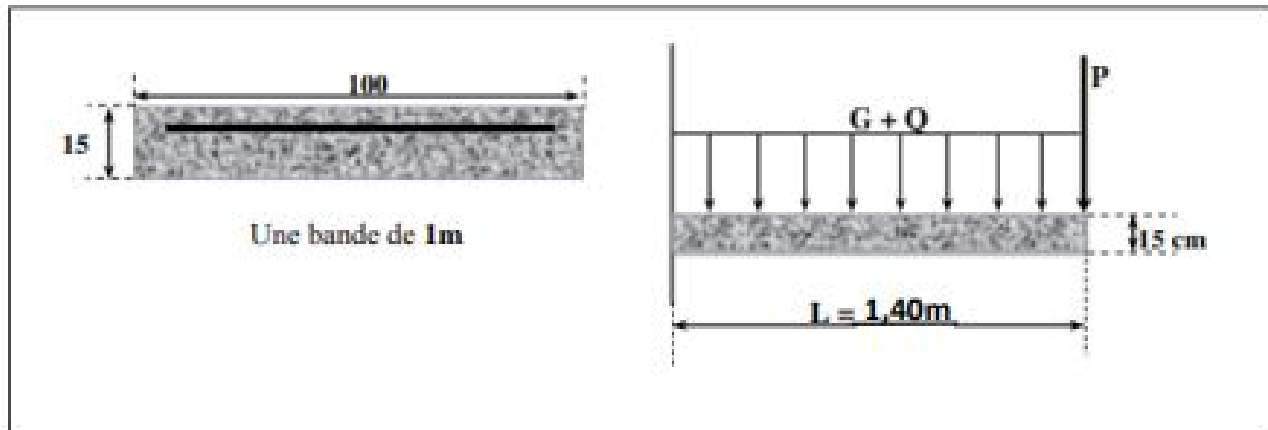


Fig. III.3 : Schéma d'un balcon

### III.3.2 Evaluation des charges

Pour une bande de 1m de largeur :

- Charge permanente due au poids propre : **G = 4.90 KN/ml.**
- Surcharge d'exploitation : **Q = 3.5 KN/ml.**
- Force concentrée due aux poids de mur (1m) : **P = 5.5 KN.**

### III.3.3 Combinaison des charges

#### III.3.3.1 ELU

$$\begin{cases} q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 4.9) + (1.5 \times 3.5) = 11.86 \text{KN/ml.} \\ p_u = 1.35P = 1.35 \times 5.5 = 7.42 \text{KN/ml.} \end{cases}$$

#### III.3.3.2 ELS

$$\begin{cases} q_{ser} = G + Q = 4.9 + 3.5 = 8.4 \text{KN/ml.} \\ p_{ser} = P = 5.5 \text{KN/ml.} \end{cases}$$

### III.3.4 Calcul des sollicitations

Le calcul du moment isostatique est donné par la formule suivante :

#### III.3.4.1 ELU

$$\begin{cases} M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} (p_u \times L) = \frac{(11.86 \times 1.4)^2}{2} + (7.42 \times 1.4) = 22.01 \text{KNm/ml} \\ V_u = q_u \times L + p_u = (11.86 \times 1.4) + 7.42 = 24.02 \text{KN}. \end{cases}$$

#### III.3.4.2 ELS

$$\begin{cases} M_{ser} = \frac{q_{ser} \times L^2}{2} (p_{ser} \times L) = \frac{(8.4 \times 1.4)^2}{2} + (5.5 \times 1.4) = 15.93 \text{KNm/ml}. \\ V_{ser} = q_{ser} \times L + p_{ser} = (8.4 \times 1.4) + 5.5 = 17.26 \text{KN}. \end{cases}$$

### III.3.5 Ferrailage

#### III.3.5.1 Vérification de la contrainte à l'ELU

Le calcul se fait à la flexion simple On a :

$$b = 100 \text{cm}; d = 0.9 * h = 13 \text{cm}; h = 15 \text{cm}; f_{bu} = 14.2 \text{MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{22.01 \times 10^{-8}}{1 \times (0.13)^2 \times 14.2} = 0.049$$

D'après BAEL :

$$\varepsilon_{bc} = 3.5\%,$$

$$\varepsilon_{bc} = 2\%,$$

$$\alpha_1 = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{se}} = \frac{3.5}{3.5 + 1.74} = 0.667$$

$$\text{Avec : } \varepsilon_{se} = \frac{f_e}{E \times y_s} = \frac{400}{1.15 \times 200000} = 0.00174\%,$$

$$\varepsilon_{se} = 1.74\%,$$

$$\mu_L = 0.8\alpha_1(1 - 0.4\alpha_1) = 0.8 \times 0.667 \times (1 - 0.4 \times 0.667) = 0.391,$$

$$\mu_{bu} = < \mu_L A'_s = 0 \quad (\text{pas d'armature comprimée}),$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}),$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.092}) = 0.12,$$

$$Z_b = 0.13(1 - 0.4\alpha),$$

$$Z_b = 0.13(1 - 0.4 \times 0.12) = 0.12,$$

$$A = \frac{M_u}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{22.01 \times 10}{0.12 \times 348} = 5.27 \text{ cm}^2.$$

Soit : 5HA12/ml; Au=5.655cm<sup>2</sup> avec St=20cm

### III.3.5.1.1 Armature de répartition :

$$A_r = A_s/4 = 5.655/4 = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3.14cm<sup>2</sup> avec A<sub>r</sub> = 3.14cm<sup>2</sup> S<sub>t</sub> = 25cm .

### III.3.5.1.2 Vérifications :

Condition de non fragilité :

$$\begin{cases} A_s \geq A_{min} \\ A_r \geq A_{min} \end{cases}$$

$$A_{min} = 0.23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1 \times 0.13 \times 2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_s = 5.655 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2 \dots cv \\ A_r = 3.14 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2 \dots cv \end{cases}$$

### III.3.5.1.3 Vérification de disposition d'armature :

Armature longitudinale :

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Avec h : épaisseur du balcon h=15cm

$$S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm}.....CV$$

Armature de répartition :

$$S_t \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(60\text{cm}; 45\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm}.....CV$$

#### III.3.5.1.4 Vérification de l'effort tranchant (Art III.2/BAEL 91) :

Il faut vérifier que  $\tau_u < \bar{\tau}_u$  FP

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 2.5\text{MPa}; 5\text{MPa} \} = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b.d} = \frac{24.02 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.185\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.185\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa}.....CV$$

#### III.3.5.1.5 Vérification d'adhérence :

$$\tau_{ser} < \bar{\tau}_{ser}$$

$$\tau_{ser} = \frac{\tau_u}{0.9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{ser} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3.15\text{MPa}$$

$$\psi_s = 1.5 (\text{acier feE400, haute adhérence})$$

$$\sum u_i = n\pi\phi = 5 \times 3.14 \times 1 = 15.7\text{cm}$$

n : nombre des barres

$\phi$  : Diamètre des barres ( $\phi = 10\text{mm}$ )

$$\tau_{ser} = \frac{24.02 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 0.157} = 1.31\text{MPa}$$

$$\tau_{ser} = 1.31\text{MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 3.15\text{MPa}.....CV$$

### III.3.5.2 Vérification de la contrainte à l'ELS

#### III.3.5.2.1 Contrainte de compression dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = ky \quad \text{avec } k = \frac{M_{ser}}{I}$$

Position de l'axe neutre :

On a avec ( $A' = 0, \eta = 15$ )

$$y = n \frac{A_s + A'_s}{b} \left( \sqrt{1 + \frac{b \cdot d \cdot A_s + d + A'_s}{7.5 + (A_s + V)2}} - 1 \right)$$

$$Y = 15 \frac{5.655}{100} \left( \sqrt{1 + \frac{100 \times 13 \times 5.655}{7.5 \times 5,655}} - 1 \right)$$

$$y = 3.93cm$$

$$\Rightarrow I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2 + nA'_s(y - d')^2$$

$$I = \frac{100}{3}(3.93)^3 + 15 \times 5.655(13 - 3.93)^2 = 9001.4cm^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{15.93 \times 10^6}{9001.4 \times 10^4} = 0.18kn/cm^3$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot y = 0.18 \times 39.3 = 7.07MPa \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa.....CV$$

#### III.3.5.2.2 Vérification de la contrainte maximale de l'acier :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348MPa$$

$$\sigma_s = \eta \cdot k(d - y) = 15 \times 0.18(130 - 39.3) = 244.89MPa.....CV$$

$$\sigma_s = 244.89MPa < \overline{\sigma}_s = 348MPa$$

#### III.3.5.2.3 Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.15}{1.40} = 0.11 > 0.0625.....cv$$

$$\frac{1}{h} > \frac{1M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{0.15}{1.40} = 0.11 > 0.10.....cv$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.655}{100 \times 13} = 0.004 \leq 0.0105 MPa \dots \dots cv$$

### III.3.6 Schéma de ferrailage

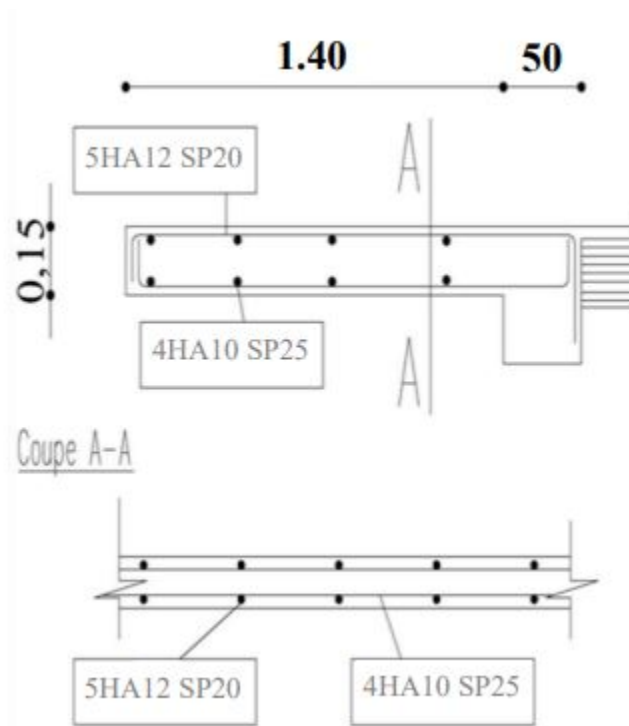


Fig. III.4 : Schéma de ferrailage de balcon

## III.4 Calcul du plancher

### III.4.1 Introduction

Les planchers sont des éléments horizontaux plans, permettant la séparation entre les niveaux Successifs, et déterminent les différents niveaux d'un bâtiment.

Les planchers de notre bâtiment sont en corps creux (16+4) associés a des poutrelles préfabriquées.

Le plancher a corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles est de 60cm
- Remplissage en corps creux sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de 16cm

- Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :
  - Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
  - Résister aux efforts dus charges appliquées sur des surfaces réduites.

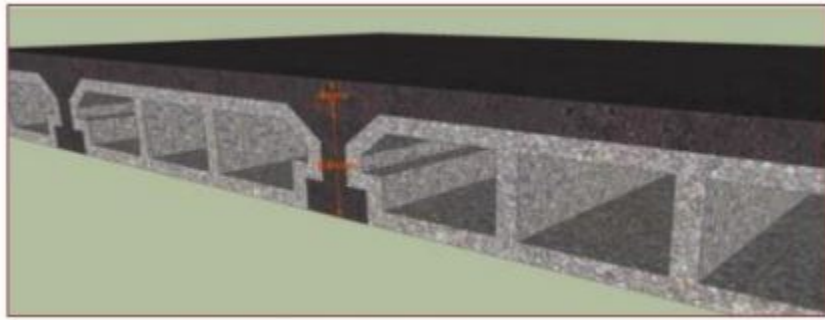


Fig. III.5 : Plancher en corps creux

### III.4.2 Evaluation des charges

#### III.4.2.1 Plancher terrasse

$$G = 6.25KN/m^2 \quad Q = 1KN/m^2$$

#### III.4.2.2 Plancher étage courant

$$G = 4.87KN/m \quad Q = 3KN/m^2$$

On calcule le plancher le plus défavorable et on généralisé le ferrailage pour les autres Planchers des différents niveaux :

Le cas le plus défavorable c'est le cas de terrasse :  $G = 6.25KN/m^2$  et  $Q = 1KN/m^2$

### III.4.3 Choix de la méthode de calcul

Pour le calcul des efforts internes dans les poutrelles sont considérées comme poutres Continues sur plusieurs appuis, on utilise l'une des 02 méthodes simplifiées.

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.

### III.4.3.1 Méthode forfaitaire

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées :

1.  $Q \leq \max(2G; 5KN/m^2)$
2. Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents Travées.
3. Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8 \leq \frac{l_n}{l_{n+1}} \leq 1.25 \\ 0.8 \leq \frac{l_n}{l_{n-1}} \leq 1.25 \end{array} \right.$$

4. Fissuration peu nuisible.

Si l'une des conditions vérifiée la méthode forfaitaire applicable .

#### III.4.3.1.1 Application de la méthode

1. **Plancher terrasse**

$$Q = 1KN/m^2 < 2G = 12.50KN/m^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifié.}$$

2. **Plancher Etage courant**

$$Q = 3KN/m^2 < 2G = 9.74KN/m^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifié.}$$

3. Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées.
4. La fissuration est peu préjudiciable.
- 5.

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8 \leq \frac{l_n}{l_{n+1}} \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 \leq 1.0 \leq 1.25 \\ 0.8 \leq \frac{l_n}{l_{n-1}} \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 \leq 1.0 \leq 1.25 \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{Condition verifier .}$$

**Remarque** : les conditions d'application sont vérifié on utilise **la méthode forfaitaire** .

$\neg\alpha$  : Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanent et d'exploitation ; en valeur non pondérées :  $\alpha = Q/G + Q$ .

$\neg M_0$  : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de compression, avec :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

→ **Mw, Me** : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche (w) et droite (e) dans la travée considérée.

→ **Mt** : moment maximal en travée dans la travée considérée.

→ Les valeurs de Mt, Me et Mw doivent vérifier les conditions suivantes :

- $M_t \geq \max \{1.05.M_0; (1 + 0.3\alpha).M_0 - (M_w + M_e)/2\}$ .
- $M_t \geq (1 + 0.3 \alpha). M_0/2$  : dans une travée intermédiaire.
- $M_t \geq (1.2 + 0.3 \alpha). M_0/2$  : dans une travée de rive.

→ La valeur absolue de chaque moment sur un appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- 0.6M0 dans le cas d'une poutre à deux travées.
- 0.5M0 pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées.
- 0.4M0 pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées.

#### III.4.3.1.1.1 Calcul de $M_0$

E.L.U :

$$M_{0u} = \frac{p_u \cdot l^2}{8}$$

E.L.S :

$$M_{0s} = \frac{p_s \cdot l^2}{8}$$

#### III.4.3.1.1.2 Calcul de l'effort tranchant isostatique

E.L.U :

$$T_{0u} = \frac{p_u \cdot l}{2}$$

E.L.S :

$$T_{0s} = \frac{p_s \cdot l}{2}$$

#### III.4.3.1.1.3 L'effort tranchant

$$V_1 = T_0 + (Me - Mw)/1.$$

$$V_2 = -T_0 + (Me - Mw)/1.$$

III.4.3.1.2 Plancher terrasse :

↪ Charge permanentes :  $G = 6.25 \text{ KN /m}^2$ .

↪ Charge d'exploitations  $Q = 1 \text{ KN /m}^2$ .

Charges sur 0.60 m (distances entre poutrelles) :

↪  $G = 6.25 \times 0.60 = 3.75 \text{ KN /ml}$ .

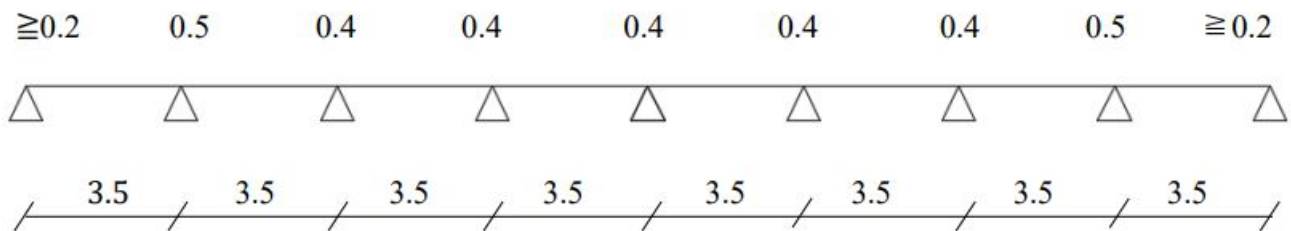
↪  $Q = 1 \times 0.60 = 0.60 \text{ KN /ml}$ .

III.4.3.1.2.1 Calcul statique

**E.L.U** :  $P_u = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 0.60 = 7.31 \text{ KN/ml}$ .

**E.L.S** :  $P_u = 3.75 + 0.60 = 4.35 \text{ KN / ml}$

**Plancher 1er type :**



$$E.L.U = \alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{0.60}{3.75 + 0.60} \Rightarrow \alpha = 0,14$$

$$1 + 0.3\alpha = 1 + 0.3 \times 0.14 = 1.04$$

$$Max(1.05; 1 + 0.3\alpha) = 1.05$$

III.4.3.1.2.2 Calcul les moments en travée et sur appuis à l'ELU

III.4.3.1.2.2.1 Moment isostatique

Travée01 :

$$M_{01} = \frac{q_u \cdot l_1^2}{8} = \frac{7.31 \times 3.50^2}{8} = 11.19 \text{ KN.m}$$

On remarquer qu'il ya une même distances entre les appuis sur tous la long des travées donc, les moments reste égale **11.19 KN.m** pour les autres travées.

#### III.4.3.1.2.2.2 Les moments des appuis

Moment dans l'appui A et I :  $M_a = 0.20 \times M_{01} = 0.20 \times 11.19 = 2.238 \text{ KN.m}$

Moment dans l'appui B et H :  $M_a = 0.50 \times M_{01} = 0.50 \times 11.19 = 5.595 \text{ KN.m}$

Moment dans l'appui C, D, E, F et G :  $M_a = 0.40 \times M_{01} = 0.40 \times 11.19 = 4.476 \text{ KN.m}$

#### III.4.3.1.2.2.3 Les moments de la travée

**Travée de rive AB et HI :**

$$M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha).M_0/2$$

$$M_t \geq (1.2 + (0.3 \times 0.14)) \times 11.19/2 = 6.95 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \max \{1.05 \times M_0; (1 + 0.3\alpha).M_0 - (M_w + M_e)/2\} .$$

$$M_t \geq \max \{11.75; 7.74\} = 11.75 \text{ KN.m}$$

**Travée intermédiaire BC et GH :**

$$M_t \geq (1 + 0.3\alpha).M_0/2$$

$$M_t \geq (1 + (0.3 \times 0.14)) \times 11.19/2 = 5.83 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \max \{1.05 \times M_0; (1 + 0.3\alpha).M_0 - (M_w + M_e)/2\} .$$

$$M_t \geq \max \{11.75; 6.62\} = 11.75 \text{ KN.m}$$

**Travée intermédiaire CD, DE, EF et FG :**

$$M_t \geq (1 + 0.3\alpha).M_0/2$$

$$M_t \geq (1 + (0.3 \times 0.14)) \times 11.19/2 = 5.83 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \max \{1.05 \times M_0; (1 + 0.3\alpha).M_0 - (M_w + M_e)/2\} .$$

$$M_t \geq \max \{11.75; 7.18\} = 11.75 \text{ KN.m}$$

Tab. III.1 : Les valeurs des moments en travée et sur appuis à l'ELU

Travée	1	2	3	4	5	6	7	8
L(m)	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
M0u(KN.m)	11.19	11.19	11.19	11.19	11.19	11.19	11.19	11.19
Appui	1	2	3	4	5	6	7	8
Coef.forfitaire	0.2	0.5	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.5
Ma(KN.m)	2.238	5.595	4.476	4.476	4.476	4.476	4.476	5.595
Mt(KN.m)(c.1)	11.75	11.75	11.75	11.75	11.75	11.75	11.75	11.75
Mt(t.de rive et intermédiaire)	6.95	5.83	5.83	5.83	5.83	5.83	5.83	6.95
Mt(resultant)	11.75	11.75	11.75	11.75	11.75	11.75	11.75	11.75

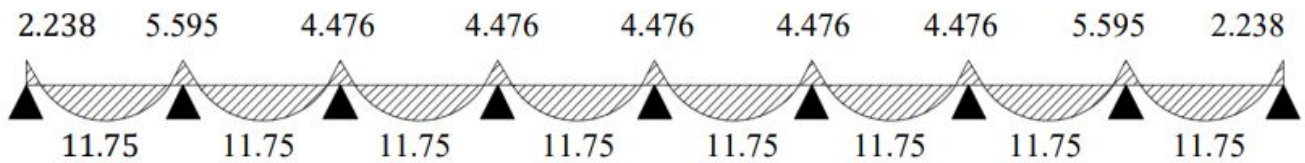


Fig. III.6 : Diagramme des moments en travée et sur appuis à l'ELU

### III.4.3.1.2.3 Calcul de l'effort tranchant

E.L.U :

$$T_{ou} = P_u.l/2 = 7.31 \times 3.50/2 = 12.79KN.$$

E.L.S :

$$T_{os} = P_U.l/2 = 4.35 \times 3.50/2 = 7.61KN.$$

$$V1 = T0 + (Me - Mw)/1.$$

$$V2 = -T0 + (Me - Mw)/1.$$

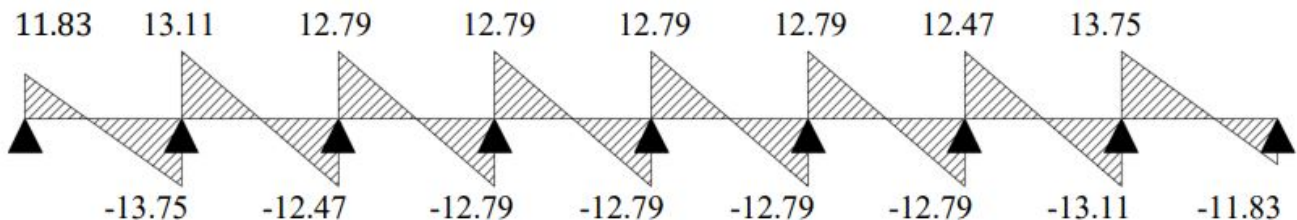


Fig. III.7 : Diagramme des efforts tranchants A'ELU

Tab. III.2 : Les valeurs des efforts tranchants sur appuis à l'ELU

Section	Me(KN.m)	Mw(KN.m)	T0	L(m)	V1(KN)	V2(KN)
A-B	2.238	5.595	12.79	3.50	11.83	-13.75
B-C	5.595	4.476	12.79	3.50	13.11	-12.47
C-D	4.476	4.476	12.79	3.50	12.79	-12.79
D-E	4.476	4.476	12.79	3.50	12.79	-12.79
E-F	4.476	4.476	12.79	3.50	12.79	-12.79
F-G	4.476	4.476	12.79	3.50	12.79	-12.79
G-H	4.476	5.595	12.79	3.50	12.47	-13.11
H-I	5.595	2.238	12.79	3.50	13.75	-11.83

#### III.4.3.1.2.4 Calcul les moments en travée et sur appuis à l'ELS

##### III.4.3.1.2.4.1 Moment isostatique

Travée01 :

$$M_{01} = \frac{q_u \cdot l_1^2}{8} = \frac{4.35 \times 3.50^2}{8} = 6.66 \text{ KN.m}$$

On remarquer qu'il ya une même distances entre les appuis sur tous la long des travées donc, les moments reste égale **6.66 KN.m** pour les autres travées.

##### III.4.3.1.2.4.2 Les moments des appuis :

Moment dans l'appui A et I :  $M_a = 0.20 \times M_{01} = 0.20 \times 6.66 = 1.33 \text{ KN.m}$

Moment dans l'appui B et H :  $M_a = 0.50 \times M_{01} = 0.50 \times 6.66 = 3.33 \text{ KN.m}$

Moment dans l'appui C, D, E, F et G :  $M_a = 0.40 \times M_{01} = 0.40 \times 6.66 = 2.66 \text{ KN.m}$

##### III.4.3.1.2.4.3 Les moments de la travée :

Travée de rive AB et HI :

$$M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) \cdot M_0 / 2$$

$$M_t \geq (1.2 + (0.3 \times 0.14)) \times 6.66 // 2 = 4.14 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \max \{1.05 \times M_0; (1 + 0.3\alpha) \cdot M_0 - (M_w + M_e) / 2\} .$$

$$M_t \geq \max \{6.99; 4.61\} = 6.99 \text{ KN.m}$$

Travée intermédiaire BC et GH :

$$Mt \geq (1 + 0.3\alpha).M0/2$$

$$Mt \geq (1 + (0.3 \times 0.14)) \times 6.66/2 = 3.50KN.m$$

$$Mt \geq \max \{1.05 \times M0; (1 + 0.3\alpha).M0-(Mw + Me)/2\}.$$

$$Mt \geq \max \{6.99; 6.99\} = 6.99KN.m$$

Travée intermédiaire CD, DE, EF et FG :

$$Mt \geq (1 + 0.3\alpha).M0/2$$

$$Mt \geq (1 + (0.3 \times 0.14)) \times 6.99/2 = 3.50KN.m$$

$$Mt \geq \max \{1.05 \times M0; (1 + 0.3\alpha).M0-(Mw + Me)/2\}.$$

$$Mt \geq \max \{6.99; 3.61\} = 6.99KN.m$$

Tab. III.3 : Les valeurs des moments en travée et sur appuis à l'ELS

Travée	1	2	3	4	5	6	7	8
L(m)	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
M0u(KN.m)	6.66	6.66	6.66	6.66	6.66	6.66	6.66	6.66
Appui	1	2	3	4	5	6	7	8
Coef.forfitaire	0.2	0.5	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.5
Ma(KN.m)	1.33	3.33	2.66	2.66	2.66	2.66	2.66	3.33
Mt(KN.m)(c.1)	6.99	6.99	6.99	6.99	6.99	6.99	6.99	6.99
Mt(t.de rive et intermédiaire)	4.14	3.50	3.50	3.50	3.50	3.50	3.50	4.14
Mt(resultant)	6.99	6.99	6.99	6.99	6.99	6.99	6.99	6.99

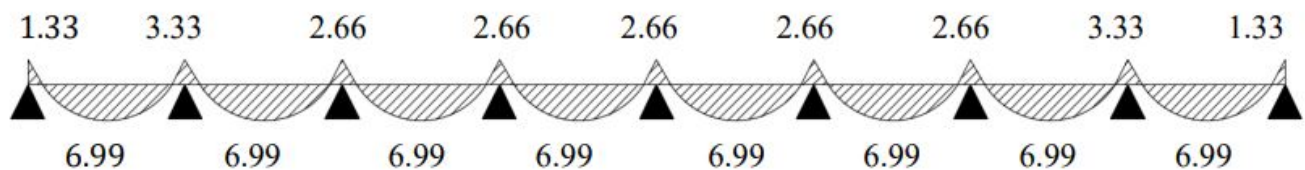


Fig. III.8 : Diagramme des moments en travée et sur appuis à l'ELS

III.4.3.1.2.4 Calcul de l'effort tranchant :

E.L.U :

$$T_{ou} = P_u.l/2 = 7.31 \times 3.5/2 = 11.42KN.$$

E.L.S :

$$T_{os} = P_U.l/2 = 4.35 \times 3.5/2 = 7.61KN.$$

$$V1 = T_0 + (Me - Mw)/1.$$

$$V2 = -T_0 + (Me - Mw)/1.$$

Tab. III.4 : Les valeurs de l'effort tranchant sur appuis à l'ELS

Section	Me(KN.m)	Mw(KN.m)	T0	L(m)	V1(KN)	V2(KN)
A-B	1.33	3.33	7.61	3.50	7.04	-8.18
B-C	3.33	2.66	7.61	3.50	7.80	-7.42
C-D	2.66	2.66	7.61	3.50	7.61	-7.61
D-E	2.66	2.66	7.61	3.50	7.61	-7.61
E-F	2.66	2.66	7.61	3.50	7.61	-7.61
F-G	2.66	2.66	7.61	3.50	7.61	-7.61
G-H	2.66	3.33	7.61	3.50	7.42	-7.80
H-I	3.33	1.33	7.61	3.50	8.18	-7.04

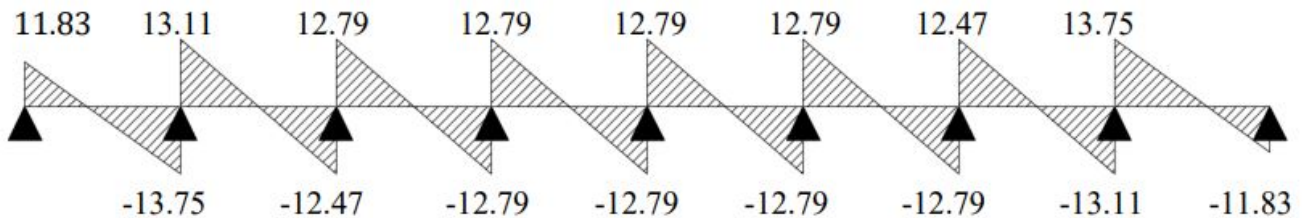


Fig. III.9 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

III.4.3.1.2.6 Calcul des armatures longitudinales

$$b = 0.60m; b_0 = 0.10m; h_0 = 0.04m; h = 0.2m; d = 0.9h = 0.18m$$

D'après l'organigramme de la flexion simple nous trouverons les résultats suivants :

Tab. III.5 : Récapitulatif des résultats

Etat	Ma(Max) (KN.m)	Mt(Max) (KN.m)	V(Max) (KN)
ELU	5.595	11.75	-13.75
ELS	3.33	6.99	-8.18

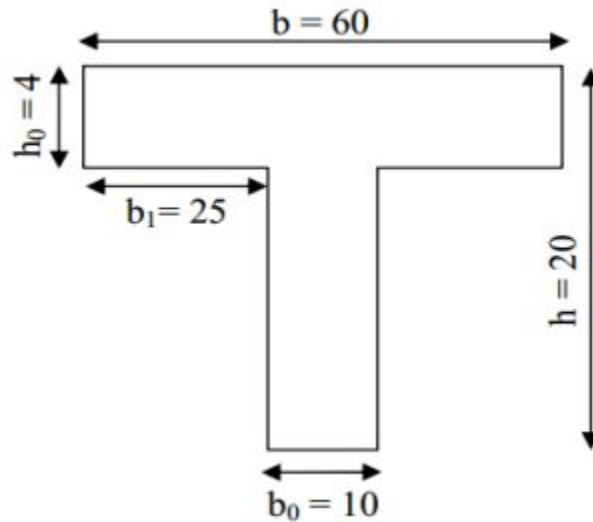


Fig. III.10 : Coffrage de la poutrelle.

**Moment de référence**

En travée :

les calculs des armatures s effectuent comme une poutre de section en **T** le moment équilibré par la table de compression :

$$M_{tab} = \sigma_{bc} \cdot b \cdot h_0 \cdot \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$0.60 \times 0.04 \times 14.2 \times \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) 10^3 = 54.528 \text{ KN.m}$$

$M < M_t \Rightarrow$  l axe neutre tombe dans la table , une seule partie de la table est comprimée , et comme le beton tendu n'intervient pas dans les calculs , la section en **T** sera calculée comme une section rectangulaire de dimesntions ( $b \cdot h$ ) ,  $b = 60\text{cm}$  ;  $h = 20\text{cm}$  .

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11.75 \times 10^{-8}}{0.60 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.042$$

$$\mu_L = 0.39$$

$$\mu = 0.042 < \mu = 0.1859 \Rightarrow = 0 , \text{ Pas d'armatures comprimées}$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.042}) = 0.054$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.4\alpha)$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.4 \times 0.054) = 1.18m$$

$$A = \frac{M_u}{z_b \times f_{ed}} = \frac{11.75 \times 10}{0.18 \times 348} = 1.88cm^2$$

$$\text{Soit : } 3HA12/ml = 3.39cm^2, A_u = 3.39cm^2$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e}, f_{t28} = 2.1MPa$$

$$A_{min} = 0.23(60 \times 18) \times \frac{2.1}{400} = 1.30cm^2$$

$$\text{On remarque que : } A_{min} < A_u = 3.393cm^2$$

**En appuis :**

La table entièrement tendue donc la section à considérer pour le calcul est une section Rectangulaire  $(b \times h) = (10 \times 20)cm^2$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5.595 \times 10^{-8}}{0.10 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.122$$

$$\mu_L = 0.39$$

$$\mu = 0.122 < \mu_{lim} = 0.1859 \Rightarrow A's = 0, \text{ Pas de d armatures comprimées .}$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.122}) = 0.163$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.4\alpha)$$

$$Z_b = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.163) = 0.168m$$

$$A = \frac{M_u}{z_b \times f_{ed}} = \frac{5.595 \times 10}{0.168 \times 348} = 0.957ccm^2$$

$$\text{Soit : } 2HA12/ml = 2.262cm^2, A_u = 2.262cm^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e}, f_{t28} = 2.1MPa$$

$$A_{min} = 0.23(10 \times 18) \times \frac{2.1}{400} = 0.22ccm^2$$

On remarque que :  $A_{min} < A_u = 2.262cm^2$

### III.4.3.1.2.7 Les vérifications

Vérifications à l'ELU

En travée :

- Vérification de l'effort tranchant (Art III.2/BAEL 91)

$$T = 13.75KN$$

Il faut vérifier que  $\tau_u < \bar{\tau}_u$  FP

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{c28}}{y_b}; 5MPa \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 2.5MPa; 5MPa \} = 2.5MPa$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b.d} = \frac{13.75 \times 10^3}{600 \times 180} = 0.127MPa$$

$$\tau_u = 0.127MPa < \bar{\tau}_u = 2.5MPa.....CV$$

- Vérification d'adhérence

$$\tau_{ser} < \bar{\tau}_{ser}$$

$$\tau_{ser} = \frac{\tau_u}{0.9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{ser} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3.15MPa$$

$$\psi_s = 1.5 \text{ (acier FeE400, haute adhérence)}$$

$$\sum u_i = n\pi\phi = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04mm$$

n : nombre des barres

$\phi$  : Diamètre des barres ( $\phi = 12mm$ )

$$\tau_{ser} = \frac{13.75 \times 10^{-8}}{0.9 \times 180 \times 113.04} = 0.75 MPa$$

$$\tau_{ser} = 0.75 MPa < \overline{\tau_{ser}} = 3.15 MPa \quad \text{condition vérifier .}$$

**En Appuis :**

$$T = 13.75 KN$$

Il faut vérifier que  $\tau_u < \overline{\tau_u}$  FP

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{c28}}{y_b}; 5 MPa \right\}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \{ 2.5 MPa; 5 MPa \} = 2.5 MPa$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b.d} = \frac{13.75 \times 10^8}{100 \times 180} = 0.76 MPa$$

$$\tau_u = 0.76 MPa < \overline{\tau_u} = 2.5 MPa \dots cv$$

▪ **Vérification d'adhérence**

$$\tau_{ser} < \overline{\tau_{ser}}$$

$$\tau_{ser} = \frac{\tau_u}{0.9d \sum u_i} \leq \overline{\tau_{ser}} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 MPa$$

$$\psi_s = 1.5 \text{ (acier FeE400, haute adhérence)}$$

$$\sum u_i = n\pi\phi = 2 \times 3.14 \times 12 = 75.36 mm$$

n : nombre des barres

$\phi$  : Diamètre des barres ( $\phi = 12mm$ )

$$\tau_{ser} = \frac{13.75 \times 10^{-8}}{0.9 \times 180 \times 75.36} = 1.13 MPa$$

$$\tau_{ser} = 1.13 MPa < \overline{\tau_{ser}} = 3.15 MPa \quad \text{condition vérifier .}$$

**Calcul des Armature transversale et de l'espacement**

▪ **Calcul des armatures transversales**

Le ferrailage transversal est calculé suivant les règlements suivant :

Suivant le **RPA99V2003(Article.7.5.2.2)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{A_s} \geq 0.003b_0 \\ S_t \leq \left(\frac{h}{4}; \phi_L\right) \quad \dots\dots\text{Zone nodale Avec : } \phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_1\right) \\ S_t \leq \frac{h}{2} \quad \dots\dots\text{Zone courante .} \end{array} \right.$$

$\phi_L$  : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min [5.7; 10; 12] = 5.7mm$$

Nous prendrons  $\phi = 6mm$  ; les armatures transversales sont : **206(A = 0.57cm<sup>2</sup>)**.

▪ **Calcul de l'espacement (St) :**

Zone courant ;  $St \leq \min(0, 9d.40cm)$

Zone nodal ;  $St-St$  (Zone courant)/2

Donc :

$$S_t \leq \min(0.9d; 40) = \min(16, 2; 40)$$

$$S_t \leq 16.2cm$$

On prend  $St = 15$  cm (sauf pour le premier plan des armatures transversale qui sera placé à).

$$\frac{s_t}{2} = 7.5cm$$

**Vérifications à l'ELS**

**La contrainte de compression dans le béton :**

La fissuration étant peu préjudiciable , on doit vérifier.

**En Travée :**

$$M_{ser} = 6.99KNm; b = 60cm; d = 18cm; A = 3.393cm^2; AS' = 0$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = ky \quad \text{avec } k = \frac{M_{ser}}{I}$$

Position de l'axe neutre :

On a avec ( $A' = 0, \eta = 15$ )

$$y = n \frac{A_s + A'_s}{b} \left( \sqrt{1 + \frac{b \cdot d \cdot A_s + d + A'_s}{7.5 + (A_s + V)2}} - 1 \right)$$

$$Y = 15 \frac{3.393}{100} \left( \sqrt{1 + \frac{100 \times 13 \times 3.393}{7.5 \times 3.393^2}} - 1 \right)$$

$$y = 2.85cm$$

$$\Rightarrow I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y^2) + nA'_s(y - d')^2$$

$$I = \frac{60}{3}(2.85)^3 + 15 \times 3.39(18 - 2.85)^2 = 12134.2cm^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{6.99 \times 10^6}{12134.2 \times 10^4} = 0.06N/m^3$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot y = 0.06 \times 28.5 = 1.71MPa \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa.....cv$$

**Vérification de la contrainte maximale de l'acier**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

$$\sigma_s = \eta \cdot k(d - y) = 15 \times 0.06(180 - 28.5) = 136.35MPa$$

$$\overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{y_s} = 348MPa$$

$$\sigma_s = 136.35MPa < \overline{\sigma_s} = 348MPa.....CV$$

En Appuis :

$$M_{ser} = 3.33KNm; b = 60cm; d = 18cm; A = 2.263cm^2; AS' = 0$$

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

$$\sigma_{bc} = ky \quad \text{avec } k = \frac{M_{ser}}{I}$$

Position de l'axe neutre :

On a avec ( $A' = 0, \eta = 15$ )

$$y = n \frac{A_s + A'_s}{b} \left( \sqrt{1 + \frac{b \cdot d \cdot A_s + d + A'_s}{7.5 + (A_s + V)2}} - 1 \right)$$

$$Y = 15 \frac{2.263}{100} \left( \sqrt{1 + \frac{18 \times 60 \times 2.263}{7.5 \times 2.263^2}} - 1 \right)$$

$$y = 2.39cm$$

$$\Rightarrow I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2 + nA'_s(y - d')^2$$

$$I = \frac{60}{3}(2.39)^3 + 15 \times 2.263(18 - 2.39)^2 = 8544.49cm^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{3.33 \times 10^6}{8544.49 \times 10^4} = 0.04N/m^3$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot y = 0.04 \times 2.39 = 0.1MPa \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa.....cv$$

**Vérification de la contrainte maximale de l'acier**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = \eta \cdot k(d - y) = 15 \times 0.04(180 - 2.39) = 106.57MPa$$

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{y_s} = 348MPa$$

$$\sigma_s = 106.57MPa < \overline{\sigma}_s = 348MPa..... CV$$

**Vérification de la flèche**

1.  $\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$
2.  $\frac{1}{h} > \frac{1M_t}{10M_0}$
3.  $\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} MPa$

Avec :

$l$  : La portée entre nus d'appuis (**300 m**)

$h$  : hauteur de la section (**20 cm**)

$M_t$  : moment max en travée

$M_0$  : moment de la travée de référence

$A$  : section d'acier tendu en travée

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{300} = 0.07 < \frac{1}{16} = 0.10 \dots \text{cv}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{300} = 0.07 > 0.054 \dots \text{cv}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.263}{100 \times 18} = 0.001 \leq 0.0105 \text{MPa} \dots \text{cv}$$

### III.4.3.1.2.8 Ferrailages des poutrelles

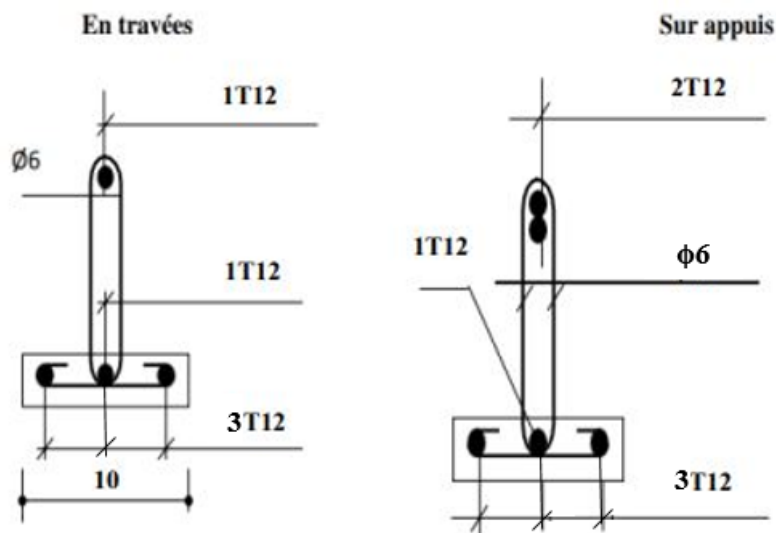


Fig. III.11 : Ferrailages des poutrelles

### III.4.3.1.2.9 Dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur toute la surface de plancher, avec une épaisseur de **4cm** le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dans lequel les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- **33cm** : dans le sens parallèle aux poutrelles.

- **20cm** : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

En pratique (en Algérie on considère un maillage de **20cm**)

### Armatures perpendiculaires aux poutrelles

si :  $L_1 \leq 50cm$

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en  $cm^2/ml$  doit être au moins égale à :

$$A_{Nervure} = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \quad \text{avec un espacement : } S_t = 20cm$$

$L_1$  : distance entre l'axe des poutrelles ( $L_1 = 60cm$ )

$A_{Nervure}$  : Diamètre perpendiculaire à la poutrelle ,  $f_e = 520 MPa$

( $f_e$  : limite élastique des aciers utilisées)

Quadrillage de treilles soudé (**TLE520**).

$$A_{Nervure} = 4 \cdot \frac{60}{520} = \frac{0.5cm^2}{ml} \Rightarrow A_{Nervure} = 5\phi 6 = 1.41cm^2$$

Avec un espacement :  $S_t = 20cm$ .

$$A_{//nervure} = A_T/2 = 1.41/2 = 0.705cm^2 = A_{//} = 5\phi 6 = 1.41cm^2$$

$A_{//}$  : diamètre parallèle aux poutrelles

### III.4.4 Conclusion

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens (**20\*20**).

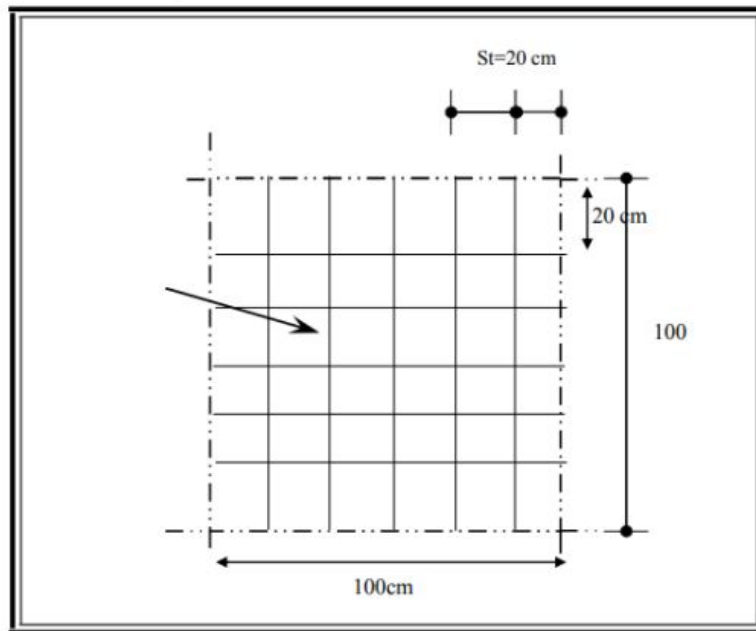


Fig. III.12 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

## III.5 Calcul du l'Escaliers

### III.5.1 Définition

Les escaliers sont des éléments secondaires, son rôle essentielle ces assurer l'Alison entre les différents niveaux d'un bâtiment ou d'un lieu. Ils sont soumis à des forces diverses (poids propre des escaliers, personnes ...etc.). Il doit donc être bien dimensionné pour offrir un confort d'utilisation solide et sûr. Les escaliers sont constitués de marches et contre marche peuvent être dimensionné suivant des conditions géométriques séparé par des paliers de report.

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, il sert à monter et descendre aisément d'un niveau à un autre.

1. **Cage d'escalier** : murs ou voiles entourant l'escalier.
2. **Marche g (giron)** : la partie horizontale des gradins constituant l'escalier.
3. **Contremarche h** : la hauteur de marche.
4. **Paillasse** : partie inclinée servant de support aux marches sur toute leur largeur.
5. **Palier** : partie horizontale d'accès ou d'arrivée d'une volée.
6. **Volée** : ensemble de marches entre deux parties horizontales.

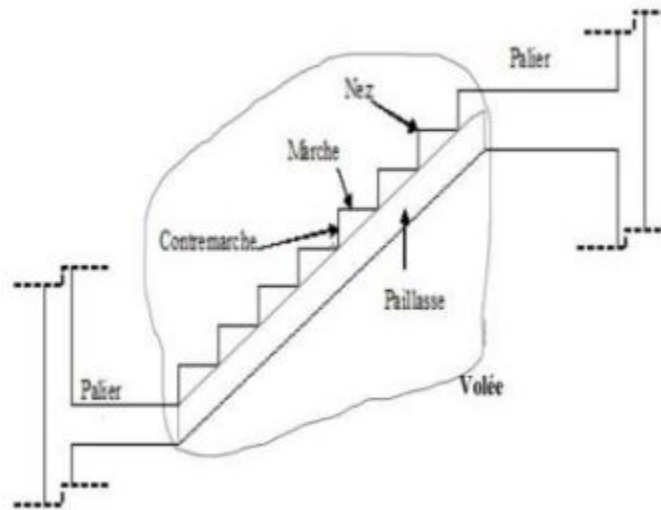


Fig. III.13 : coup latérale d'un escalier

### III.5.2 Les Différentes types d'escaliers :

1. L'escalier droit
2. L'escalier à volées droites avec palier(s) intermédiaire(s).
3. L'escalier balancé
4. L'escalier à un quartier tournant ou à quart tournant :
5. L'escalier à deux quartiers tournants ou à deux quarts tournants
6. L'escalier hélicoïdal
7. Le perron

### III.5.3 Les charges et surcharges sur l'escalier :

#### III.5.3.1 Combinaison des charges :

Le calcul se fera pour une bande de  $1m$

$$\text{ELU} : qu = 1.35G + 1.5Q$$

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

Tab. III.6 : Éléments constituant l'escalier

	$G(KN/m^2)$	$Q(KN/m^2)$	$qu(KN/m^2)$	$qser(KN/m^2)$
Palier	5,56	2,50	11,26	8,06
Paillasse	8,71	2,50	15,51	11,21

III.5.3.2 Calcul des sollicitations

La charge équivalente :

$$q_e = \sum (q_i \times L_i) / L_i$$

ELU :  $q_e = 1.8 \times 11.26 + 3.3 \times 15.51 / 2.4 + 2 = 14.01 \text{KN/m}$

ELS :  $q_e = 1.8 \times 8.06 + 3.3 \times 11.21 / 2.4 + 2 = 10.10 \text{KN/m}$

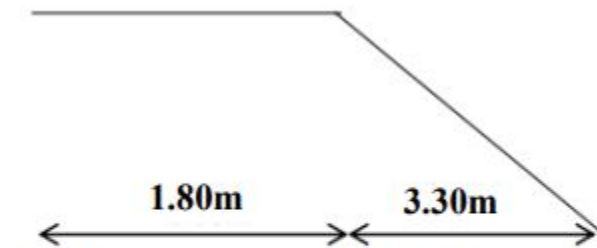


Fig.3.4: schéma représente la forme d'escalier

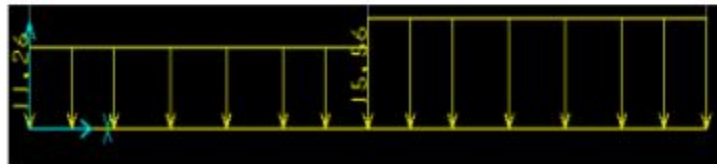


Fig. III.14 : Schéma représente les charges à l'ELU.

Calcule les moments :

Tab. III.7 : text

Tab. III.8 : Récapitulatif des résultats

	ELU		ELS	
	Formule	Résultat	Formule	Résultat
Moment isostatique (Mo)	$\frac{q_e \times L^2}{8}$	45.55	$\frac{q_e \times L^2}{8}$	32.84
Moment en travée (M1)	0.85. Mo	38.72	0.85. Mo	27.91
Moment sur appuis (Ma)	0.2. Mo	9.11	0.2. Mo	6.57
Effort tranchants	$\frac{q_e \times L^2}{2}$	35.72	$\frac{q_e \times L^2}{2}$	25.76

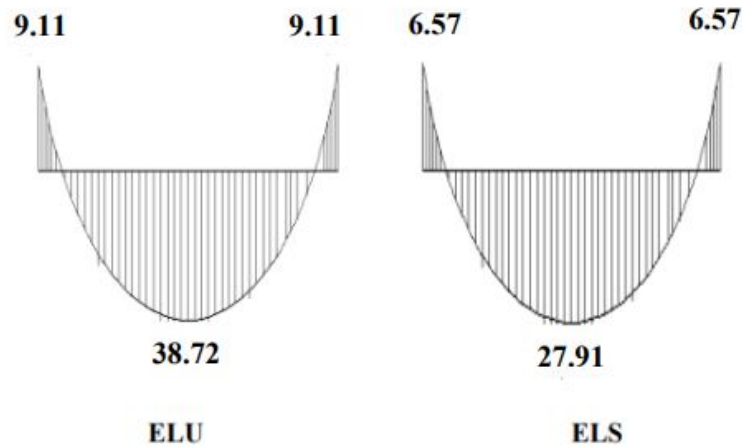


Fig. III.15 : diagramme de moment fléchissant à ELU et à ELS.

### III.5.4 Calcul de ferrailage

#### III.5.4.1 En travée

On considère l'escalier comme une poutre avec trois appuis est deux travées sollicité par des charge uniformément répartie(G) est des charges d'exploitation (Q) Ils soumièrent une flexion simple le calcul suivant l'organigramme de la flexion simple d'une poutre (b=1m.e).

##### III.5.4.1.1 à ELU :

$$d = 0.9.h = 0.9 \times 15 = 13.5cm.$$

$$f_{bu} = 0.85.f_{c28}/\theta.\gamma_b = 0.85 \times 25/1 \times 1.5 = 14.2MPa.$$

$$f_{su} = f_e/\gamma_s = 348MPa.$$

$$\epsilon_L = f_e/\gamma_s E_s = 400/1.152 \times 10^5 = 1.73\%.$$

$$\alpha_l = 7/7 + 2.\epsilon_L = 0.669.$$

$$l = 0.80 \times \alpha_l \times (1-0.4.\alpha_l) = 0.8 \times 0.669(1 - 0.4 \times 0.669) = 0.391.$$

##### III.5.4.1.1.1. Moment réduit :

$$\mu = Mu/b.d^2.f_{bu} = 0.03872/1 \times 0.1352 \times 14.2 = 0.149 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow \text{Pivot A}(A_s' = 0).$$

$$\alpha = 1.25.(1 - \sqrt{1-2 \times \mu}) = 0.203$$

$$z = 13.5 \times (1 - 0.4.\alpha) = 12.4cm.$$

$$A_u = M_{ut}/z \cdot \delta_s = 38.72 \times 10^3 / 12.4 \times 348 = 8.97 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte :  $A_{ut} = 10.055 \text{ cm}^2 = 5\text{HA}16$ .

### III.5.4.1.2 à ELS :

#### III.5.4.1.2.1 Vérification :

$$\alpha \leq \sigma - 1/2 + f_{c28}/100;$$

$$\text{Avec : } \sigma = M_u / M_{ser}.$$

$$M_u = 38.72 \text{ KN.m}; M_{ser} = 27.91 \text{ KN.m}; A_s = 10.055 \text{ cm}^2.$$

$$\sigma = M_u / M_{ser} = 38.72 / 27.91 = 1.38$$

#### III.5.4.1.2.2 La position de l'axe neutre :

$$b \cdot y^2 + 30 \cdot (A_s + A'_s) \cdot y - 30 \cdot (A_s \cdot d + A'_s \cdot d') = 0$$

$$A'_s = 0 \Rightarrow b \times y^2 + 30 \times A_s \times y - 30 \times (A_s \times d) = 0$$

$$100y^2 + (30 \times 10.055 \times y) - 30 \times (10.055 \times 13.5) = 0$$

$$100y^2 + 301.65y - 4072.3 = 0$$

$$\Delta = 301.65^2 - 4 \times 100 \times (-4072.3) = 1719912.7$$

$$\sqrt{\Delta} = 1311.45$$

$$y_1 = -301.65 - 1311.45 / 200 = -8.07 \text{ cm};$$

$$y_2 = -301.65 + 1311.45 / 200 = 5.05 \text{ cm}$$

$$\alpha = y/d = 5.05 / 13.5 = 0.37$$

$$\alpha = 0.37 \leq \gamma - 1/2 + f_{c28}/100 = 1.38 - 1/2 + 0.25 = 0.44 \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

### III.5.4.2 En appuis

#### III.5.4.2.1 à ELU :

$$\text{On a : } M_a = 9.11 \text{ KN.m}$$

III.5.4.2.1.1 Moment réduit :

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.00911}{1} \times 0.1352 \times 14.2 = 0.035 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow \text{Pivot } A (A_{s'} = 0).$$

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0.045$$

$$z = 13.5 \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) = 13.26 \text{ cm.}$$

$$A_u = \frac{M_u}{z \cdot \delta_s} = \frac{9.11 \times 10^3}{13.26 \times 348} = 1.97 \text{ cm}^2$$

Donc en reprendre :

$$A_{ua} = 3.925 \text{ cm}^2 = 5H A10.$$

III.5.4.2.2 à ELS :

$$M_u = 9.11 \text{ KN.m}; M_{ser} = 6.57 \text{ KN.m}; A_s = 3.925 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = M_u / M_{ser} = 9.11 / 6.57 = 1.38.$$

III.5.4.2.2.1 La position de l'axe neutre :

$$b \cdot y^2 + 30 \cdot (A_s + A_{s'}) \times y - 30 \cdot (A_s \times d + A_{s'} \times d') = 0.$$

$$A_{s'} = 0 \Rightarrow b \cdot y^2 + 30 \cdot A_s \times y - 30 \cdot (A_s \times d) = 0.$$

$$100 \cdot y^2 + 30 \cdot 3.925 \cdot y - 30 \cdot (3.925 \times 13.5) = 0.$$

$$100 \cdot y^2 + 117.75y - 1589.63 = 0.$$

$$\Delta = 117.75^2 - 4 \times 100 \times (-1589.63) = 649717.06$$

$$\sqrt{\Delta} = 806.05$$

$$y_1 = \frac{-117.75 - 806.05}{200} = -4.62 \text{ cm};$$

$$y_2 = \frac{-117.75 + 806.05}{200} = 3.44 \text{ cm}$$

$$\alpha = y/d = 3.44/13.5 = 0.25.$$

$$\alpha = 0.25 \leq \sigma - 1/2 + f_{c28}/100 = 1.38 - 1/2 + 0.25 = 0.44 \dots\dots \text{condition vérifier.}$$

Condition de non fragilité :

1. En travée :

$$A_{min} = \max(b.h/1000; 0.23 \times b \times d.ft28/fe) = \max(1.5; 1.63) = 1.63cm^2$$

$$A_s^t = \max(A_u^t; A_{min}) = \max(8.97; 1.63) = 8.97cm^2$$

Alors :  $A_s^t = 8.97cm^2$

On adopte :  $A_s^t = 10.055cm^2 = 5HA16$  .

▪ L'espacement :

$$e \leq \min(3h; 33cm) = \min(45cm; 33cm) = 33cm.$$

On prend :.....e=20cm .

▪ Armatures de répartition :

$$A_r = A_s/4 = 10.055/4 = 2.51 cm^2$$

On prend :..... Ar=5φ8=2.515 cm<sup>2</sup> .

▪ L'espacement :

$$e \leq \min(4h; 45cm) = \min(60cm; 45cm) \Rightarrow e \leq 45cm.$$

On prend :.....e=20cm.

2. Sur appuis :

$$A_{min} = \max(b.h/1000; 0.23 \times b \times d.ft28/fe) = \max(1.5; 1.63) = 1.63cm^2$$

$$A_s^a = \max(A_u^a; A_{min}) = \max(1.97; 1.63) = 1.97cm^2$$

Alors :  $A_s^a = 1.97cm^2$

On adopte :  $A_s^a = 3.925cm^2 = 5HA10$  .

▪ L'espacement :

$$e \leq \min(3h; 33cm) = \min(60cm; 33cm) = 33cm.$$

On prend :.....e = 20cm .

Tab. III.9 : Armatures longitudinales en travée et sur appui de l'esclier

	$\mu$ (MN.m)	b(cm)	d(cm)	A	B	A smin (cm <sup>2</sup> )	A scal (cm <sup>2</sup> )	As adopt (cm <sup>2</sup> )
Travée	0,149	100	13,5	0,130	0,072	1,5	8,98	5HA16 = 10,055
Appuis	0,035	100	13,5	0,078	0,016	1,5	1,97	5HA10 = 3,93

- Armatures de répartition :

$$A_r = A_s/4 = 3.925/4 = 0.98 \text{ cm}^2$$

On prend :..... Ar = 2.51 cm<sup>2</sup> .

- L'espacement :

$$e \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(60\text{cm}; 45\text{cm}) \Rightarrow e \leq 45\text{cm}.$$

On prend :.....e=20cm.

### III.5.5 Vérification de l'effort tranchant

$$T_{\max} = qe \times L/2 = 14.01 \times 5.10/2 = 35.73\text{KN}.$$

$$\tau_u = T_{\max} / b.d = 35.73 \times 10/100 \times 13.5 = 0.26\text{MPa}.$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2.f_c28/\gamma_b; 4\text{MPa}) = \min(3.33; 4) = 3.33\text{MPa}$$

Donc : 0.26 < 3.33, il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures transversales.

### III.5.6 Vérification de la contrainte limite du béton

#### III.5.6.1 En travée

$$M_{ser} = 27.91\text{KN.m}, h = 15\text{cm}, b = 1\text{m}, d = 13.5\text{cm}, d' = 0.11.d = 1.5\text{cm}, y = 5.05\text{cm}, f_c28 = 25\text{Mpa}, f_t28 = 2.1\text{Mpa}. A_s' = 0, A_s = 10.055\text{cm}^2$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6.f_{c28} = 15MPa.$$

La fissuration est peu préjudiciable.

$$\overline{\sigma_{st}} = \frac{fe}{\gamma_s} = 348MPa$$

$$I = 1/3.b.y^3 + 15.As'(y-d)^2 + 15As(d-y)^2$$

$$I = 1/3.1.(0.0505)^3 + 15.0(0.0505 - 0.015)^2 + 15 \times 0.0010055.(0.135-0.0505)^2$$

$$I = 0.0001506m^4$$

$$K = M_{ser}/I = 27.91 \times 10^{-3}/0.0001506 = 185.33MN/m^3.$$

$$\sigma_{bc} = k \times y = 185.33 \times 0.0505 = 9.36MPa$$

$$\sigma_{st} = 15.k(d - y) = 15 \times 185.33 \times (0.135-0.0505) = 234.91MPa$$

Donc, on a :

$$\sigma_{bc} = 9.36MPa \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa....CV$$

$$\sigma_{st} = 234.91Mpa \leq \overline{\sigma_{st}} = 348MPa....CV$$

Alors : les conditions vérifiées.

### III.5.6.2 Sur appuis

$M_{ser} = 6.57KN.m, h = 15cm, b = 1m, d = 13.5cm, d' = 0.11 \times d = 1.5cm, y = 3.44cm, f_{C28} = 25Mpa,$

$$f_{t28} = 2.1Mpa, As' = 0, As = 3.93cm^2.$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{C28} = 15MPa$$

la fissuration est peu préjudiciable.

$$\overline{\sigma_{st}} = \frac{fe}{\gamma_s} = 348MPa$$

$$I = 1/3.b.y^3 + 15.As'(y-d)^2 + 15As(d-y)^2$$

$$I = 1/3.1.(0.0344)^3 + 15.0(0.0344 - 0.015)^2 + 15 \times 0.000393.(0.135-0.0344)^2$$

$$I = 0.00054m^4$$

$$K = M_{ser}/I = 6.57 \times 10^{-3}/0.00054 = 12.17MN/m^3.$$

$$\sigma_{bc} = k \times y = 12.17 \times 0.0043 = 0.05MPa$$

$$\sigma_{st} = 15.k(d - y) = 15 \times 12.17 \times (0.135 - 0.0344) = 24.02MPa$$

Donc, on a :

$$\sigma_{bc} = 0.05MPa \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa....CV$$

$$\sigma_{st} = 24.02MPa \leq \overline{\sigma}_{st} = 348MPa....CV$$

Alors : les conditions sont vérifiées.

### III.5.7 État limite de service vis-à-vis des déformations

$$h/l \geq \max(1/16; M_t/10.M_0)$$

$$A/b.d \leq 4.2/fe$$

$$l \leq 8m$$

Tel que :

**h** : hauteur de la poutre

**L** : portée de la poutre

$M_t$  : moment maximale en travée

$M_0$  = moment dans la travée considérée isostatique

$b_0$  = largeur de la nervure

**d** : hauteur utile de la poutre

Alors :

$$h/l \geq \max(1/16; M_t/10.M_0) \Rightarrow 15/172.5 \geq \max(1/16; 27.91/10 \times 32.84)$$

$$0.09 \geq \max(0.0625; 0.0849) = 0.0849.....CV$$

$$A/b.d \leq 4.2/fe \Rightarrow 10.055/100 \times 13.5 \leq 4.2/400 \Rightarrow 0.0074 \leq 0.0105.....CV$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

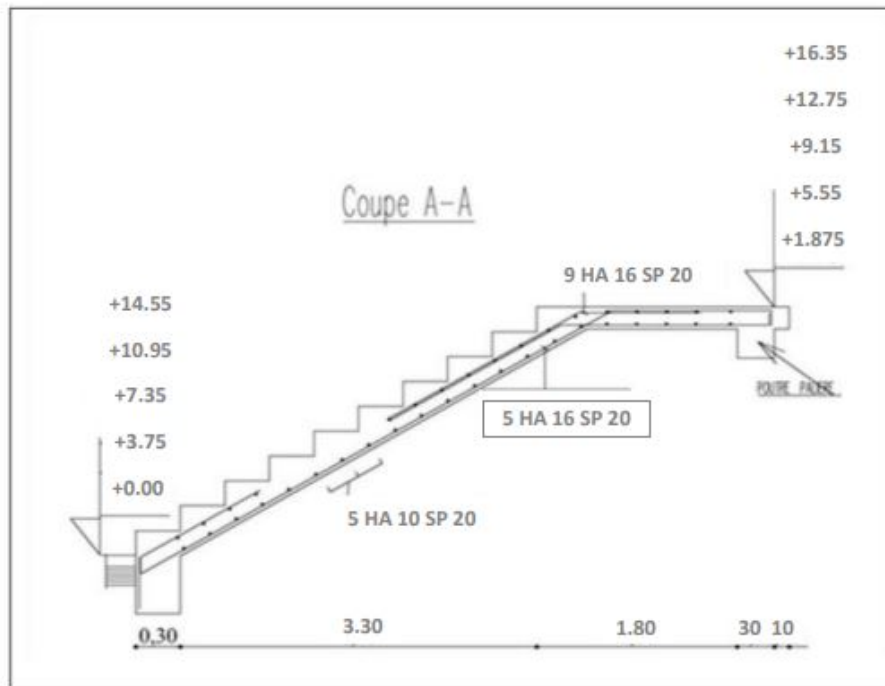


Fig. III.16 : Schéma de ferrailage de l'escalier

### III.5.8 Étude de la poutre palière

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier. Avec une longueur de 3.50m, son schéma statique est le suivant :

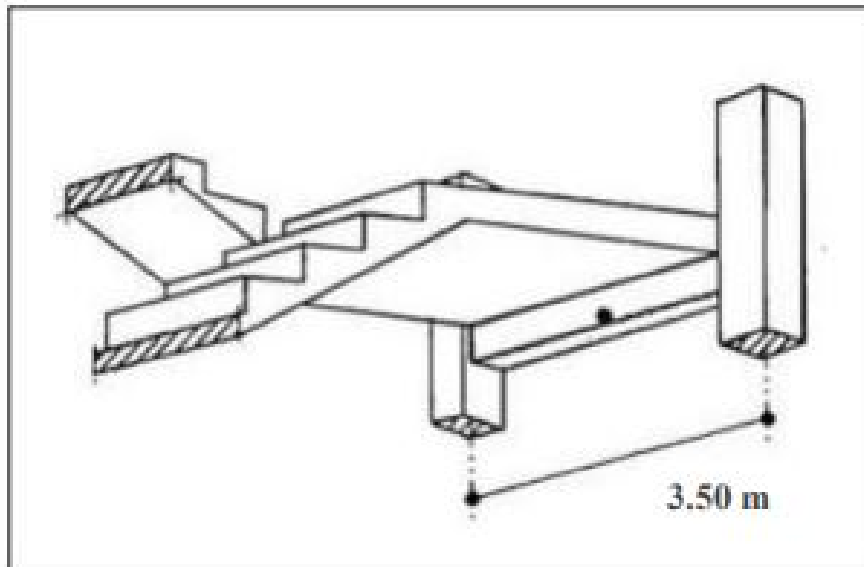


Fig. III.17 : Vue en 3D de la poutre palière

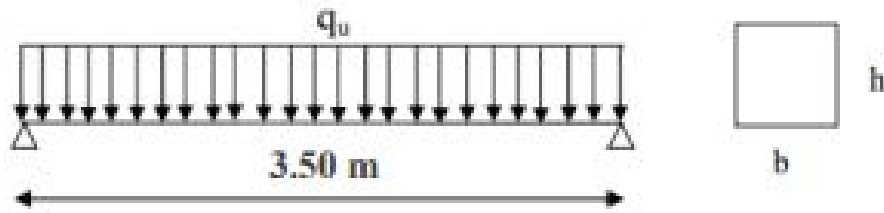


Fig. III.18 : Schéma statique de la poutre palière

La poutre palière se calcule à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

### III.5.8.1 Pré dimensionnement de la poutre palière

Selon le BAEL91 les dimensions de la poutre sont :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Rightarrow 3 \leq h \leq 35$$

$$0,3h \leq b \leq 0,8h \Rightarrow 6,9 \leq b \leq 28$$

Le RPA99 préconise :

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

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

### III.5.8.2 Evaluation des charges

$$\text{Le poids propre de la poutre palière : } G_{pp} = 25 \times 0,3 \times 0,35 = 2,62\text{KN/m}$$

$$\text{Réaction de la paillasse : } L = 3,80\text{m}; R = q.L/2$$

$$\text{ELU : } R_u = 14,10 \times 3,80/2 = 26,79\text{KN.}$$

$$\text{ELS : } R_s = 10,10 \times 3,80/2 = 19,19\text{KN.}$$

### III.5.8.3 combinaisons des charges

$$q_u = 1,35G + 1,5.Q + R_u = 1,35 \times 2,62 + 1,5 \times 2,5 + 26,79 = 34,1\text{KN/m.}$$

$$q_{ser} = G + Q + R_{ser} = 2,62 + 2,5 + 19,19 = 24,31\text{KN/m.}$$

### III.5.8.4 Calcul des sollicitations de la poutre palière

#### III.5.8.4.1 à ELU :

$$M_0 = q_u \times L^2/8 = 34,1 \times 3,8^2/8 = 61,55\text{KN.m}$$

- Sur appui :  $M_a = 0,4.M_0 = 24,62\text{KN.m}$

- En travée :  $M_t = 0.8.M_0 = 49.24KN.m$

#### III.5.8.4.2 à ELS :

$$M_0 = q_{ser} \times L^2/8 = 19.19 \times 3.8^2/8 = 34.64KN.m$$

- Sur appui :  $M_a = 0.4.M_0 = 13.86KN.m$
- En travée :  $M_t = 0.8.M_0 = 27.71KN.$

#### III.5.8.5 Ferrailage de la poutre palière

Le calcul se fait en flexion simple pour une bonde de 1m de largeur avec :

$$b = 30cm; \quad h = 35cm; \quad d = 0.9.h = 31.5cm$$

##### III.5.8.5.1 En travée (ELU) :

$$M_u = 49.24KN.m$$

$$\mu = M_u/b.d^2.fbc = 49.24 \times 10^{-3}/0.3z \times 0.315^2 \times 14.2 = 0.116 \leq 0.369 \Rightarrow \text{Pivot A}(A_s' = 0).$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.116}) = 0.155$$

$$Z = 31.5(1 - 0.4.\alpha) = 29.55cm^2$$

$$A_u = M_u a/z.\sigma_s = 49.24 \times 10^3/29.55 \times 348 = 4.79cm^2.$$

Donc on adopt :  $A_s = 6.033cm^2 = 3HA16.$

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \max \{b.h/1000; 0.23 \times b \times d.ft28/fe\} = \max \{1.05; 1.14\} = 1.14cm^2$$

On a :  $A_{su} > A_{min}$

Donc :  $A_{su} = 3T16 = 6.033cm^2.$

- L'espacement :

$$e \leq \min(3h; 33cm) = \min(105cm; 33cm) = 33cm.$$

On prend : .....e=30cm

- Diamètre des armatures transversales :

$$\emptyset_{tr} \leq \min \{h/35; \emptyset_{lmin}; b10\} = \min \{1; 1.2; 3\} = 1cm = 10mm$$

Donc, On prend :  $\emptyset_{tr} = 10mm$ .

- Espacement :

- Zone nodale :

$$St \leq \min \{h/4; 10\emptyset_l; 30cm\} = \min \{8.75; 16; 30cm\} = 8.75cm$$

On prend :  $St = 8cm$ .

- Zones courante :

$$St \leq h/2 = 17.5cm$$

On prend :  $St=15cm$ .

### III.5.8.5.2 Sur appuis

$$M_u = 24.62 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{24.62 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.315^2 \times 14.2} = 0.018$$

$$\mu = 0.018 \leq 0.369 \rightarrow A'_s = 0$$

$$0.018 < 0.186 \dots\dots\dots \text{Pivot A } (A'_s = 0)$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.018}) = 0.023$$

$$z = 31.5 (1 - 0.4 \cdot \alpha) = 31.21 \text{ cm}^2$$

$$A_u = \frac{M_{ua}}{z \cdot \sigma_s} = \frac{24.62 \times 10^3}{31.21 \times 348} = 2.27 \text{ cm}^2$$

- On adopte :  $A_{su} = 3T12 = 3.393 \text{ cm}^2$

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_{t28}} \right\} = \max \{1.05, 1.14\} = 1.14 \text{ cm}^2$$

On a :  $A_{su} > A_{\min}$

Donc :  $A_{su} = 3T12 = 3.393 \text{ cm}^2$

- L'espacement :

$$e \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = \min(105 \text{ cm}, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

On prend :  $e = 30 \text{ cm}$

- **Diamètre des armatures transversales :**

$$\varnothing_{tr} \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \varnothing_{lmin}, \frac{b}{10} \right\} = \min\{1, 1.2, 3\} = 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$$

On prend :  $\varnothing_{tr} = 10 \text{ mm}$

- **Espacement :**

- **Zone nodale :**

$$St \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 10\varnothing_l, 30 \text{ cm} \right\} = \min\{8.75, 12, 30 \text{ cm}\} = 8.75 \text{ cm}$$

On prend :  $St = 8 \text{ cm}$

- **Zone courante :**

$$St \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

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

- **Vérification à l'effort tranchant :**

$$Vu = q \times l/2 = 34.1 \times 3.8/2 = 64.79 \text{ KN}.$$

Comme la fissuration est peu préjudiciable on doit avoir :

$$\tau_u = Vu/b.d = 64.79 \times 10^{-3}/0.3 \times 0.315 = 0.69 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \{0.2.f_c28/\gamma_b; 5 \text{ MPa}\} = 3.33 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0.69 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots Cv$$

La vérification à l'ELS ne sera pas nécessaire si les conditions suivantes sont applicables :

- La section est rectangulaire.
- Soumise à la flexion simple.
- Les aciers utilisés sont le Fe E400.
- La fissuration peu préjudiciable.

### III.5.8.6 Vérification des Contraintes

D'après BAEL91, il est inutile de vérifier la contrainte de compression du béton si :

$$\alpha = \gamma - 1/2 + f_c28/100 \quad \text{d'où : } \gamma = Mu/Ms \quad \alpha = y/d$$

**III.5.8.6.1 En travée :**

$$\gamma = 49.24/27.71 = 1.78$$

$$\text{Donc : } \alpha = 1.78 - 1/2 + 25/100 = 0.6$$

$$\text{Alors : } \alpha = 0.119 \leq 0.64 \dots CV$$

**III.5.8.6.2 Sur appuis :**

$$\gamma = 24.62/13.86 = 1.78$$

$$\text{Donc : } \alpha = 1.78 - 1/2 + 25/100 = 0.64$$

$$\text{Alors : } \alpha = 0.041 \leq 0.64 \dots CV$$

Donc la vérification à l'état limite de service est inutile

**Vérification de L'effort tranchant :**

$$Vu = q.l/2 = 34.1 \times 3.8/2 = 64.79KN$$

Comme la fissuration est peu préjudiciable on doit avoir :

$$\tau_u = vu/b.d = 64.79 \times 10^{-3}/0.3 \times 0.315 = 0.69MPa$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5 MPa \right\} = 3.33 MPa$$

$$\tau_u = 0.69MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.33MPa \dots CV$$

**III.5.8.7 Vérification de la flèche**

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

$$h/l \geq 1/16; Astrave/b \times d \leq 4.2/fe$$

$$h/l \geq 1/16; \text{ donc : } 35/360 \geq 1/16; \text{ alors : } 0.097 > 0.0625 \dots CV.$$

$$Astrave/b.d \leq 4.2/fe; \text{ donc : } 6.033/30 \times 31.5 \leq 4.2/400$$

$$\text{ alors : } 0.0064 < 0.0105 \dots CV.$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

III.5.8.8 Calcul de la poutre palière à la torsion

$$Mt = T_U \times b/2 = 64.79 \times 0.3/2 = 9.71 \text{KN.m}$$

- Calcul de la contrainte tangentielle due à la torsion :

$$\tau_{ut} = Mt/2 \times \omega \times e$$

$$e = b/6 = 30/6 = 5 \text{cm}$$

$$\omega = (b - 5) \times (h - 5) = (30 - 5) \times (35 - 5) = 750 \text{cm}^2$$

$$\tau_{ut} = 9.71 \times 10^{-3}/2 \times 0.0750 \times 0.05 = 1.29 \text{MPa}$$

- Contrainte de cisaillement :

Fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \{0.2 \times f_{C28}/\gamma_b; 5 \text{MPa}\}$$

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u = \min \{0.2 \times 25/1.5; 5 \text{MPa}\}$$

$$\text{Alors : } \bar{\tau}_u = \min \{3.33; 5 \text{MPa}\} = 3.33 \text{MPa}$$

Le CBA 93, on doit vérifier D'après :

$$\tau^2_{ut} + \tau^2_u \leq \bar{\tau}_u^2$$

$$\text{Donc : } (1.29)^2 + (0.69)^2 \leq (3.33) \dots \dots \dots \text{cv}$$

### III.5.8.9 Schéma de ferrailage de la poutre palière

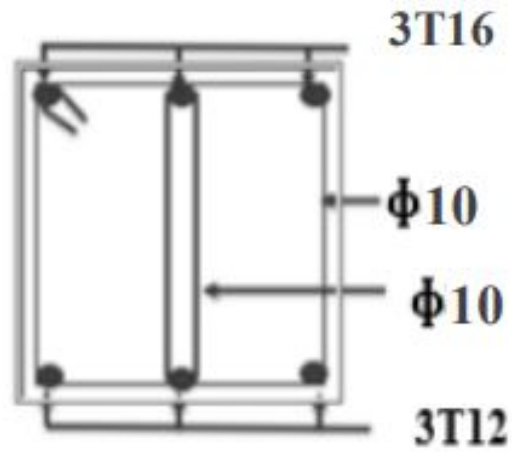


Fig. III.19 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

## III.6 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté le ferrailage des éléments secondaires de la structure avec ses calculs nécessaires.

Le chapitre suivant fera l'objet de l'étude sismique et dynamique de la structure de notre ouvrage.

## Étude sismique

IV.1 Introduction . . . . .	92
IV.2 Objectif de l'étude dynamique : . . . . .	92
IV.3 Choix de l'étude sismique . . . . .	92
IV.4 Étude de la structure par ETABS . . . . .	92
IV.4.1 Introduction . . . . .	92
IV.5 Principe général de la méthode des éléments finis . . . . .	93
IV.6 Analyse des structures . . . . .	93
IV.7 Généralités sur les méthodes d'analyse dynamique . . . . .	93
IV.7.1 Méthode d'analyse dynamique . . . . .	94
IV.8 Choix du modèle de calcul . . . . .	94
IV.9 Unité . . . . .	95
IV.10 Méthode statique équivalente . . . . .	95
IV.10.1 Principe de la méthode . . . . .	95
IV.10.2 Conditions d'application de la méthode statique équivalente . . . . .	95
IV.10.3 Calcul de l'effort tranchant total par la méthode statique équivalente . . . . .	95
IV.10.4 Modélisation . . . . .	95
IV.10.5 Présentation de la structure . . . . .	96
IV.10.6 Calcul de la force sismique totale . . . . .	98
IV.11 Méthode dynamique modale spectrale . . . . .	110
IV.11.1 Principe . . . . .	110
IV.11.2 Spectre de réponse de calcul . . . . .	110
IV.11.3 Nombre de modes à considérer . . . . .	111
IV.11.4 Vérification de la période . . . . .	112
IV.11.5 Réactions à la base . . . . .	113
IV.11.6 Coordonnée du centre de masse et de centre de torsion : . . . . .	114
IV.11.7 Vérifications réglementaires . . . . .	115
IV.12 Conclusion : . . . . .	120

## IV.1 Introduction

Quand et où surviendra le prochain séisme ? Et de quelle magnitude sera-t-il ? Sont les questions que posent ceux qui ont toujours en mémoire le nombre de victimes et les dégâts matériels provoqués par certain séisme particulièrement violent.

Les chercheurs intéressés par l'aspect prévisionnel de ces catastrophes tentent de répondre à ce type de questions en orientant leurs travaux dans ce sens.

Une importante partie de territoire algérien est concernée par le risque de tremblement de terre, ce qui implique pour quoi le règlement R.P.A99 (Règles Para sismiques Algérienne) traitant des constructions para sismique a été mis à la disposition des constructions. Le domaine d'application de ce règlement est peu à peu étendu puisque il couvre maintenant à titre réglementaire, tous les bâtiments si l'on excepte les plus modeste. Dans le même temps, les connaissances en génie para sismique ont fortement progressé, principalement à l'initiative des pays où le risque sismique est important, par exemple U.S.A, JAPON, mais aussi en Algérie du fait des opérations risque spécifique. Par exemple les centrales et les marchés importants de travaux de bâtiments.

## IV.2 Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme. L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

## IV.3 Choix de l'étude sismique

L'étude sismique sera effectuée automatiquement par le logiciel ETABS avec une analyse spectrale (Défini ci-après) pour le bloc A de la structure.

## IV.4 Étude de la structure par ETABS

### IV.4.1 Introduction

L'esprit humain à des limites qui ne peut analyser le comportement des systèmes complexes qui l'entourent en une seule opération, c'est pourquoi l'ingénieur, le scientifique et même l'économiste adoptent la démarche naturelle à suivre pour subdiviser les systèmes en leurs composants élémentaires dont le comportement peut être facilement compris. On pourra alors étudier le système original en le reconstituant à partir de ses composants élémentaires. Cette démarche est à la base de la méthode des éléments finis.

## IV.5 Principe général de la méthode des éléments finis

La M.E.E est une méthode numérique ;elle est reconnue comme un outil de résolution des équations aux dérivées partielle EDP ;son domaine d'utilisation est assez vaste ;vu les avantages qu'elle présente :précision ,formulation simple et l'existence de logiciel adéquat (ex :SAP,ROBOT,STAD3...) et concerne pratiquement tous les problèmes physique régis par des EDP .en cite à titre d'exemple :Mécanique ,Génie Civil, Hydraulique, Électrique, Aéronautique et Aerospace ...etc.

Dans un calcul par le M. E.F. l'enchaînement des opérations ce fait comme suit :

- Considérer la structure comme un assemblage d'éléments.
- Prendre comme seuls inconnus, les déplacements des nœuds et des éléments.
- Évaluer et calculer la matrice de rigidité de la structure entière.
- Appliquer les liaisons internes et externes.
- Calculer à partir des chargements les charges appliquées aux nœuds des éléments.
- Résoudre le système linéaire pour obtenir les déplacements.
- A partir des déplacements, déduire les contraintes et les déformations dans tous éléments

## IV.6 Analyse des structures

L'analyse de la structure doit obligatoirement passer par les quatres étapes suivantes :

- Analyse du problème.
- Choix du modèle de calcul et vérification de sa validité.
- Calcul proprement dit et contrôle des résultats.
- Exploitation des résultats.

## IV.7 Généralités sur les méthodes d'analyse dynamique

Les applications de calcul dynamique dans le domaine des séismes ont pendent longtemps été freinées par :

- Le faible nombre des enregistrements sismiques et le doute concernant leur représentativité pour cites présentant des conditions géologiques différentes de celles des cites d'enregistrement.
- L'allure aléatoire des mouvements sismiques.

- Les difficultés des études expérimentales aux laboratoires.

Aujourd'hui, malgré les milliers d'enregistrements sismiques notés et la grande capacité des ordinateurs actuels vis-à-vis du calcul complexe, les possibilités des méthodes et de calcul restent en avance sur l'état des connaissances sur les mouvements sismiques ainsi que la réponse des structures bien qu'un ensemble de méthode et de code sont actuellement disponible pour effectuer l'analyse sismique de la plupart des structures, à titre d'exemple on cite le code para sismique algérien R.P.A99 révisé en 2003, ce code propose :

- Un modèle élastique.
- Une distribution régulière des masses.
- Des formes en plan simple et autres exigences spécifiques

De ce fait l'analyse dynamique des bâtiments ne répond pas à certaines exigences et ce code devient inévitable.

### IV.7.1 Méthode d'analyse dynamique

Les méthodes d'analyse dynamique sont très développées dans divers branches de la science. En ce qui concerne l'étude des séismes, on distingue principalement deux méthodes :

#### IV.7.1.1 Méthode statique équivalente :

Analyse des mouvements en fonction du temps, qui nécessite plusieurs enregistrements de mouvements sismiques et ceci pour assurer une couverture convenable du problème .

#### IV.7.1.2 Méthode d'analyse modale spectrale :

Analyse par spectre de réponse, où la structure est supposée soumise à un séisme provoquant des mouvements du sol dans une direction donnée, définie par son spectre de réponse. Le spectre de réponse et un tracé des réponses maximales étalonnées d'un oscillatoire pouvant se déplacer d'un degré de liberté, de période  $T$  et d'un amortissement  $C$ . soumis à l'accélération des vibrations du sol ; ces courbes indiquent l'importance des vibrations maximales que peut subir un immeuble.

## IV.8 Choix du modèle de calcul

Un modèle est une représentation, à échelle réduite, d'une partie ou de la totalité d'une structure en vu d'un calcul. Un modèle n'est donc qu'un schéma simple formé ensemble d'éléments liés les uns aux autres, en des points bien déterminés appelés nœuds, et pouvant refléter la géométrie réelle de la structure à étudier, comme elle peut la remplacer par un autre fictif ayant les mêmes caractéristiques mécaniques.

## IV.9 Unité

Le choix des unités est laissé à l'utilisateur qui doit préparer ses données dans des unités homogène pour obtenir des résultats conformés.

## IV.10 Méthode statique équivalente

### IV.10.1 Principe de la méthode

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

N.B : cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions Constructives garantissant à la structure :

- une ductilité suffisante.
- la capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses Sismiques majeures.

### IV.10.2 Conditions d'application de la méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions qui sont motionnés dans le RPA 99 / version2003.

### IV.10.3 Calcul de l'effort tranchant total par la méthode statique équivalente

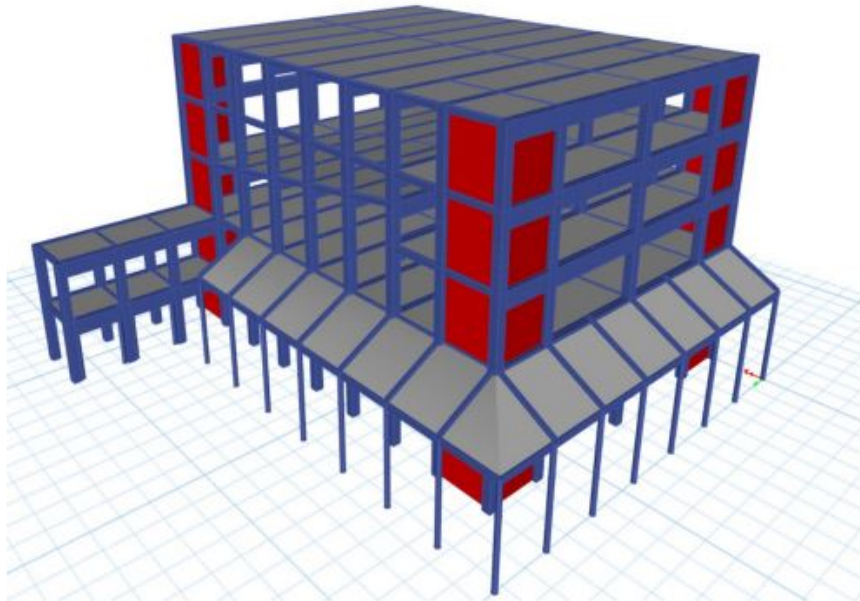
Dans cette partie nous allons calculer, l'effort tranchant total à la base de notre bâtiment. Cet effort doit être ensuite comparé à celui calculé par la méthode spectrale .

### IV.10.4 Modélisation

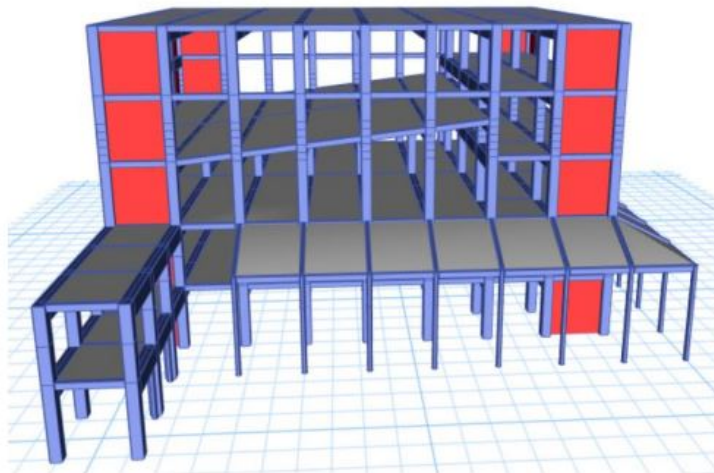
Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.

- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale conformément à l'article 4.3.6 du RPA 99 /version 2003.

### IV.10.5 Présentation de la structure



**Fig. IV.1** : Présentation de la structure en 3D (25°)



**Fig. IV.2** : Présentation de la structure en 3D (Côté gauche)

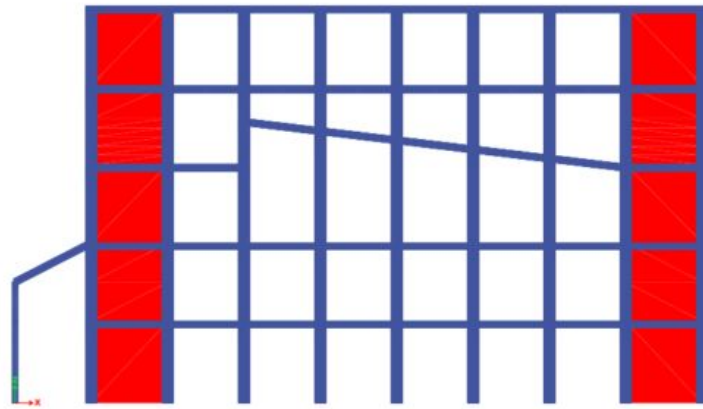


Fig. IV.3 : Vue en élévation de la structure (Vue droite.1er schéma)

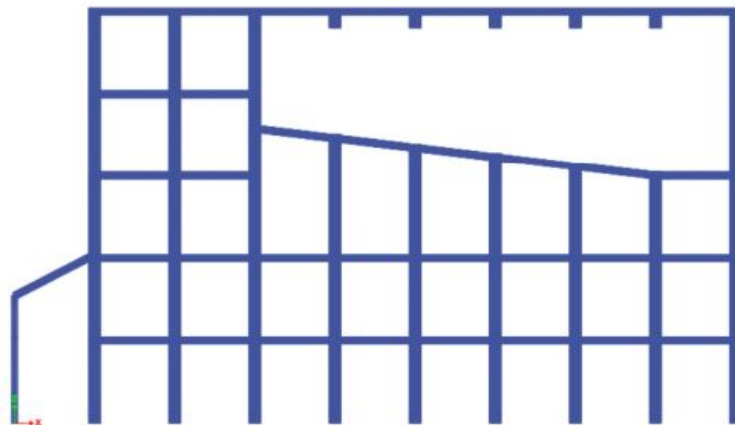


Fig. IV.4 : Vue en élévation de la structure (Vue droite.2ème schéma)

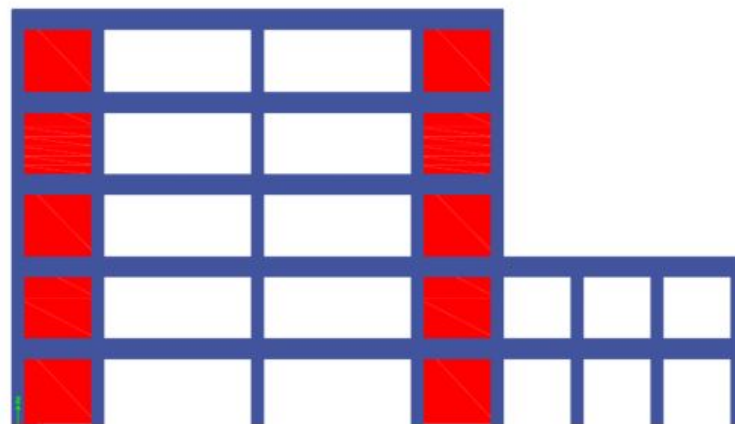


Fig. IV.5 : Vue en élévation de la structure (Vue arrière)

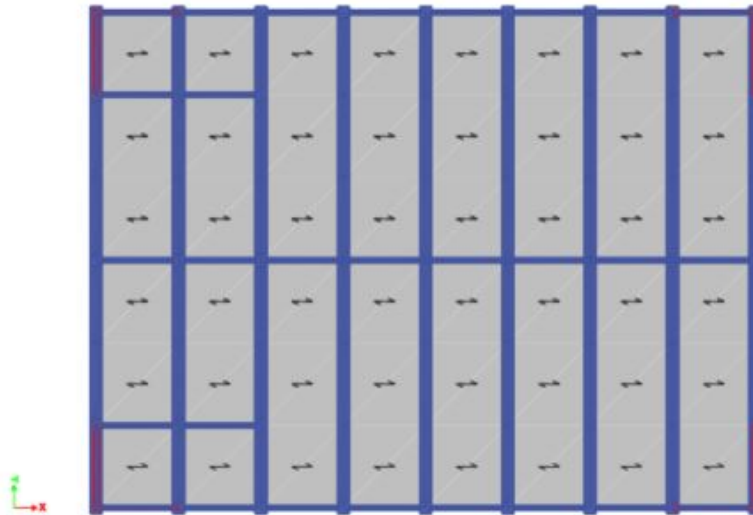


Fig. IV.6 : Vue en plan de la terrasse

### IV.10.6 Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.1 des RPA99/Version 2003.

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

Avec :

- **A : coefficient d'accélération de zone**, donné par le tableau (4.1) des RPA99/Version 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.
- **D : facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie de Site, du facteur de correction d'amortissement  $\zeta$  et de la période fondamentale  $T$  de la structure.
- **R : coefficient de comportement global de la structure**, sa valeur unique est Donnée par le tableau (4.3) des RPA99/Version 2003 en fonction du système de Contreventement.
- **Q : facteur de qualité de la structure**, est fonction de la redondance et de la Géométrie des éléments qui la constituent, de la régularité en plan et en élévation Et de la qualité du contrôle de la construction.
- **W : poids total de la structure.**

#### IV.10.6.1 Coefficient d'accélération de zone A

Le coefficient d'accélération de zone,  $A$ , est donné par le tableau 4.1 des RPA99/Version.2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Pour un ouvrage du groupe 1 B en Zone lia on a :

$$A = 0,2(R.P.A.tab4 - 1).$$

**Tab. IV.1 : Coefficient d'accélération des zones sismiques**

Groupe d'usage	Zone			
	I	IIa	IIb	III
<b>1A</b>	0.15	0.25	0.30	0.40
<b>1b</b>	0.12	0.20	0.25	0.30
<b>2</b>	0.10	0.15	0.20	0.25
<b>3</b>	0.07	0.10	0.14	0.18

#### IV.10.6.2 Pourcentage d'amortissement critique $\xi$

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  $\xi$

. On choisit une valeur moyenne car la structure est mixte par des portiques et des voiles Donc :

$$\xi = 8\%(R.P.A.tab4 - 2).$$

**Tab. IV.2 : Valeur de  $\xi$  (%) (RPA 99 Tab 4.2)**

Remplissage	portique		voile ou murs
	Béton armé	acier	Béton armé /maçonnerie
<b>Léger</b>	6	4	10
<b>Dense</b>	7	5	

#### IV.10.6.3 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, 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 des RPA99/version 2003, pour un système portiques auto stables avec remplissages en maçonnerie rigide

$$R = 3.5(RPA99Tab4.3).$$

Tab. IV.3 : Valeur du coefficient de comportement R (RPA 99 Tab 4.3)

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portique auto stables sans remplissage en maçonnerie rigide	5
1b	Portique auto stables sans remplissage en maçonnerie rigide	3.5
2	Voiles porteurs	3.5
3	Noyau	3.5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2
B	Acier	
7	Portique auto stables ductiles	6
8	Portique auto stables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palée triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palée triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	portiques en console verticale	2
C	Maçonnerie	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2.5
D	Autres systèmes	
13	Ossature métallique contreventée par diaphragme	2
14	Ossature métallique contreventée par noyau en béton armé	3
14	Ossature métallique contreventée par noyau en béton armé	3.5
15	Ossature métallique contreventée par voiles en béton armé	4
15	Ossature métallique avec contreventement mixte comportant un noyau en béton armé et palées au portiques métallique en façades	4
16	Systèmes comportant des transparences(étages soupes)	2
17		2

#### IV.10.6.4 Facteur d'amplification dynamique moyen D

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

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

Avec :

**T<sub>2</sub>** : période caractéristique, associée à la catégorie du site donnée par le Tableau 4.7 Art 4.2.3 des RPA 99/Version2003.

Tab. IV.4 : Valeurs de T1 et T2 (RPA 99 tab 4.7)

Site	S1	S2	S3	S4
T1(sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T2(sec)	0.30	0.40	0.50	0.70

On a pour un site (S3)  $\Rightarrow T2 = 0.50$  sec et  $T1=0.15$ sec.

$\eta$  : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

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

Pour  $\xi = 8 \%$  on a  $\eta = 0.84$

Pour un période  $T2 = 0.5s$  on a :  $D = 2.5 \eta = 0.84 \times 2.5 = 2.1$

donc  $D(x,y) = 2.1$

#### IV.10.6.5 Estimation de la période fondamentale de la structure

La valeur de la période fondamentale  $T$  de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

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

Avec :

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier Niveau (N),

$$h_N = 18.15m$$

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement, et du type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.6 du RPA99 / Version.2003.

Tab. IV.5 : valeurs du coefficient  $C_T$  (RPA 99 Tab 4.6)

Cas n	Système de contreventement	$C_T$
1	-Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	-Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.080
3	-Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.050
4	-Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0.050

Pour portique auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie :

$$CT = 0.050$$

$$\text{Donc : } T = 0.05(18.15)^{3/4} = 0.44s$$

Pour ce type portique auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie :

$$T = 0.09h_N / (D)^{1/2}$$

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

Sens X :

$$Dx = 32.00m \Rightarrow Tx = (h_N \times 0,09) / \sqrt{Dx} = (18.15 \times 0.09) / \sqrt{32.00} = 0.29s$$

Sens Y :

$$Dy = 32.00m \Rightarrow Ty = (h_N \times 0,09) / \sqrt{Dy} = (18.15 \times 0.09) / \sqrt{32.00} = 0.29s$$

#### IV.10.6.6 Calcul de la période caractéristique T2 du site

La période caractéristique T2 est associée à la catégorie du site donnée par le tableau (4.7) des RPA99/Version2003

Catégorie de site S3  $\Rightarrow T2=0.50s$

On aura alors :

Sens X : T = 0.29s donc  $0 \leq T \leq T2$

Sens Y : T = 0.29s donc  $0 \leq T \leq T2$

#### IV.10.6.7 Facteur de qualité (Q)

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

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

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

**Pq** : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non. Sa valeur est donnée au tableau (4.4) RPA99/Version2003

Le tableau suivant résume les pénalités appliquées à la structure

Tab. IV.6 : facteur de qualité.

Critère q »	Portique	
	Suivant x	Suivant y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
2. Redondance en plan	0.05	0.05
3. Régularité en plan	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0.05	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
	$Q_x=0.20$	$Q_y=0.20$

On a alors pour les deux sens  $Q = 1 + 0.20$  d'où  $Q = 1.20$

#### IV.10.6.8 Poids total de la structure (W)

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

$$W = \sum W_i$$

Avec :

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

$W_{Gi}$  : poids dus aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

$W_{Qi}$  : charge d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, donné par le tableau (4.5) des RPA99/Version2003.

Tab. IV.7 : Valeurs de coefficient de pondération (RPA 99 tab 4.5)

Cas	Type d'ouvrage	$\beta$
1	Bâtiments d'habitation, bureaux	0.2
2	ou assimilés	
	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises Entrepôts, hangars	0.30
	Archives, bibliothèques,	0.40
3	réservoirs et ouvrages assimilés	0.50
4	Autres locaux non visés ci-	1.00
5	dessus	0.60

Pour un bâtiment recevant du public :  $\beta = 0.30$

Donc à chaque niveau on a :

$$W_i = W_{Gi} + 0.30W_{Qi}$$

Tab. IV.8 : Poids détaillés de la structure

niveau	Élément	$W_{Gi}$ (KN)	$W_{Gt}$ (KN)	$W_{Qt}$ (KN)
Terrasse	Poutres principales : $w_{pp} = 25(b \times h)1 \times n$ Poutres secondaires : $w_{ps} = 25(b \times h)1 \times n$ <i>poteaux</i> : $w_{pt} = 25(b \times h)h \times n$ <i>Plancher</i> : $w_{pl} = G_{pl} \times S$ <i>Acrotère</i> : $w_{ac} = G_{ac} \times \text{périmètre}$ Murs de façade : $W_{murs} = \gamma_{mur} \times 0.6 \times \text{périmètre} \times (h_{étage} - h_{poutre})$	2008.125 294.00 787.50 3675.00 235.20 662.97	7662.80	588
Etage courant N°(3)	Poutres principales : $w_{pp} = 25(b \times h)1 \times n$ Poutres secondaires : $w_{ps} = 25(b \times h)1 \times n$ <i>poteaux</i> : $w_{pt.C} = 25(b \times h)h \times n$ <i>Plancher</i> : $w_{pl.CC} = G_{pl} \times S$ Murs de façade : $W_{murs} = \gamma_{mur} \times 0.6 \times \text{périmètre} \times (h_{étage} - h_{poutre})$	892.50 231.00 720.00 715.89 662.97	3222.36	1911
Etage courant N°(2)	Poutres principales : $w_{pp} = 25(b \times h)1 \times n$ Poutres secondaires : $w_{ps} = 25(b \times h)1 \times n$ <i>poteaux</i> : $w_{pt.C} = 25(b \times h)h \times n$ <i>Plancher</i> : $w_{pl.CC} = G_{pl} \times S$ $w_{pl.DP} = G_{pl} \times S$ Murs de façade : $W_{murs} = \gamma_{mur} \times 0.6 \times \text{périmètre} \times (h_{étage} - h_{poutre})$	2008.125 294.00 810.00 1073.84 2723.175 662.97	7572.11	1852.20
Etage courant N°(1)	Poutres principales : $w_{pp} = 25(b \times h)1 \times n$ Poutres secondaires : $w_{ps} = 25(b \times h)1 \times n$ <i>poteaux</i> : $w_{pt.C} = 25(b \times h)h \times n$ <i>Plancher</i> : $w_{pl.CC} = G_{pl} \times S$ Murs de façade : $W_{murs} = \gamma_{mur} \times 0.6 \times \text{périmètre} \times (h_{étage} - h_{poutre})$ Balcon $W_b = G_b \times S \times n$	2231.25 294.00 922.50 3042.53 828.71 72.03	7391.02	1782.375
Etage courant N°(RDC)	Poutres principales : $w_{pp} = 25(b \times h)1 \times n$ Poutres secondaires : $w_{ps} = 25(b \times h)1 \times n$ <i>poteaux</i> : $w_{pt.C} = 25(b \times h)h \times n$ $w_{pt.s} = 25(b \times h)h \times n$ <i>Plancher</i> : $w_{pl.CC} = G_{pl} \times S$ $w_{pl.DP} = G_{pl} \times S$ Murs de façade : $W_{murs} = \gamma_{mur} \times 0.6 \times \text{périmètre} \times (h_{étage} - h_{poutre})$ Balcon : $W_b = G_b \times S \times n$	2231.25 577.50 960.94 694.14 3042.53 1180.04 828.71 72.03	9587.14	1782.375
La somme			35435.43	7915.95

Donc le poids total de la structure est :

$$W_{TOTAL} = W_{GT} + 0.30W_{QT} = 35435.43 + 0.30(7915.95) = 37810.215KN$$

#### IV.10.6.9 Modélisation par brochette

Le poids de chaque étage est concentré au niveau du centre de gravité de celui-ci, ainsi on obtient un système de 2 poids avec un seul degré de liberté (le déplacement horizontal). Les planchers sont considérés rigides, et le déplacement vertical est supposé négligeable. En conséquence, le bâtiment sera

représenté comme il est représenté dans la figure suivant :

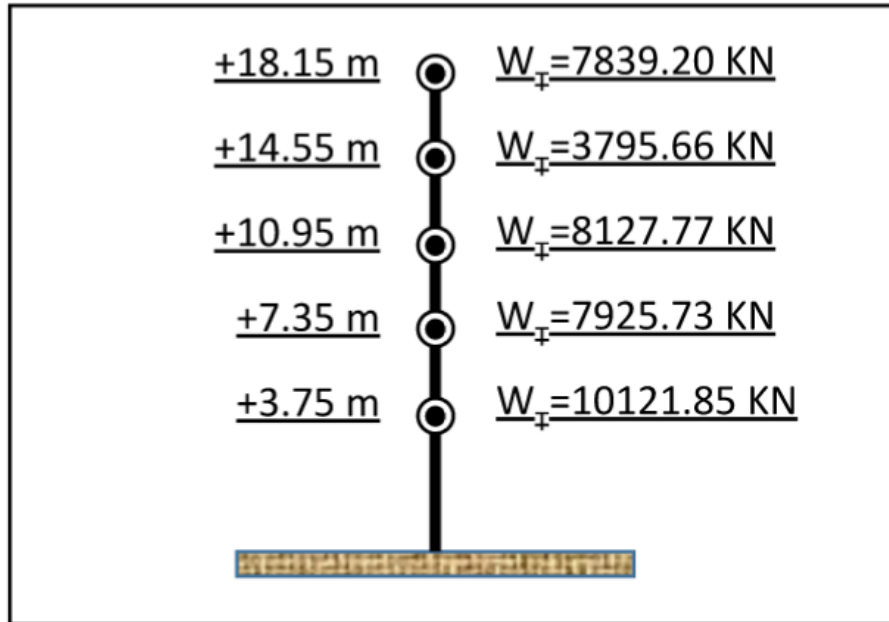


Fig. IV.7 : Distribution des poids de chaque étage

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

$$V_x = \frac{A.D_x.Q_x.W_T}{R} = \frac{0.20 \times 2.1 \times 1.20 \times 37810.215}{3.5} = 5444.67 \text{ KN.}$$

$$V_y = \frac{A.D_y.Q_y.W_T}{R} = \frac{0.20 \times 2.1 \times 1.20 \times 37810.215}{3.5} = 5444.67 \text{ KN.}$$

#### IV.10.6.10 Distribution des sollicitations dues aux charges verticales

La résultante des forces sismiques à la base doit être distribuée selon la hauteur de la structure par les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i$$

Avec :

$$\begin{cases} F_t = 0.07T.V \text{ si } : T > 0.7s \\ F_t = 0T.V \text{ si } : T < 0.7s \end{cases}$$

Où  $T$  est la période fondamentale de la structure (en secondes). La force  $(V - F_t)$  doit être distribuée sur la hauteur suivant la formule :

$$F_t = \frac{(v - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum_{j=0}^n W_j \times h_j}$$

Avec :

$F_i$  : force horizontale au niveau  $i$ .

$h_i$  : niveau du plancher.

$F_t$  : force concentrée au sommet de la structure.

$W_i, W_j$  : poids revenant aux planchers  $i, j$

On a :

$T = 0.295s < 0.7s$ , et donc  $F_t = 0$ ;

Alors la formule de distribution des forces  $F_i$  devient :

$$F_t = \frac{V \times W_i \times h_i}{\sum_{j=0}^n W_i \times h_i}$$

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Tab. IV.9 : Distribution de la résultante des forces sismiques à chaque étage

Niveau	$W_i(\text{KN})$	$h_i(\text{m})$	$W_i . h_i$	$\sum W_i . h_i$	$V(\text{KN})$	$\frac{V}{\sum W_i . h_i}$	$F_i(\text{KN})$
Terrasse	7839.20	18.15	142281.48	1662718.47	5444.67	0.0033	465.91
3ème	3795.66	14.55	55226.85	1662718.47	5444.67	0.0033	180.84
2ème	8127.77	10.95	88999.08	1662718.47	5444.67	0.0033	291.43
1er	7925.73	7.35	58254.12	1662718.47	5444.67	0.0033	190.76
RDC	10121.85	3.75	37956.94	1662718.47	5444.67	0.0033	124.29

#### IV.10.6.11 Vérification de l'effort tranchant à la base

Selon le RPA99/VERSION 2003 (Article 4.3.6) résultante des forces sismiques de calcul La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Si  $V_t < 0.80 V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,) dans le rapport  $0.8 V/V_t$ .

Forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales.

80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente

Suivant X : 0,8.  $V = 4355.74 \text{ KN} < V = 6872.81 \text{ KN}$ .....cv.

Suivant Y : 0,8.  $V = 4355.74 \text{ KN} < V = 7003.26 \text{ KN}$ .....cv.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tab. IV.10 : Distribution de l'effort tranchant à chaque étage

Niveau	hi(m)	Fi(KN)	Vi(KN)
Terrasse	18.15	465.91	465.91
3ème	14.55	180.84	646.75
2ème	10.95	291.43	938.18
1er	7.35	190.76	1128.94
RDC	3.75	124.29	1253.23

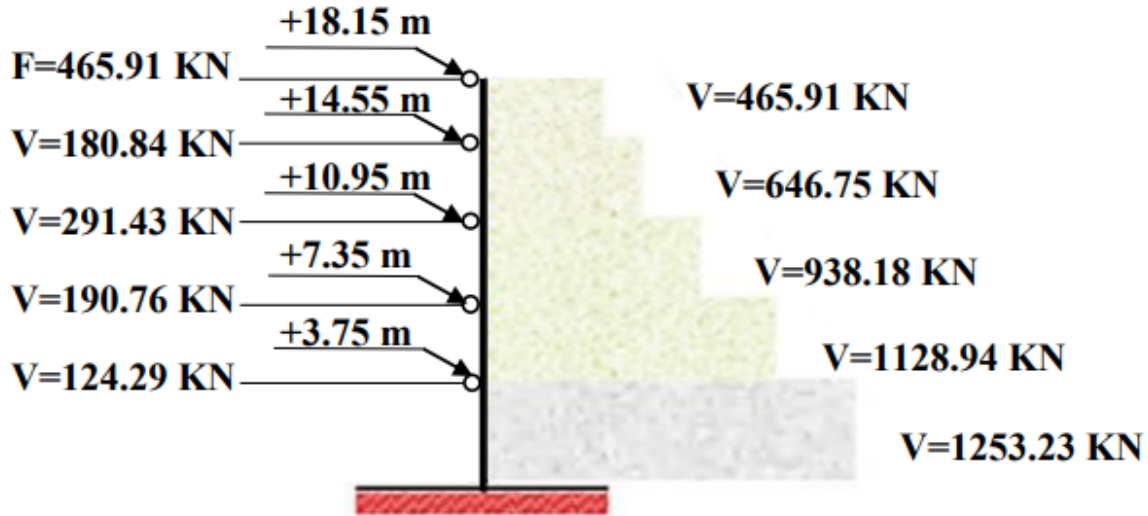


Fig. IV.8 : Schéma représentant la distribution de la force sismique et l'effort tranchant selon la hauteur

#### IV.10.6.12 Vérification de la stabilité au renversement (RPA99/VERSION 2003 Article 4.4.1)

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation. Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

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

Avec :

$M_s$  : Moment stabilisant,  $M_s = W \times \frac{L}{2}$

$M_r$  : Moment renversant,  $M_r = \sum_{i=0}^n F_i \times h_i$

$W$  : Poids du bâtiment.

Le calcul des moments de renversement causés par la force sismique à chaque étage est donné dans le tableau (3.4).

**Tab. IV.11 :** Distribution du moment de renversement à chaque étage.

Niveau	hi(m)	Fi(KN)	Mr(KN.m)
Terrasse	18.15	465.91	9000.77
3ème	14.55	180.84	2631.22
2ème	10.95	291.43	3192.16
1er	7.35	190.76	1402.09
RDC	3.75	124.29	466.09
La somme			16692.33

**Tab. IV.12 :** Vérification au renversement dans les deux sens (Lx=Ly=31.50 m).

W(KN)	L(m)	L/2(m)	Ms	Mr	Ms/Mr	Vérification
37810.215	31.50	15.75	595510.89	16692.33	35.68	Oui

**En conclusion :** La stabilité de la structure au renversement est vérifiée dans les deux sens.

#### IV.10.6.13 Calcul des déplacements de chaque niveau selon la Méthode Statique Equivalente

On a :

$$F_k \times g = W_k \times a_k \Rightarrow a_k = (F_k \times g) / W_k$$

D autre parts on a :

$$\delta_{ek} = a_k / \omega^2$$

$$\delta_{ek} = [(F_k \times g) / W_k] \times T^2 / (2\pi)^2$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$\delta_{ek} = R \times [(F_k \times g) / W_k] \times T^2 / (2\pi)^2$$

**R :** coefficient de comportement = 3.5 Pour notre cas

**$F_k$  :** Force sismique au niveau  $\langle k \rangle$

**$W_k$  :** Masse de niveau  $\langle k \rangle$

**$\delta_k$  :** Déplacement d un niveau  $\langle k \rangle$  par rapport au sol

$$T = 0.295 \text{ s}$$

$$\Delta_x^k = \delta_x^k - \delta_x^{k-1}$$

$\Delta_x^k$  : Correspond au déplacement relatif au niveau k pa rapport au niveau k-1 dans le sens. X (idem dans le sens y ,  $\Delta_x^k$  ).

Tab. IV.13 : Vérification du déplacement à chaque étage

Niveau	Fi(KN)	Wi(KN)	$\sigma$ k(m)	$\Delta$ (m)	$\overline{\Delta}$ (m)	Vérification
Terrasse	465.91	7839.20	0.0013	0.0039	3.60	Oui
3ème	180.84	3795.66	0.001	0.0026	3.60	Oui
2ème	291.43	8127.77	0.0008	0.0016	3.60	Oui
1er	190.76	7925.73	0.0005	0.0008	3.60	Oui
RDC	124.29	10121.85	0.0003	0.0003	3.75	Oui

**En conclusion** : Les déplacements relatifs  $\Delta^k$  sont vérifiés.

## IV.11 Méthode dynamique modale spectrale

L'étude dynamique consiste à déterminer les caractéristiques de vibration, qui peuvent se développer dans une construction donnée, en vue de l'estimation de la charge sismique de Calcul la plus défavorable.

### IV.11.1 Principe

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

### IV.11.2 Spectre de réponse de calcul

Le spectre de réponse de calcul est donné par la formule (4.13) des RPA99/Version 2003

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

Avec :

**A = 0.20** : coefficient d'accélération de zone (TAB 4.1 Article 4.2.3 des RPA99/ Version 2003).

$\eta = 0.84$  : facteur de correction d'amortissement (Article 4.2.3 des RPA99/ Version2003).

$Q = 1.2$  : facteur de qualité (Tab. 4.4 Article 4.2.3 des RPA99/Version2003).

$R = 3.5$  : coefficient de comportement de la structure (Tab. 4.3 Article 4.2.3 des RPA99/Version2003).

$T1 = 0.15$  s;  $T2 = 0.50$  S : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (Tab. 4.7 Article 4.3.3 des RPA99/Version2003).

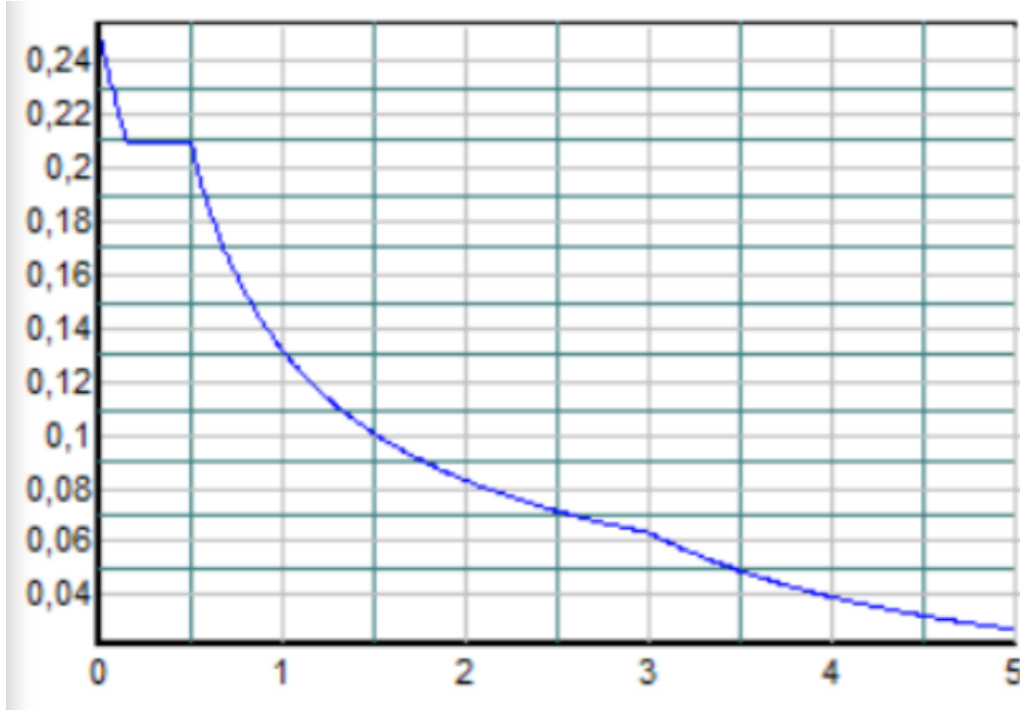


Fig. IV.9 : Spectre de réponse de calcul

### IV.11.3 Nombre de modes à considérer

Pour une structure modélisée en tridimensionnel et ne présentant pas des problèmes de torsion, le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation de ces modes est au moins égale à 90% ( $\geq 90\%$ ) et le minimum de mode à retenir est de trois dans chaque direction considérée (Article 4.3.4 des RPA99/Version2003) et le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérer. Dans notre cas retient :

Sens X :  $94.90 > 90\%$  (le nombre de mode est : 6)

Sens-Y :  $93.40 > 90\%$  (le nombre de mode est : 7)

Tab. IV.14 : Période et nombre de modes à prendre

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	RZ
Modal	1	0,382	1	0	0	0
Modal	2	0,339	0	0,994	0	0,006
Modal	3	0,252	0,05	0,052	0	0,898
Modal	4	0,226	0,5	0,34	0	0,16
Modal	5	0,222	0,004	0,072	0	0,924
Modal	6	0,102	0,949	0	0	0,051
Modal	7	0,096	0	0,934	0	0,066

#### IV.11.4 Vérification de la période

D'après l'article 4.2.4. Du RPA 99/ VERSION 2003 les valeurs de T calculées à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépassés celles estimés à partir des formules empiriques de 30% :

$$T_{\text{numérique}} \leq 1.3 T_{\text{empirique}}$$

$$0.382 \leq 1.3 \times 0.295$$

Donc : 0.382 Sec < 0.384 sec vérifie

Dans notre cas on retient les Sept (7) premiers modes. Les figures suivantes montrent les 03 modes de vibration.

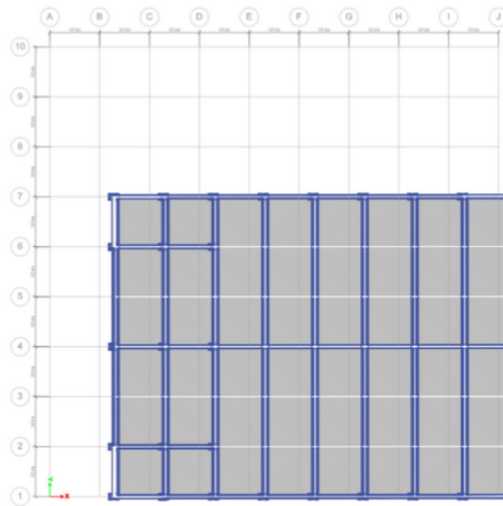


Fig. IV.10 : Mode1 (Translation sens X) T=0.382s

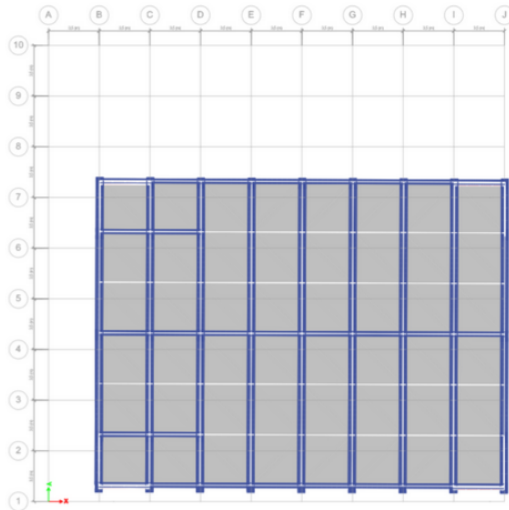


Fig. IV.11 : Mode2 (Translation sens Y) T=0.339s

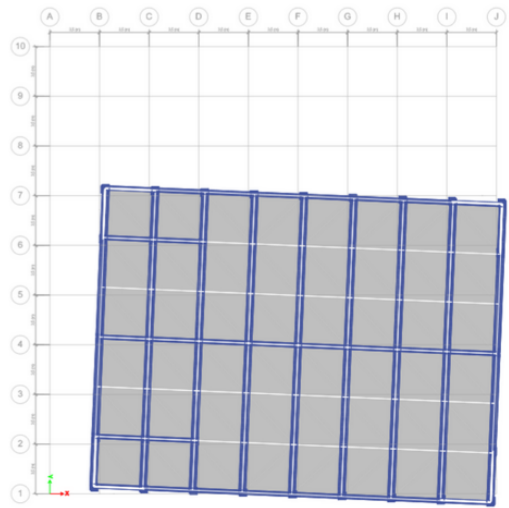


Fig. IV.12 : Mode5 (Torsion) T=0.222s

### IV.11.5 Réactions à la base

Tab. IV.15 : Réactions à la base

Spectre	FX(KN)	FY(KN)	MX(KN.m)	MY(KN.m)
EX	6872.8134	40.4435	427.8139	88471.9561
EY	40.4439	7003.2635	89092.1656	221.5277

**IV.11.6 Coordonnée du centre de masse et de centre de torsion :**

En prenant en compte de l'effet de l'excentricité accidentelle :

**Tab. IV.16 :** Centre de masse et de centre de torsion

	Centre de torsion (m)		Centre de masses (m)	
	$Y_c$	$X_c$	$Y_G$	$X_G$
4ème	10.513	17.415	10.689	16.924
3ème	10.500	13.467	10.718	17.133
2ème	11.701	19.636	10.749	17.513
1ème	11.779	17.478	10.774	17.737
RDC	11.584	18.192	10.782	17.664

**IV.11.6.1 Calcul de l'excentricité**

Excentricité theorique :

$$e_x = X_{CCM} - X_{CR}; e_y = Y_{CCM} - Y_{CR}$$

**Tab. IV.17 :** Excentricité de la structure selon X et Y

EX	EY
0.491	0.176
3.666	0.218
2.123	0.952
0.259	1.035
0.528	0.802

Les valeurs des excentricités accidentelles selon le RPA99/V/2003article(4.2.7) sont :

$$e_{acc} = 0.05L$$

Avec :

**L** : la plus grande dimension du bâtiment

Lx=31.50 m

Ly=31.50 m

**Sens longitudinal** :  $e_x = 0.05 \times 31.50 = 1.575$  m

**Sens transversal** :  $e_y = 0.05 \times 31.50 = 1.575$  m

Donc, l'excentricité maximale calculée ( $e = 3.666$  m selon x) est dépassé l'excentricité accidentelle ( $e_x=1.575$ m) Condition non vérifier car la surface du plancher de 3ème étage ne dépasse pas 25% de la surface totale de l'étage.

### IV.11.7 Vérifications réglementaires

#### IV.11.7.1 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

Selon l'article 4.3.6 des RPA99/Version 2003 la résultante des forces sismiques à la base  $V_{Dyn}$  obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{Stat}$ .

Si  $V_{Dyn} < 0.8 V_{Stat}$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, Déplacements, moments,...) dans le rapport suivant :

$$r = \frac{0.8V_{stat}}{V_{Dyn}}$$

La vérification de la résultante des forces sismiques de calcul est présentée dans le tableau (3.10)

**Tab. IV.18 :** Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul .

	$V_{stat}(KN)$	$V_{Dyn}(KN)$	$80\% V_{stat}$	$0.8V_{stat} < V_{Dyn}$
Sens-x	5444.67	6872.81	4355.74	oui
Sens-x	5444.67	7003.26	4355.74	oui

#### IV.11.7.2 Vérification de la stabilité au renversement

On Calcul les moments de renversement dans les deux sens par les étapes suivants :

##### IV.11.7.2.1 Sens longitudinal :

**Tab. IV.19 :** Distribution de la résultante des forces dynamiques à chaque étage sur le sens X

Niveau	$W_i(KN)$	$h_i(m)$	$W_i .h_i$	$\sum W_i.h_i$	$V_{dyn}(KN)$	$\frac{V}{\sum W_i.h_i}$	$F_i(KN)$
Terrasse	7839.20	18.15	142281.48	1662718.47	6872.81	0.0041	583.35
3ème	3795.66	14.55	55226.85	1662718.47	6872.81	0.0041	226.43
2ème	8127.77	10.95	88999.08	1662718.47	6872.81	0.0041	364.90
1er	7925.73	7.35	58254.12	1662718.47	6872.81	0.0041	238.34
RDC	10121.85	3.75	37956.94	1662718.47	6872.81	0.0041	155.62

Tab. IV.20 : Distribution du moment de renversement à chaque étage.

Niveau	hi(m)	Fi(KN)	Mr(KN.m)
Terrasse	18.15	583.35	10587.80
3ème	14.55	226.43	3294.56
2ème	10.95	364.90	3995.66
1er	7.35	238.34	1751.80
RDC	3.75	155.62	583.58
La somme			20213.40

Tab. IV.21 : Distribution du moment stabilisant à chaque étage suivant le sens X

Niveau	Wi(m)	XG(m)	Msx(KN.m)
Terrasse	7839.20	16.924	132670.62
3ème	3795.66	17.133	65031.04
2ème	8127.77	17.513	142341.64
1er	7925.73	17.737	140578.67
RDC	10121.85	17.664	178792.36
La somme			659414.33

Tab. IV.22 : Vérification au renversement dans le sens longitudinal.

W(KN)	Msx	Mr	Msx/Mr	Vérification
37810.215	659414.33	20213.40	32.62	Oui

IV.11.7.2.2 Sens transversal :

Tab. IV.23 : Distribution de la résultante des forces dynamiques à chaque étage sur le sens Y

Niveau	Wi(KN)	hi(m)	Wi .hi	$\sum Wi.hi$	Vdyn(KN)	$\frac{V}{\sum Wi.hi}$	Fi(KN)
Terrasse	7839.20	18.15	142281.48	1662718.47	7003.26	0.0042	597.58
3ème	3795.66	14.55	55226.85	1662718.47	7003.26	0.0042	231.95
2ème	8127.77	10.95	88999.08	1662718.47	7003.26	0.0042	373.80
1er	7925.73	7.35	58254.12	1662718.47	7003.26	0.0042	244.67
RDC	10121.85	3.75	37956.94	1662718.47	7003.26	0.0042	159.42

Tab. IV.24 : Distribution du moment de renversement à chaque étage.

Niveau	hi(m)	Fi(KN)	Mr(KN.m)
Terrasse	18.15	597.58	10846.08
3ème	14.55	231.95	3374.87
2ème	10.95	373.80	4093.11
1er	7.35	244.67	1798.32
RDC	3.75	159.42	597.83
La somme			20710.21

Tab. IV.25 : Distribution du moment stabilisant à chaque étage suivant le sens Y

Niveau	Wi(m)	YG(m)	Msy(KN.m)
Terrasse	7839.20	10.689	83793.21
3ème	3795.66	10.718	40681.88
2ème	8127.77	10.749	87365.40
1er	7925.73	10.774	85391.82
RDC	10121.85	10.782	109133.77
La somme			406366.08

Tab. IV.26 : Vérification au renversement dans le sens transversal.

W(KN)	M <sub>sy</sub>	Mr	M <sub>sy</sub> /Mr	Vérification
37810.215	406366.08	20710.21	19.62	Oui

Nous pouvons conclure que la stabilité de la structure au renversement est vérifiée dans les deux directions.

### IV.11.7.3 Vérification des déplacements horizontaux

**IV.11.7.3.1 Les déplacements latéraux Inter- étages** L'une des vérifications préconisées par les RPA99/Version 2003, concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article 5.10 des RPA99/Version2003, les conditions ci-dessous doivent nécessairement être vérifiées :

$$\Delta_x^k \leq \Delta^- \quad \text{et} \quad \Delta_y^k \leq \Delta^-$$

Avec :

$$\Delta^- = 0.01 \times h_e \quad \text{au} \quad h_e : \text{Hauteur de l'etage}$$

Avec :

$$\delta_x^k = R \cdot \delta_{ex}^k \quad \text{et} \quad \delta_y^k = R \cdot \delta_{ey}^k$$

Ou :

$$\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k = \delta_{ex}^{k-1} \quad \text{et} \quad \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k = \delta_{ey}^{k-1}$$

$\Delta_{ex}^k$  : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau k-1 dans le sens x (idem dans le sens y,  $\Delta_{ey}^k$ )

$\delta_{ex}^k$  : Est le déplacement Horizontal du aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (idem dans le sens y,  $\delta_{ey}^k$ )

Les déplacements inter-étages sont vérifiés sous combinaison des charges G+Q+E avec un coefficient de comportement  $R = 3.5$  les résultats de la vérification sont donnés dans le tableau suivant :

Tab. IV.27 : Vérification des déplacements inter-étages

Niveau	$\delta_x(m)$	$\delta_y(m)$	$\Delta_x(m)$	$\Delta_y(m)$	$\bar{\delta}(m)$	Vérification
Terrasse		0.01	0.03	0.03	0.036	Oui
3ème	0.008	0.008	0.02	0.02	0.036	Oui
2ème	0.006	0.006	0.012	0.012	0.036	Oui
1er	0.004	0.004	0.006	0.006	0.036	Oui
RDC	0.002	0.002	0.002	0.002	0.0375	Oui

**En conclusion**, les déplacements relatifs  $\Delta K$  sont vérifiés.

IV.11.7.4 Justification vis à vis de l'effet  $P - \Delta$

Les effets du 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 (Article 5.9 des RPA99/Version 2003) :

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

Avec :

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d exploitation associées au dessus du Niveau K calculées suivant le formule :

$$P_k = \sum_{i=0}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$V_k$  : Effort tranchant d étage au niveau  $\langle k \rangle$  ;

$\Delta_k$  : Déplacement relatif au niveau  $\langle k \rangle$  par rapport au niveau  $\langle k - 1 \rangle$  en considérant la combinaison (G+Q+E) ;

$h_k$  : hauteur de l étage  $\langle k \rangle$

Les résultats obtenus sont inscrits dans le tableau ci-après :

Tab. IV.28 : Vérification de l'effet P-Δ dans le Sens longitudinal

Niveau	Wi(KN)	hi(m)	Pk	Δ xk(m)	Vxk(KN)	θ x	Observation
Terrasse	7839.20	3.60	7839.20	0.003	2699.42	0.002	Oui
3ème	3795.66	3.60	11634.86	0.002	3634.20	0.002	Oui
2ème	8127.77	3.60	19762.63	0.012	5203.24	0.013	Oui
1er	7925.73	3.60	27688.36	0.006	6223.00	0.007	Oui
RDC	10121.85	3.75	37810.21	0.002	6872.81	0.003	Oui

Tab. IV.29 : Vérification de l'effet P-Δ dans le Sens transversal

Niveau	Wi(KN)	hi(m)	Pk	Δ yk(m)	Vyk(KN)	θ y	Observation
Terrasse	7839.20	3.60	7839.20	0.003	2679.35	0.002	Oui
3ème	3795.66	3.60	11634.86	0.002	3621.15	0.002	Oui
2ème	8127.77	3.60	19762.63	0.012	5231.89	0.013	Oui
1er	7925.73	3.60	27688.36	0.006	6269.46	0.007	Oui
RDC	10121.85	3.75	37810.21	0.002	7003.26	0.003	Oui

On a  $k < 0.1$  pour chaque niveau et dans les deux sens, on peut donc négliger l'effet  $P - \Delta$  dans le calcul des éléments structuraux

**IV.11.7.5 Vérification de l'effort normal réduit de compression (RPA99/Version2003 Art7.1.3.3)**

Il faut vérifier que :  $V = Nd/Bc.fc28 \leq 0.3$ .

Tel que :

**Nd** : L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

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

**fc28** : La résistance caractéristique du béton.

**Alors**

$$V = Nd/Bc.fc28 = 3472.96 \times 10^3 / 600^2 \times 25 = 0.39 \leq 0.3...cnv$$

**Remarque :**

On observe que les dimensions des poteaux qui déterminera dans le chapitre du pré dimensionnement des éléments ne doit pas vérifier la condition de l'effort normal réduit de compression, donc il faut augmenter la section de béton et le choisi avec les dimensions (70x70), et ont vérifié :

$$V = Nd/Bc.fc28 = 3472.96 \times 10^3 / 700^2 \times 25 = 0.28 \leq 0.3...cv$$

**IV.12 Conclusion :**

Dans ce chapitre, nous avons présenté l'étude dynamique de la structure et fait tous les vérifications nécessaires.

Le chapitre suivant fera l'objet du ferrailage des éléments structuraux de notre ouvrage tel que les poutres et les poteaux et les voiles et en peut choisir les dimensions suivantes :

**Tab. IV.30 : Éléments de la structure adoptés**

Éléments	Dimensions(cm)
Poutres Principales	60 × 140
Poutres Principales	50 × 85
Poutres Secondaires	30 × 40
Poteaux rectangulaires	70 × 70
Poteaux circulaires	D30
Voiles	280 × 20

## Ferraillage des éléments structuraux

V.1	Introduction . . . . .	122
V.2	Combinaison d'actions . . . . .	122
V.2.1	Les combinaisons de l'RPA 99 . . . . .	122
V.2.2	Les combinaisons de CBA93 (BAEL 91) . . . . .	122
V.3	Ferraillage des poteaux . . . . .	122
V.3.1	Recommandation de l'RPA 99 . . . . .	123
V.3.2	Armatures transversales (RPA99) . . . . .	123
V.3.3	Combinaison de calcul . . . . .	124
V.3.4	Calcul de ferraillage des poteaux . . . . .	124
V.3.5	1 <sup>er</sup> Cas à ELU (section rectangulaire) . . . . .	125
V.3.6	2 <sup>eme</sup> Cas à 0.8G+E (Section rectangulaire) . . . . .	129
V.3.7	3 <sup>eme</sup> Cas à 0.8G+E (Section rectangulaire) . . . . .	132
V.3.8	Ferraillage des poteaux circulaires . . . . .	137
V.4	Ferraillage des poutres . . . . .	139
V.4.1	Ferraillage par BAEL91 . . . . .	139
V.4.2	Recommandation RPA99 . . . . .	141
V.4.3	Exemple de calcul . . . . .	141
V.5	Ferraillage des voiles (d'après le CBA93 ; RPA 99) . . . . .	156
V.5.1	Introduction . . . . .	156
V.5.2	Ferraillage vertical . . . . .	156
V.5.3	Ferraillage horizontal . . . . .	157
V.5.4	Règles communes . . . . .	157
V.5.5	Armatures transversales . . . . .	157
V.5.6	Calcul des Armatures verticales . . . . .	157
V.5.7	Armatures minimales de RPA 99/version 2003 . . . . .	160
V.5.8	Le pourcentage minimal . . . . .	160
V.5.9	Espacement . . . . .	160
V.5.10	Ferraillage horizontal à l'effort tranchant . . . . .	160
V.5.11	Calcul des armatures horizontales résistant à l'effort tranchant . . . . .	161
V.6	Conclusion . . . . .	162

## V.1 Introduction

Les objectifs de sécurité de la structure soumise aux effets de l'action sismique sont réputés atteints si les critères ci-après relatifs à la résistance, la ductilité, l'équilibre d'ensemble la stabilité des fondations, les joints sismiques, les déformations et la stabilité de forme sont satisfaits simultanément.

## V.2 Combinaison d'actions

### V.2.1 Les combinaisons de l'RPA 99

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux états limite.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

- $G + Q + E$
- $0.8G + E$
- $0.8G - E$

Avec :

**G** : charges permanentes.

**Q** : charges d'exploitation non pondérées.

**E** : action du séisme représentée par des composantes horizontales.

### V.2.2 Les combinaisons de CBA93 (BAEL 91)

Les combinaisons données par le **CBA93** sont :

- à l'ELU :  $1.35 G + 1.5 Q$
- à l'ELS :  $G + Q$

## V.3 Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont soumis aux efforts suivants :

- Effort normal.
- Effort tranchant.
- Moment fléchissant.

Donc ils doivent être ferrillés en **flexion composée**.

### V.3.1 Recommandation de l'RPA 99

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Leur pourcentage minimale sera de 0.8% (zone IIa).
- Leur pourcentage maximal sera de 3% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \phi$  (zone IIa)
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faite si possible à l'extérieure des zones nodales (zones critiques)

$$h' = \text{Max}(h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$$

### V.3.2 Armatures transversales (RPA99)

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot v_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$V_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_1$  : hauteur total de la section brute.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$\rho_a = 2.5$  Si l'élanement géométrique  $\leq 5$ .

$\rho_a = 3.75$  Si l'élanement géométrique  $\leq 5$

$$f_e = 400\text{Mpa}$$

$t$  : espacement des armatures transversales :

$$t \leq \min(10\Phi_L, 15\text{cm}) \text{ en zone nodale. (Zone IIa)}$$

$t' \leq 15\Phi_L$  en zone courante, avec  $\Phi$  diamètre minimal des armatures longitudinales

La quantité d'armatures minimale ( $A_t/b.t$ ) est donnée par :

$$0.3\% \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$0.8\% \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

Par l'interpolation si  $3 < \lambda_g < 5$

Avec :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \text{ avec } a \text{ et } b \text{ sont les dimensions de la section du poteau.}$$

### V.3.3 Combinaison de calcul

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données d'après le RPA 99 et BAEL 91 comme suit :

#### V.3.3.1 D'après le RPA 99 :

- $G + Q + E$
- $0.8 G \pm E$

#### V.3.3.2 D'après le CBA93 (BAEL 91) :

- $1.35 G + 1.5 Q$

### V.3.4 Calcul de ferrailage des poteaux

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des moments fléchissants et à des efforts tranchants, ils seront donc calculés en flexion composée, avec un cas de fissuration jugé peu nuisible, on considérant les sollicitations suivantes :

- $N_{max} \rightarrow M$  correspondant
- $M_{max} \rightarrow N$  correspondant
- $N_{min} \rightarrow M$  correspondant

#### V.3.4.1 Condition de non fragilité

$$A_{min} > \frac{0,23b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Pour les poteaux de section : (70x70)

$$A_{stotMin} = 39.20cm^2$$

Pour les poteaux de section : (D30)

$$A_{stotMin} = 5.652cm^2$$

#### V.3.4.2 Exemple de calcul

Pour les poteaux rectangulaires :

$$* c = c' = 3cm$$

$$* s = 70 \times 70 (cm^2)$$

$$* L = 3.75m : \text{hauteur totale du Poteau.}$$

Tab. V.1 : les valeurs des moments et des efforts correspondant des poteaux rectangulaires

comb	N	$N_{max}$	$M_{corp}$	$N_{min}$	$M_{corp}$	$M_{max}$	$N_{corp}$	T	$N_{max}$	$N_{max}$
ELU	1	-2374,41	-3,3743					-46,8603	-1720,68	-2,4475
	2			-118,119	3,7809				-86,1167	2,6295
	3					78,9145	-1601,55		-1169,18	56,4998
0.8G+E	4	-3230,94	-82,5635					-829,161	-812,606	11,3837
	5			-10,5873	49,7809				-49,2572	11,3837
	6					-89,9059	-829,161		-1169,51	-2,768
G+Q+E	7	-3516,76	-82,6168					-58,2471	-812,606	11,3837
	8			0,0417	20,3632				-116,843	-2,2376
	9					-99,872	-1274,78		-1183,66	-40,3547

▪ Situation durable et transitoire

1. Béton :

$$\gamma_b = 1.5 \quad f_{c28} = 25MPa \quad f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = 14.2MPa$$

2. Acier :

$$\gamma_s = 1.15 \quad f_e = 400MPa \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348MPa$$

▪ Situation accidentelle

1. Béton :

$$\gamma_b = 1.15 \quad f_{c28} = 25MPa \quad f_{bu} = 18.50MPa$$

2. Acier :

$$\gamma_s = 1.0 \quad f_e = 400MPa \quad \sigma_s = 400MPa$$

V.3.5 1<sup>er</sup> Cas à ELU (section rectangulaire)

$$M_{max} = 78.91kN.m; \quad N_{cor} = 1601.55kN; \quad M_{ser} = 56.50kN.m; \quad N_{ser} = 1169.18kN.$$

V.3.5.1 Ferrailages longitudinale

V.3.5.1.1 L'excentricité totale

$$e_{tot} = e_1 + e_a + e_2$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.05 \text{ m}$$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{L}{250}\right)$$

$$L_f = 0.7 \cdot L_0 = 262.5 \text{ cm}$$

$$\phi = 2$$

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_g}{1,5 \times M_{ser}}\right) = 0,69$$

$$\text{Donc : } \frac{2 \times L_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha \times \phi) = 0,02m$$

$$e_{tot} = 0,05 + 0,02 + 0,02 = 0,09m$$

### V.3.5.1.2 L'effort de compression centré maximale supportable par le béton

$$N_{bmax} = b \times h \times \sigma_{bc} = 0,7 \times 0,7 \times 14200 = 6958KN$$

Coefficient  $\psi$  :

$$\psi = \frac{N_u}{b \times h \times \sigma_{bc}} = 0,23$$

$\psi < 0,81$  et  $\psi < 0,66$  donc :

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi})} = 0,16$$

Avec :

$\psi$  : Coefficient de remplissage

$$e_{Nc} = \xi \times h = 0.16 \times 0.7 = 0.11 \text{ m}$$

$e_{tot} = 0.09 < e_{Nc} = 0.11$ , donc la section est entièrement comprimée.

$$A_s = \max(4P; 0.2\%B) = \max(11.2; 9.8) = 11.2 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ réelle} = A_s - (N/f_s^u) = 11.2 - (1601.55/348) = 6.6 \text{ cm}^2$$

### V.3.5.1.3 Vérification de RPA99 (v2003) :

$$A_{smin} = 0,008 \times 70 \times 70 = 39.2 \text{ cm}^2$$

L'espacement :

Selon  $x$  et  $y$  :  $St = (70 - 6)/3 = 21 \text{ cm } 25 \text{ cm} \dots$  Condition vérifiée.

On adopte :  $4HA25 + 8HA20$  avec  $A_s = 44.76 \text{ cm}^2$ .

## V.3.5.2 Ferrailage transversal

### V.3.5.2.1 Espacement :

Selon l'article 7.4.2.2 de RPA99 (v2003) :

- $\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{262.5}{0.7} = 3.75 \text{ m}$  ,  $\rho_a = 3.75$
- $\lambda_g$  : L'élancement géométrique.
- $\rho_a$  : Coefficient correcteur.

- Zone Nodale :

$$t \leq \min(10\phi_{\min}, 15 \text{ cm}) \quad \text{donc} \quad t \leq \min(10 \times 2.0; 15 \text{ cm}) \quad t \leq 15 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{on prend } t = 10 \text{ cm.}$$

- Zone Courant :

$$t \leq 15\phi_{\min} \quad \rightarrow \quad t \leq 15 \times 2.0 = 30 \text{ cm} \quad \text{on prend } t = 15 \text{ cm.}$$

**V.3.5.2.2 Section d'armature minimale transversale :**

$$\frac{A_t^{\min}}{t \times b} \geq 0,3\%$$

Dans la zone nodale :

$$A_t^{\min} \geq 0.003 \times 10 \times 70 = 2.1 \text{ cm}^2$$

Dans la zone courant :

$$A_t^{\min} \geq 0.003 \times 15 \times 70 = 3.1 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte :  $4\phi 10$  soit  $A_t = 3,14 \text{ cm}^2$ , on aura donc 2 cadre de  $\phi 10$ .

**V.3.5.3 Vérifications**

**V.3.5.3.1 Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u \leq \frac{V_u}{b \times d} = \frac{46.86 \times 10^{-3}}{0.7 \times 0.63} = 0.11 \text{ MPa}$$

**V.3.5.3.2 Selon les règles de (BAEL 91) :**

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0,20 f_{c28}}{\gamma_h}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

Donc :  $\tau_u = 0.11 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ ..... Condition Vérifiée.

**V.3.5.3.3 D'après le (RPA) :**

$$\lambda_g = \frac{262.5}{0.7} = 3.75 < 5 \quad \Rightarrow \quad \rho_d = 0.04$$

$\bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28} = 0,04 \times 25 = 1 \text{ MPa} > \tau_u = 0.11 \text{ MPa}$ ..... Condition Vérifiée.

V.3.5.3.4 Vérification à l'ELS :

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{27.711}{453.13} = 0.058$$

$$S = b \times h + 15 \times A_{stot} = 70 \times 70 + 15 \times 44.76 = 5576.4 \text{ cm}^3$$

$$X_G = 0.35$$

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[ A'_s \left( \frac{h}{2} - d' - X_G \right)^2 + A_s \left( d - \frac{h}{2} + X_G \right)^2 \right]$$

$$I = 10668119.93 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e - X_G) \left( \frac{H}{2} - X_G \right)}{I} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e - X_G) \left( \frac{H}{2} - X_G \right)}{I} = 4.32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \max(\sigma_{sup}; \sigma_{inf}) = 4.32 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.32 \text{ MPa} \ll \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.3.5.3.5 Vérification de flambement :

$$\lambda \leq \max \left\{ 50, \min \left( \frac{67 \times e}{h}, 100 \right) \right\} \Rightarrow \lambda \leq 50$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = 0.02 \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{b}} = \sqrt{\frac{0.02}{0.7}} = 0.2 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = 13.125 \dots \dots \dots CV$$

V.3.5.3.6 Vérification de la stabilité de forme :

$$\frac{L_f}{h} \leq \max \left\{ 15, 20 \frac{e}{h} \right\} = 15$$

$$\frac{L_f}{h} = 3.75 \dots \dots \dots C V$$

V.3.5.4 Résultats de ferrailage

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135° ; ayant une longueur de  $\phi_{10}$ ;  $St = 10cm$ .  
Le tableau suivant résumé l'ensemble des résultats des ferrailages longitudinal des poteaux :

Tab. V.2 : Résultats des ferrailages longitudinaux des poteaux

Section	As Calculé (cm <sup>2</sup> )	As <sub>min</sub> (RPA) (cm <sup>2</sup> )	As adopté (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	
					Longitudinal	Transversal
70×70	11.2	39.2	44.76	3.14		
						4φ10
					4HA25+8HA20	St=10 cm ZC
						St=15 cm ZN

V.3.6 2<sup>eme</sup> Cas à 0.8G+E (Section rectangulaire)

$$M_{cor} = 82.56 \text{ KN.m}; \quad N_{max} = 3230.94 \text{ KN}; \quad M_{ser} = 11.38 \text{ KN.m}; \quad N_{ser} = 812.6 \text{ KN}$$

V.3.6.1 Ferrailages longitudinale

V.3.6.1.1 L'excentricité totale :

$$e_{tot} = e_1 + ea + e_2$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.03 \text{ m}$$

$$ea = \max \left( 2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right) = 0.02 \text{ m}$$

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 262.5 \text{ cm}$$

$$\varphi = 2$$

$$\alpha = 10 \times \left( 1 - \frac{M_u}{1,5 \times M_{ser}} \right) = -38,37$$

$$e_2 = \frac{3 \times L^2 f}{10000 \times h} \times (2 + \alpha \times \phi) = -0,22$$

Donc :

$$e_{tot} = 0,05 + 0,02 - 0,22 = -0.17m$$

V.3.6.1.2 L'effort de compression centré maximale supportable par le béton

$$N_{bmax} = b \times h \times \sigma_{bc} = 0,7 \times 0,7 \times 14200 = 6958KN$$

Coefficient  $\psi$  :

$$\psi = \frac{N_u}{b \times h \times \sigma_{bc}} = 0,46$$

$\psi < 0,81$  et  $\psi < 0,66$  donc :

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi})} = 0,15$$

Avec :

$\psi$  : Coefficient de remplissage

$$e_{Nc} = \xi \times h = 0.16 \times 0.7 = 0.11 \text{ m.}$$

$e_{tot} = -0.22 < e_{Nc} = 0.11$ , donc la section est entièrement comprimée.

$$A_s = \max(4P; 0.2\%B) = \max(11.2; 9.8) = 11.2 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ réelle} = A_s - \left(\frac{N}{f_{su}}\right) = 11.2 - \left(\frac{3230.94}{348}\right) = 1.92 \text{ cm}^2$$

V.3.6.1.3 Vérification de RPA99 (v2003) :

$$As_{min} = 0,008 \times 70 \times 70 = 39.2cm^2.$$

L'espacement :

Selon  $x$  et  $y$  :

$$St = (70 - 6)/3 = 21cm \text{ } 25cm \dots\dots \text{ Condition vérifiée.}$$

On adopte 4HA25 + 8HA20 ;avec  $As = 44.76cm^2$ .

V.3.6.2 Ferrailage transversal

V.3.6.2.1 Espacement :

Selon l'article 7.4.2.2 de RPA99 (v2003) :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{2.625}{0,7} = 3.75m ; \text{ donc } \rho_a = 3.75.$$

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur.

- **La zone nodale :**  
 $t \leq \min(10 \times \emptyset_{min}, 15 \text{ cm})$  donc  $t \leq \min(10 \times 2.0, 15 \text{ cm})$  ;  $t \leq 15 \text{ cm}$ , on prend  $t = 10 \text{ cm}$ .
- **La zone courante :**  
 $t \leq 15 \times \emptyset_{min} \rightarrow t \leq 15 \times 2.0 = 30 \text{ cm}$ , on prend  $t = 15 \text{ cm}$ .

V.3.6.2.2 La section d'armature minimale transversale :

$$\frac{A_t \text{ min}}{t \times b} \geq 0,3\%$$

- Dans la zone nodale :  $A_t \text{ min} \geq 0.003 \times 10 \times 70 = 2.1 \text{ cm}^2$ .
- Dans la zone courant :  $A_t \text{ min} \geq 0.003 \times 15 \times 70 = 3.1 \text{ cm}^2$ .

Donc on adopte :  $4\phi 10$  soit  $A_t = 3.14 \text{ cm}^2$ , on aura donc 2 cadres de  $\phi 10$ .

V.3.6.3 Vérifications

V.3.6.3.1 Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \frac{V_u}{b \times d} = \frac{49.26 \times 10^{-3}}{0.7 \times 0.63} = 0.11 \text{ MPa}$$

V.3.6.3.2 Selon les règles de (BAEL 91)

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0,20 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_u = 0.11 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \dots \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

V.3.6.3.3 D'après le (RPA) :

$$\lambda_g = \frac{2.625}{0.7} = 3.75 < 5 \quad \text{Donc} \quad P_d = 0.04$$

$$\bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ MPa} > \tau_u = 0.11 \text{ MPa} \quad \dots \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

V.3.6.3.4 Vérification à l'ELS

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{11.38}{812.6} = 0.01$$

$$S = b \times h + 15 \times A_{stot} = 70 \times 70 + 15 \times 44.76 = 5576.4 \text{ cm}^2$$

$$X_G = 0.35$$

$$I = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[ A'_s \left( \frac{h}{2} - d' - X_G \right)^2 + A_s \left( d - \frac{h}{2} + X_G \right)^2 \right]$$

$$I = 10668119.93 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e - X_G) \left( \frac{H}{2} - X_G \right)}{I} = 1.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e - X_G) \left( \frac{H}{2} - X_G \right)}{I} = 3.27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \max(\sigma_{sup}; \sigma_{inf}) = 3.27 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3.27 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

### V.3.6.3.5 Vérification de flambement

$$\lambda \leq \max \left\{ 50, \min \left( \frac{67 \times e}{h}, 100 \right) \right\} \rightarrow \lambda \leq 50$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = 0.02 \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = 0.2 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = 13.125 \dots \text{Condition Vérifiée}$$

### V.3.6.3.6 Vérification de la stabilité de forme :

$$\frac{L_f}{h} \leq \max \left\{ 15, 20 \frac{e}{h} \right\} = 15$$

$$L_f/h = 3.75 \dots \text{Condition Vérifiée}$$

### V.3.6.4 Résultats de ferrailage

Tab. V.3 : Résumé des résultats des ferrailages longitudinaux des poteaux

Section	As Calculé (cm <sup>2</sup> )	Asmin (RPA) (cm <sup>2</sup> )	As adopté (cm <sup>2</sup> )	At adopté (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	
					Longitudinal	Transversal
70×70	11.2	39.2	44.76	3.14	4H25+8HA20	4φ10
						St=15 cm ZN
						St=10 cm ZC

## V.3.7 3ème Cas à 0.8G+E (Section rectangulaire)

$$M_{\max} = 99.87 \text{ KN.m}; N_{\text{corr}} = 1274.78 \text{ KN}; M_{\text{ser}} = 40.35 \text{ KN.m}; N_{\text{ser}} = 1183.66 \text{ KN}$$

### V.3.7.1 Ferrailages longitudinale

#### V.3.7.1.1 L'excentricité totale

$$e_{tot} = e1 + ea + e2$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.08 \text{ m}$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm}, \frac{L}{250}) = 0.02 \text{ m}$$

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 262.5 \text{ cm}$$

$$\varphi = 2$$

$$\alpha = 10 \times \left( 1 - \frac{M_u}{1.5 \times M_{ser}} \right) = -6,5$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha \times \phi) = -0,03$$

Donc :

$$e_{tot} = 0,08 + 0,02 - 0,03 = 0.07m$$

### V.3.7.1.2 L'effort de compression centré maximale supportable par le béton

$$N_{bmax} = b \times h \times \sigma_{bc} = 0,7 \times 0,7 \times 14200 = 6958KN$$

Coefficient  $\psi$  :

$$\psi = \frac{N_u}{b \times h \times \sigma_{bc}} = 0,18$$

$\psi < 0,81$  et  $\psi < 0,66$  donc :

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi})} = 0,16$$

Avec :

$\psi$  : Coefficient de remplissage

$$e_{Nc} = \xi \times h = 0.16 \times 0.7 = 0.11 \text{ m.}$$

$e_{tot} = 0.07 < e_{Nc} = 0.11$ , donc la section est entièrement comprimée.

$$A_s = \max(4P, 0.2B) = \max(11.2, 9.8) = 11.2 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ réelle} = A_s - \left( \frac{N}{f_{su}} \right) = 11.2 - \left( \frac{1274.78}{348} \right) = 7.54 \text{ cm}^2$$

### V.3.7.1.3 Vérification de RPA99 (v2003)

$$A_{smin} : 0.008 \times 70 \times 70 = 39.2, \text{ cm}^2.$$

L'espacement :

Selon x et y :  $S_t = \frac{70-6}{3} = 21, \text{ cm} < 25, \text{ cm} \dots$  Condition vérifiée.

On adopte 4HA25 + 8HA20 ; avec  $A_s = 44.76, \text{ cm}^2$ .

### V.3.7.2 Ferrailage transversal

#### V.3.7.2.1 Espacement

Selon l'article 7.4.2.2 de RPA99 (v2003) :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{2.625}{0.7} = 3.75, \text{ m}; \text{ donc } \rho_a = 3.75.$$

$\lambda_g$  : L'élançement géométrique.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur.

- **La zone nodale :**

$t \leq \min(10\phi_{min}, 15\text{cm})$  donc  $t \leq \min(10 \times 2.0, 15\text{cm})$ ;  $t \leq 15\text{cm}$   
On prend  $t = 10\text{cm}$ .

- **La zone courant :**

$t \leq 15\phi_{min}$ ;  $t \leq 15 \times 2.0 = 30\text{cm}$ , on prend  $t = 15\text{cm}$ .

#### V.3.7.2.2 La section d'armature minimale transversale

$$\frac{A_{t \min}}{t \times b} \geq 0,3\%$$

Dans la zone nodale :  $A_{t \min} \geq 0.003 \times 10 \times 70 = 2.1, \text{ cm}^2$ .

Dans la zone courante :  $A_{t \min} \geq 0.003 \times 15 \times 70 = 3.1, \text{ cm}^2$ .

Donc on adopte :  $4\phi 10$  soit  $A_t = 3.14, \text{ cm}^2$ , on aura donc 2 cadres de  $\phi 10$ .

### V.3.7.3 Vérifications

#### V.3.7.3.1 Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \frac{V_u}{b \times d} = \frac{58.24 \times 10^{-3}}{0.7 \times 0.63} = 0.13 \text{ MPa}$$

#### V.3.7.3.2 Selon les règles de (BAEL 91)

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0,20 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_u = 0.13 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

#### V.3.7.3.3 D'après le (RPA)

$$\lambda_g = \frac{2.625}{0.7} = 3.75 < 5 \quad \text{Donc } P_d = 0.04$$

$$\bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ MPa} > \tau_u = 0.11 \text{ MPa} \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

V.3.7.3.4 Vérification à l'ELS

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{40.35}{1183.66} = 0.03$$

$$S = b \times h + 15 \times A_{tot} = 70 \times 70 + 15 \times 44.76 = 5576.4 \text{ cm}^2$$

$$X_G = 0.35$$

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e - X_G) \left( \frac{H}{2} - X_G \right)}{I} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e - X_G) \left( \frac{H}{2} - X_G \right)}{I} = 4.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \max(\sigma_{sup}, \sigma_{inf}) = 4.6 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4.6 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

V.3.7.3.5 Vérification de flambement

$$\lambda \leq \max \left\{ 50, \min \left( \frac{67 \times e}{h}, 100 \right) \right\} \rightarrow \lambda \leq 50$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = 0.02 \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = 0.2 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = 13.125 \dots \text{C V}$$

V.3.7.3.6 Vérification de la stabilité de forme

$$\frac{L_f}{h} \leq \max \left\{ 15, 20 \frac{e}{h} \right\} = 15.$$

$$\frac{L_f}{h} = 3.75 \dots \text{CV}$$

V.3.7.4 Résultats de ferrailage

Les cadres doivent être fermées par des crochés à 135° ; ayant une longueur de  $\phi_{10}$ ;  $St = 10 \text{ cm}$ .  
Le tableau suivant résumé l'ensemble des résultats des ferrailages longitudinal des poteaux

Les résultats du ferrailage de tous les cas de combinaison sont résumés dans le tableau suivant :

Tab. V.4 : Résumé des résultats des ferrillages longitudinaux des poteaux

Section	As Calculé (cm <sup>2</sup> )	Asmin (RPA) (cm <sup>2</sup> )	As adopté (cm <sup>2</sup> )	At adopté (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	
					Longitudinal	Transversal
70×70	11.2	39.2	44.76	3.14	4H25+8HA20	4φ10
						St=15 cm ZN
						St=10 cm ZC

Tab. V.5 : Récapitulatif

Zone	Les efforts internes				A's	As	As <sub>min</sub> RPA	As choisi	Barres (long)	Barres (trans)	St(ZC) cm	St(ZN)cm
	Nmax	Mcor	Mcor	Mcor								
RDC-4ème étage (70×70)	Nmax	3230.94	Mcor	82.56	0	11.2	39.2	44.76	4HA25 +8HA20	4HA10	15	10
	Nmin	1605.55	Mcor	78.91	0	11.2	39.2	44.76	4HA25 +8HA20	4HA10	15	10
	Mmax	99.87	Ncor	1274.78	0	11.2	39.2	44.76	4HA25 +8HA20	4HA10	15	10

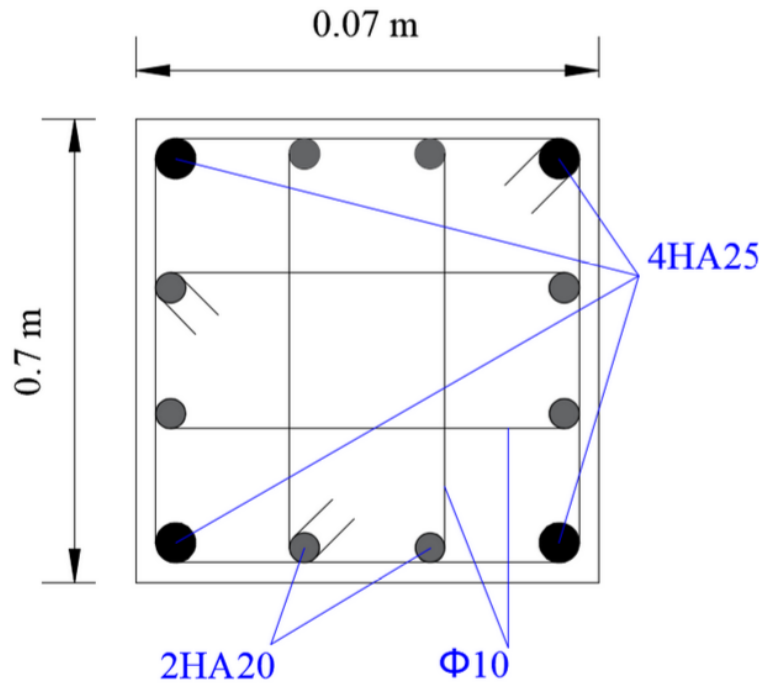


Fig. V.1 : ferrailage du poteau rectangulaire

### V.3.8 Ferrailage des poteaux circulaires

Pour les poteaux circulaires :

◆  $c = c' = 3 \text{ cm}$

◆  $s = \frac{30^2 \pi}{4} \text{ cm}^2$

◆  $L = 3.75 \text{ m}$  : hauteur totale du poteau.

Tab. V.6 : les valeurs des moments et des efforts correspondant des poteaux Circulaires

COMB	N	$N_{max}$	$M_{corp}$	$N_{min}$	$M_{corp}$	$M_{max}$	$N_{corp}$	T	$N_{max}$	$N_{max}$
ELU	1	-471,647	-0,9134					-2,1828	-337,978	0,7153
	2			-12,8374	0,9694				-9,755	0,7022
	3					6,2966	-31,02		-22,749	4,6185
0.8G+E	4	-242,746	-11,5313					-5,5458	-337,978	0,7153
	5			0,417	3,1118				-20,1832	-0,377
	6					-13,81	-155,404		-177,373	0,4489
G+Q+E	7	-347,696	-11,5459					-58,2471	-337,978	0,7153
	8			9,9641	9,9641				-9,755	0,7022
	9					-14,7582	-43,8937		-22,749	4,6185

#### 1. Situation durable et transitoire

Béton :

- $\gamma_b = 1.5$
- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- $f_{bu} = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$

Acier :

- $\gamma_s = 1.15$
- $f_e = 400 \text{ MPa}$
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

#### 2. Situation accidentelle

Béton :

- $\gamma_b = 1.15$
- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- $f_{bu} = 18.50 \text{ MPa}$

Acier :

- $\gamma_s = 1$
- $f_e = 400$  MPa
- $\sigma_s = 400$  MPa

Puisque les calculs se font de la même manière que le ferrailage des poteaux rectangulaires et pour faciliter et diminuer les calculs manuels au calcul numérique, on utilise le logiciel ROBOT Expert BA.

Tab. V.7 : Les résultats du ferrailage des poteaux Circulaires

Zone RDC (D30)		Les efforts internes				As cal (cm <sup>2</sup> )	Asmin RPA (cm <sup>2</sup> )	As choisi (cm <sup>2</sup> )	Barres (long)	Barres (trans)
Combinaison	ELU	N <sub>max</sub>	471.65	M <sub>cor</sub>	0.91	1.4	7.1	9.23	6HA14	φ8
	0.8G+E	N <sub>corr</sub>	155.4	M <sub>max</sub>	13.81	1.4	7.1	9.23	6HA14	φ8
	G+Q+E	M <sub>max</sub>	14.75	N <sub>cor</sub>	43.89	2.4	7.1	9.23	6HA14	φ8

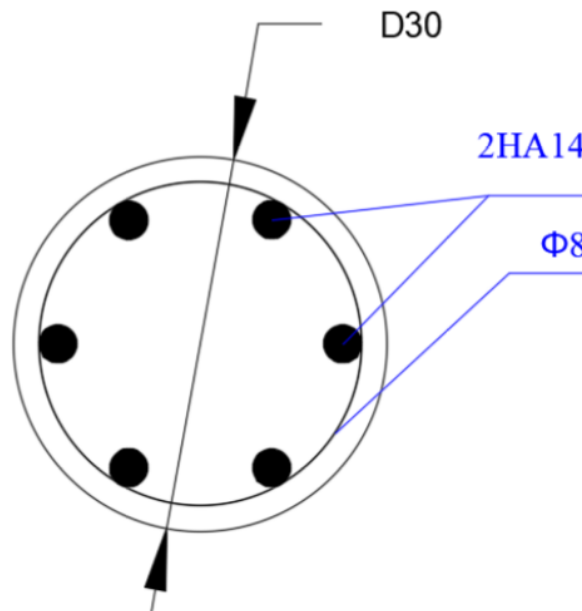


Fig. V.2 : ferrailage du poteau circulaire

## V.4 Ferrailage des poutres

### V.4.1 Ferrailage par BAEL91

Les poutres sont soumises aux efforts suivants :

- Moment fléchissant.
- Effort tranchant. (Les efforts normaux sont négligeables).

Et vu que l'influence de l'effort normal sur les poutres est souvent insignifiante devant celle du moment fléchissant ou de l'effort tranchant on ne le prend pas en compte ; Donc le ferrailage se fera en flexion simple (cas le plus défavorable).

#### V.4.1.1 Combinaison de calcul

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données d'après le RPA 99 et BAEL 91 comme suit :

##### V.4.1.1.1 D'après le BAEL 91

$$1.35G + 1.5.....(1)$$

##### V.4.1.1.2 D'après le RPA 99

$$G + Q + E.....(2)$$

$$0.8 G \pm E.....(3)$$

- **La combinaison (1)** nous permettra de déterminer le moment maximum en travée.
- **La combinaison (2)** donne le moment négatif maximum en valeur absolue, sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.
- **La combinaison (3)** nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et permettra dans le cas où  $M > 0$  de déterminer le ferrailage au niveau des appuis.

#### V.4.1.2 Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par :

$$t_u^{max} = \frac{v_u^{max}}{b_0 d}$$

On doit vérifier que  $\tau_u^{max} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 4MPa)$  fissuration peu préjudiciable.

$\bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28}, 3MPa)$  fissuration préjudiciable ou très préjudiciable ( $2.2MPa$ ).

#### V.4.1.2.1 Détermination de l'armature transversale

Ces armatures doivent faire avec l'axe un angle  $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ .

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

- Espacement  $S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm})$ .
- Section minimale  $A_t$  des cours transversaux (**BAEL A5.1.2.2**)

$$\frac{A_t f_t}{b_0 S_t} \geq 0,74 \text{ MPA} \quad \text{soit pratiquement } S_t \leq \frac{A_t f_f}{0,4 \cdot b_0}$$

- Le diamètre  $\phi_t$  des armatures d'âme d'une poutre est  $\phi_t \min (h/35, b_0/10)$  d'après le (**BAEL A7.2.2.**)

Avec :

- $h$  : hauteur totale de la poutre.
- $b_0$  : largeur de l'âme.

La justification vis-à-vis de l'E.L.U des armatures d'âmes s'exprime par la relation :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} \cdot k}{0,8 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Dans le cas courant de la flexion simple sans prise de bétonnage et avec des armatures droites :  $K = 1$ ,  $\alpha = \frac{\pi}{2}$  alors :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj}}{0,8 f_e}$$

#### V.4.1.2.2 Condition de non fragilité

$$\frac{A_t}{b_0 d} \geq \frac{0,23 f_{tj}}{f_e}$$

**V.4.1.2.3 Vérification de la flèche (BAEL B.6.5)** On peut admettre de ne pas justifier l'E.L.U de déformation des poutres par un calcul de flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4,2}{f_e (\text{MPA})}$
- $\frac{1}{L} \geq \frac{1}{16}$

Avec :

$M_t$  : moment Max en travée.

$M_0$  : moment isostatique minimal.

$B_0$  : largeur de la poutre.

$d$  : hauteur utile.

$A$  : Section d'armature.

## V.4.2 Recommandation RPA99

### V.4.2.1 Armatures longitudinales

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre est de 0.5%.
- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres/noeuds.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\phi$  (zone IIa).
- Les cadres des noeuds sont constitués de 24 superposées formant un carré ou un rectangle.

### V.4.2.2 Armatures transversales (RPA 7.5.2.2)

- La quantité de ces armatures doit vérifier :  $A_t = 0.003 \cdot S \cdot b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
  1. Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires, minimum  $(\frac{h}{4}, 12\phi_L)$
  2. En dehors de la zone nodale  $S \leq \frac{h}{2}$

## V.4.3 Exemple de calcul

### V.4.3.1 Poutres principales : poutre (1.4×0.6)

Tab. V.8 : Résumé des combinaisons et des efforts des poutres principales (1.4×0.6)

Comb	Mt	Ma	T
ELU	2810.328	-485.029	652.8114
ELS	2072.37	-355.3	/
G+Q+EY	/	-447.02	406.6767
G+Q+EX	/	2127.844	4.9948

V.4.3.1.1 Ferrailage longitudinal

V.4.3.1.1.1. Ferrailage des travées :

$$B = 60 \times 140 \text{ cm}^2; \quad Fe = 400 \text{ MPa}; \quad Mult = 2810.33 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

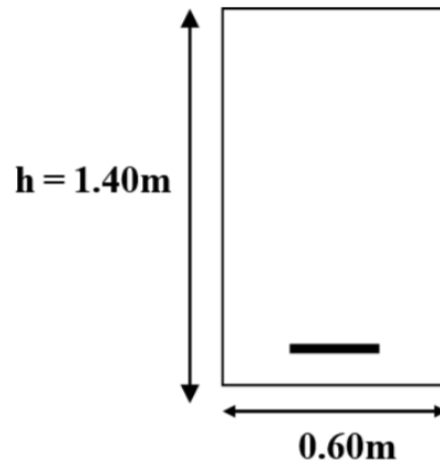


Fig. V.3 : les dimensions de la poutre principale(60×140)

D'après le B.A.E.L 91 :

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.21$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0.3$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \cdot \alpha) = 1.11 \text{ m}$$

$$Ast = 0.8\alpha \times b \times d \times \frac{f_{bu}}{f_{su}} = 74.04 \text{ cm}^2$$

$$Asu = \max\left(\frac{bh}{1000}, \frac{0.23bd \cdot f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$= \max(8.40, 9.13) = 9.13 \text{ cm}^2$$

Choix des barres :

- $Ast = 8HA32 + 4HA20$ . Soit  $Ast = 76.904 \text{ cm}^2$ .
- $Asu = 4HA20$ . Soit  $Ast = 12.568 \text{ cm}^2$ .

V.4.3.1.1.2 Ferrailage sur l'appui :

- Nappe supérieure :

$$B = 60 \times 140 \text{ cm}^2; \quad Fe = 400 \text{ MPA}; \quad Mult = 485.029 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Donc :

$$\mu = \frac{485.029 \times 10^{-3}}{0.60 \times (0.9 \times 1.40)^2 \times 14.20} = 0.036$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0.046$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \cdot \alpha) = 1.24 \text{ m}$$

$$As_{ELU} = 0.8\alpha \times b \times d \times \frac{f_{bu}}{f_{su}} = 11.35 \text{ cm}^2$$

$$B = 60 \times 140 \text{ cm}^2; \quad Fe = 400 \text{ MPa}; \quad M_{G+Q+EY} = 447 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Donc :

$$\mu = \frac{447 \times 10^{-3}}{0.60 \times (0.9 \times 1.40)^2 \times 14.20} = 0.033$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0.042$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \cdot \alpha) = 1.24 \text{ m}$$

$$As_{G+Q+EY} = 0.8\alpha \times b \times d \times \frac{f_{bu}}{f_{su}} = 10.36 \text{ cm}^2$$

$$As_{nappe \text{ sup}} = \text{Max}(As_{ELU}; As_{G+Q+EY}) = \text{Max}(11.35; 10.36)$$

$$As_{nappe \text{ sup}} = 11.35 \text{ cm}^2.$$

Choix des barres : 4HA20. Soit

$$As_{nappe \text{ sup}} = 12.568 \text{ cm}^2$$

▪ **Nappe inférieure :**

$$B = 60 \times 140 \text{ cm}^2; \quad Fe = 400 \text{ MPa}; \quad M_{G+Q+EX} = 2127.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Donc :

$$\mu = \frac{2127.80 \times 10^{-3}}{0.60 \times (0.9 \times 1.40)^2 \times 14.20} = 0.157$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0.215$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 1.15, \text{ m}$$

$$As_{ELU} = \frac{0.8 \times b \times d \times f_{bu}}{f_{su}}$$

$$As_{G+Q+EX} = 53.06, \text{ cm}^2.$$

Choix des barres : 6HA32 + 2HA20. Soit :

$$As_{nappe \text{ inf}} = 54.536 \text{ cm}^2.$$

**V.4.3.1.2 Vérification nécessaire pour les poutres**

**V.4.3.1.2.1. Le condition de non fragilité**

$$A_{\min} > 0.23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e; f_e = 400, \text{MPa.}$$

$$A_{\min} > 0.23 \times 60 \times 140 \times 2.1/400 = 8.40, \text{cm}^2 \dots \text{C'est vérifié.}$$

**V.4.3.1.2.2. Pourcentage exigé par RPA99**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section :  $A_{\min} > 0.5\% \times b \times h$ .

$$A_{\min} > 0.5\% \times (60 \times 140) = 42, \text{cm}^2. \text{ C'est vérifié.}$$

On remarque que  $A_{\min}$  est inférieur à la section calculée précédemment en travée. Donc, on adopte  $A_s$ .

Choix des barres :  $A_{st} = 8HA32 + 4HA20$ . Soit

$$A_{st} = 76.904 \text{cm}^2.$$

**V.4.3.1.2.3. Armatures transversales :( la contrainte tangentielle)**

$$V_{u\max} = 652.81 \text{KN.}$$

$$\tau_u \max = \frac{V_{u\max}}{b \cdot d} \quad \tau_u \max = \frac{652.81 \times 10^{-3}}{0.60 \times 1.40 \times 0.9} = 0.86 \text{MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 \times f_{c28}, 4, \text{MPa}) = 3.25 \text{MPa (fissuration peu préjudiciable).}$$

$$\tau_u \max < \bar{\tau}_u \text{ (vérifié).}$$

**V.4.3.1.3 Disposition constructives :**

$St$  : l'espacement des cours d'armatures transversaux.

**En zone nodale :**

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi L, 30 \text{ cm}\right) = 20 \text{ cm.}$$

**En zone courant :**

$$St \leq \frac{h}{2} \rightarrow St = 30 \text{ cm}$$

$h$  : la hauteur de la poutre.

$$St \leq \min(0.9 \times d, 40 \text{ cm})$$

$$St \leq \min(113.4 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

Donc :  $St = 30 \text{ cm}$

V.4.3.1.4 Section minimale des armatures transversales CBA93 (BAEL91 A.5.1.23)

$$St \leq \frac{At \times f_e}{0.4 \times b_0}$$

$$At \geq \frac{0.4 \times b_0 \times St}{f_e}$$

$$At = \frac{0.4 \times 0.60 \times 0.30}{400} = 1.8 \text{ cm}^2$$

5.4.3.1.4.1. Condition exigée par le RPA99 :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$At = 0.003 \times St \times b.$$

$$At = 0.003 \times 0.20 \times 0.60 = 3.6 \text{ cm}^2 \text{ en zone nodale}$$

$$At = 0.003 \times 0.30 \times 0.60 = 5.40 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante}$$

Choix des barres :  $6\phi 12$  soit  $At = 6.78 \text{ cm}^2$ , on aura donc 1 cadre de  $\phi 12$  et deux étriers de  $\phi 12$ .

V.4.3.1.5 Vérification de la flèche

$$h/l \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{140}{2100} = 0.067 > 0.0625 \text{ CV.}$$

$$h/l \geq \frac{0.1 \times M_t}{M_0} \rightarrow \frac{140}{2100} = 0.067 > \frac{0.1 \times 355.3}{547.8} = 0.064 \text{ CV.}$$

$$A_s \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \rightarrow 76.904 \leq \frac{4.2 \times 60 \times 63}{400} = 79.38 \text{ CV.}$$

V.4.3.1.6 Résumé

- Armatures longitudinales en travée :
  - $A_{st} = 8HA32 + 4HA20$
  - $A_{su} = 4HA20$
- Armatures longitudinales sur appuis :
  - $A$  nappe sup =  $4HA20$
  - $A$  nappe inf =  $6HA32 + 2HA20$
- Espacement de : 20 cm en zone nodale et de 30 cm en zone courante.
- Longueur de recouvrement  $L = 1.28$  m.
- Armatures transversales : 1 cadre de  $\phi 12$  + deux étriers de  $\phi 12$
- Armatures de peau :  $A_{sp} = 3 \times 2(b + h) = 3 \times 2(0.6 + 1.4) = 12 \text{ cm}^2$ ; On aura donc :  $4HA20$ ; Soit :  $A_{sp} = 12.56 \text{ cm}^2$ ; avec : 1 cadre de  $\phi 12$  + deux étriers de  $\phi 12$

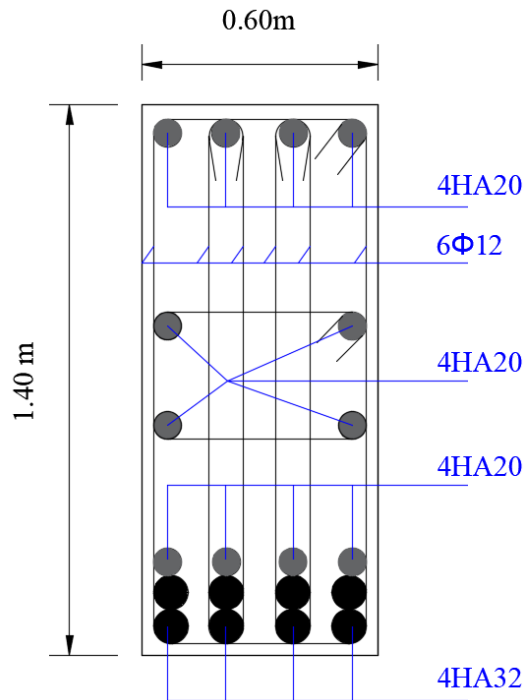


Fig. V.4 : ferrailage de la poutre principale (60×140) en travée

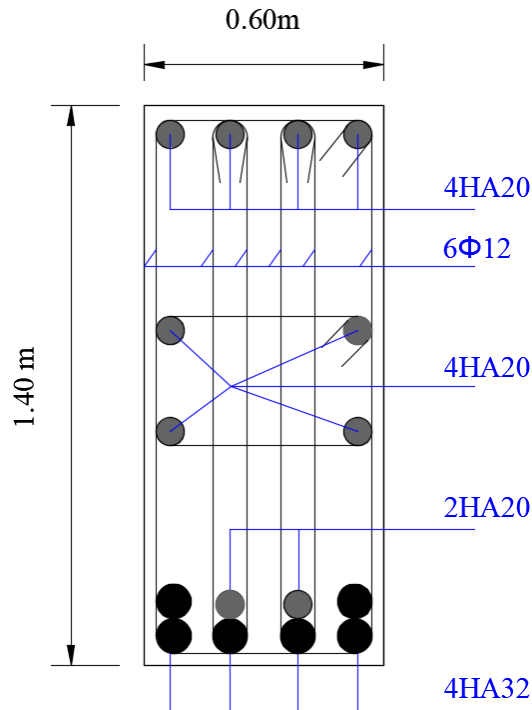


Fig. V.5 : ferrailage de la poutre principale (60×140) sur appui

V.4.3.2 Poutres principales : poutre (0.5\*0.85)

Tab. V.9 : Résumé des combinaisons et des efforts des poutres principales (0.50×0.85)

Comb	Mt	Ma	T
ELU	440,9706	-547,121	321,9599
ELS	241,8369	-392,23	/
G+Q+EY	/	-486,279	208,5171
G+Q+EX	/	159,4005	116,285

V.4.3.2.1 Ferrailage longitudinal

V.4.3.2.1.1. Ferrailage des travées

$$B = 50 \times 85 \text{ cm}^2; \quad Fe = 400 \text{ MPA}; \quad Mult = 440.97 \text{ KN.m}$$

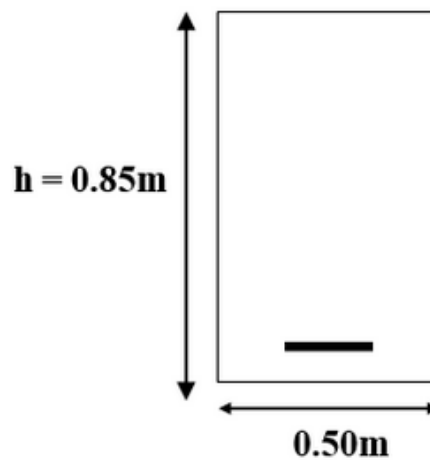


Fig. V.6 : les dimensions de la poutre principale(50×85)

- D'après B.A.E.L 91 :

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.11$$

$$\alpha = 1 - 0.9366 \times \sqrt{1 - 2\mu} = 0.17$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \cdot \alpha) = 0.71 \text{ m}$$

$$Ast = \frac{(16\alpha - 1)}{15} \times b \times d \times \frac{f_{bu}}{f_{su}} = 17.90 \text{ cm}^2$$

$$Asu = \max\left(\frac{bh}{1000}, 0.23b \cdot d \cdot \frac{ft28}{f_e}\right)$$

$$Asu = \max(4.25, 4.62) = 4.62 \text{ cm}^2$$

- Choix des barres :

- $Ast = 4HA25$ . Soit  $Ast = 19.636 \text{ cm}^2$ .

- $Asu = 4HA14$ . Soit  $Ast = 6.156 \text{ cm}^2$ .

V.4.3.2.1.2. Ferrailage sur appui

Nappe supérieur

- $B = 50 \times 85 \text{ cm}^2$ ;  $F_e = 400 \text{ MPA}$ ;  $M_{ult} = 547.12 \text{ KN.m}$
- Donc :

$$\mu = \frac{547.12 \times 10^{-3}}{0.50 \times (0.9 \times 0.85)^2 \times 14.20} = 0.13$$

$$\alpha = 1 - 0.9366 \times \sqrt{1 - 2\mu} = 0.19$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.71 \text{ m}$$

$$A_{s_{ELU}} = \frac{(16\alpha - 1)}{15} \times b \times d \times \frac{f_{bu}}{f_{su}} = 21.23 \text{ cm}^2$$

- $B = 50 \times 85 \text{ cm}^2$ ;  $F_e = 400 \text{ MPA}$ ;  $M_{G+Q+EY} = 486.28 \text{ KN.m}$
- Donc :

$$\mu = \frac{486.28 \times 10^{-3}}{0.50 \times (0.9 \times 0.85)^2 \times 14.20} = 0.12$$

$$\alpha = 1 - 0.9366 \times \sqrt{1 - 2\mu} = 0.18$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.70 \text{ m}$$

$$A_{s_{G+Q+EY}} = \frac{(16\alpha - 1)}{15} \times b \times d \times \frac{f_{bu}}{f_{su}} = 19.56 \text{ cm}^2$$

- $A_{s_{nappe \text{ sup}}} = \max(A_{s_{ELU}}, A_{s_{G+Q+EY}}) = \max(21.23, 19.56) = 21.23 \text{ cm}^2$
- Choix des barres : 8HA20. Soit  $A_{s_{nappe \text{ sup}}} = 25.136 \text{ cm}^2$

Nappe inférieur

- $B = 50 \times 85 \text{ cm}^2$ ;  $F_e = 400 \text{ MPA}$ ;  $M_{G+Q+EX} = 159.4 \text{ KN.m}$
- Donc :

$$\mu = \frac{159.40 \times 10^{-3}}{0.50 \times (0.9 \times 0.85)^2 \times 14.20} = 0.04$$

$\alpha$  est la racine de l'équation suivante :

$$15\alpha^4 - 60\alpha^3 + (20 - 4\mu)\alpha^2 + 8\alpha\mu - 4\mu = 0$$

avec  $\alpha \in [0, 0.17]$  donc :  $\alpha = 0.13$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.73 \text{ m}$$

$$\beta = \frac{5\alpha^2(3 - 8\alpha)}{3(1 - \alpha)^2}$$

$$A_{s_{ELU}} = \beta \times b \times d \times \frac{f_{bu}}{f_{su}} = 11.38 \text{ cm}^2$$

- Choix des barres : 4HA20. Soit  $A_{s_{nappe \text{ inf}}} = 12.568 \text{ cm}^2$

### V.4.3.2.2 Vérification nécessaire pour les poutres

#### V.4.3.2.2.1. Le condition de non fragilité

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

$$f_e = 400 \text{ MPA}$$

$$A_{\min} > 0.23 \times 50 \times 85 \times \frac{2.1}{400} = 5.02 \text{ cm}^2 \quad (\text{C'est vérifié})$$

#### V.4.3.2.2.2. Pourcentage exigé par RPA99

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

$$A_{\min} > 0.5\% \cdot b \cdot h$$

$$A_{\min} > 0.5\% \cdot (50 \times 85)$$

$$A_{\min} > 21.25 \text{ cm}^2 \quad (\text{C'est vérifié})$$

On remarque que  $A_{\min}$  est inférieur à la section calculée précédemment en travée. Donc, on adopte  $A_s$ .

Choix des barres :

$$- A_{st} = 4\phi 25. \text{ Soit } A_{st} = 19.636 \text{ cm}^2$$

$$- A_{su} = 4\phi 14. \text{ Soit } A_{su} = 6.156 \text{ cm}^2$$

#### V.4.3.2.2.3. Armatures transversales :( la contrainte tangentielle)

$$V_{u_{max}} = 321.96 \text{ KN.}$$

$$\tau_u \text{ max} = \frac{V_u \text{ max}}{b \cdot d}$$

$$\tau_u \text{ max} = \frac{321.96 \times 10^{-3}}{0.50 \times 0.85 \times 0.9} = 0.84 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration peu préjudiciable})$$

$$\tau_u \text{ max} < \bar{\tau}_u \quad (\text{vérifié})$$

#### V.4.3.2.3 Disposition constructives :

$St$  : l'espacement des cours d'armatures transversaux.

En zone nodale

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_L; 30 \text{ cm}\right) = 20 \text{ cm}$$

**En zone courant**

$$St \leq \frac{h}{2} \rightarrow St = 30 \text{ cm}$$

$h$  : la hauteur de la poutre.

$$St \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm})$$

$$St \leq \min(113.4 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

Donc :  $St = 30 \text{ cm}$

**V.4.3.2.4 Section minimale des armatures transversales CBA93 (BAEL91 A.5.1.23)**

$$St \leq At \cdot \frac{f_e}{0.4 \times b_0}$$

$$At \geq 0.4 \times b_0 \times \frac{St}{f_e}$$

$$At = 0.4 \times 0.50 \times 0.30 / 400 = 1.5 \text{ cm}^2$$

**V.4.3.2.4.1. Condition exigée par le RPA99 :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$At = 0.003 \times St \times b.$$

$$- At = 0.003 \times 0.20 \times 0.50 = 3.0 \text{ cm}^2 \text{ en zone nodale.}$$

$$- At = 0.003 \times 0.30 \times 0.50 = 4.50 \text{ cm}^2 \text{ en zone courant.}$$

Choix des barres :  $6\phi 10$  soit  $At = 4.710 \text{ cm}^2$ , on aura donc 1 cadre de  $\phi 10$  et deux étriers de  $\phi 10$ .

**V.4.3.2.5 Vérification de la flèche**

$$h/l \geq 1/16 : 85/1050 = 0.08 > 0.0625 \text{ (CV).}$$

$$h/l \geq 0.1 \times Mt/M0 : 85/1050 = 0.08 > 0.1 \times 159.40/322.8 = 0.05 \text{ (CV).}$$

$$As \leq 4.2 \times b \times d/f_e : 25.78 \leq 4.2 \times 50 \times 76.5/400 = 40.16 \text{ (CV).}$$

**V.4.3.2.6 Résumé**

- **Armatures longitudinales en travée :**
  - Ast = 4HA25.
  - Asu = 4HA14.
- **Armatures longitudinales sur appuis :**
  - A nappe sup = 8HA20.
  - A nappe inf = 4HA20.

- **Espacement** : 20 cm en zone nodale et 30 cm en zone courant.
- **Longueur de recouvrement** :  $L = 1.00$  m.
- **Armatures transversales** : 1 cadre de  $\phi 10$  + deux étriers de  $\phi 10$ .
- **Armatures de peau** :  $A_{sp} = 3 \times 2(b + h) = 3 \times 2(0.5 + 0.85) = 8.1\text{cm}^2$ ; On aura donc :  $4HA16$ ; Soit :  $A_{sp} = 8.03\text{cm}^2$ ; avec : 1 cadre de  $\phi 10$  + deux étriers de  $\phi 10$

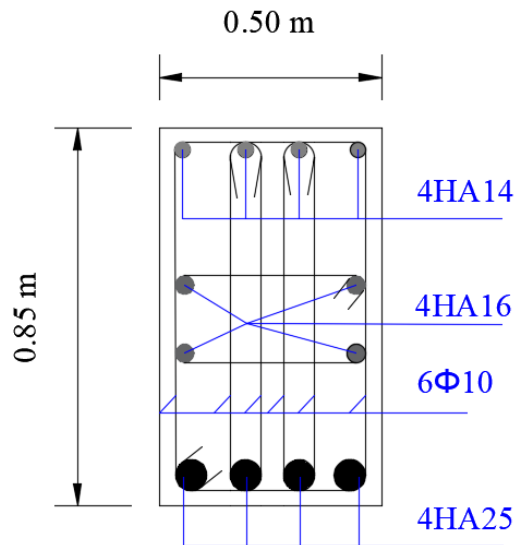


Fig. V.7 : ferrailage de la poutre principale (50×85) en travée

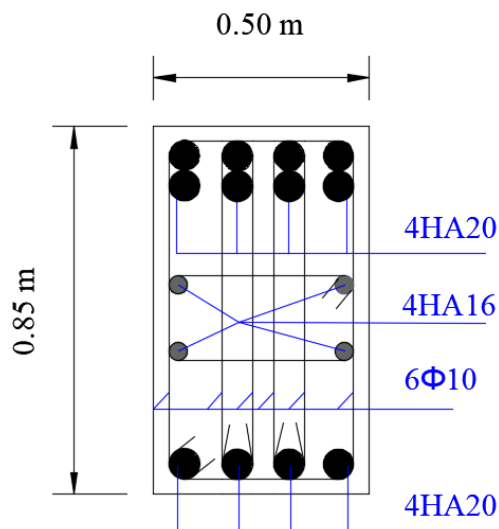


Fig. V.8 : ferrailage de la poutre principale (50×85) sur appui

V.4.3.3 Poutres secondaires

V.4.3.3.1 Ferrailage longitudinal :

Tab. V.10 : Résumé des combinaisons et des efforts des poutres secondaires (0.3×0.4)

Comb	Mt	Ma	T
ELU	67.2281	-79.03	-216.872
ELS	46.2843	-89.657	/
G+Q+EY	/	-104.89	-132.864
G+Q+EX	/	-61.04	-176.388

V.4.3.3.1.1. Ferrailage des travées

$$B = 30 \times 40 \text{ cm}^2; \quad Fe = 400 \text{ MPA}; \quad Mult = 67.23 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

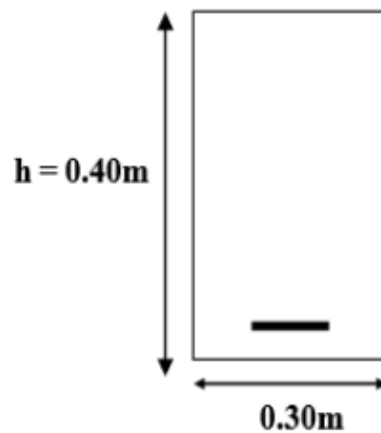


Fig. V.9 : les dimensions de la poutre secondaire

- D'après B.A.E.L 91 :

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.12$$

$$\alpha = 1 - 0.9366 \times \sqrt{1 - 2\mu} = 0.18$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.34 \text{ m}$$

$$Ast = \frac{(16\alpha - 1)}{15} \times b \times d \times \frac{f_{bu}}{f_{su}}$$

$$Ast = 5.52 \text{ cm}^2$$

$$Asu = \max\left(\frac{bh}{1000}, \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot ft28}{f_e}\right)$$

$$Asu = \max(1.2, 1.3) = 1.3 \text{ cm}^2$$

- **Choix des barres :**

$$A_{st} = 3HA16. \text{ Soit } A_{st} = 6.033 \text{ cm}^2.$$

$$A_{su} = 3HA12. \text{ Soit } A_{su} = 3.39 \text{ cm}^2.$$

#### V.4.3.3.1.2. Ferrailage sur appui

- **Nappe supérieur :**

$$B = 30 \times 40 \text{ cm}^2; Fe = 400 \text{ MPA}; M_{ult} = 79.03 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$\mu = \frac{79.03 \times 10^{-3}}{0.30 \times (0.9 \times 0.40)^2 \times 14.20} = 0.14$$

$$\alpha = 1 - 0.9366 \times \sqrt{1 - 2\mu} = 0.21$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.33 \text{ m}$$

$$A_{s_{ELU}} = \frac{(16\alpha - 1)}{15} \times \frac{b \times d \times f_{bu}}{f_{su}}$$

$$A_{s_{ELU}} = 6.93 \text{ cm}^2$$

$$B = 30 \times 40 \text{ cm}^2; Fe = 400 \text{ MPA}; M_{G+Q+Ey} = 104.89 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$\mu = \frac{104.89 \times 10^{-3}}{0.30 \times (0.9 \times 0.40)^2 \times 14.20} = 0.19$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.27$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.32 \text{ m}$$

$$A_{s_{G+Q+EY}} = 0.8\alpha \times \frac{b \times d \times f_{bu}}{f_{su}}$$

$$A_{s_{G+Q+EY}} = 9.52 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ nappe sup} = \max(A_{s_{ELU}}, A_{s_{G+Q+EY}}) = \max(6.93, 9.52)$$

$$A_s \text{ nappe sup} = 9.52 \text{ cm}^2$$

- **Choix des barres :** 3HA25. Soit  $A_s \text{ nappe sup} = 14.72 \text{ cm}^2$ .

- **Nappe inférieur :**

$$B = 30 \times 40 \text{ cm}^2; Fe = 400 \text{ MPA}; M_{G+Q+EX} = 61.04 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$\mu = \frac{61.04 \times 10^{-3}}{0.30 \times (0.9 \times 0.40)^2 \times 14.20} = 0.11$$

$$\alpha = 1 - 0.9366 \times \sqrt{1 - 2\mu} = 0.17$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.34 \text{ m}$$

$$A_{s_{G+Q+EX}} = \frac{(16\alpha - 1)}{15} \times \frac{b \times d \times f_{bu}}{f_{su}}$$

$$A_{s_{G+Q+EX}} = 5.05 \text{ cm}^2$$

- **Choix des barres :** 3HA16. Soit  $A_s \text{ nappe inf} = 6.033 \text{ cm}^2$ .

### V.4.3.3.2 Vérification nécessaire pour les poutres

#### V.4.3.3.2.1. Le condition de non fragilité

$$A_{\min} > 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}; f_e = 400 \text{ MPA.}$$

$$A_{\min} > 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2 \dots \text{C'est vérifié.}$$

#### V.4.3.3.2.2. Pourcentage exigé par RPA99

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section :  $A_{\min} > 0.5\% \times b \times h$ .

$$A_{\min} > 0.5\% \times (30 \times 40) = 6.0 \text{ cm}^2.$$

On remarque que  $A_{\min}$  est inférieur à la section calculée précédemment en travée donc : On adopte  $A_s$ .

Choix des barres :

- $A_{st} = 3\text{HA}16$ . Soit  $A_{st} = 6.033 \text{ cm}^2$ .
- $A_{su} = 3\text{HA}12$ . Soit  $A_{su} = 3.39 \text{ cm}^2$ .

#### V.4.3.3.2.3. Armatures transversales :( la contrainte tangentielle)

$$V_{u \max} = 216.87 \text{ KN.}$$

$$\tau_{u \max} = \frac{0.21687}{0.30 \times 0.36} = 2 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPA}) = 3.25 \text{ MPa (fissuration peu préjudiciable).}$$

$$\tau_{u \max} < \bar{\tau}_u \text{ (vérifié).}$$

#### V.4.3.3.3 Disposition constructives :

$S_t$  : l'espacement des cours d'armatures transversaux.

En zone nodale

$$St \leq \min \left( \frac{h}{4}, 12\phi L, 30 \text{ cm} \right) = 10 \text{ cm}$$

En zone courant

$$St \leq \frac{h}{2} \rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

$h$  : la hauteur de la poutre.

$$St \leq \min (0.9 \times d, 40 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (0.32, 40 \text{ cm}) \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

V.4.3.3.4 Section minimale des armatures transversales BAEL A.5.1.23

$$St \leq At \times \frac{f_e}{0.4 \times b_0}$$

$$At \geq \frac{0.4 \times b_0 \times St}{f_e}$$

$$At = 0.4 \times 0.30 \times 0.15 / 400 = 0.45 \text{ cm}^2$$

V.4.3.3.4.1. Condition exigée par le RPA99

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$At = 0.003 \times St \times b$$

$$At = 0.003 \times 0.10 \times 0.30 = 0.9 \text{ cm}^2 \text{ en zone nodale.}$$

$$At = 0.003 \times 0.15 \times 0.30 = 1.35 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante.}$$

- **Choix des barres** : 4HA8 soit  $At = 2.01 \text{ cm}^2$ , on aura donc 1 cadre et un étrier de HA8.

V.4.3.3.5 Résumé

- Armatures longitudinales en travée :  $Ast = 3HA16$   $Asu = 3HA12$ .
- Armatures longitudinales sur appuis :  $Ast = 3HA16$   $Asu = 3HA25$ .
- Espacement : 10 cm en zone nodale et de 15 cm en zone courante.
- Longueur de recouvrement :  $L = 1.00 \text{ m}$ .
- Armatures transversales : 1 cadre de  $\phi 8$  + un étrier de  $\phi 8$ .

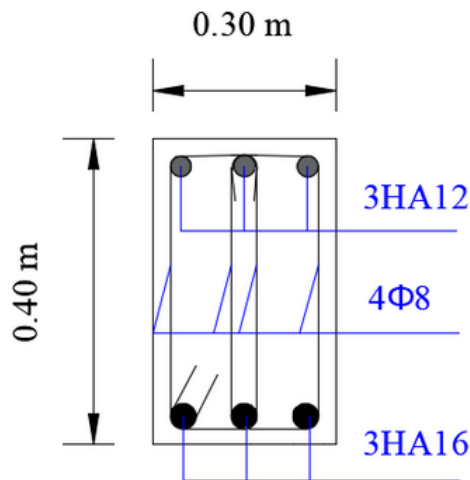


Fig. V.10 : ferrailage de la poutre secondaire (30×40) en travée

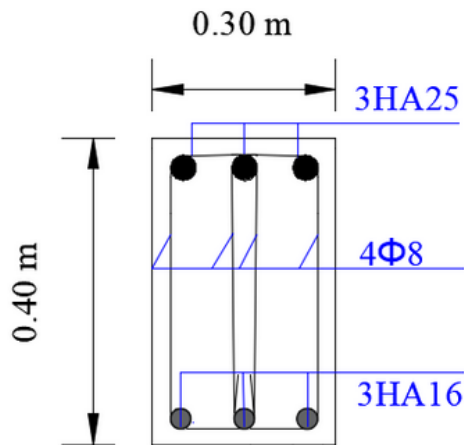


Fig. V.11 : ferrailage de la poutre secondaire (30×40) sur appui

## V.5 Ferrailage des voiles (d'après le CBA93 ; RPA 99)

### V.5.1 Introduction

Les sollicitations engendrées dans les voiles sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqué par l'action sismique
- Effort normal du a la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et que la charge sismique

Ainsi les voiles seront calculées en flexion composée et au cisaillement, ce qui nécessitera une disposition du ferrailage suivant :

- Sur le plan vertical (aciers verticaux)
- Sur le plan horizontal (aciers horizontaux)

### V.5.2 Ferrailage vertical

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes dues à la flexion composée, et ceci en tenant compte des prescriptions exigées par le RPA99V2003. D'écrites ci-dessous :

1. L'effort de traction engendrée dans une partie du voile devra être pris en totalité par les armatures. Leur pourcentage minimal vaut 0.2% de la section horizontal de béton tendue.
2. Les barres verticales des zones extrêmes devraient être accrochées par des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
3. Les barres verticales de ces derniers doivent être menues de crochets (jonction de recouvrement).
4. À chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur de voile, cet espacement est au plus égal à 15 cm (le ferrailage vertical doit être symétrique en raison de changement en terme de moment).

5. Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales des voiles dans chaque direction est donné comme suit :
  - Globalement dans la section du voile égale à 0.15%.
  - En zone courante égale à 0.10%.
6. En présence d'une forte concentration d'effort de compression aux extrémités, les barres verticales devront respecter les exigences imposées aux poteaux.

### V.5.3 Ferrailage horizontal

Les armatures transversales sont des cadres disposés selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à 45° engendrées par l'effort tranchant, ces barres doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\phi$ .

Avec :  $\phi$  Diamètre des barres horizontales.

### V.5.4 Règles communes

Dans le calcul du ferrailage des voiles, le RPA 99V2003 préconise les règles suivantes :

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
  - $S \leq 1.5e$  ( $e$  : épaisseur du voile).
  - $S \leq 30 \text{ cm}$ .
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré dans chaque nappe ; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur ; le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être de  $40\phi$  pour les barres situées dans la zone où le renversement du signe des efforts est possible et de  $20\phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

### V.5.5 Armatures transversales

Elles sont perpendiculaire aux faces du voile elles servent de lieu entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel, ces armatures sont généralement des épingles au nombre au moins e quatre par mètre carrée

### V.5.6 Calcul des Armatures verticales

#### V.5.6.1 Détermination des contraintes

##### V.5.6.1.1 Armature verticales :

Nous proposons le calcul détaillé en prenant les voiles

$$M = 78.4 \text{ KN.m}$$

$$N = 2204.74 \text{ KN}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.2 \times 2.8^3}{12} = 0.37 \text{ m}^4$$

$$\Omega = L \times e = 2.8 \times 0.2 = 0.56 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{L}{2} = \frac{2.8}{2} = 1.40 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} = 4133.68 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} = 3640.39 \text{ KN/m}^2$$

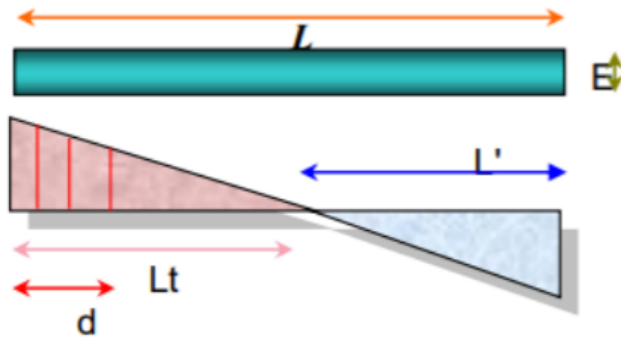


Fig. V.12 : Diagramme des contraintes

#### V.5.6.1.2 Calcul de L' :

$$L_t = L \left( \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 1.31 \text{ m}$$

$$L' = L - L_t = 2.8 - 1.31 = 1.49 \text{ m}$$

$$d \leq \min \left( \frac{h}{2}; \frac{2L'}{3} \right) = \min (1.40; 1.00) = 1.00 \text{ m}$$

$$I' = \frac{0.2 \times 1.00^3}{12} = 0.017 \text{ m}^4$$

$$V' = \frac{1.00}{2} = 0.50 \text{ m}$$

$$\Omega' = 0.2 \times 1.00 = 0.2 \text{ m}^2$$

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_2}{L_t} = 2778.92 \text{ KN}$$

$$\tan \alpha = \frac{\sigma'_2}{L_t - d} \Rightarrow \sigma'_2 = \tan \alpha (L_t - d) = 2778.92 \times (1.31 - 1.00) = 861.47 \text{ KN}$$

$$N_1 = \left( \frac{\Omega'}{2} \right) \times (\sigma'_2 + \sigma_2) = 450.19 \text{ KN}$$

$$M_1 = \left( \frac{I'}{2V'} \right) \times (\sigma'_2 + \sigma_2) = 76.53 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = 0.16 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.16 \leq \frac{d}{6} = 0.17 \text{ m}$$

$N$  : est un effort de traction S.E.T

$\Omega$  : Surface de voile.

$V$  : distance entre centre de gravité de voile et leur extrémité.

$I$  : moment d'inertie.

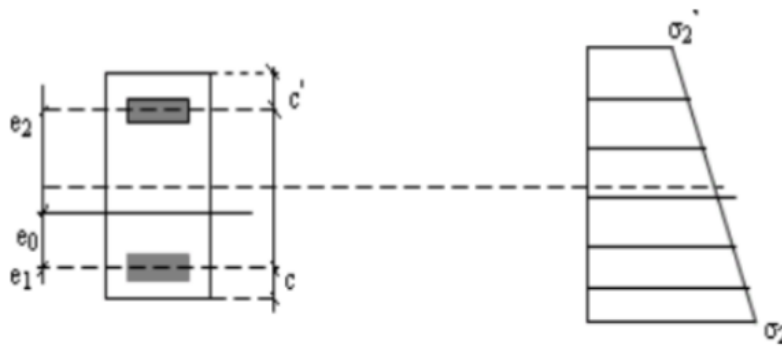


Fig. V.13 : Schéma des contraintes

Soit :  $c = c' = 3 \text{ cm}$

$$e_1 = \frac{d}{2} - e_0 - c = \frac{1.00}{2} - 0.16 - 0.03 = 0.31 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{d}{2} + e_0 - c' = \frac{1.00}{2} + 0.16 - 0.03 = 0.63 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{N_1 \times e_2}{(e_1 + e_2) \times f_e} = 7.54 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = \frac{N_1 \times e_1}{(e_1 + e_2) \times f_e} = 3.71 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_s + A'_s = \frac{N_1}{f_e} = 11.25 \text{ cm}^2$$

$$A_s/\text{ml}/\text{face} = \frac{11.25}{2 \times 1.00} = 5.625 \text{ cm}^2$$

### V.5.7 Armatures minimales de RPA 99/version 2003

D'après le RPA 99 /version2003 (Art 7.7.4.1) :

$b$  : épaisseur du voile

$L_t$  : longueur de la section tendue

$$A_{RPA} = 0.20\% \times b \times L_t$$

$$A_{RPA} = 0.20\% \times 0.20 \times 1.31 = 5.24 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} = \frac{5.24}{2 \times 1.31} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}/\text{face}$$

### V.5.8 Le pourcentage minimal

$$A_{\min} = 0.15\% \times b \times l = 0.15\% \times 0.20 \times 2.8 = 8.40 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}/\text{ml}/\text{face} = \frac{8.40}{2 \times 2.8} = 1.5 \text{ cm}^2/\text{ml}/\text{face}$$

Donc :

$$A_{SV} = \max(A_s, A_{\min}, A_{RPA}) = 11.25 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage sera fait pour la moitié du voile à cause de la symétrie :

$$A_s = 2 \times 11.25 \times \frac{2.8}{2} = 31.40 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 24HA14. Soit  $A_s = 36.90 \text{ cm}^2$

### V.5.9 Espacement

En zone courante :  $S_t \leq \min(1.5e, 30) = 30 \text{ cm}$

Soit :  $S_t = 25 \text{ cm}$

### V.5.10 Ferrailage horizontal à l'effort tranchant

#### V.5.10.1 Vérification des voiles à l'effort tranchant

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.2.2 RPA 99/version 2003).

La contrainte de cisaillement est :  $\tau_u = 1.4 \frac{T_{\text{cal}}}{b_0 d}$

Avec :

- $T$  : effort tranchant à la base du voile
- $b_0$  : épaisseur du voile
- $d$  : hauteur utile =  $0.9h$

–  $h$  : hauteur totale de la section brute

La contrainte limite est :  $\tau_u = 0.2 f_{c28}$

Il faut vérifier la condition suivante :  $\tau_u \leq \tau_{\bar{u}}$

### V.5.11 Calcul des armatures horizontales résistant à l'effort tranchant

La section  $A_t$  des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \times s_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{tj} \times k}{0,8 f_e (\cos \alpha \sin \alpha)}$$

$k = 0$  en cas de fissuration jugée très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

$k = 1$  en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

$k = 1 + \frac{3\sigma_{cm}}{f_{c28}}$  en flexion composée avec  $N$ , effort de compression.

$k = 1 - \frac{10\sigma_{tm}}{f_{c28}}$  en flexion composée avec  $N$ , effort de traction.

$\sigma_{tm}$ ,  $\sigma_{cm}$  : contrainte moyenne de traction et de compression obtenues en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Dans notre cas, nous n'avons pas de reprise de bétonnage, donc on prend  $k = 0$ .

D'autre part, le RPA 99/version 2003 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

- 0.15% de la section du voile considérée si :  $\tau_b \leq 0.025 f_{c28}$ .
- 0.25% de la section du voile considérée si :  $\tau_b > 0.025 f_{c28}$ .

#### V.5.11.1 Exemple d'application

$$\tau_u = \frac{1.4 T_{cal}}{b_0 d} = \frac{(1.4 \times 34.79)}{(0.2 \times 2.52)} = 0.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\bar{u}} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \geq 0.1 \text{ MPa} \quad \text{Vérfiée}$$

Pas de reprise de bétonnage :  $\alpha = 90^\circ$ .

$$\frac{A_t}{b_0 \times s_t} \geq \frac{\tau_u}{0,8 \times f_e}$$

$$s_t \leq \min(1.5e; 30cm) = 15cm$$

$$A_t = \frac{b_0 \times s_t \times \tau_u}{0.8 f_e} = \frac{0.2 \times 0.15 \times 0.1}{0.8 \times 400} = 0.09 cm^2$$

Soit : 1HA10 (Epingle de  $\phi 10$ )

Tab. V.11 : Les valeurs de ferrillages des voiles

Voile 01		
M en KN.m		78.40
N en KN		2204.74
T en KN		34.79
$\sigma_1$ en KN/m <sup>2</sup>		4133.68
$\sigma_2$ en KN/m <sup>2</sup>		3640.39
$\sigma'_2$ en KN/m <sup>2</sup>		861.47
M1 en KN.m		76.53
N1 en KN		450.19
As en cm <sup>2</sup>		11.25
As RPA en cm <sup>2</sup>		5.24
As min en cm <sup>2</sup>		8.40
A sv en cm <sup>2</sup>		11.25
At en cm <sup>2</sup>		0.09
St en cm		25
Choix des barres	Armatures longitudinales	24HA14
	Armatures transversals	1 $\phi 10$

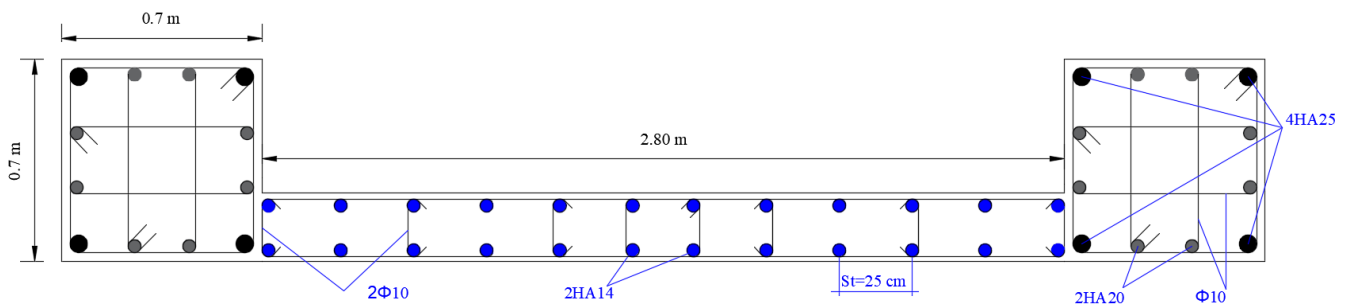


Fig. V.14 : Schéma de ferrillage du voile

## V.6 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons déterminé et calculer le ferrillage des éléments structuraux de la structure tel que les poteaux, les poutres et les voiles avec l'utilisation d'ensembles des formules et des vérifications nécessaires.

Le chapitre suivant fera l'objet du l'étude des fondations de notre ouvrage tel que les semelles et les longrines.

---

## Calcul des fondations

---

VI.1	Introduction . . . . .	164
VI.2	Étude du voile périphérique . . . . .	164
VI.2.1	Dimensionnement . . . . .	164
VI.2.2	Détermination des sollicitations . . . . .	165
VI.2.3	Calcul du ferrailage vertical . . . . .	165
VI.2.4	Conditions exigées par le RPA99/version 2003 . . . . .	167
VI.2.5	Calcul du ferrailage horizontal . . . . .	167
VI.2.6	Vérification de la condition de non fragilité . . . . .	168
VI.2.7	Schéma de ferrailage du voile périphérique . . . . .	169
VI.3	Étude des fondations . . . . .	169
VI.3.1	Introduction . . . . .	169
VI.3.2	Fonction des fondations . . . . .	169
VI.3.3	Choix du type de fondation . . . . .	170
VI.3.4	Calculs des surfaces nécessaires pour les semelles . . . . .	170
VI.3.5	Radier général . . . . .	172
VI.3.6	Pré dimensionnements des semelles isolées . . . . .	196
VI.4	Conclusion . . . . .	203

---

## VI.1 Introduction

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales et les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

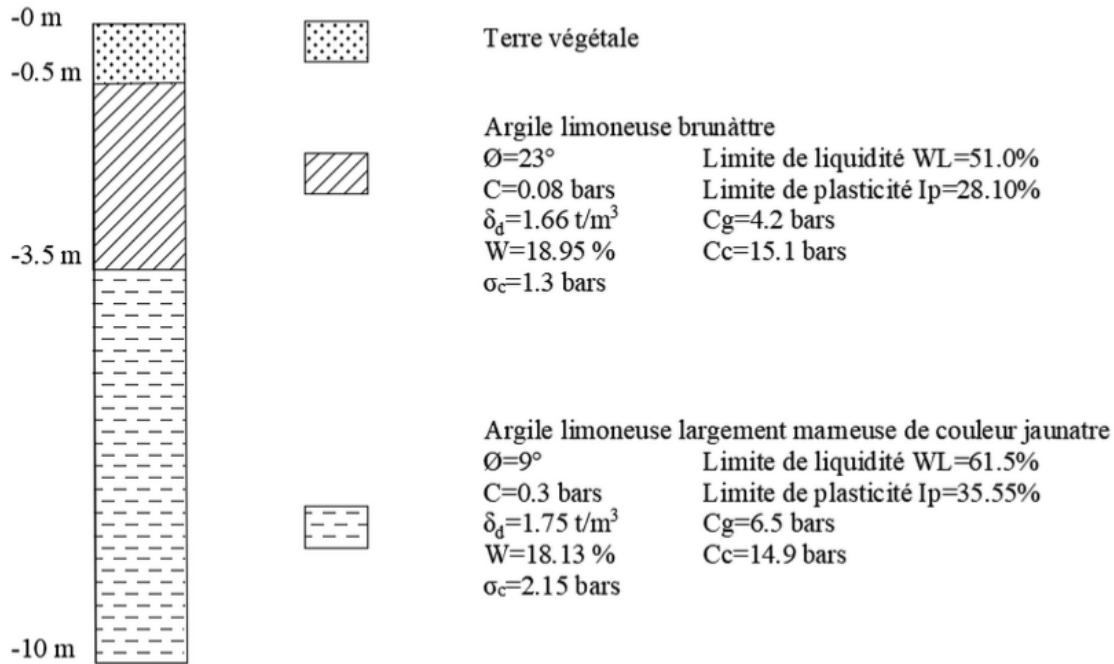


Fig. VI.1 : Coupe lithologique modèle du terrain

## VI.2 Etude du voile périphérique

### VI.2.1 Dimensionnement

D'après le RPA99/version 2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Épaisseur  $\geq 15 \text{ cm}$ .
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Un recouvrement de  $40\phi$  pour les renforcements des angles.

On adopte une épaisseur  $e = 20 \text{ cm}$ .

La hauteur du voile périphérique =  $2.0 \text{ m}$ .

### VI.2.2 Détermination des sollicitations

On prend comme hypothèse pour le calcul des voiles ; un encastrement parfait au niveau du massif des fondations et libre à l'autre côté.

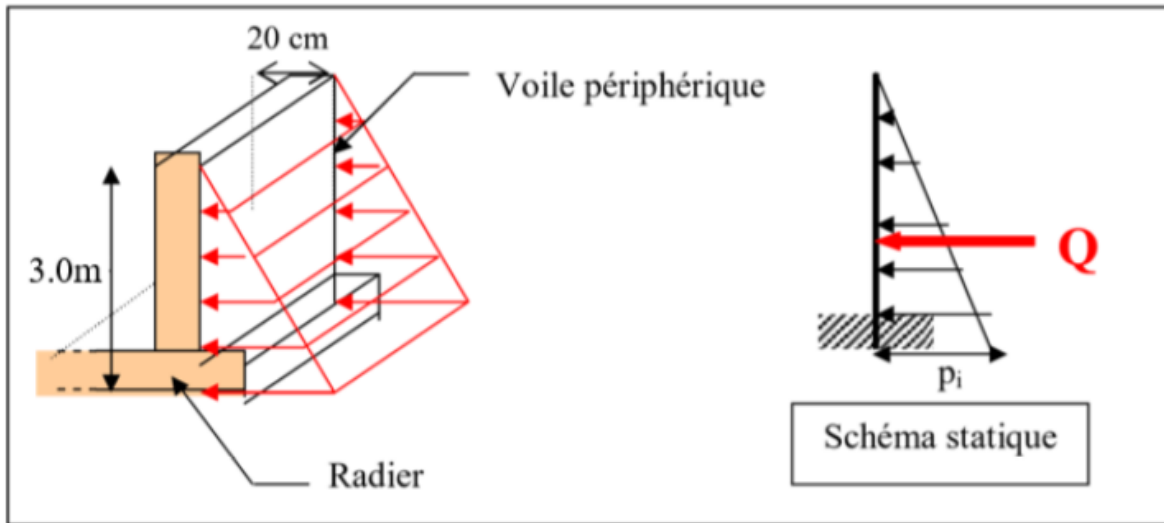


Fig. VI.2 : Pression des terres sur le voile périphérique

Le moment fléchissant maximum est donné par la formule suivante :

$$M_{max} = \frac{2 \times pi \times h}{9\sqrt{3}}$$

$$\text{Avec : } Q = \frac{Pi \times h}{2}$$

$$Pi = \gamma_d \cdot h \cdot k_0$$

$$k_0 : \text{Coefficient de poussée} = \tan^2 \left( \left( \frac{\pi}{4} \right) - \left( \frac{\phi}{2} \right) \right)$$

$$h = 3.0 \text{ m}$$

$$\gamma_d : \text{Poids spécifique du remblai} = 16.6 \text{ KN/m}^3$$

$$\phi : \text{Angle de frottement de remblai} = 23^\circ$$

$$Pi = 21.82 \text{ KN}$$

$$Q = 32.73 \text{ KN}$$

$$\text{D'où : } M = 8.40 \text{ KN.m}$$

### VI.2.3 Calcul du ferrailage vertical

Le ferrailage se fera en flexion simple avec fissuration très préjudiciable (ELS).

$$M_{ser} = 8.40 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage sera fait pour une bande de section  $(1.00 \times 0.2) \text{ m}^2$

$$\sigma_{st} = \min \left( \frac{f_e}{2}, 90\sqrt{n} \cdot f_{tj} \right)$$

$$\sigma_{st} = 164.97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28}$$

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

$$x = \frac{n \cdot \sigma_{bc} \cdot d}{n \cdot \sigma_{bc} + \sigma_{st}}$$

$$x = \frac{15 \times 15 \times 0.9 \times 0.2}{15 \times 15 + 164.97}$$

$$x = 0.10$$

$$Z = d - \frac{x}{3} = 0.9 \times 0.2 - \frac{0.1}{3} = 0.15$$

$$M_1 = \frac{1}{2}(b \cdot x \cdot \sigma_{bc} \cdot Z)$$

$$M_1 = \frac{1}{2} \times (1 \times 0.1 \times 15 \times 10^3 \times 0.15)$$

$$M_1 = 105 \text{ KN.m}$$

$M_{ser} < M_1 \rightarrow$  Section sans armatures comprimées

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_{st} \cdot Z}$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

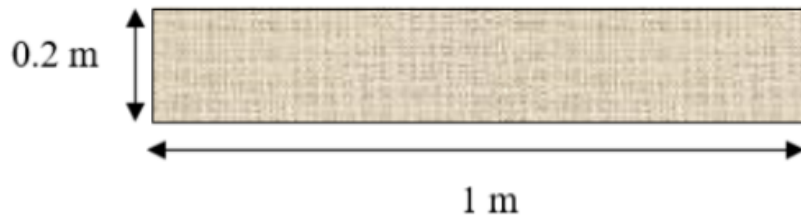


Fig. VI.3 : Section du voile périphérique ferrillé

### VI.2.4 Conditions exigées par le RPA99/version 2003

Le RPA99/version2003 préconise un pourcentage minimum de 0.1% de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes.

$$A_l = 0.1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}/\text{face}$$

$$A_t = 0.1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}/\text{face}$$

$$A_s = \max(A_{S_{\text{cal}}}, A_{S_{\text{RPA}}}) = \max(3.39, 2) = 3.39 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage sera fait pour la moitié du voile à cause de la symétrie :

$$A_s = 3.39 \times 2 = 6.78 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 5HA14/ml soit  $A_s = 6.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec :  $St \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$  ; On prend  $St = 25 \text{ cm}$

### VI.2.5 Calcul du ferrailage horizontal

On prendra la portée maximum entre deux poteaux. Soit  $L = 10.50 \text{ m}$ .

$$P_{\text{moy}} = \frac{P_{\text{max}} + P_{\text{min}}}{2}$$

$$P_{\text{moy}} = \frac{21.82 + 0}{2}$$

$$P_{\text{moy}} = 10.91 \text{ KN/ml}$$

$$M_o = \frac{P_{\text{moy}} \times L^2}{8}$$

$$M_o = 150.35 \text{ KN.m}$$

Mt : Moment en travée

Me = Mw = moment aux appuis

$$M_t = 0.80 M_o$$

$$M_e = M_w = 0.5 M_o$$

$$M_t = 120.28 \text{ KN.m}$$

$$M_e = M_w = 75.18 \text{ KN.m}$$

**Vérification :**

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25 M_o$$

$$195.46 \geq 187.94 \quad (\text{la condition est vérifiée}).$$

### VI.2.5.0.1 Ferrailage en travée

$$Mt = 0.80 M_o = 120.28 \text{ KN.m}$$

$$b_0 = 1 \text{ ml} ; \quad h = 0.2 \text{ m} ; \quad d = 0.9h = 0.18 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = 0.26 > 0.18$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.38$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.15 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{0.8\alpha \times b \times d \times f_{bu}}{f_{su}}$$

$$A_{st} = 22.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 11.165 \text{ cm}^2/\text{ml}/\text{face}$$

Choix des barres : 8HA14 /ml, Soit  $A_{st} = 12.31 \text{ cm}^2$ . Avec  $St = 15 \text{ cm}$ .

### VI.2.5.0.2 Ferrailage sur appuis

$$Me = 75.18 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = 0.16 < 0.18$$

$$\alpha = 1 - 0.9366 \times \sqrt{1 - 2\mu} = 0.23$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.16 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{(16\alpha - 1)}{15} \times \frac{b \times d \times f_{bu}}{f_{su}}$$

$$A_{st} = 13.12 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 6.56 \text{ cm}^2/\text{ml}/\text{face}$$

Choix des barres : 6HA14 /ml, Soit  $A_{st} = 9.23 \text{ cm}^2$ . Avec  $St = 20 \text{ cm}$ .

### VI.2.6 Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} > A_{min}$$

La condition de non fragilité est vérifiée.

## VI.2.7 Schéma de ferrailage du voile périphérique

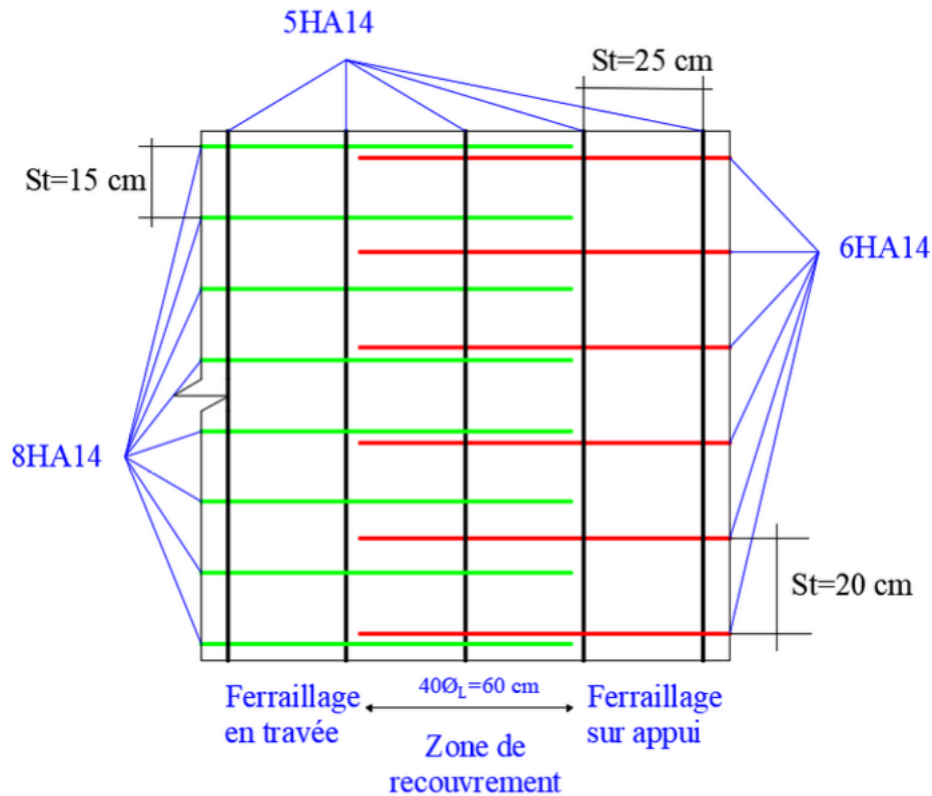


Fig. VI.4 : Schéma de ferrailage du voile périphérique sur une surface de  $1\text{m}^2$

## VI.3 Étude des fondations

### VI.3.1 Introduction

Les fondations d'un ouvrage sont les éléments assurant la transmission des efforts de cette structure sur le sol. Les fondations reportent les charges permanentes  $G$  (poids propres) et les charges d'exploitations  $Q$  à un niveau convenable et répartissent sur une couche de terrain plus au moins étendue et de résistance adéquate en assurant la stabilité et la sécurité de la fondation.

Les fondations est donc une partie importante de l'ouvrage car de sa réalisation résulte de la tenue de l'ensemble.

### VI.3.2 Fonction des fondations

- Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.

### VI.3.3 Choix du type de fondation

Afin de bien choisir le type de fondation, il faut assurer la sécurité des habitants et la stabilité de l'immeuble. Les critères influant le choix d'une fondation sont donc :

- La qualité de sol.
- Les charges amenées par la construction.
- Le coût d'exécution.

En fonction de tous ces critères, il convient de choisir le mode de fondation le mieux adapté pour limiter les tassements. Il y a comme types de fondation :

- Fondation superficielle.
- Fondation profonde.
- Fondation surfacique ou radier.

Afin de déterminer le choix de fondation à adopter pour notre structure, on procède tout d'abord à la vérification des semelles isolées puis des semelles filantes. Si ces deux premières vérifications ne sont pas observées, on va opter pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage.

Dans notre ouvrage, on distingue deux surfaces différentes car les charges verticales sont distribuées de manière irrégulière sur la surface totale du bloc étudié. C'est pourquoi nous effectuons deux études de fondation selon la méthode suivante :

$$\text{Si } \frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{Batiment}}} \leq 50\% \rightarrow \text{Semelles isolées.}$$

$$\text{Si } \frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{Batiment}}} \geq 50\% \rightarrow \text{Radier général.}$$

**Avec :**

$S_{\text{semelle}}$  : la surface totale de la semelle.

$S_{\text{bâtiment}}$  : la surface totale du bâtiment.

$N_{\text{ser}}$  : l'effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison G+Q.

$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$  : la contrainte admissible du sol.

### VI.3.4 Calculs des surfaces nécessaires pour les semelles

**1<sup>ère</sup> surface :**

- $N_{\text{ser}} = 1043 \text{ KN}$
- $\text{sol} = 1.3 \text{ bar} = 130 \text{ KN/m}^2$
- $S_{\text{bâtiment}} = 159.25 \text{ m}^2$

- $S_{\text{semelle}} = N_{\text{ser}} / \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1043 / 130 = 8.02 \text{ m}^2$

**La vérification :**

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} = \frac{8.02}{159.25} = 0.055\% < 50\%$$

Donc : on choisit des semelles isolées pour la première surface.

**2<sup>ème</sup> surface :**

- $N_{\text{ser}} = 43320.81 \text{ KN}$
- $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1.3 \text{ bar} = 130 \text{ KN/m}^2$
- $S_{\text{bâtiment}} = 624.75 \text{ m}^2$
- $S_{\text{semelle}} = N_{\text{ser}} / \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 43320.81 / 130 = 333.237 \text{ m}^2$

**La vérification :**

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} = \frac{333.237}{624.75} = 0.533\% > 50\%$$

Donc : La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela, on a opté pour un radier général comme type de fondation. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

En conclusion, dans notre ouvrage, nous avons deux types de fondations différentes : un radier général sur une surface de  $624.75 \text{ m}^2$  et des semelles isolées avec le schéma suivant :

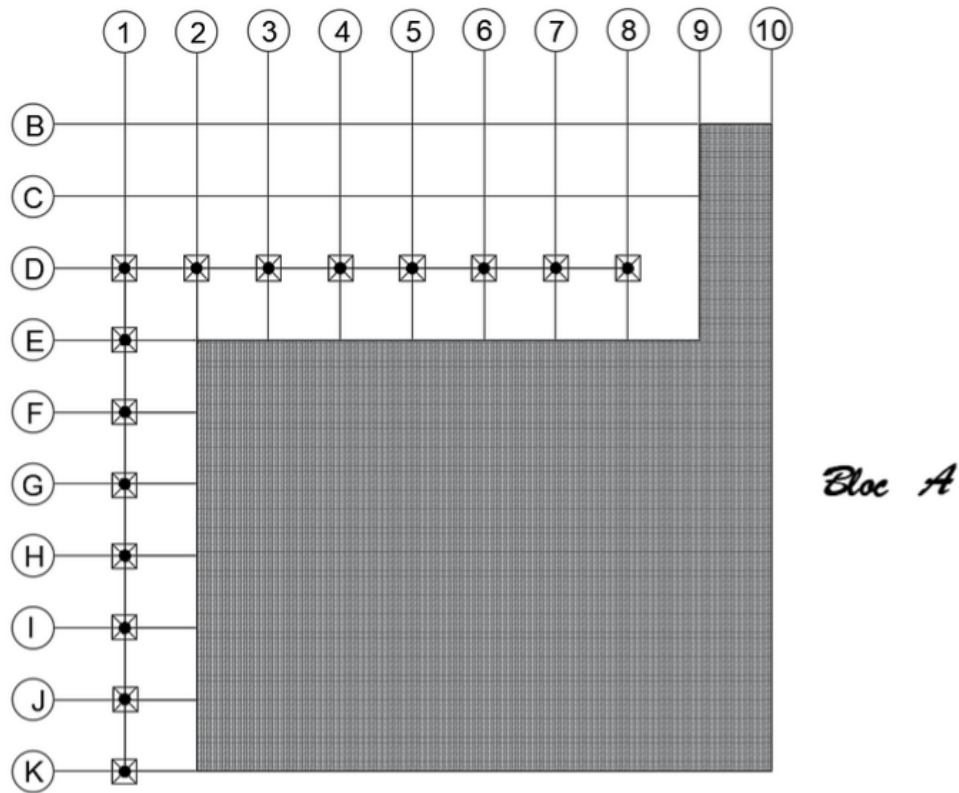


Fig. VI.5 : Schéma des fondations

### VI.3.5 Radier général

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations du bâtiment, il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

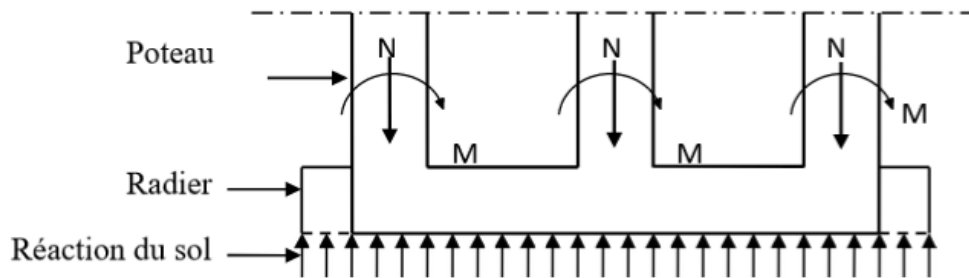


Fig. VI.6 : Schéma du Radier

**VI.3.5.1 Pré dimensionnement du radier**

**VI.3.5.1.1 Pré dimensionnement de la dalle**

**VI.3.5.1.2 Condition forfaitaire**

$$h_r \geq L_x \text{max} / 20$$

Telle que :  $L_x = 10.50$  m Avec :

- $L_x \text{max}$  : La plus grande distance entre axes des poteaux

Donc on a :

$$h \geq 0.525$$

On choisit :  $h = 60$  cm

**VI.3.5.1.3 Condition de résistance au cisaillement**

D'après le règlement A.5.1.2.1 de C.B.A93, la contrainte du radier doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}$$

Où :

- $V_u$  : valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis L'ELU.

Avec :

$$V_u = q_u \times \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$V_u = \frac{N_u}{s} \times \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$N_u = 38654.53 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{N_u \times L_{\text{max}}}{2s \times b \times 0.9 \times h} \leq \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$h \geq \frac{N_u \times L_{\text{max}} \times \gamma_b}{0.92 \times 2S \times 0.07 f_{c28}}$$

$$h \geq \frac{38654.53 \times 10.50}{1.50 \times 0.92 \times 2(333.237) \times 0.07 \times (25)} = 0.58 \text{ m}$$

$$h \geq 0.58 \text{ m}$$

Pour le placement de cette section d'armature, on a opté pour une hauteur de la dalle de :  $h = 60$  cm

#### VI.3.5.1.4 Calcul de la surface du radier

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{N_{ser}}{S} \leq \bar{\sigma}_{adm} \quad \text{D'ou :} \quad S \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{adm}}$$

$$N = (N_{radier} + N_{bâtiment}) = (G_{radier} + G_{voile\ périphérique} + G_{bâtiment})$$

$$N = (624.75 \times 25 \times 0.6 + 0.2 \times 2 \times 119 + 38654.53) = 48073.38 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{adm} = 130 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Alors : } S_{min} = 369.80 \text{ m}^2$$

L'emprise totale du bâtiment est de : 624.75 m<sup>2</sup>.

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement (D).

#### VI.3.5.1.5 Calcul du débordement D

$$D \geq \max\left(\frac{h}{2}, 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } S_r = S + D \times P$$

Avec :

- $S_r$  : surface du radier
- $S$  : surface totale du bâtiment
- $P$  : Périmètre total du bâtiment

$$S_r = 624.75 + 0.50 \times 119$$

$$\text{Donc la surface du radier est : } S_r = 684.25 \text{ m}^2$$

#### VI.3.5.1.6 Pré dimensionnement de la nervure

Le pré dimensionnement nécessite les vérifications suivantes :

##### 1. Condition forfaitaire :

- L'épaisseur du radier général doit satisfaire :  $L_X/8 < h < L_X/5$
- $10.50/8 < h < 10.50/5$
- $1.3125 < h < 2.10$

##### 2. Condition de la longueur élastique :

$$L_e \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$$

$$Le = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$$

On a :

- $L_{max}$  : Plus grande distance entre deux files parallèles.
- $Le$  : Longueur élastique.
- $K$  : coefficient du radier du sol  $K = 4 \text{ Kg/m}^2$ .
- $E$  : module d'élasticité  $E = 32164.19 \text{ KN/m}^2$ .
- $b$  : longueur du radier (bonde de 1m).
- $I$  : inertie d'une bonde de 1m de radier  $I = bh^3/12$ .

$$Le = \left(\frac{4EI}{Kb}\right)^{1/4} = \left(\frac{Eh^3}{3K}\right)^{1/4} = 30.84 \text{ m}$$

$$L_{max} \leq 2Le \rightarrow 10.50 \leq 24.35 \dots \dots CV$$

$$h_1 \leq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot K \cdot L_{max}^4}{E \cdot \pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 0,04 \times 10,50^4}{32164.19 \times \pi^4}} = 0.195 \text{ m}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :  $h_1 = 2 \text{ m}$

### VI.3.5.2 Vérification au poinçonnement

Le poinçonnement d'une dalle se manifeste lorsque celle-ci est sollicitée par des charges concentrées élevées. On doit vérifier :

$$N_u \leq 0.045 \cdot c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{b} \quad (\text{Article A.5.2.4.2}) \text{ C.B.A.}$$

$$\mu_c = 2(a' + b') = 2(a + h + b + h)$$

Avec :

$N_u$  : La charge de calcul du poteau le plus sollicité

$c$  : Le périmètre de la surface d'impacte

$a, b$  : les dimensions du poteau le plus sollicité.

$h$  : l'épaisseur de la dalle (radier)

Donc :

$$\mu_c = 2(0.7 + 2 + 0.7 + 2) = 10.8 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } 0.045 \times 10.8 \times 2 \times \frac{2500}{1.5} = 16200 \text{ KN}$$

$$\text{L'effort normal au niveau du poteau le plus sollicité : } N_u = 3472.96 \text{ KN}$$

$$N_u = 3472.96 \text{ KN} < 16200 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc le radier résiste au poinçonnement.

### VI.3.5.3 Vérification de l'effet de sous-pression (non soulèvement)

On vérifie que la structure ne doit pas avoir de soulèvement, pour ce faire on doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$N > w \cdot S_r \cdot Z \cdot f_s$$

- $N$  : poids total du bâtiment à la base de radier  $W = G_{\text{radier}} + G_{\text{voile périphérique}} + G_{\text{bâtiment}}$  en KN
- $S_r$  : Surface du radier
- $w$  : Densité de l'eau  $w = 10 \text{ KN/m}^3$
- $Z$  : hauteur de la partie immergée
- $f_s$  : Coefficient de sécurité vis-à-vis de risque de soulèvement (1.5).

$$N = 48073.38 \text{ KN}$$

$$Z = 3 \text{ m}$$

$$S_r = 684.25 \text{ m}^2$$

$$w \cdot S_r \cdot Z \cdot f_s = 10 \times 684.25 \times 3 \times 1.5 = 30791.25 \text{ KN}$$

$$N = 48073.38 \text{ KN} > 30791.25 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de soulèvement.

VI.3.5.4 Caractéristiques géométriques du radier

Tab. VI.1 : Calcul des inerties et du centre de gravité du radier

Panneau	$L_x$	$L_y$	$Y_i$	$X_i$	$S$	$I_x$	$I_y$
1	3.5	3.5	1.75	1.75	12.25	12.51	12.51
2	3.5	7	7.25	1.75	24.5	100.04	25.01
3	3.5	10.5	5.25	5.25	36.75	337.64	37.52
4	3.5	10.5	5.25	8.75	36.75	337.64	37.52
5	3.5	10.5	5.25	12.25	36.75	337.64	37.52
6	3.5	10.5	5.25	15.75	36.75	337.64	37.52
7	3.5	10.5	5.25	19.25	36.75	337.64	37.52
8	3.5	10.5	5.25	22.75	36.75	337.64	37.52
9	3.5	10.5	5.25	26.25	36.75	337.64	37.52
10	3.5	7	14	1.75	24.5	100.04	25.01
11	3.5	3.5	19.25	1.75	12.25	12.51	12.51
12	3.5	10.5	15.75	5.25	36.75	337.64	37.52
13	3.5	10.5	15.75	8.75	36.75	337.64	37.52
14	3.5	10.5	15.75	12.25	36.75	337.64	37.52
15	3.5	10.5	15.75	15.75	36.75	337.64	37.52
16	3.5	10.5	15.75	19.25	36.75	337.64	37.52
17	3.5	10.5	15.75	22.75	36.75	337.64	37.52
18	3.5	10.5	15.75	26.25	36.75	337.64	37.52
19	3.5	3.5	22.75	26.25	12.25	12.51	12.51
20	3.5	3.5	26.25	26.25	12.25	12.51	12.51
21	3.5	3.5	29.75	26.25	12.25	12.51	12.51
$\Sigma$					624.75	4989.59	637.9

VI.3.5.4.1 Calcul des inerties et du centre de gravité du radier

$$I_{xr} = I_{xg} + \sum_i (S_i \cdot (X_{cr} - X_i)^2)$$

$$I_{yr} = I_{yg} + \sum_i (S_i \cdot (Y_{cr} - Y_i)^2)$$

Avec :

$I_{xr}, I_{yr}$  : Inerties totales du radier dans les deux sens.

$X_{cr}, Y_{cr}$  : Centre de gravité du radier.

$S_i$  : Aire du panneau ( $i$ ) dans le repère passant par son centre de gravité.

$X_i, Y_i$  : Distance entre le centre de gravité et celui du panneau ( $i$ ).

$$I_{xr} = 112096.69 \text{ m}^4$$

$$I_{yr} = 179024.56 \text{ m}^4$$

#### VI.3.5.4.2 Détermination de l'excentricité :

**Centre de gravité des masses du radier :**

- $X_G = 14.33 \text{ m}$
- $Y_G = 11.47 \text{ m}$

**Centre de gravité des masses du bâtiment :**

- $X_G = 15 \text{ m}$
- $Y_G = 12 \text{ m}$

**L'excentricité est :**

- $e_x = 0.67 \text{ m}$
- $e_y = 0.53 \text{ m}$

Les valeurs du centre des masses de la superstructure et celle relative au radier sont très proches, l'effet de l'excentricité est donc négligeable, ce qui conduit en effet à une réaction du sol bien uniforme.

#### VI.3.5.5 Vérification de la stabilité de radier

Sous les charges horizontales (forces sismiques), il y a naissance d'un moment de renversement. Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversal et longitudinal sous les combinaisons suivantes :

- $(G + Q + E)$  pour les contraintes maximales de compression.
- $(0,8G - E)$  pour vérifier le non soulèvement des fondations.

Les contraintes sous le Radier sont données par :

$$\sigma_{1.2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times y \leq 1.5\bar{\sigma}_s = 1.95 \text{ bars}$$

**VI.3.5.6 Vérification des contraintes du sol sous la charge vertical**

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible

$$N = N_{\text{radier}} + N_{\text{bâtiment}}$$

$$= G_{\text{radier}} + G_{\text{Nervure}} + G_{\text{Sol}} + Q_{\text{bâtiment}} + G_{\text{bâtiment}}$$

$$G_{\text{radier}} = S_{\text{radier}} \times P \times h_r = 684.25 \times 250 \times 0.6 = 10263.75 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Nervure}} = b \times (h_n - h_r) \times P \times \sum (L_x + L_y) = 11.425 \times 311.5 = 10902.5 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Sol}} = \gamma_m \times [S_{\text{radier}} \times h_{\text{terre}} - V_{\text{radier}} + V_{\text{Nervure}}]$$

$$h_{\text{terre}} = 3 \text{ m}$$

$$\gamma_m = 20 \text{ KN/m}^3$$

$$V_{\text{radier}} = S_{\text{radier}} \times h_r = 684.25 \times 0.6 = 410.55 \text{ M}^3$$

$$V_{\text{Nervure}} = S_{\text{Nervure}} \times (h_n - h_r) = 436.1 \times 1.4 = 610.54 \text{ M}^3$$

$$G_{\text{Sol}} = 20684.25 - 410.55 + 610.54 = 20684.24 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{bâtiment}} + G_{\text{bâtiment}} = 38654.53 \text{ KN}$$

**Donc :**

$$N = 80453.98 \text{ KN}$$

$$S_r = 684.25 \text{ m}^2$$

$$\sigma = \frac{N}{S_{\text{rad}}} = 117.58 \text{ KN/m}^2 < 195 \text{ KN/m}^2 \quad \dots\dots \text{CV}$$

**VI.3.5.7 Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G ± E)**

Moment de renversement du au séisme pour chaque sens (x, y)

$$M = M_0 + T_0 \times h + N \times e$$

**Avec :**

*M* : Moment à la base du radier

*M*<sub>0</sub> : Moment à la base du sous-sol

*T*<sub>0</sub> : Effort tranchant à la base du sous-sol

*e* : L'excentricité

*N* : Charge verticale permanente

D'après le RPA99/version 2003 (art 10.1.5) le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N \times L^4}$$

*e* : L'excentricité de la résultante des charges verticales

Sens longitudinal :

$$e = 0.67 \text{ m} < \frac{L_X}{4} = 7.0 \text{ m} \quad \text{CV}$$

Sens transversal :

$$e = 0.53 \text{ m} < \frac{L_Y}{4} = 7.88 \text{ m} \quad \text{CV}$$

### VI.3.5.8 Diagramme trapézoïdal des contraintes

1. Sens longitudinal :

$$X_G = 14.33 \text{ m}$$

$$I_x = 112096.69 \text{ m}^4$$

$$M_x = 53904.17 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$N = 80453.98 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$S = 684.25 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times X_G$$

Les valeurs des contraintes sont comme suit :

$$- \sigma_1 = \frac{80453.98}{684.25} + \frac{53904.17}{112096.69} \times 14.33 = 124.47 \text{ KN/m}^2$$

$$- \sigma_2 = \frac{80453.98}{684.25} - \frac{53904.17}{112096.69} \times 14.33 = 110.69 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = 117.58 \text{ KN/m}^2 < 130 \text{ KN/m}^2 \quad \text{CV}$$

2. Sens transversal :

$$Y_G = 11.47 \text{ m}$$

$$I_y = 179024.56 \text{ m}^4$$

$$M_y = 94883.02 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$N = 80453.98 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$S = 684.25 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times X_G$$

Les valeurs des contraintes sont comme suit :

$$- \sigma_1 = \frac{80453.98}{684.25} + \frac{94883.02}{179024.56} \times 14.33 = 123.85 \text{ KN/m}^2$$

$$- \sigma_1 = \frac{80453.98}{684.25} - \frac{94883.02}{179024.56} \times 14.33 = 123.85 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = 117.58 \text{ KN/m}^2 < 130 \text{ KN/m}^2 \quad \text{CV}$$

**Conclusion** : la stabilité de la structure est assurée dans les deux sens.

Notre radier comporte des panneaux de dalles appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unitaire (1ml).

### VI.3.5.9 Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges, donc on peut se rapporter aux méthodes données par le **C.B.A 93**. La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé et émergés en eau douce.

#### VI.3.5.9.1 Méthode de calcul :

Les panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 cotés et chargées par la contrainte du sol en tenant compte des ventilations de moments selon les conditions composées par le C.B.A 93.

1. ELU :

$$q_u = \frac{N_u + 1.35 \times P_{rad}}{S_{rad}}$$

$$q_u = \frac{38654.53 + 1.35 \times 10263.75}{684.25}$$

$$q_u = 76.74 \text{ KN/m}^2$$

2. ELS :

$$q_{ser} = \frac{N_u + P_{rad}}{S_{rad}}$$

$$q_{ser} = \frac{38654.53 + 10263.75}{684.25}$$

$$q_{ser} = 71.49 \text{ KN/m}^2$$

On utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires  $M_x$  et  $M_y$  qui dépendent du coefficient de Poisson et du rapport  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ .

- Si  $0 < \rho < 0.4$ , la dalle porte dans un seul sens :

$$M_x = \frac{qL_x^2}{8}$$

$$M_y = 0$$

- Si  $\rho > 0.4$ , la dalle porte dans les deux sens :

$$M_x = xqL_x^2$$

$$M_y = yM_x$$

Pour tenir compte de la continuité, on a procédé à la ventilation des moments sur appuis et en travée.

**Pour les panneaux de rive :**

- Moment sur appuis :  $M_a = 0.5M_0$
- Moment en travée :  $M_t = 0.85M_0$

**Pour les panneaux intermédiaires :**

- Moment sur appuis :  $M_a = 0.5M_0$
- Moment en travée :  $M_t = 0.85M_0$

1. **Ferraillage longitudinal :**

- Le ferraillage est déterminé par le calcul d'une section rectangulaire en flexion simple.

2. **Ferraillage transversal :**

- Les armatures transversales de l'effort tranchant ne sont pas à prévoir si les deux conditions suivantes sont remplies :
  - La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans toute son épaisseur.
  - $V_u \leq 0.07f_{c28}$  ; où  $V_u$  représente l'effort tranchant maximum à l'ELU.

**VI.3.5.9.2 Ferraillage de panneau le plus sollicité**

- Pour le panneau le plus sollicité <Panneau de rive> :

$$L_x = 3.5 - 1 = 2.5 \text{ m}$$

$$L_y = 10.5 - 1 = 9.50 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}$$

$$\rho = 0.26 \text{ (La dalle porte dans un seul sens.)}$$

**VI.3.5.9.2.1 Calcule de la valeur de  $M_X$  :**

$$M_{xu} = \frac{qL_x^2}{8}$$

$$M_{xu} = \frac{76.74 \times 2.5^2}{8} = 59.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{yu} = 0$$

$$M_{xser} = \frac{qL_x^2}{8}$$

$$M_{xser} = \frac{71.49 \times 2.5^2}{8} = 55.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{yser} = 0$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivant :

1. **ELU :  $v = 0$**

**Tab. VI.2 :** Les résultats des moments en travée et sur appui à ELU.

Lx (m)	Ly (m)	Lx/Ly	Sens-x		
			Mxu (KN.m)	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)
2.50	9.50	0.26	59.95	59.95	50.96

2. ELS :  $v = 0.2$

Tab. VI.3 : Les résultats des moments en travée et sur appui à ELS.

Lx (m)	Ly (m)	Lx/Ly	Sens-x		
			Mxu (KN.m)	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)
2.50	9.50	0.26	55.85	47.47	23.74

### VI.3.5.9.2.2. Calcul des sections d'armatures

Calcul des armatures à l'ELU : Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant : Le calcul se fera pour une bande de 1m

Tab. VI.4 : Choix du ferrailage du radier

	Sens X	
	Sur appui	En travée
Mu (MN.m)	0.03	0.051
s (MPa)	348	348
$\alpha$	0.13	0.09
$\beta$	0.073	0.037
As (cm <sup>2</sup> /ml)	16.08	8.15
As min (cm <sup>2</sup> /ml)	6.52	6.52
Choix	8HA16	5HA16
As choix (cm <sup>2</sup> /ml)	16.09	10.06
St	15	20

### VI.3.5.9.2.3. Ferrailage transversal

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} < \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15 \times fc28}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min (2.5, 4 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$Vu = qu \times \frac{L}{2} = 95.93 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.2 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots \text{CV.}$$

VI.3.5.9.2.4 Schéma de ferrailage de la dalle pleine du radier

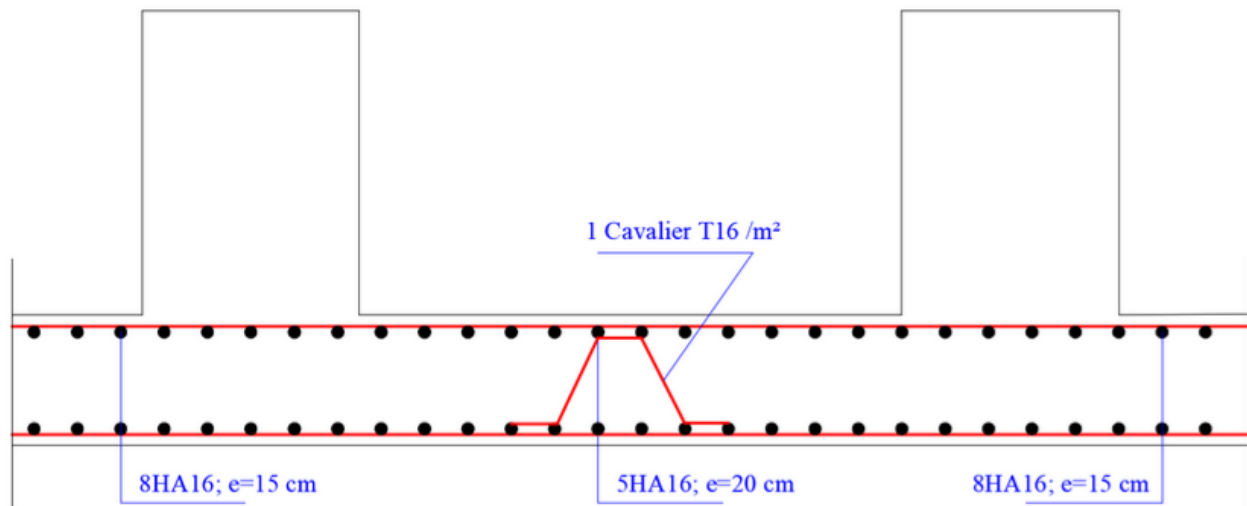


Fig. VI.7 : ferrailage de la dalle pleine du radier

VI.3.5.10 Etude de débord du radier

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur  $L = 50 \text{ cm}$ , le calcul de ferrailage sera pour une bande de largeur de 1 mètre

$$b = 1m$$

$$h = 0.60m$$

$$d = 0.54m$$

$$q_u = 76.74 \text{KN/m}^2$$

$$q_{ser} = 71.49 \text{KN/m}^2$$

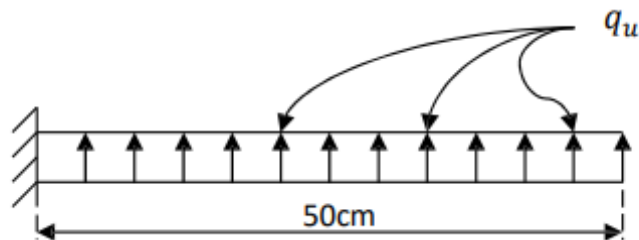


Fig. VI.8 : Schéma de débord du radier

VI.3.5.10.1 Calcule à L'ELU

$$\begin{aligned} Mu &= \frac{qu \times L^2}{2} \\ &= \frac{76.74 \times 0.5^2}{2} \\ &= 9.59 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

Tab. VI.5 : Les résultats de ferrailage de débord de radier à ELU.

Mu (KN.m)	d (m)	$\mu$	Z (m)	As (cm <sup>2</sup> )
9.59	0.54	0.002	0.52	6.55

VI.3.5.10.2 Calcule à L'ELS :

Tab. VI.6 : Les résultats de ferrailage de débord de radier à ELS.

Mu (KN.m)	d (m)	$\mu$	Z (m)	As (cm <sup>2</sup> )
8.94	0.54	0.001	0.53	2.64

VI.3.5.10.3 Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 6.52 \text{ cm}^2$$

$$A_S = \max(A_{su}; A_{\min}; A_{ser}) = \max(6.55; 6.52; 2.64) = 6.55 \text{ cm}^2$$

Donc le choix des barres du débord est : **4HA16** ; Soit :  $A_{st} = 8.044 \text{ cm}^2$

VI.3.5.10.4 Armatures de réparation

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{8.044}{4} = 4.022 \text{ cm}^2$$

Donc le choix des barres est : **3HA16** ; Soit :  $A_{st} = 6.033 \text{ cm}^2$

VI.3.5.10.5 Espacement

$$S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm})$$

On adopte :  $S_t = 15 \text{ cm}$

VI.3.5.10.6 Schéma de ferrailage de débord du radier :

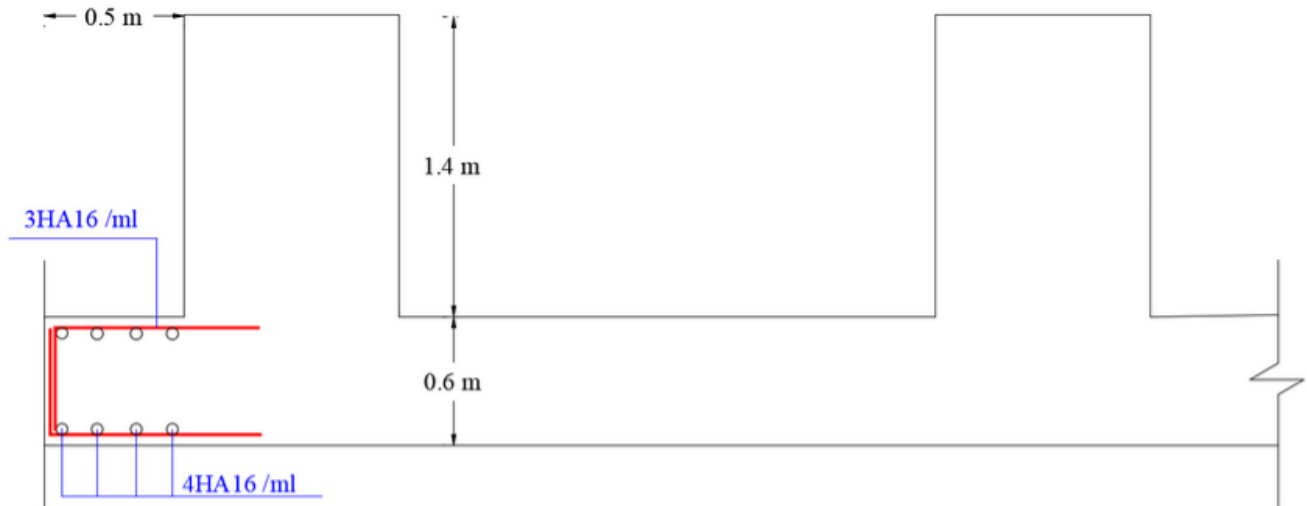


Fig. VI.9 : Schéma de ferrailage de débord du radier

VI.3.5.11 Ferrailage de la nervure

VI.3.5.11.1 Charges et sur charges :

Puisque on a vérifié la condition de la rigidité de la nervure, donc on peut admettre que les contraintes varient linéairement le long de la fondation.

Dans ce cas on considère que les nervures sont encastrées au niveau des éléments porteurs de la superstructure et chargées en dessous par les réactions du sol.

Pour le calcul, on prend :

- $q_u = 76.74 \text{ KN/m}^2$
- $q_{ser} = 71.49 \text{ KN/m}^2$

Pour les deux sens.

VI.3.5.11.2 Armatures Longitudinales (Sens X-X')

- **Méthode de calcul :**

pour calculer les efforts (T) et les moments (M), On utilise directement les résultats du logiciel ETABS.

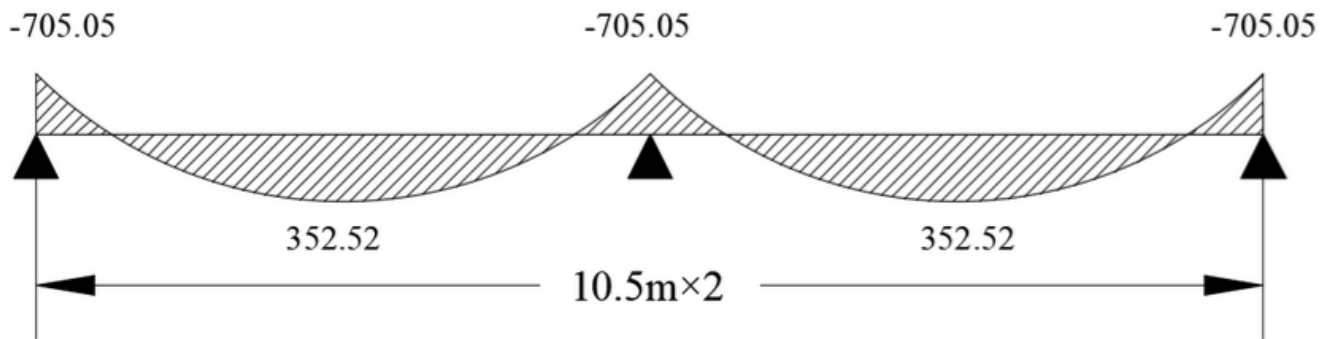


Fig. VI.10 : Diagramme des moments en travée et sur appuis à l'ELU sur le sens x

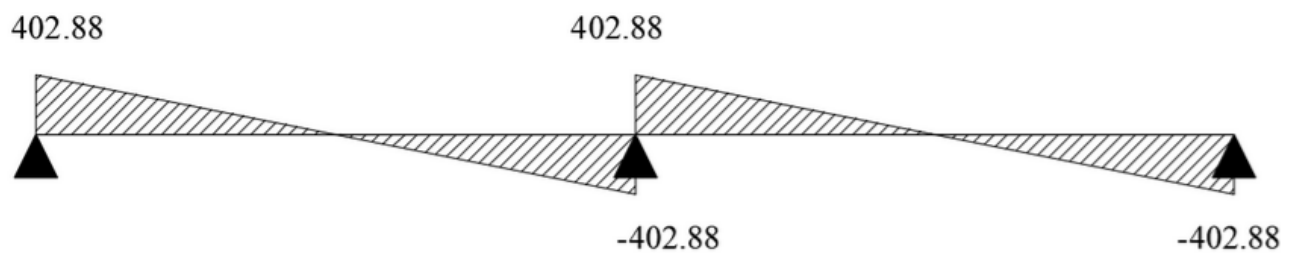


Fig. VI.11 : Diagramme des efforts tranchants en travée et sur appuis à l'ELU sur le sens x

#### VI.3.5.11.2.1. Ferrailage sur Travée

$$B = 100 \times 200 \text{ cm}^2, \quad Fe = 400 \text{ MPa}, \quad M_t = 352.52 \text{ KN.m (E.L.U)}$$

D'après B.A.E.L 91 :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{352.52 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 2)^2 \times 14.20} = 0.01 < 0.1$$

$\alpha$  est la racine de l'équation suivante :

$$15\alpha^4 - 60\alpha^3 + (20 - 4\mu)\alpha^2 + 8\alpha\mu - 4\mu = 0; \quad \text{Avec : } \alpha \in [0, 0.17]$$

Donc :  $\alpha = 0.13$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 1.71 \text{ m}$$

$$\beta = \frac{5\alpha^2(3 - 8\alpha)}{3(1 - \alpha)^2} = 0.073$$

$$A_{s\text{ELU}} = \beta \times b \times d \times \frac{f_{bu}}{f_{su}} = 53.57 \text{ cm}^2.$$

#### VI.3.5.11.2.2. Ferrailage sur appui :

$$B = 100 \times 200 \text{ cm}^2, \quad Fe = 400 \text{ MPa}, \quad M_a = 705.05 \text{ KN.m (E.L.U)}$$

D'après B.A.E.L 91 :

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{79.03 \times 10^{-3}}{0.30 \times (0.9 \times 0.40)^2 \times 14.20} = 0.02$$

$\alpha$  est la racine de l'équation suivante :

$$15\alpha^4 - 60\alpha^3 + (20 - 4u)\alpha^2 + 8\alpha u - 4u = 0; \quad \text{Avec : } \alpha \in [0, 0.17]$$

Donc :  $\alpha = 0.15$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 1.68 \text{ m}$$

$$\beta = \frac{5\alpha^2(3 - 8\alpha)}{3(1 - \alpha)^2} = 0.1$$

$$A_{s \text{ ELU}} = \beta \times b \times d \times \frac{f_{bu}}{f_{su}} = 73.45 \text{ cm}^2.$$

### VI.3.5.11.3 Vérification nécessaire pour les poutres :

#### VI.3.5.11.3.1. Le condition de non fragilité

$$A_{\min} > 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}; \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} > 0.23 \times 100 \times 180 \times \frac{2.1}{400} = 21.74 \text{ cm}^2 \quad (\text{C'est vérifié})$$

#### VI.3.5.11.3.2. Pourcentage minimales exigé par RPA99 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre = 0.5% en toute section :

$$A_{\min} > 0.5\% \times b \times h.$$

$$A_{\min} > 0.5\% \times (100 \times 200) = 100 \text{ cm}^2.$$

#### VI.3.5.11.3.3. Pourcentage maximales exigé par RPA99

- Selon le RPA99/2003 (Art 7.5.2.1) il faut vérifier que :

$$A_s \leq A_{\max}$$

$$\text{Zone courante : } A_{\max} = 0.04 \times b \times h = 0.04 \times 100 \times 200 = 800 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone de recouvrement : } A_{\max} = 0.06 \times b \times h = 0.06 \times 100 \times 200 = 1200 \text{ cm}^2$$

On remarque qu' $A_s$  de la section calculée précédemment en travée est inférieur à la section minimale exigée par RPA99.

- Donc : On adopte  $A_s$  rpa.

$$\begin{aligned}
 A_{\text{str nappe s}} &= \max(A_{\text{scal}}, A_{\text{min}}, A_{\text{rpa}}) \\
 &= \max(53.57, 21.74, 100) = 100 \text{ cm}^2 \\
 A_{\text{str nappe i}} &= 21.74 \text{ cm}^2 \\
 A_{\text{sap nappe i}} &= \max(A_{\text{scal}}, A_{\text{min}}, A_{\text{rpa}}) \\
 &= \max(73.45, 21.74, 100) = 100 \text{ cm}^2 \\
 A_{\text{str nappe s}} &= 21.74 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

- Choix des barres :

$$\begin{aligned}
 A_{\text{str nappe s}} &: 10HA32 + 5HA25, \text{ Soit } A_{\text{str nappe s}} = 104.9 \text{ cm}^2 \\
 A_{\text{str nappe i}} &: 5HA32, \text{ Soit } A_{\text{str nappe i}} = 40.21 \text{ cm}^2 \\
 A_{\text{str nappe i}} &: 10HA32 + 5HA25, \text{ Soit } A_{\text{str nappe s}} = 104.9 \text{ cm}^2 \\
 A_{\text{str nappe s}} &: 5HA32, \text{ Soit } A_{\text{str nappe s}} = 40.21 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

#### VI.3.5.11.4 Vérification de l'effort tranchant

$$\begin{aligned}
 V_{u \text{ max}} &= 402.88 \text{ KN} \\
 \tau_{u \text{ max}} &= \frac{V_{u \text{ max}}}{bd} \\
 &= \frac{402.88 \times (10^{-3})}{1.00 \times 1.8} \\
 &= 0.22 \text{ MPa} \\
 \bar{\tau}_u &= \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPA}) \\
 &= \min(0.13 \times 28, 4) \\
 &= 3.25 \text{ MPa (fissuration peu préjudiciable)} \\
 \tau_{u \text{ max}} &< \bar{\tau}_u \quad (\text{vérifié}).
 \end{aligned}$$

#### VI.3.5.11.5 Disposition constructives :

En zone courante :

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

St : l'espacement des cours d'armatures transversaux.

h : la hauteur de la poutre.

#### VI.3.5.11.6 Armatures transversales CBA93 (BAEL91)

$$St \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \times b_0}$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b_0 \times St}{f_e}$$

$$A_t = \frac{0.4 \times 1.0 \times 0.25}{400} = 5 \text{ cm}^2$$

**VI.3.5.11.6.1. Condition exigée par le RPA99 :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times St \times b$$

$$A_t = 0.003 \times 0.25 \times 1.0$$

$$A_t = 7.5 \text{ cm}^2 \text{ en zone courant}$$

Choix des barres :  $6\phi 12$  soit  $A_t = 9.048 \text{ cm}^2$ , on aura donc 1 cadre de  $\phi 12$  et 3 étriers de  $\phi 12$ .

**VI.3.5.11.7 Vérification de la flèche**

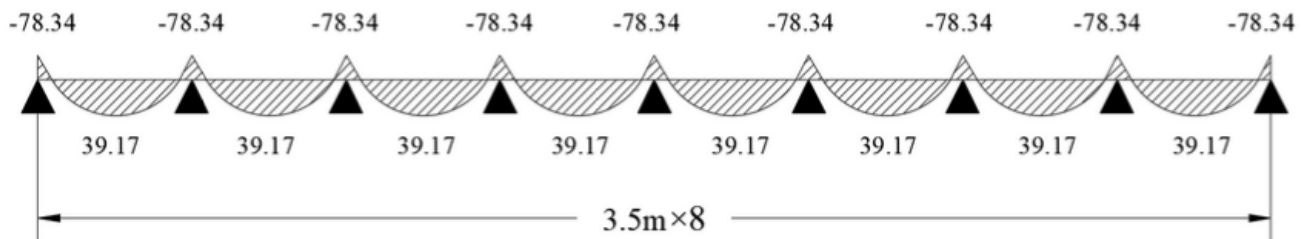
$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{200}{1050} = 0.19 > 0.0625 \quad \text{CV}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{0.1M_t}{M_0} \rightarrow \frac{200}{1050} = 0.19 > 0.1 \times \frac{352.52}{1057.6} = 0.03 \quad \text{CV}$$

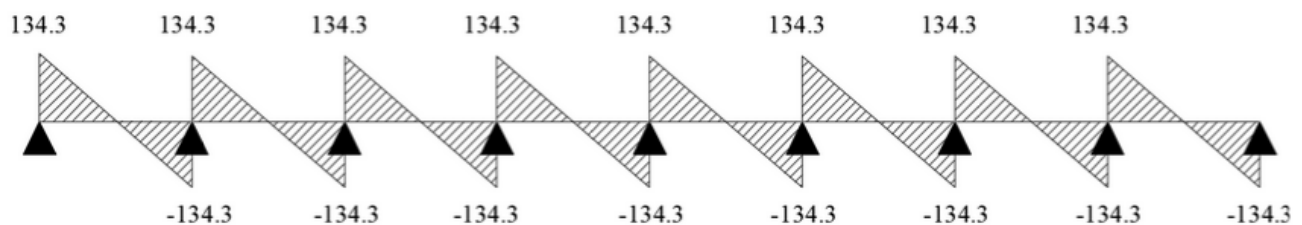
$$A_s \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \rightarrow 100 \leq \frac{4.2 \times 100 \times 180}{400} = 189 \quad \text{CV}$$

**VI.3.5.11.8 Les Armatures Longitudinales (Sens Y-Y')**

=  $100 \times 200 \text{ (cm}^2\text{)}$ ,  $F_e = 400 \text{ MPa}$ ,  $M_t = 39.17 \text{ KN.m}$ ,  $M_a = 78.34 \text{ KN.m (E.L.U)}$



**Fig. VI.12 :** Diagramme des moments en travée et sur appuis à l'ELU sur le sens y



**Fig. VI.13 :** Diagramme des efforts tranchants en travée et sur appuis à l'ELU sur le sens y

**Remarque :**

On remarqué que les valeurs des moments en travée et sur appui dans le sens X-X' est supérieur que les valeurs des moments en travée et sur appui dans le sens Y-Y 'et la section d'armature de nervure

dans le premier cas est ne pas vérifier la condition de RPA.

Donc est nécessairement que la section d'armature de nervure dans le deuxième cas est ne pas vérifier la condition de RPA ; alors on adopte le même ferrailage

#### VI.3.5.11.9 Vérification de l'effort tranchant

$$V_{u \max} = 134.3 \text{ KN}$$

$$\tau_{u \max} = \frac{V_{u \max}}{b \cdot d}$$

$$= \frac{134.3 \times 10^{-3}}{1.00 \times 1.8}$$

$$= 0.1 \text{ MPa}$$

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

$$= 3.25 \text{ MPa (fissuration peu préjudiciable)}$$

$$\tau_{u \max} < \bar{\tau}_u \text{ (vérifié)}$$

#### VI.3.5.11.10 Vérification de la flèche

$$h/l \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{200}{350} = 0.57 > 0.0625 \quad \dots \text{CV}$$

$$h/l \geq 0.1 \frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{200}{350} = 0.57 > 0.1 \times \frac{39.17}{1057.6} = 0.03 \quad \dots \text{CV}$$

$$A_s \leq 4.2 \times b \times d / f_e \rightarrow 100 \leq 4.2 \times 100 \times 180 / 400 = 189 \quad \dots \text{CV}$$

#### VI.3.5.11.11 Armatures de peau

$$A_{sp} = 3 \times 2(b + h) = 3 \times 2(1.00 + 2.00) = 18 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 4HA25 ; Soit  $A_{sp} = 19.63 \text{ cm}^2$

VI.3.3.11.12 Schéma de ferrailage de la nervure du radier :

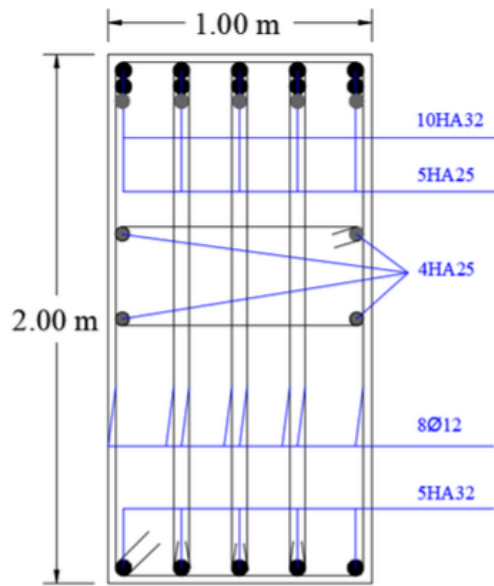


Fig. VI.14 : Schéma de ferrailage de la nervure du radier en travée

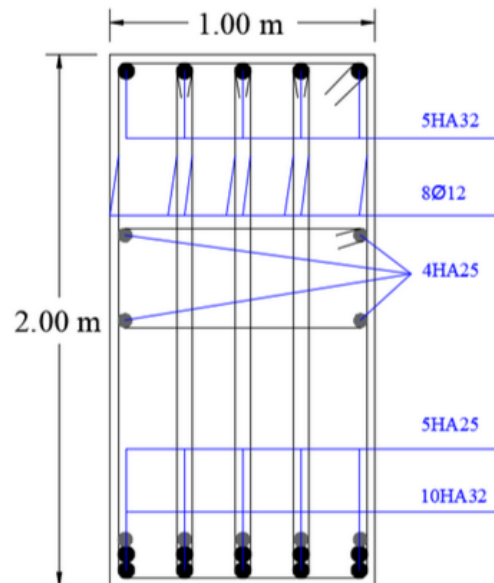


Fig. VI.15 : Schéma de ferrailage de la nervure du radier sur appui

VI.3.3.11.13 Schéma de ferrailage du radier général :

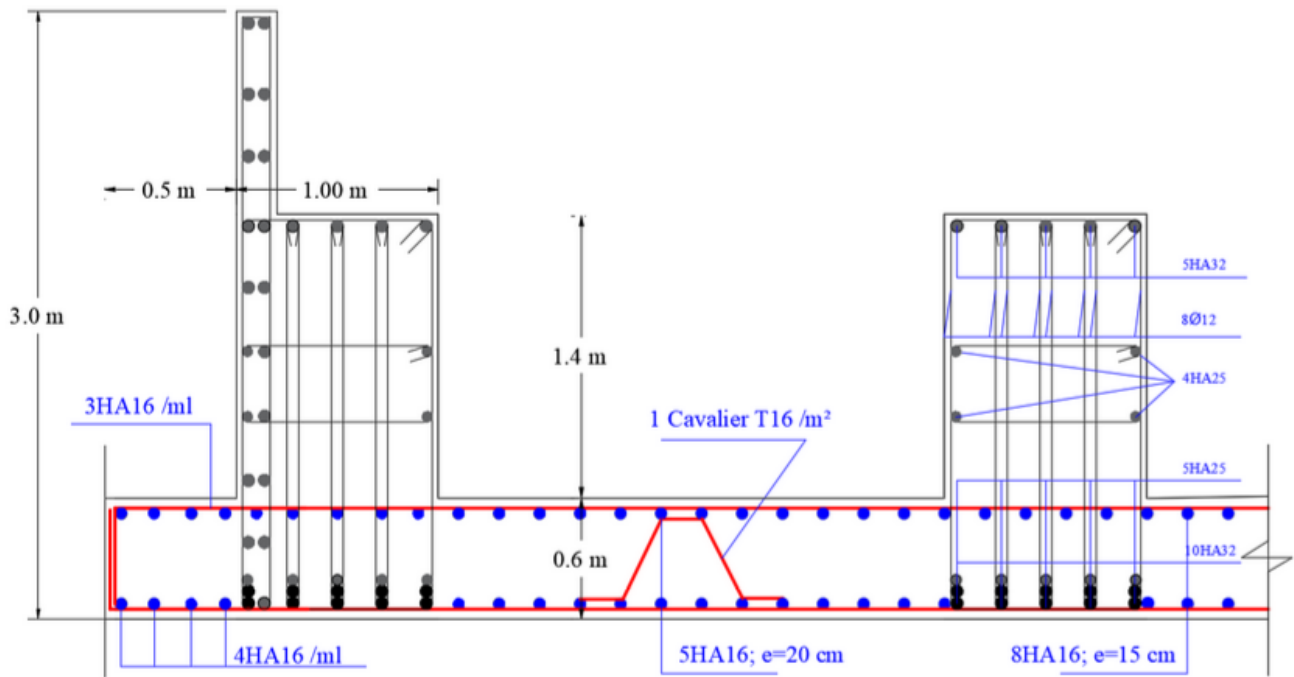


Fig. VI.16 : Schéma de ferrailage du radier général

VI.3.5.12 Dimensionnement de la longrine

Généralement les semelles de fondation sont reliées entre elle au moyen de poutre dans les deux sens appelées (longrines).ces dernières assurent une solidarité efficace des semelles entre elles et augmentent la rigidité de l'infrastructure.

Selon l'RPA 99 (art.10-1-1), la dimension minimale de la section transversale des longrines sont :

- (25 × 30) cm<sup>2</sup> ..... sites de catégorie S2, S3
- (30 × 30) cm<sup>2</sup> ..... site de catégorie S4

Pour notre cas on prend une section de (30x30)cm<sup>2</sup>

VI.3.5.12.1 Ferrailage des longrines

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

$N$  : effort maximum des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés

$\alpha$  : coefficient, S3 →  $\alpha = 12$  (Zone IIa) (Voir tableau 10.1 de l'RPA)

$$F = \frac{3472.96}{12} = 289.41 \text{ KN} > 20 \text{ KN} \rightarrow \text{CV}$$

VI.3.5.12.2 Calcul des armatures longitudinal

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{F}{\sigma_s} \\ &= \frac{289.41 \times 10}{348} \\ &= 8.31 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

VI.3.5.12.3 Section d'armature minimale exigée par le RPA

$$\begin{aligned} A &= 0.6\% \times b \times h \\ &= 0.006 \times 30 \times 30 \\ &= 5.4 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Le choix : 6HA12 ( $A = 6.79 \text{ cm}^2$ )

VI.3.5.12.4 Condition de non fragilité

$$\begin{aligned} A_s &\geq 0.23 \times b \times d \times \left( \frac{f_t}{f_e} \right) \\ A_s &\geq 0.23 \times 30 \times 27 \times \left( \frac{2.1}{400} \right) = 0.98 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée} \\ A_s &= \max(A_s \text{ cal}, A_s \text{ min}, A_s \text{ rpa}) = \max(8.31, 0.98, 5.4) = 8.1 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

On adopte : 6HA14 Soit  $A_{st} = 9.23 \text{ cm}^2$

VI.3.5.12.5 Armatures transversales :

Espacement :

$$St < \min(20 \text{ cm}; 15\Phi L).$$

Donc :  $St < 20 \text{ cm}$ . Soit :  $St = 15 \text{ cm}$ .

VI.3.5.12.6 Calcul de la section minimale : CBA93 l'art (A.5.1.2.2)

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \leq 0.4$$

$$\begin{aligned} A_t &\geq 0.4 \times b \times \frac{St}{f_e} \\ A_t &\geq 0.4 \times 30 \times \frac{15}{400} \\ A_t &\geq 0.45 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Choix des barres : 3Φ8, soit  $A_{st} = 1.5 \text{ cm}^2$ , donc on adopte un seul cadre et un seul épingle de Φ8.

VI.3.5.12.7 Schéma de ferrailage de longrine :

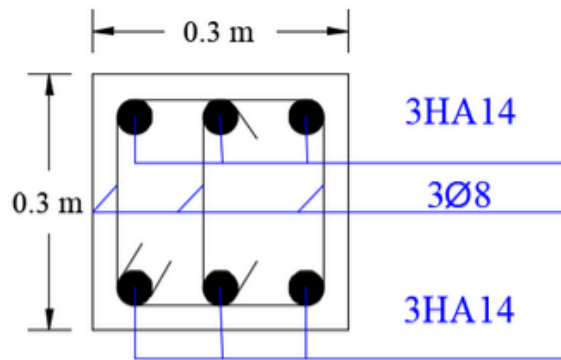


Fig. VI.17 : Schéma de ferrailage de longrine

VI.3.5.13 Calcul de la dalle flottante

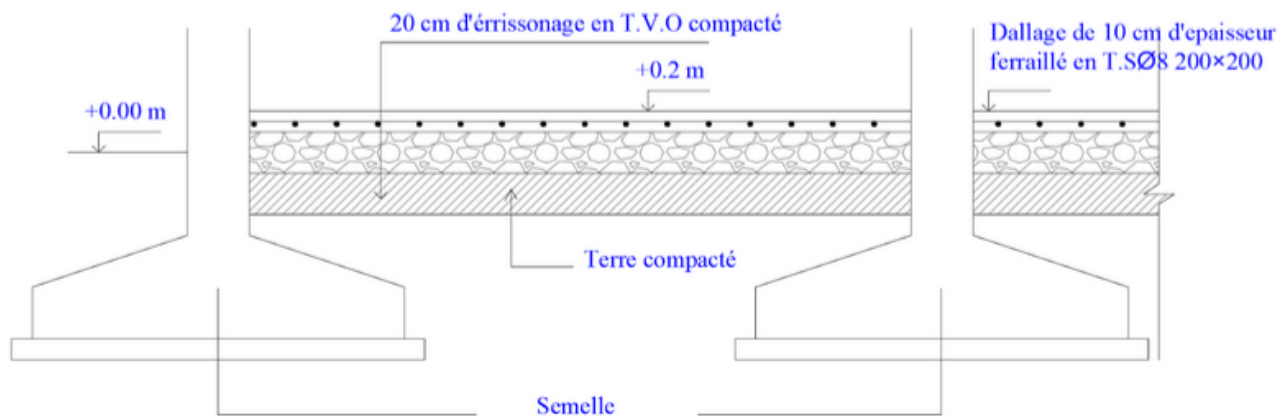


Fig. VI.18 : Schéma de la dalle flottante

VI.3.5.13.1 Définition

La dalle flottante est exécutée en mortier de ciment ou béton de petit gravillons, elle comporte généralement des armatures, grillage pour les petites surfaces et un treillis soudé pour les grandes surfaces et les grandes épaisseurs, ainsi on évitera les ruptures mais non la fissuration qu'est souvent due à une erreur d'exécution.

Et comme notre immeuble ne comporte pas un vide sanitaire, la dalle flottante au niveau du rez de chaussée n'est pas prise par l'ossature du bâtiment.

C'est un dallage sur un herrissonnage du TVO et une terre compactée qui a rôle essentiel de répartir les charges à supporter (personnes, équipements...) et les transmettre au sol.

La dalle est d'épaisseur de 10cm, ferrillée forfaitairement par un quadrillage en treillis soudé de diamètre T8 espace de 20cm dans les deux sens.

VI.3.5.13.2 Schéma du ferrailage d'un m<sup>2</sup> de la dalle flottante

On a donc 5T8 par mètre et  $St = 20cm$

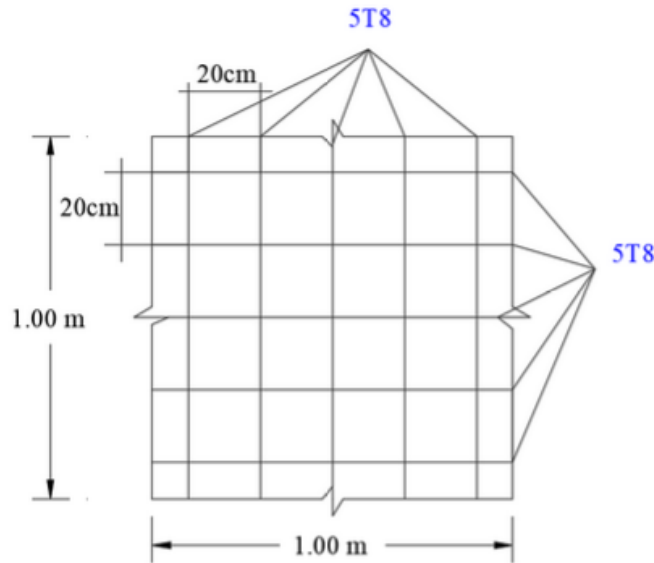


Fig. VI.19 : Schéma du ferrailage d'un m<sup>2</sup> de la dalle flottante

VI.3.6 Pré dimensionnements des semelles isolées

En appelant A et B les côtés de la semelle aux cotés a et b du poteau deux conditions à satisfaire pour dimensionner une semelle rigide sous chargement centré.

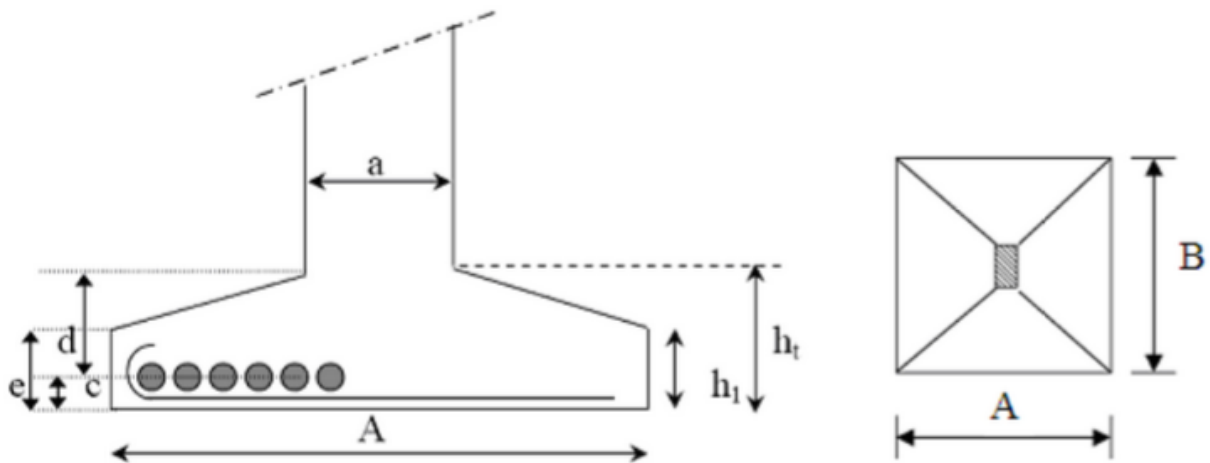


Fig. VI.20 : Schéma de principe d'une semelle isolée

VI.3.6.1 Dimensionnement de la semelle isolée

Nous donnons dans ce qui suit le détail de calcul de la semelle isolée la plus sollicitée.

La surface de la semelle,  $S_s$ , devra satisfaire la relation suivante :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

où :

- $S_s$  : surface de la semelle en  $\text{cm}^2 = A \times B$
- $N$  : effort amené par l'ouvrage sur la semelle obtenue à partir de la combinaison ELS :  
 $N = 462.69 \text{ KN}$
- $\sigma_{sol}$  : Taux de travail du sol en bars,  $\sigma_{sol} = 1.3 \text{ bars} = 130 \text{ KN/m}^2$

Donc :

$$S_s \geq \frac{462.69}{130} = 3.56 \text{ m}^2$$

Nous supposons les semelles carrées, donc on a

$$\Rightarrow A = B = \sqrt{S_s} \geq 1.89 \text{ m}$$

On choisit  $A = B = 2.00 \text{ m}$

### VI.3.6.2 La hauteur de la semelle

$$ht \geq d + 0.05 \text{ m}$$

Avec :

$$d \geq \max \left[ \frac{(A-a)}{4}; \frac{(B-b)}{4} \right] \text{ (Condition de rigidité)}$$

$$\text{On a } \frac{(A-a)}{4} = \frac{(B-b)}{4} = \frac{(2-0.30)}{4} = 0.425 \text{ m}$$

On aura alors :  $ht \geq 0.425 + 0.05 \Rightarrow ht \geq 0.475 \text{ m}$  on choisit  $ht = 50 \text{ cm}$

$$h1 = \frac{ht}{2} \text{ à } \frac{ht}{3} \text{ avec } h1 \geq 6\phi + 6 \text{ cm}$$

$\phi$  : Diamètre de la plus grosse barre utilisée sans la semelle on choisit  $\phi = 14 \text{ mm}$

$$h1 = 16.67 \text{ cm à } 25 \text{ cm et } h1 > 14.4 \text{ cm}$$

On adopte  $h1 = 25 \text{ cm}$ .

### VI.3.6.3 Vérification de la Semelle Isolée S1

Selon l'article 10.1.4.1 des RPA99/Version 2003 Les fondations superficielles seront vérifiées selon les combinaisons accidentelles suivantes :

- G+Q+E : Pour la vérification des contraintes dans le sol.
- 0.8G+E : Pour la vérification de la stabilité des semelles.

On ajoute à ces deux combinaisons qui sont données par les RPA99/Version 2003 la combinaison de l'ELU qui nous permet de vérifier la contrainte à **ELU : 1.35G+1.5Q**

**VI.3.6.3.1 Vérification des contraintes à l'ELS : G+Q**

La contrainte moyenne du sol  $\sigma_{moy}$  doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{A} \right)$$

$$e = \frac{M}{N}$$

**Tab. VI.7 : Vérification de la semelle S1 à l'ELS**

Semelle (A*B)	M (KN.m)	N (KN)	e (m)	Ss (m <sup>2</sup> )	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	moy (KN/m <sup>2</sup> )	sol (KN/m <sup>2</sup> )	Vérif
2.00×2.00	0.69	337.73	0.002	4.00	84.94	83.93	84.43	130	OUI

**VI.3.6.3.2 Vérification des contraintes à l'ELU : 1.35G+1.5Q :**

**Tab. VI.8 : Vérification de la semelle S1 à l'ELU**

Semelle (A*B)	M (KN.m)	N (KN)	e (m)	Ss (m <sup>2</sup> )	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	moy (KN/m <sup>2</sup> )	sol (KN/m <sup>2</sup> )	Vérif
2.00×2.00	0.96	462.69	0.002	4.00	116.37	114.98	115.67	195	OUI

**VI.3.6.3.3 Vérification des contraintes sous la combinaison accidentelle : G+Q±E :**

**Tab. VI.9 : Vérification de la semelle S1 sous G + Q ± E**

Semelle (A*B)	M (KN.m)	N (KN)	e (m)	Ss (m <sup>2</sup> )	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	moy (KN/m <sup>2</sup> )	sol (KN/m <sup>2</sup> )	Vérif
2.00×2.00	4.48	341.03	0.013	4.00	88.58	81.93	85.43	260	OUI

**VI.3.6.3.4 Vérification de la stabilité au renversement par la combinaison accidentelle 0.8G±E :**

Pour que les semelles isolées soient stables, il suffit de vérifier la condition suivante :

$$A \geq 4 \times e$$

Tel que :  $e = M/N$

Tab. VI.10 : Vérification de la semelle S1 sous 0.8G ± E

A*B	M (KN.m)	N (KN)	e (m)	4.e	Vérif
2.00×2.00	4.32	237.41	0.018	0.073	OUI

#### VI.3.6.4 Ferrailage des semelles isolées

Pour le ferrailage des semelles isolées, nous utilisons la méthode des bielles La quantité d'acier est déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$A_x = \frac{N(A - a)}{8(h - c)\sigma_{st}} \quad \text{Tel que} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{Y_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$$

$N$  : effort normal à l'ELU revenant à la semelle

$A$  : cote de la semelle (en cm)

$a$  : cote du poteau (en cm)

$h$  : hauteur de la semelle

$c$  : l'enrobage des aciers (en cm)

$f_e$  : limite élastique de l'acier

$Y_s$  : coefficient de sécurité = 1.15

$$N_u = 462.69 \text{ KN}$$

$$\text{Poids de la semelle} = 2 \times 2 \times 0.50 \times 25 = 50 \text{ KN}$$

$$\text{Poids de l'amorce poteau} = 0.3^2 \times \pi \times 2.0 \times 25 = 14.14 \text{ KN}$$

$$\text{Poids des terres au-dessus de la semelle} = 2 \times 2 \times 2 \times 16.6 = 132.8 \text{ KN}$$

$$N_{tot} = 462.69 + 50 + 14.14 + 132.8 = 659.63 \text{ KN}$$

#### VI.3.6.4.1 Ferrailage de la semelle isolée S1 :

Le tableau suivant résume les résultats de ferrailage obtenus pour la semelle S1

Tab. VI.11 : Ferrailage de la semelle S1

Semelle (A*B)	Poteau (m)	S (m <sup>2</sup> )	N (KN)	h-c (m)	Ap (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
2.00×2.00	D30	4	659.63	0.45	8.95	12HA14

VI.3.6.4.2 Schéma de ferrailage de la semelle isolée S1

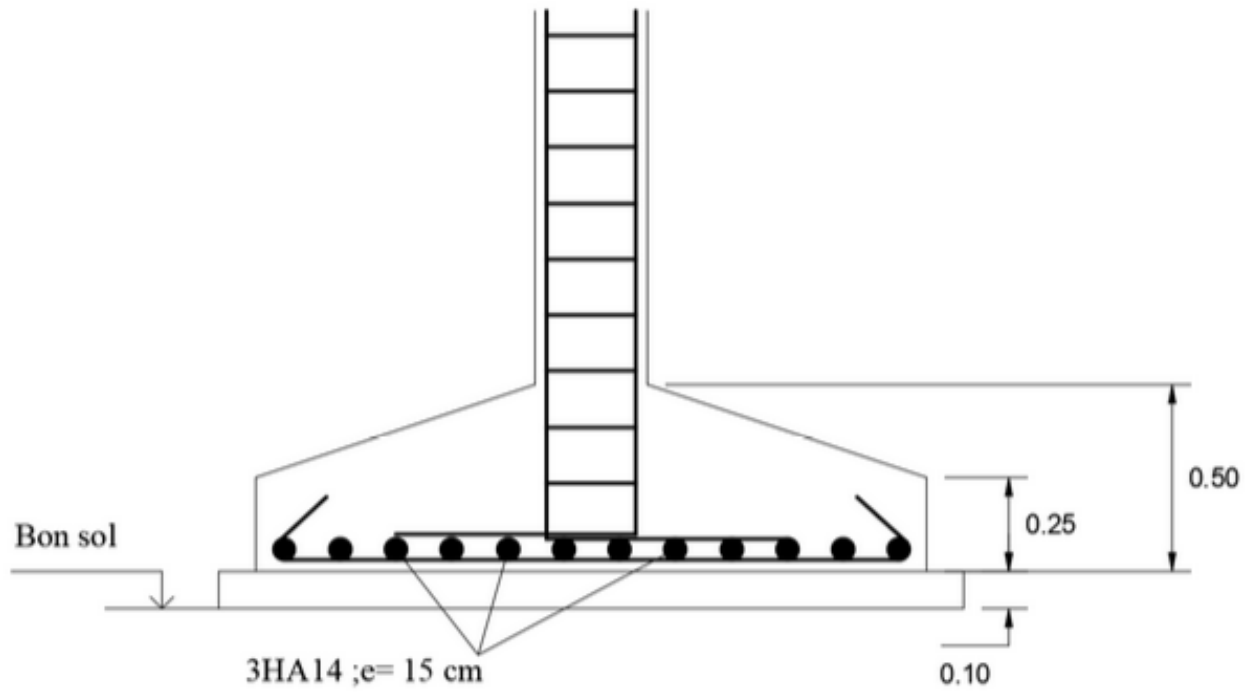


Fig. VI.21 : Schéma de ferrailage de la semelle isolée S1

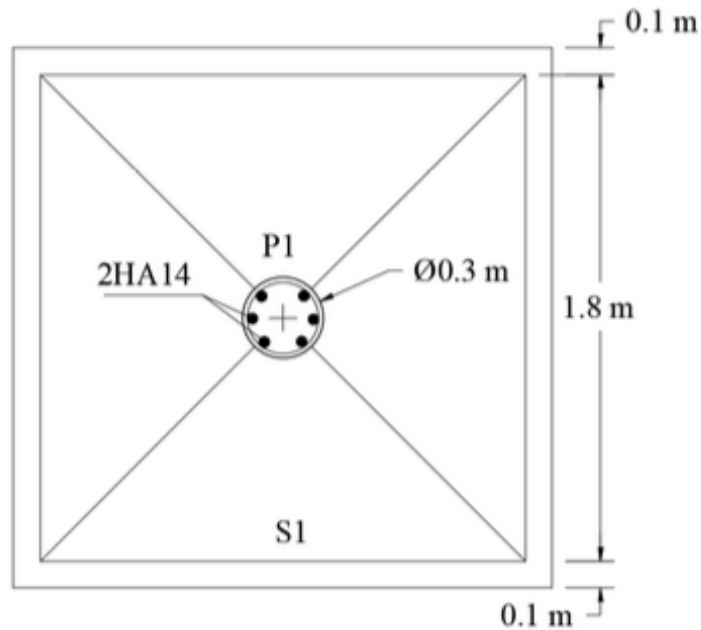


Fig. VI.22 : Vue en plan de la semelle isolée S1

### VI.3.6.5 Dimensionnement de la longrine

Généralement les semelles de fondation sont reliées entre elle au moyen de poutre dans les deux sens appelées (longrines).ces dernières assurent une solidarité efficace des semelles entre elles et augmentent la rigidité de l'infrastructure.

Selon l'RPA 99 (art.10-1-1), la dimension minimale de la section transversale des longrines sont :

- (25x30) cm<sup>2</sup> ..... sites de catégorie S2, S3
- (30x30) cm<sup>2</sup> ..... site de catégorie S4

Pour notre cas on prend une section de (30x30) cm<sup>2</sup>

#### VI.3.6.5.1 Ferrailage de la longrine :

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20KN$$

$N$  : effort maximum des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarises

$\alpha$  : coefficient,  $S3 \rightarrow \alpha = 12$  (Zone IIa) (Voir tableau 10.1 de l'RPA)

$$\begin{aligned} F &= \frac{N}{\alpha} \\ &= \frac{462.69}{12} \\ &= 38.56 \text{ KN} > 16.6 \text{ KN} \rightarrow \text{CV} \end{aligned}$$

#### VI.3.6.5.2 Calcul des armatures longitudinal :

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{F}{s} \\ A_s &= \frac{38.56 \times 10}{348} = 1.11 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

#### VI.3.6.5.3 Section d'armature minimale exigée par le RPA

$$\begin{aligned} A &= 0.6\% \times b \times h \\ A &= 0.006 \times 30 \times 30 = 5.4 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

**VI.3.6.5.4 Condition de non fragilité**

$$A_s \geq 0.23 \times b \times d \times \left( \frac{f_t}{f_e} \right)$$

$$A_s \geq 0.23 \times 30 \times 27 \times \left( \frac{2.1}{400} \right) = 0.98 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

$$A_s = \text{Max} (A_s \text{ cal} ; A_s \text{ min} ; A_s \text{ rpa}) = \text{Max} (1.11 ; 0.98 ; 5.4) = 5.4 \text{ cm}^2$$

**On adopte :** 6HA12; Soit  $A_{st} = 6.78 \text{ cm}^2$

**VI.3.6.5.5 Armatures transversales :**

**Espacement :**

$$S_t < \min (20 \text{ cm} ; 15 \phi_L).$$

**Donc :**  $S_t < 18 \text{ cm}$ . Soit :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

**VI.3.6.5.6 Calcul de la section minimale : CBA93 l'art (A.5.1.2.2)**

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \leq 0.4$$

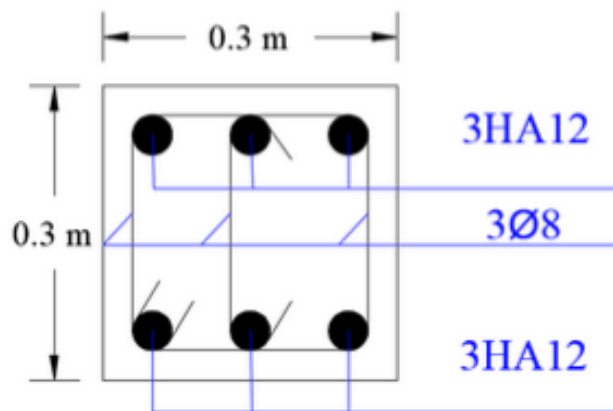
$$A_t \geq 0.4 \times b \times S_t / f_e$$

$$A_t \geq 0.4 \times 30 \times 15 / 400$$

$$A_t \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

**Choix des barres :**  $3\Phi 8$ . Soit  $A_{st} = 1.5 \text{ cm}^2$ , donc on adopte un seul cadre et un seul étrier.

**VI.3.6.5.7 Schéma de ferrailage de la longrine :**



**Fig. VI.23 :** Schéma de ferrailage de la longrine

## VI.4 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons déterminé et calculer le ferrailage des fondations tel que les semelles isolées et le radier général avec l'utilisation d'ensembles des formules et des vérifications nécessaires.

L'objet suivant c'est une conclusion générale sur notre projet qui résume l'ensemble des chapitres précédemment qui va étudier.

# Conclusion Générale

Le présent projet, qui consiste en une école normale supérieur d'enseignement technologique à AZ-ZABA, fut l'objet d'une étude approfondie basée sur deux méthodes différentes : d'une part, la méthode manuelle classique « méthode simplifier, forfaitaire » ; d'autre part, la fameuse méthode numérique qui n'est que la méthode des éléments finis, exploitée directement par le logiciel d'analyse des structures « ETABS ».

La méthode manuelle, bien que classique est n'est non moins efficace, donne des résultats qui se rapprochent de la pratique, malgré leur caractère exagéré vis à vis de l'économie « sections, ferrailage, coffrage », mais que se raccorde avec la sécurité de l'ouvrage en question.

Quand à la méthode numérique, exprimée à partir du ETABS, elle utilise les bases de la M.E.F ; elle donne des résultats plus au moins exacte vue la performance de la M.E.F à analyser en tout point de l'élément étudier ; en résolvant un système d'équations aux dérivées partielles.

Cette méthode nous donne plus exactement des moments en travées et sur appuis moins importants que ceux calculés par la méthode manuelle méthode de CAQUOT ou méthode forfaitaire ; ce qui nous permet d'avoir un ferrailage plus économique et peut être même d'avoir des sections moins importantes que celles choisi antérieurement.

Nous tenons à souligner aussi l'avantage du l'ETABS à analyser la structure pour l'étude dynamique dans les deux sens « longitudinale et transversale » en même temps, sans avoir recourt aux conditions imposées par le RPA99 pour la méthode statique équivalente « décrochement, centre de masse, .etc ».

Par conséquent, la méthode numérique a le privilège d'être rapide dans son exécution et son analyse, d'être efficace, exacte dans les calculs, quel que soit le type de la structure « portique, voile, pont, barrage, ...etc » en béton armé ou en charpente métallique.

Par contre, pour avoir utilisé ce type de méthode l'ingénieur devra acquérir non seulement des connaissances dans le domaine de génie civil mais aussi des connaissances en informatique, qu'est un outil sans précédent pour le calcul et l'analyse des ouvrages civils. Par ailleurs, il faut que l'élève ingénieur s'habitue aux calculs manuels afin de ne pas perdre les bases de calcul < hypothèses, théories, phénomènes physiques, comportements des matériaux...etc > ; ceci prouve l'importance capitale du calcul manuelle outre le calcul par ordinateur.

Aussi, nous tenons à préciser que notre étude fut bénéfique, dans la mesure où elle nous a permet d'acquérir de vaste connaissance. Nous espérons que cet ouvrage nous servira dans notre vie future ainsi qu'aux générations à venir.

Comme un perspective a long terme ; pour éviter les grandes hauteurs des éléments structuraux ou bien les portiques tel que les poutres il doit faire ou remplacer ces derniers au des éléments précontraintes pour augmenter la résistance et diminuer l'aspect économique.

# Bibliographie

## Règlements

---

- [1] RPA99V2003 : règlement parasismique algérienne.
- [2] CBA93 : règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé.
- [3] BAEL91 : béton armé aux états limites.
- [4] DTR B.C.2.2 : Document Technique Réglementaire DTR B.C.2.2 charge permanentes et charge exploitation
- [5] RNV99 : règle algérienne neige et vent.

## Livres

---

- [6] BETON ARME : Guide de Calcul .Renaud et J. Lamirault ; direction la publication Foucher
- [7] CONCEPTION DES BATIMENTS EN ZONE SISMIQUE : université 8 mai 1945 Guelma ; Dr. Yacine cherait direction la publication universitaire de Guelma 2012.

## Mémoires

---

- [8] Etude d'un Bâtiment (R+9) +S-SOL à usage d'habitation et commercial avec un système de Contreventement mixte, présenté par : Kheirou Zineb et Macini Saliha ; Université d'Adrar ; promotion 2016/2017
- [9] Etude d'un bâtiment R+4 à l'usage d'habitation contreventement mixte (portique + voile) ; présenté par : Bouaka Cheyma - Boujelida Mouna ; Université Mohamed el-Bachir el-Ibrahimi Bordj Bou Arreridj ; promotion 2019/2020.
- [10] Etude d'un bâtiment R+4 en béton armé à l'usage d'habitation ; présenté par : Chouabia Soundess ; Université Badji Mokhtar - Annaba ; promotion 2013/2014.
- [11] Etude d'un bâtiment (R+6) avec Contreventement mixte (Voile portique) en zone III ; présenté par : Salah Eddine Benmaameri ; Université Larbi Ben M'hidi Oum el Boughi ; promotion 2016/2017.

[12] Etude d'un bâtiment R+4 à usage d'habitation ; présenté par : Zouaimia Hicham et Khalla Abdelrazak et Saadaoui Yassine ; Université du 8 Mai 1945 Guelma ; promotion 2012/2013.

[13] Etude d'un hôtel (R+4+S-SOL) à usage commercial, contreventé par voiles en béton armé modélisé par ETABS ; présenté par : Akermi Habiba ; ENSET de Skikda ; promotion 2022/2023.

### Cours

---

[14] Cours dynamique des structures. ENSET de Skikda ; fait par Dr. Bousbia Badreddine

[15] Cours béton armé. ENSET de Skikda ; fait par Dr. Benbourass mohamed amine

[16] Guide pratique du « ETABS »

### Logicielles

---

[17] EXCEL V16

[18] WORD V16

[19] LATEX V23

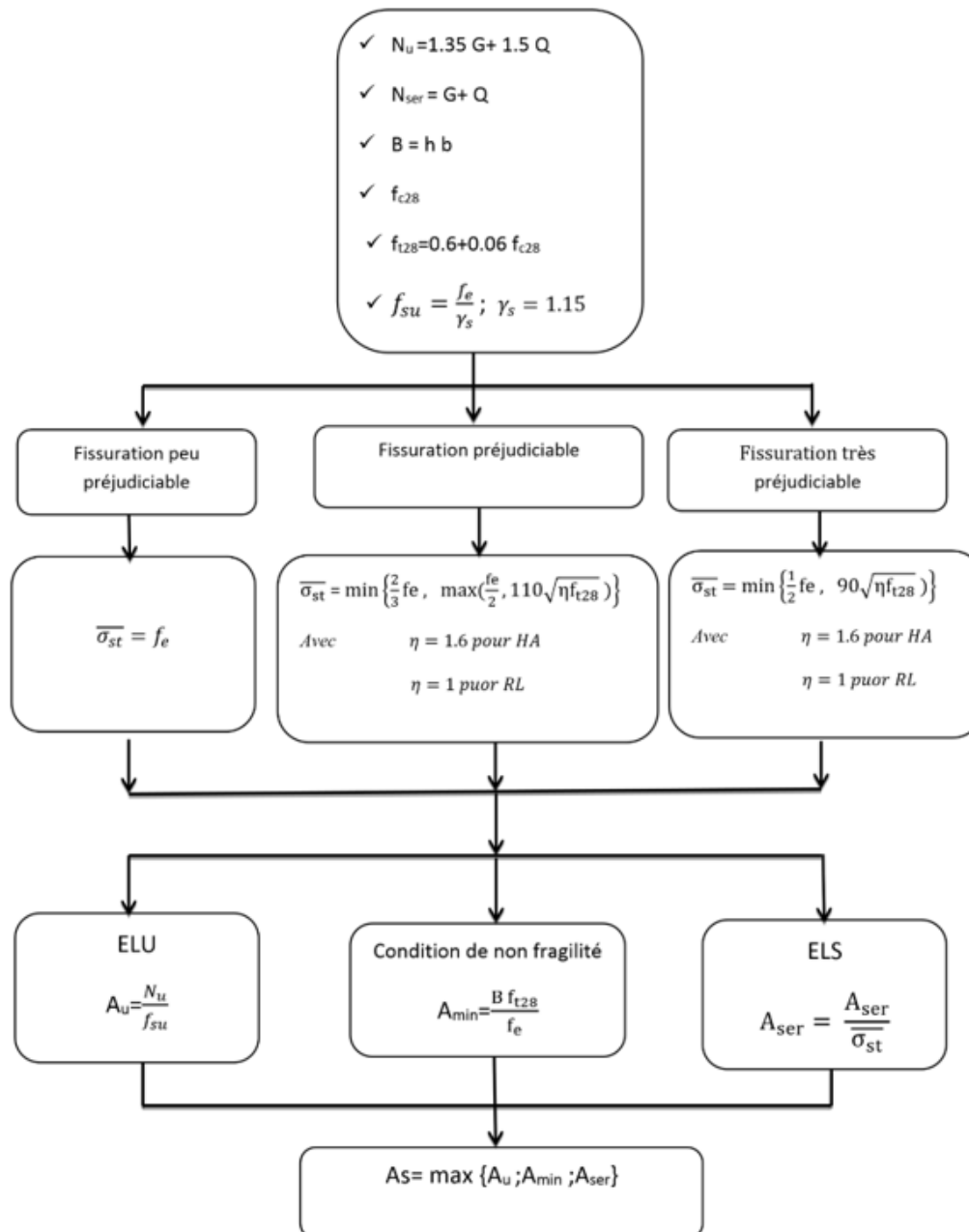
[20] Auto CAD V17

[21] ETABS V21

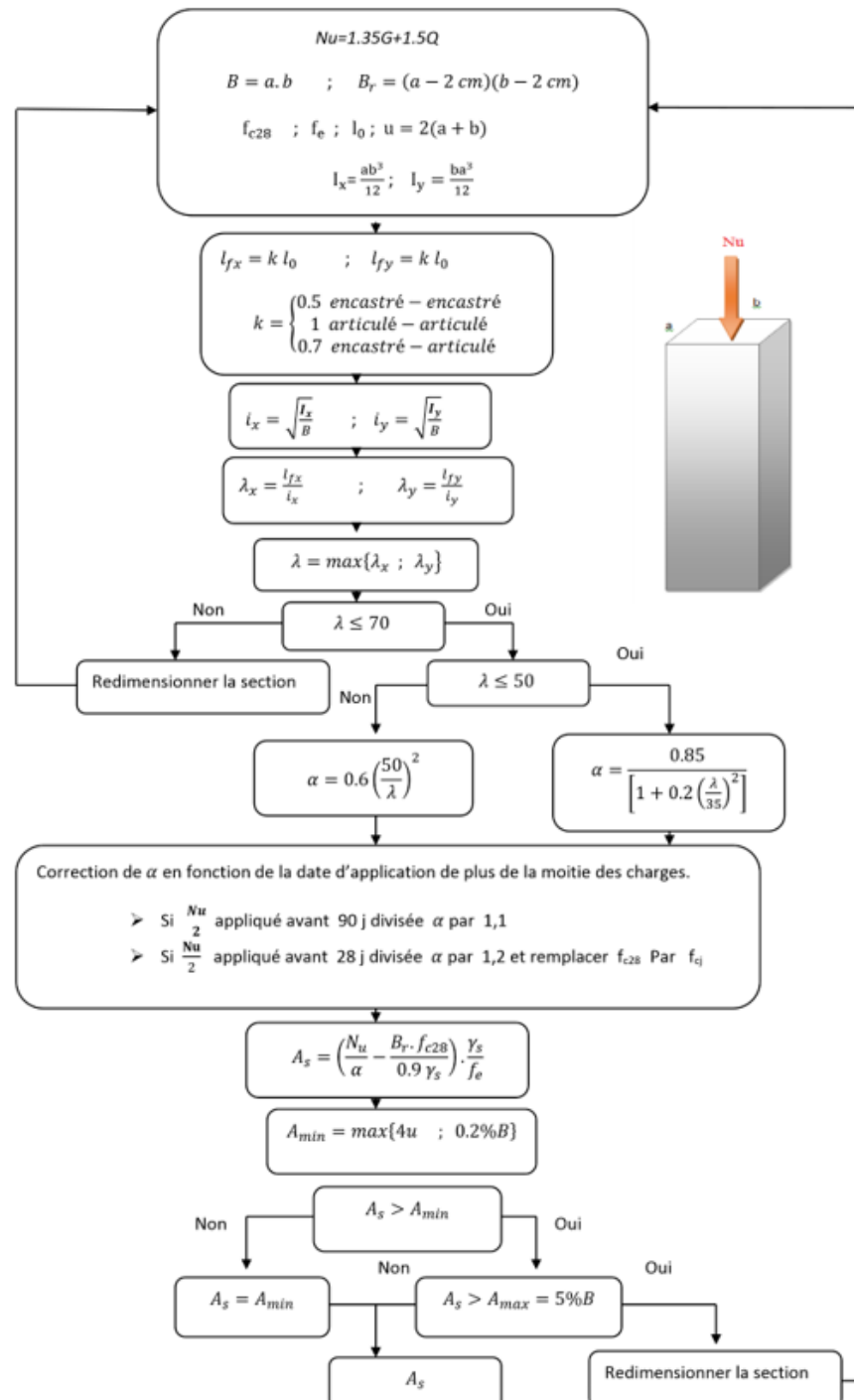
[21] ROBOT Expert V10

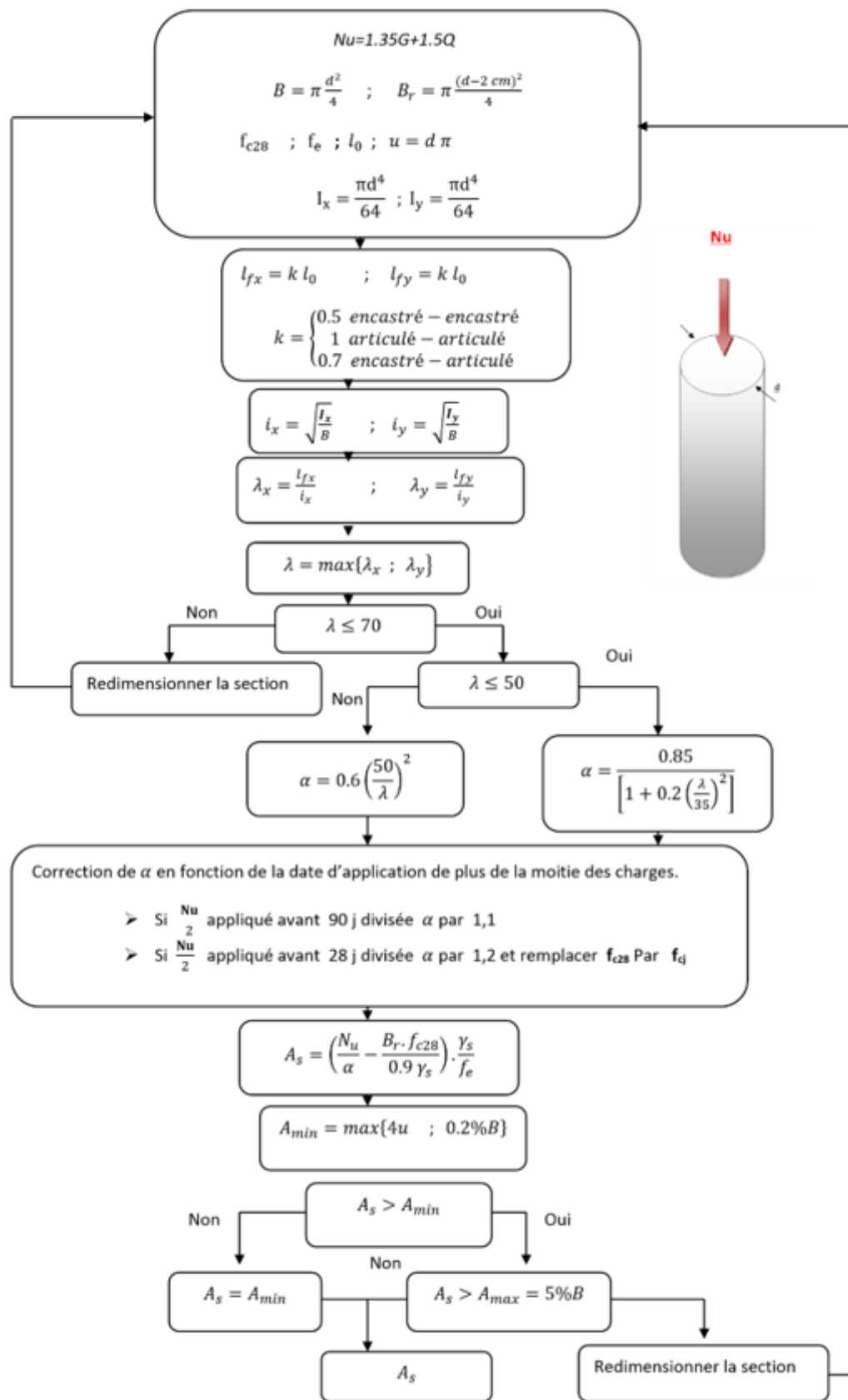
[22] Application SPECTRE RPA99

## Traction simple



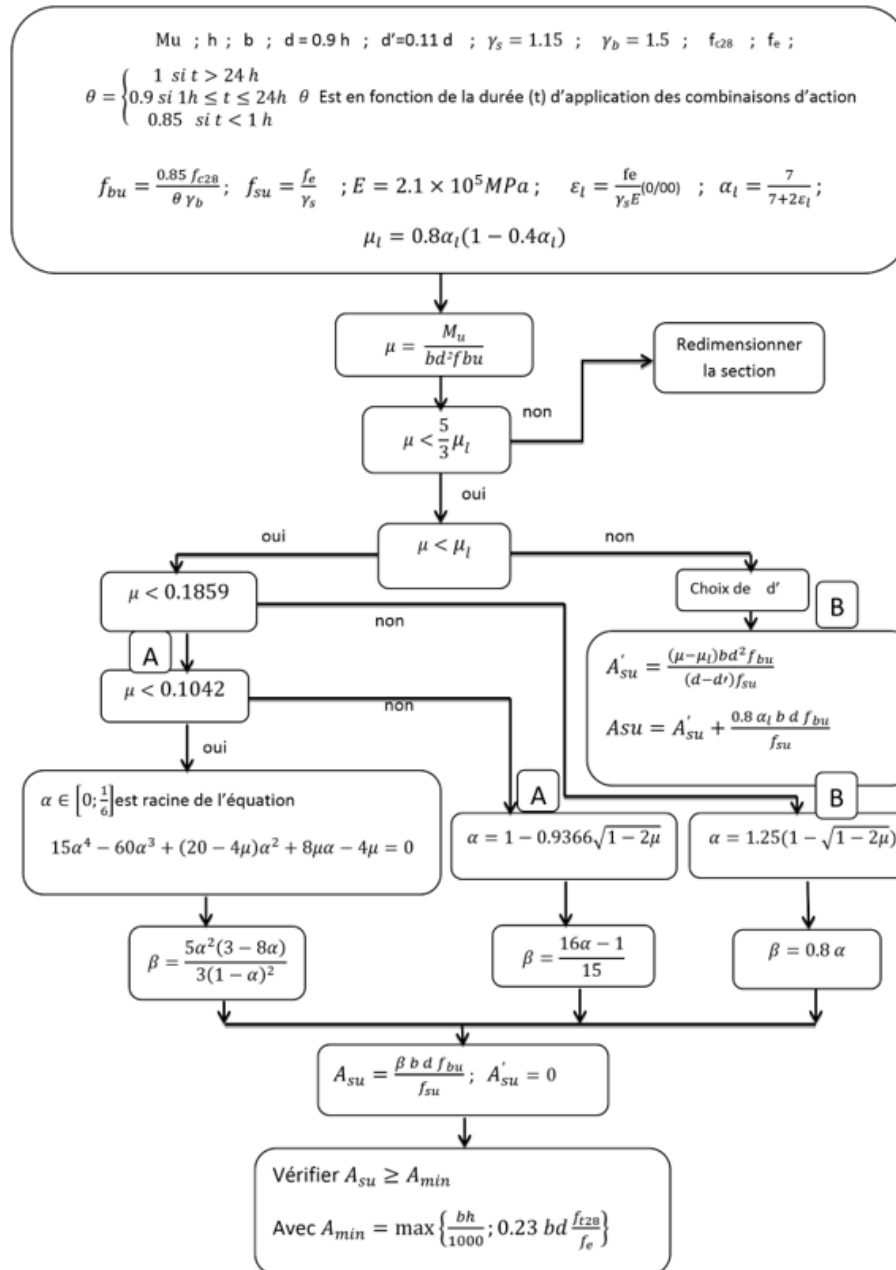
## Compression simple



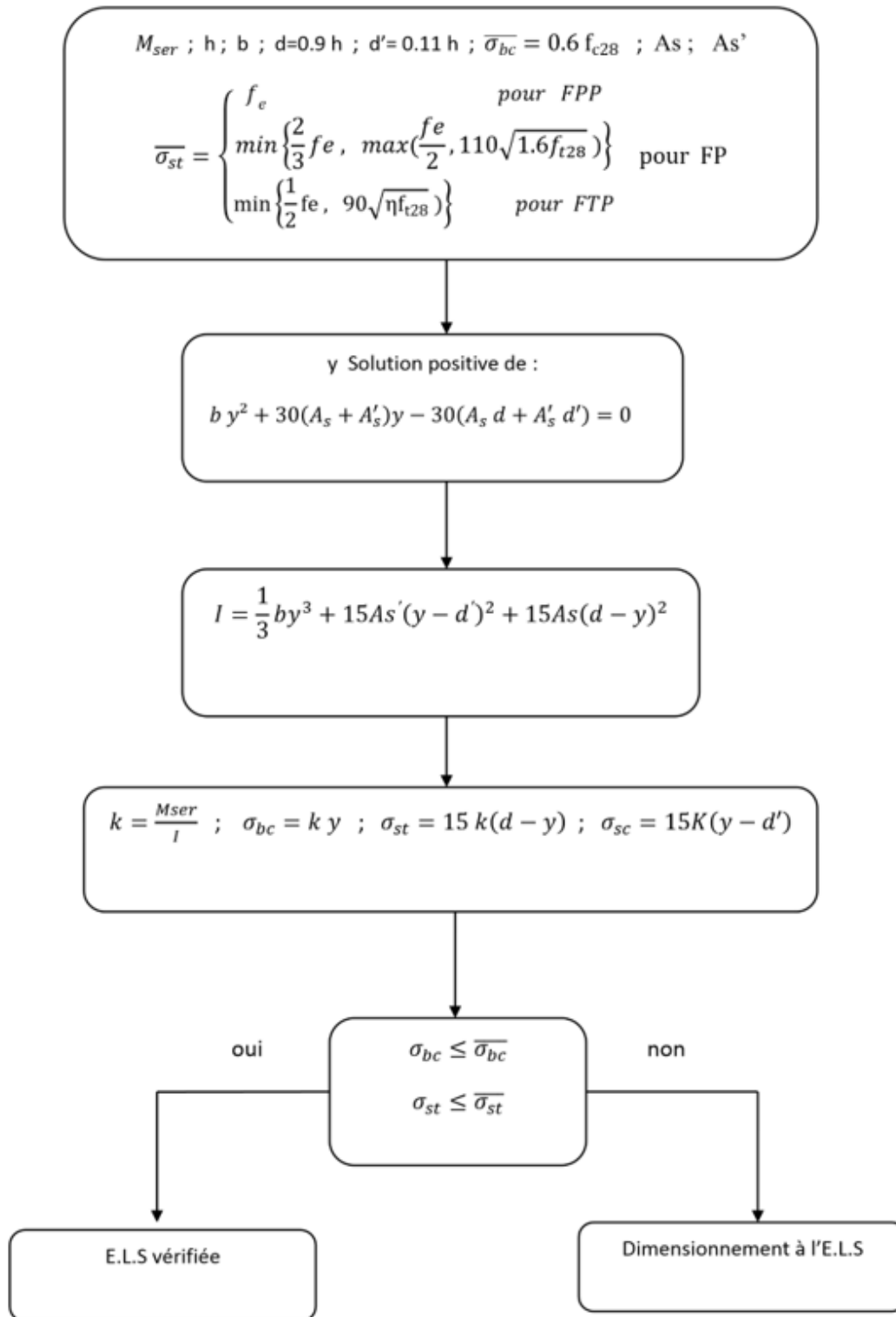


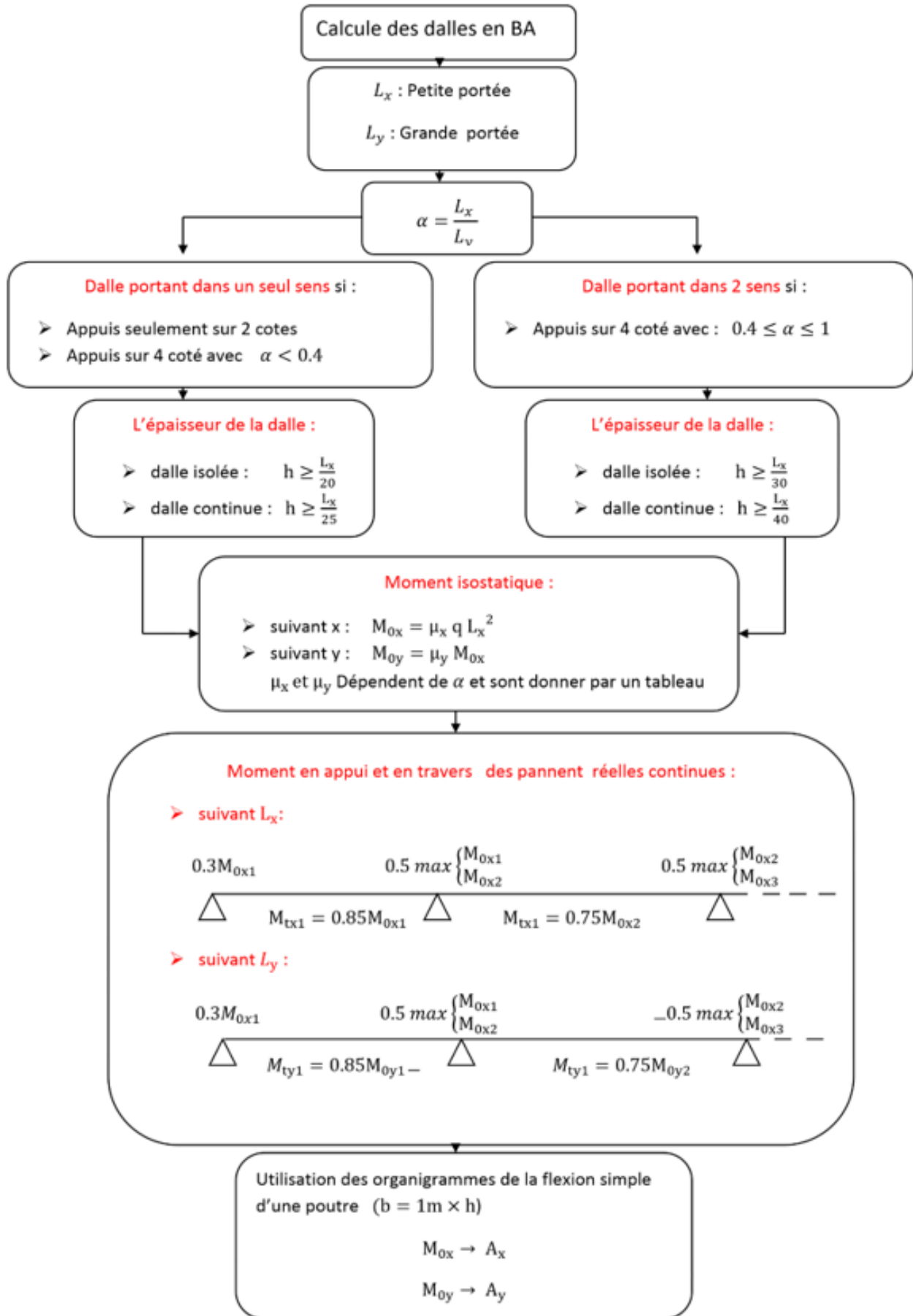
## Flexion simple

### C.1 ELU

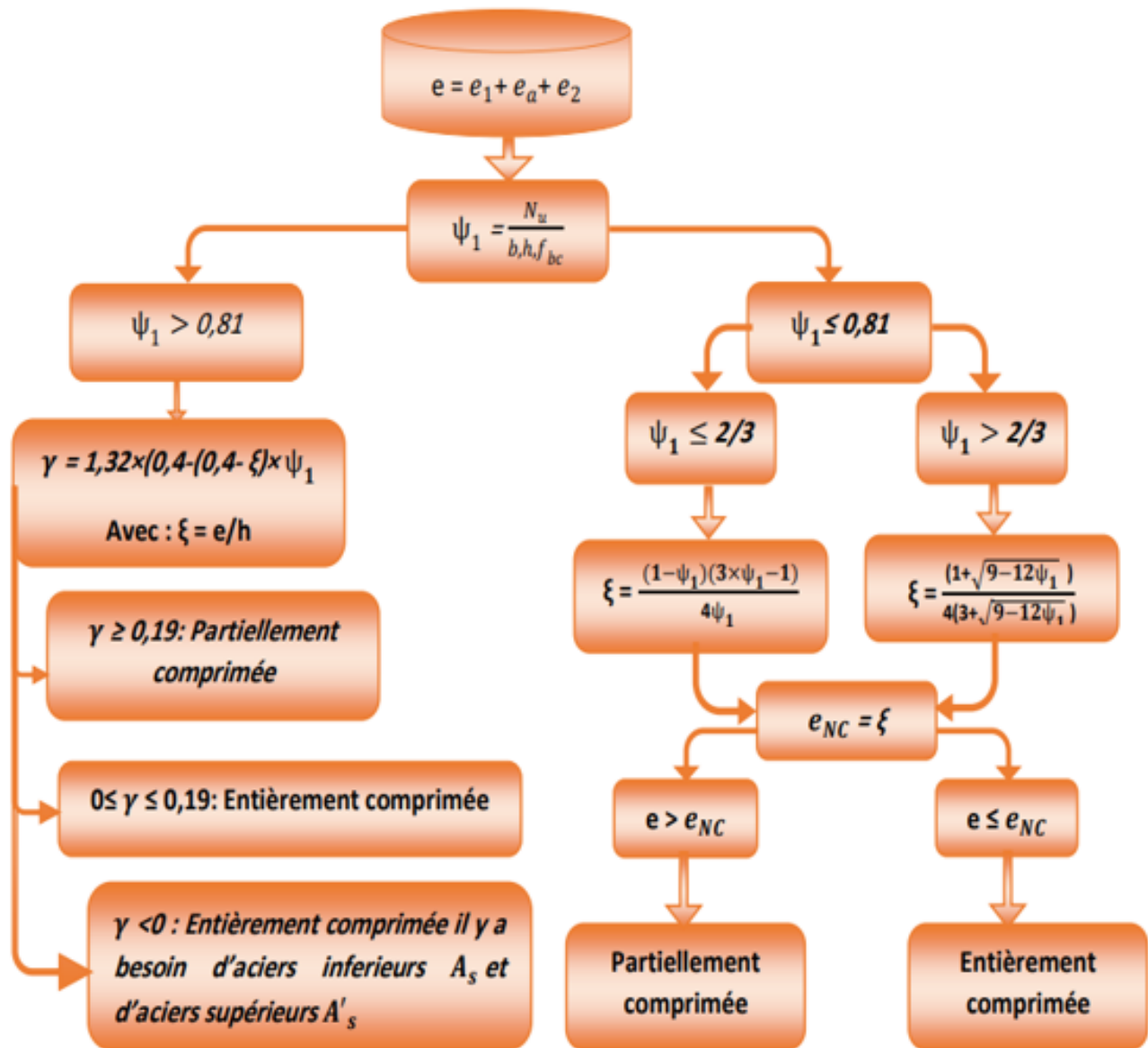


## C.2 ELS





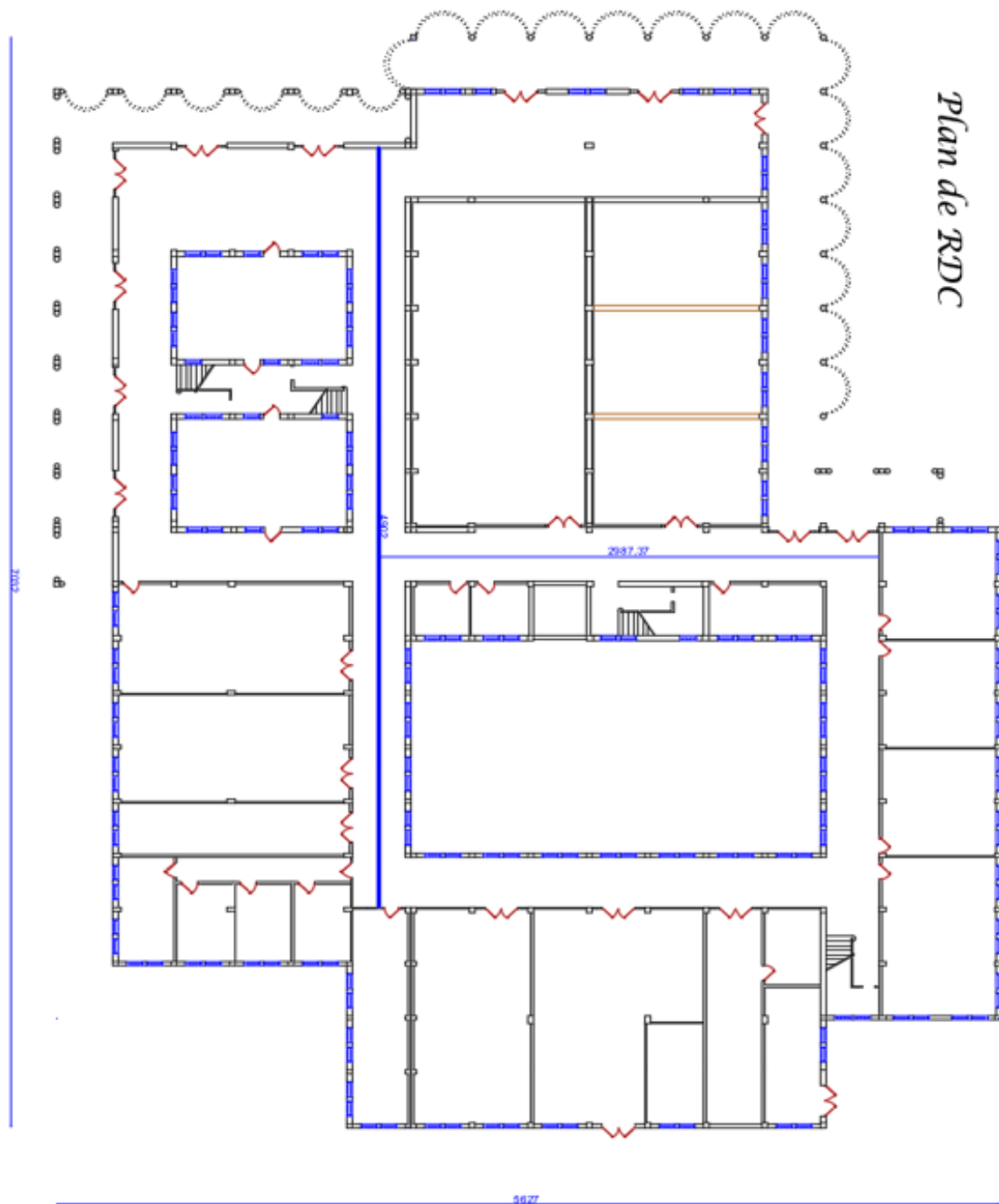
## Flexion composé



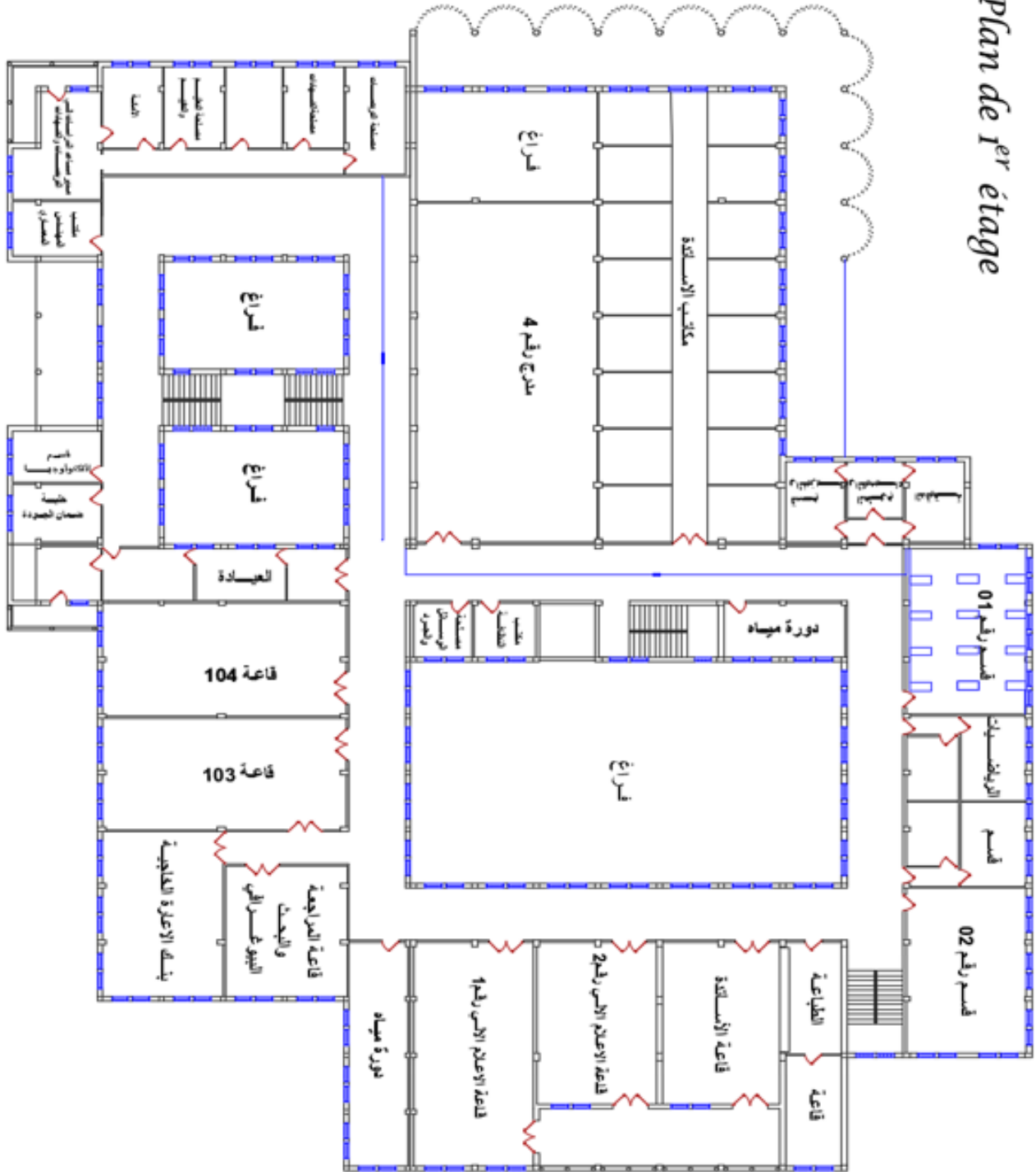
## Tableau de ferrailage

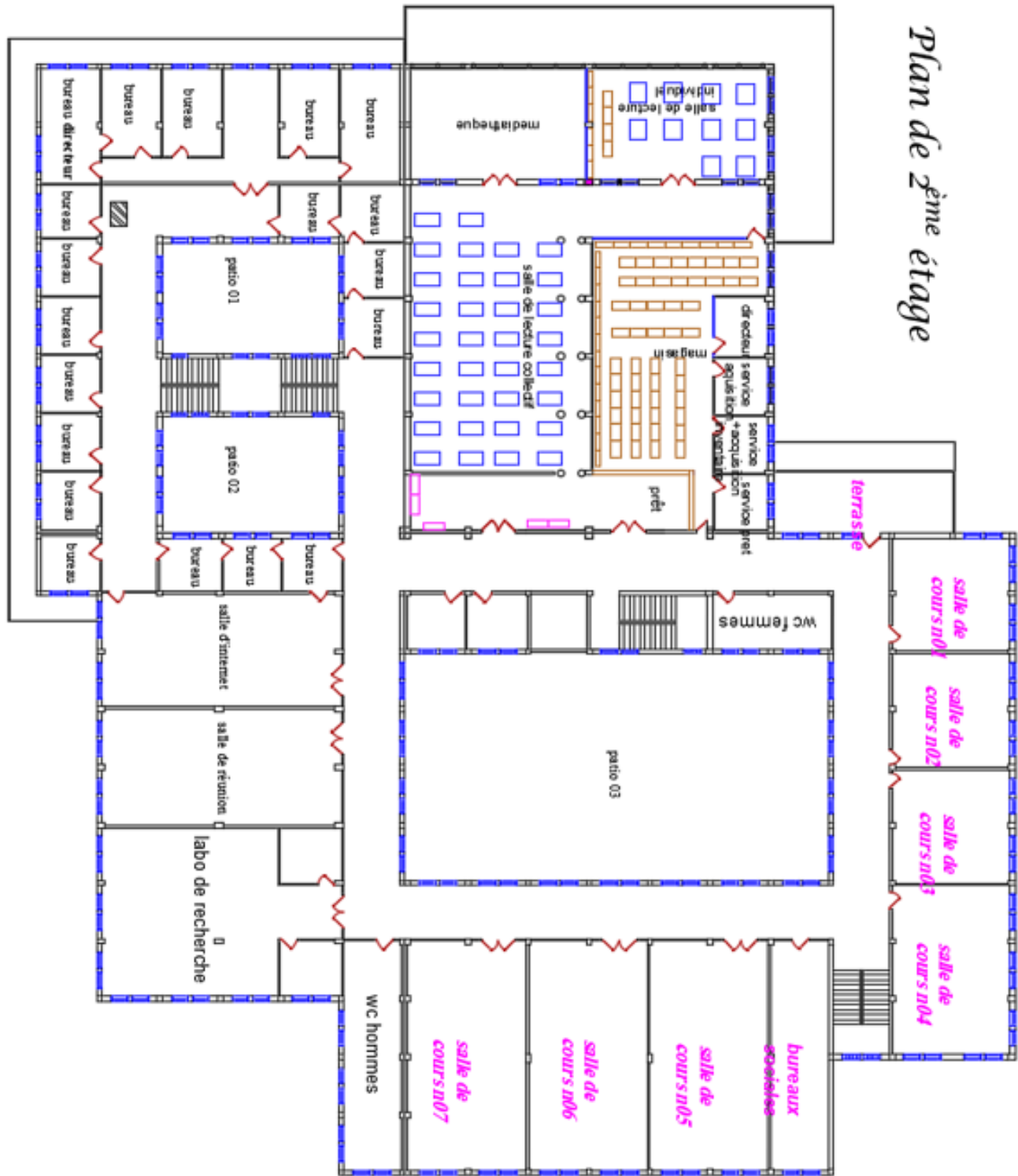
Diamètres en mm	Section en cm <sup>2</sup> pour :									
	1 barre	2 barres	3 barres	4 barres	5 barres	6 barres	7 barres	8 barres	9 barres	10 barres
4	0,126	0,252	0,378	0,504	0,630	0,756	0,882	1,008	1,134	1,260
5	0,196	0,392	0,588	0,784	0,980	1,176	1,372	1,568	1,764	1,960
6	0,283	0,566	0,849	1,132	1,415	1,698	1,981	2,264	2,547	2,830
7	0,385	0,770	1,155	1,540	1,925	2,310	2,695	3,080	3,465	3,850
8	0,503	1,006	1,509	2,012	2,515	3,018	3,521	4,024	4,527	5,030
10	0,785	1,570	2,355	3,140	3,925	4,710	5,495	6,280	7,065	7,850
12	1,131	2,262	3,393	4,524	5,655	6,786	7,917	9,048	10,179	11,310
14	1,539	3,078	4,617	6,156	7,595	9,234	10,773	12,312	13,851	15,390
16	2,011	4,022	6,033	8,044	10,055	12,066	14,077	16,088	18,099	20,110
20	3,142	6,284	9,426	12,568	15,710	18,852	21,994	25,136	28,278	31,420
25	4,909	9,818	14,727	19,636	24,545	29,454	34,363	39,272	44,181	49,090
32	8,042	16,084	24,126	32,168	40,210	48,252	56,294	64,336	72,378	80,420
40	12,566	25,132	37,698	50,264	62,830	75,396	87,962	100,528	113,094	125,660
50	19,640	39,280	58,920	78,560	98,200	117,840	137,480	157,120	176,760	196,400

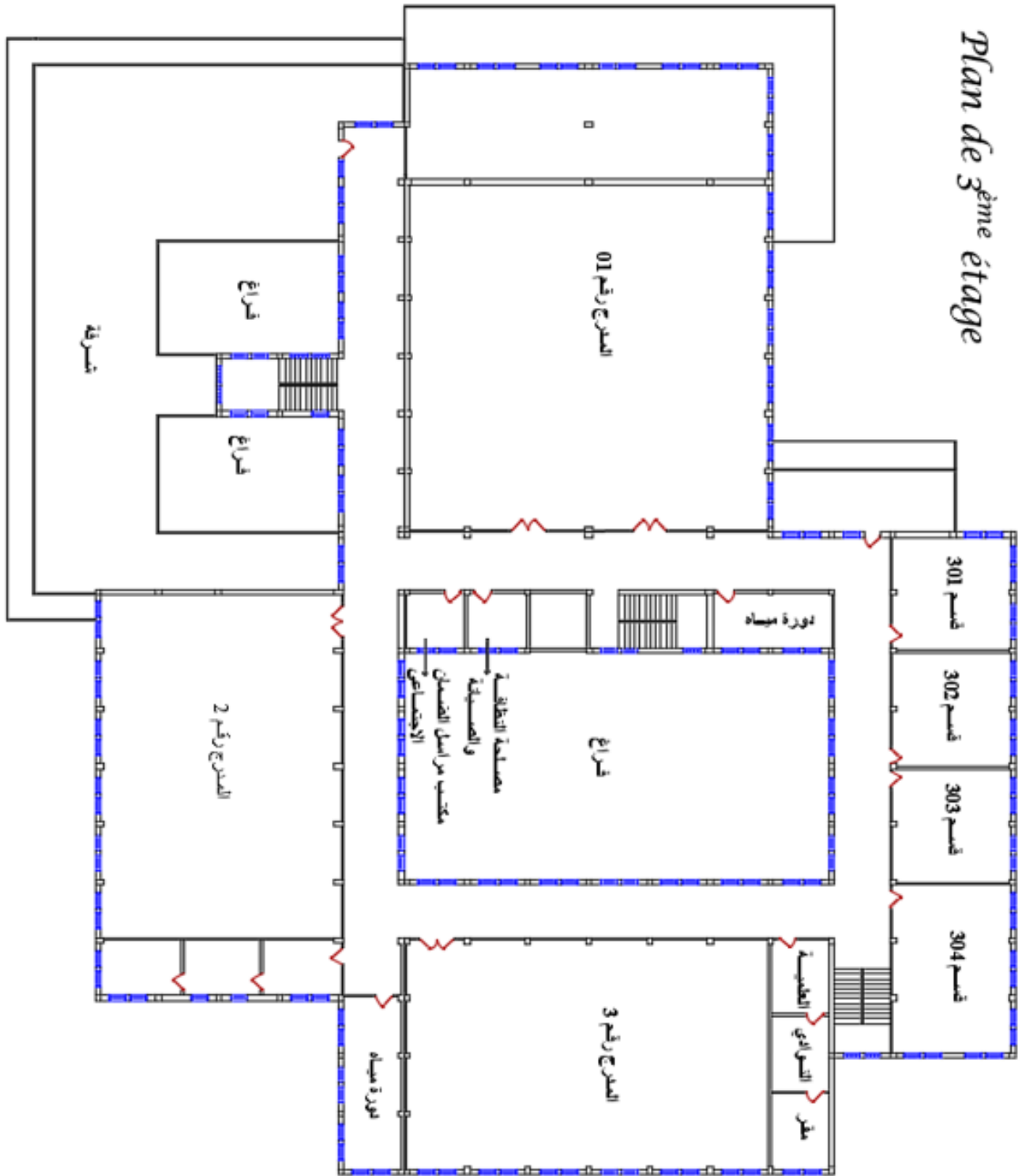
*Plans d'architectures*

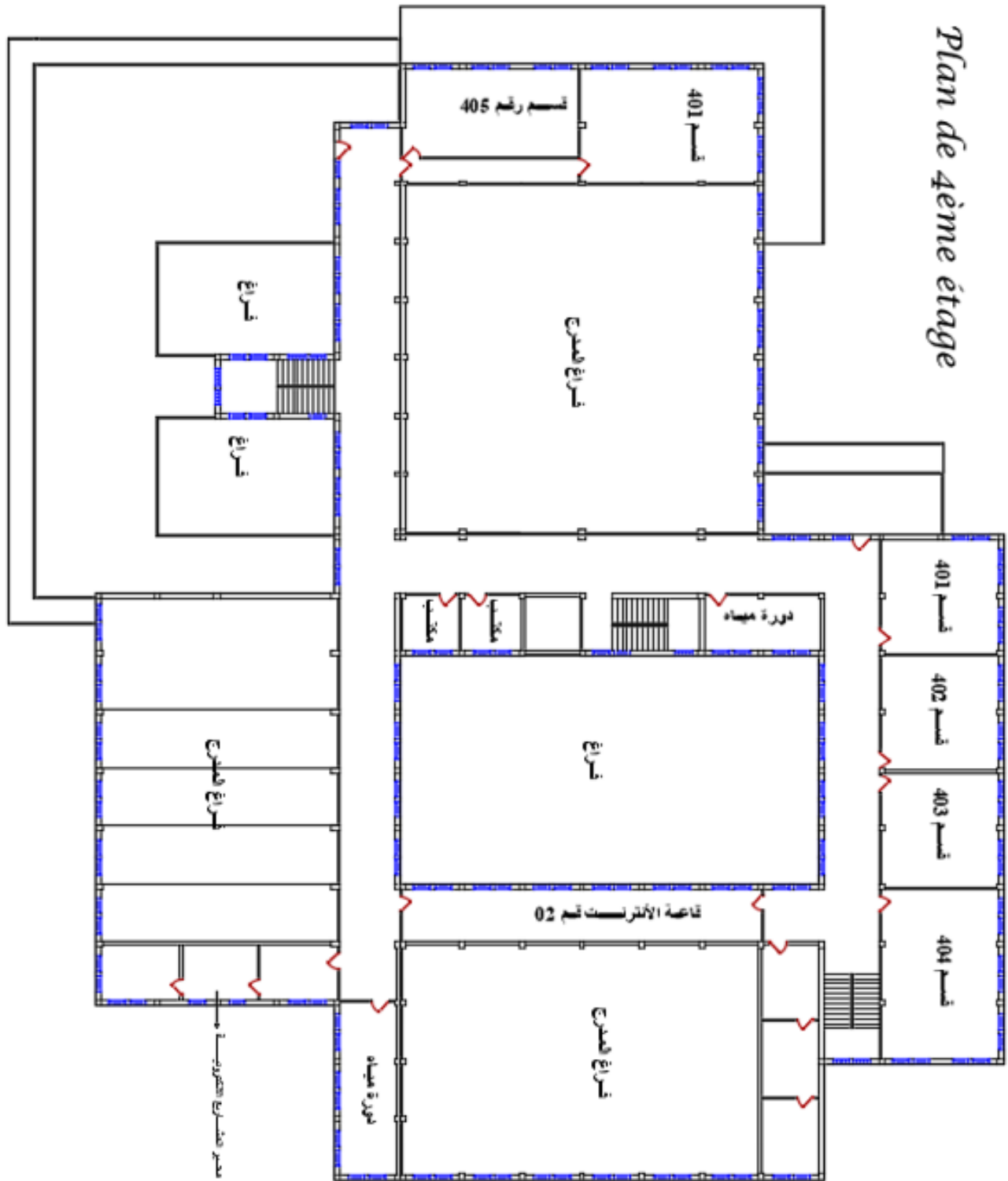


Plan de 1<sup>er</sup> étage

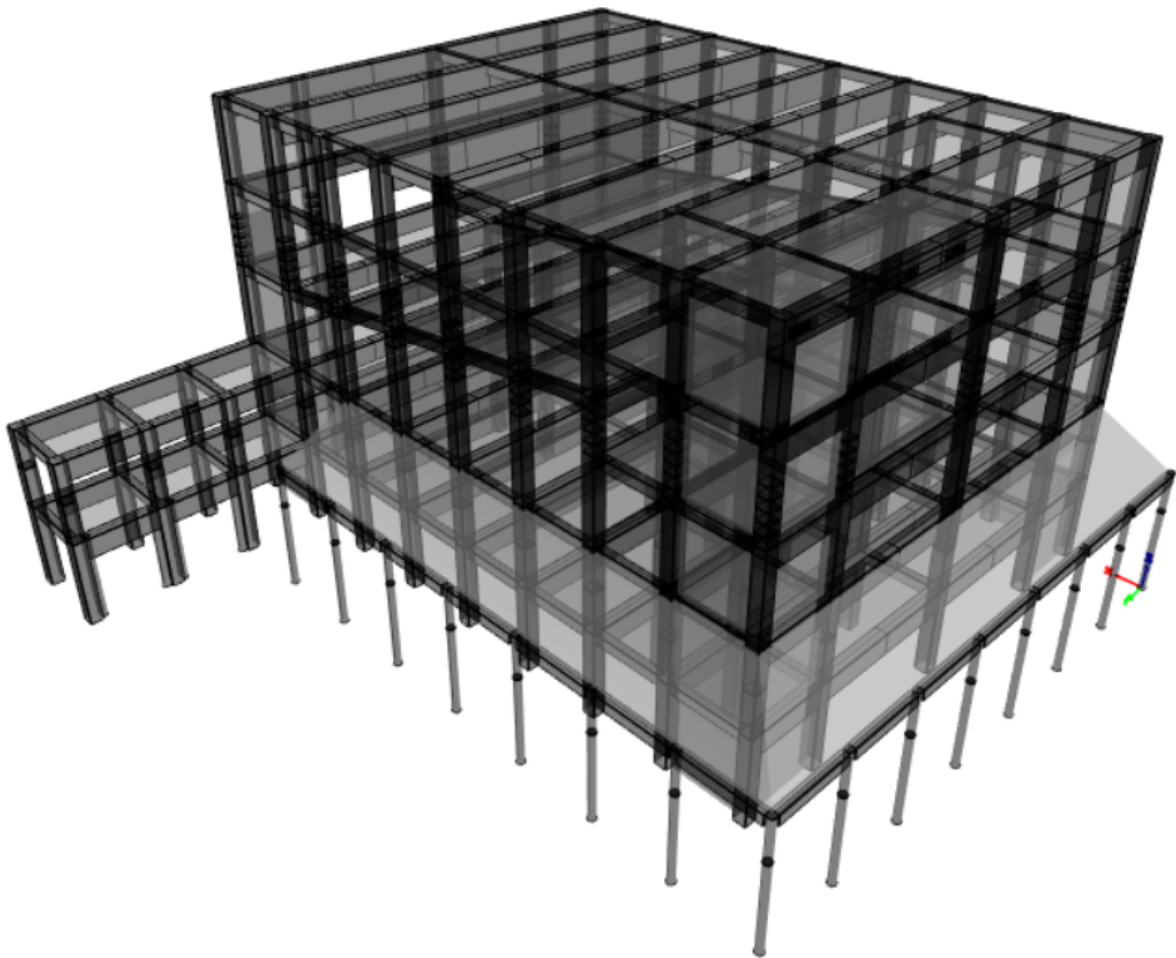






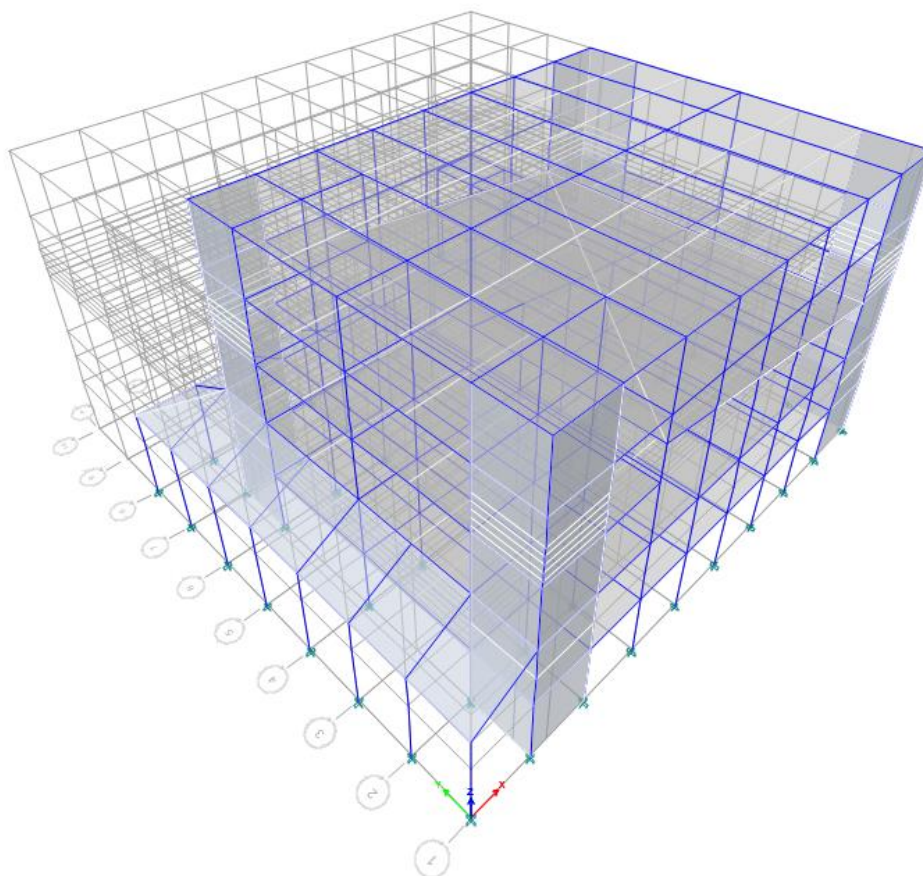


*Rapport de projet*



# ETABS®

---



Higher Normal School of  
Technological Education of  
Skikda

## Project Report

Model File : MODÉLISATION, Revision 0  
27/05/2024

## Table of Contents

---

<b>1. Structure Data</b>	<b>224</b>
1.1 Story Data	224
1.2 Grid Data	224
1.3 Point Coordinates	225
1.4 Line Connectivity	227
1.5 Area Connectivity	230
1.6 Mass	235
<b>2. Properties</b>	<b>237</b>
2.1 Materials	237
2.2 Frame Sections	237
2.3 Shell Sections	238
2.4 Reinforcement Sizes	238
<b>3. Loads</b>	<b>239</b>
3.1 Load Patterns	239
3.2 User coefficient auto seismic loads calculation	240
3.3 Functions	244
3.3.1 Response Spectrum Functions	244
3.4 Load Cases	253
3.5 Load Combinations	253
<b>4. Analysis Results</b>	<b>255</b>
4.1 Structure Results	255
4.2 Story Results	257
4.3 Modal Results	275

## List of Tables

---

Table 1.1 Story Definitions	224
Table 1.2 Grid Definitions - General	224
Table 1.3 Grid Definitions - Grid Lines	224
Table 1.4 Point Bays	225
Table 1.5 Column Bays	227
Table 1.6 Beam Bays	228
Table 1.7 Brace Bays	230
Table 1.8 Floor Bays	230
Table 1.9 Wall Bays	234
Table 1.10 Mass Source Definition	235
Table 1.11 Centers Of Mass And Rigidity	235
Table 1.12 Mass Summary by Diaphragm	235
Table 1.13 Mass Summary by Story	236
Table 1.14 Mass Summary by Group	236
Table 2.1 Material Properties - General	237
Table 2.2 Frame Section Property Definitions - Summary	237
Table 2.3 Area Section Property Definitions - Summary	238
Table 2.4 Reinforcing Bar Sizes	238
Table 3.1 Load Pattern Definitions	239
Table 3.4 Functions - Response Spectrum - From File	244
Table 3.5 Load Case Definitions - Summary	253
Table 3.6 Load Combination Definitions	253
Table 4.1 Base Reactions	255
Table 4.2 Centers Of Mass And Rigidity	255
Table 4.3 Diaphragm Center Of Mass Displacements	256
Table 4.4 Story Max Over Avg Displacements	257
Table 4.5 Story Drifts	259
Table 4.6 Story Max Over Avg Drifts	264
Table 4.7 Story Forces	268
Table 4.8 Modal Periods And Frequencies	275
Table 4.9 Modal Participating Mass Ratios	276
Table 4.10 Modal Load Participation Ratios	278
Table 4.11 Modal Direction Factors	278

## 1. Structure Data

This chapter provides model geometry information, including items such as story levels, point coordinates, and element connectivity.

### 1.1 Story Data

Table 1.1 - Story Definitions

Tower	Name	Height m	Master Story	Similar To	Splice Story	Color
T1	Story11	3,6	No	Story1	No	Gray8Dark
T1	Story10	1,5	No	Story1	No	Gray8Dark
T1	Story9	0,42	No	Story1	No	Gray8Dark
T1	Story8	0,42	No	Story1	No	Gray8Dark
T1	Story7	0,42	No	Story1	No	Gray8Dark
T1	Story6	0,42	No	Story1	No	Gray8Dark
T1	Story5	0,42	No	Story1	No	Gray8Dark
T1	Story4	3,6	No	Story1	No	Gray8Dark
T1	Story3	1,8	No	Story1	No	Gray8Dark
T1	Story2	1,8	No	Story1	No	Gray8Dark
T1	Story1	3,75	Yes	None	No	Gray8Dark

### 1.2 Grid Data

Table 1.2 - Grid Definitions - General

Tower	Name	Type	Ux m	Uy m	Rz deg	Story Range	Bubble Size mm	Color
T1	G1	Cartesian	0	0	0	Default	1250	Gray6

Table 1.3 - Grid Definitions - Grid Lines

Name	Grid Line Type	ID	Ordinate m	Bubble Location	Visible
G1	X (Cartesian)	A	0	End	Yes
G1	X (Cartesian)	B	3,5	End	Yes
G1	X (Cartesian)	C	7	End	Yes
G1	X (Cartesian)	D	10,5	End	Yes
G1	X (Cartesian)	E	14	End	Yes
G1	X (Cartesian)	F	17,5	End	Yes
G1	X (Cartesian)	G	21	End	Yes
G1	X (Cartesian)	H	24,5	End	Yes
G1	X (Cartesian)	I	28	End	Yes
G1	X (Cartesian)	J	31,5	End	Yes
G1	Y (Cartesian)	1	0	Start	Yes
G1	Y (Cartesian)	2	3,5	Start	Yes
G1	Y (Cartesian)	3	7	Start	Yes
G1	Y (Cartesian)	4	10,5	Start	Yes
G1	Y (Cartesian)	5	14	Start	Yes
G1	Y (Cartesian)	6	17,5	Start	Yes
G1	Y (Cartesian)	7	21	Start	Yes
G1	Y (Cartesian)	8	24,5	Start	Yes
G1	Y (Cartesian)	9	28	Start	Yes
G1	Y (Cartesian)	10	31,5	Start	Yes

1.3 Point Coordinates

Table 1.4 - Point Bays

Label	Is Auto Point	X m	Y m	DZBelow m
1	No	31,5	0	0
2	No	31,5	3,5	0
3	No	31,5	24,5	0
4	No	31,5	10,5	0
5	No	31,5	28	0
6	No	31,5	17,5	0
7	No	31,5	21	0
8	No	28	0	0
9	No	31,5	31,5	0
10	No	28	31,5	0
11	No	28	28	0
12	No	28	24,5	0
13	No	31,5	14	0
14	No	28	21	0
15	No	24,5	0	0
16	No	31,5	7	0
17	No	28	10,5	0
18	No	10,5	7	0
19	No	10,5	14	0
20	No	7	14	0
21	No	24,5	21	0
22	No	21	0	0
23	No	7	7	0
24	No	3,5	7	0
25	No	3,5	14	0
26	No	24,5	24,5	0
27	No	21	24,5	0
28	No	21	21	0
29	No	17,5	0	0
30	No	17,5	24,5	0
31	No	14	24,5	0
32	No	10,5	24,5	0
33	No	7	24,5	0
34	No	3,5	24,5	0
35	No	17,5	21	0
36	No	14	0	0
37	No	0	24,5	0
38	No	0	21	0
39	No	0	17,5	0
40	No	0	14	0
41	No	0	10,5	0
42	No	14	21	0
43	No	10,5	0	0
44	No	10,5	3,5	0
45	No	0	7	0
46	No	10,5	10,5	0
47	No	0	3,5	0
48	No	10,5	17,5	0
49	No	10,5	21	0
50	No	7	0	0
51	No	7	3,5	0
52	No	0	0	0
53	No	7	10,5	0

Label	Is Auto Point	X m	Y m	DZBelow m
54	No	28	24,9	0
55	No	7	17,5	0
56	No	7	21	0
57	No	3,5	0	0
58	No	3,5	3,5	0
59	No	28	27,6	0
60	No	3,5	10,5	0
61	No	28	28,4	0
62	No	3,5	17,5	0
63	No	3,5	21	0
64	No	28	31,1	0
65	No	24,5	10,5	0
66	No	21	10,5	0
67	No	17,5	10,5	0
68	No	14	10,5	0
69	No	28	17,5	0
70	No	28	14	0
71	No	28	7	0
72	No	28	3,5	0
73	No	24,5	17,5	0
74	No	24,5	14	0
75	No	24,5	7	0
76	No	24,5	3,5	0
77	No	21	17,5	0
78	No	21	14	0
79	No	21	7	0
80	No	21	3,5	0
81	No	17,5	17,5	0
82	No	17,5	14	0
83	No	17,5	7	0
84	No	17,5	3,5	0
85	No	14	17,5	0
86	No	14	14	0
87	No	14	7	0
88	No	14	3,5	0
89	Yes	17,7821	10,5119	0
90	Yes	17,5044	10,5002	0
91	Yes	13,4669	10,5	0
92	Yes	15,153	10,5	0
93	Yes	19,6363	11,7012	0
94	Yes	16,9612	10,525	0
95	Yes	17,4782	11,7793	0
96	Yes	18,5497	12,0183	0
100	Yes	18,1924	11,5839	0
101	Yes	19,0702	12,8795	0

1.4 Line Connectivity

Table 1.5 - Column Bays

Label	PointBayI	PointBayJ	IEndStory
C1	1	1	Below
C2	2	2	Below
C3	4	4	Below
C4	6	6	Below
C5	7	7	Below
C6	14	14	Below
C7	21	21	Below
C8	28	28	Below
C9	35	35	Below
C10	42	42	Below
C11	49	49	Below
C12	56	56	Below
C13	63	63	Below
C14	62	62	Below
C15	60	60	Below
C16	58	58	Below
C17	57	57	Below
C18	50	50	Below
C19	43	43	Below
C20	36	36	Below
C21	29	29	Below
C22	22	22	Below
C23	15	15	Below
C24	8	8	Below
C25	3	3	Below
C26	5	5	Below
C27	9	9	Below
C28	10	10	Below
C29	11	11	Below
C30	46	46	Below
C31	53	53	Below
C32	12	12	Below
C33	26	26	Below
C34	27	27	Below
C35	30	30	Below
C36	31	31	Below
C37	32	32	Below
C38	33	33	Below
C39	34	34	Below
C40	37	37	Below
C41	38	38	Below
C42	39	39	Below
C43	40	40	Below
C44	41	41	Below
C45	45	45	Below
C46	47	47	Below
C47	52	52	Below
C48	54	54	Below
C49	59	59	Below
C50	61	61	Below
C51	64	64	Below
C52	17	17	Below
C53	55	55	Below
C54	48	48	Below

Label	PointBayI	PointBayJ	IEndStory
C55	51	51	Below
C56	44	44	Below
C57	65	65	Below
C58	66	66	Below
C59	67	67	Below
C60	68	68	Below

Table 1.6 - Beam Bays

Label	PointBayI	PointBayJ
B1	5	9
B2	3	5
B3	7	3
B4	14	12
B5	12	11
B6	11	10
B7	6	7
B8	13	6
B9	4	13
B10	16	4
B11	2	16
B12	1	2
B13	27	26
B14	43	44
B15	44	18
B16	18	46
B17	46	19
B18	19	48
B19	48	49
B20	55	56
B21	20	55
B22	53	20
B23	23	53
B24	51	23
B25	50	51
B26	57	58
B27	58	24
B28	24	60
B29	60	25
B30	25	62
B31	62	63
B32	14	7
B33	21	14
B34	28	21
B35	35	28
B36	42	35
B37	49	42
B38	56	49
B39	63	56
B40	62	55
B41	55	48
B42	53	46
B43	60	53
B44	58	51
B45	51	44
B46	50	43
B47	57	50

Label	PointBayI	PointBayJ
B48	43	36
B49	36	29
B50	29	22
B51	22	15
B52	15	8
B53	8	1
B54	12	3
B55	11	5
B56	10	9
B57	30	27
B58	31	30
B59	32	31
B60	33	32
B61	34	33
B62	37	34
B63	38	37
B64	39	38
B65	40	39
B66	41	40
B67	45	41
B68	47	45
B69	52	47
B70	69	14
B71	70	69
B72	17	70
B73	71	17
B74	72	71
B75	8	72
B76	73	21
B77	74	73
B78	65	74
B79	75	65
B80	76	75
B81	15	76
B82	77	28
B83	78	77
B84	66	78
B85	79	66
B86	80	79
B87	22	80
B88	81	35
B89	82	81
B90	67	82
B91	83	67
B92	84	83
B93	29	84
B94	85	42
B95	86	85
B96	68	86
B97	87	68
B98	88	87
B99	36	88
B100	42	49
B101	35	42
B102	28	35
B103	21	28

Label	PointBayI	PointBayJ
B104	14	21
B105	36	43
B106	29	36
B107	22	29
B108	15	22
B109	8	15
B110	68	46
B111	67	68
B112	66	67
B113	65	66
B114	17	65
B115	17	4
B116	46	68
B117	68	67
B118	67	66
B119	66	65
B120	65	17

Table 1.7 - Brace Bays

Label	PointBayI	PointBayJ	IEndStory
D1	26	21	Below
D2	27	28	Below
D3	30	35	Below
D4	31	42	Below
D5	32	49	Below
D6	33	56	Below
D7	34	63	Below
D8	38	63	Below
D9	39	62	Below
D10	41	60	Below
D11	52	57	Below
D12	40	25	Below
D13	45	24	Below
D14	47	58	Below

1.5 Area Connectivity

Table 1.8 - Floor Bays

Label	NumPoints	PointNumber	PointBay
F1	4	1	62
F1		2	55
F1		3	56
F1		4	63
F2	4	1	55
F2		2	48
F2		3	49
F2		4	56
F3	4	1	48
F3		2	85
F3		3	42
F3		4	49
F4	4	1	85
F4		2	81
F4		3	35
F4		4	42
F5	4	1	81

## ANNEXE G. RAPPORT DE PROJET

Label	NumPoints	PointNumber	PointBay
F5		2	77
F5		3	28
F5		4	35
F6	4	1	77
F6		2	73
F6		3	21
F6		4	28
F7	4	1	73
F7		2	69
F7		3	14
F7		4	21
F8	4	1	69
F8		2	6
F8		3	7
F8		4	14
F9	4	1	70
F9		2	13
F9		3	6
F9		4	69
F10	4	1	74
F10		2	70
F10		3	69
F10		4	73
F11	4	1	78
F11		2	74
F11		3	73
F11		4	77
F12	4	1	82
F12		2	78
F12		3	77
F12		4	81
F13	4	1	86
F13		2	82
F13		3	81
F13		4	85
F14	4	1	19
F14		2	86
F14		3	85
F14		4	48
F15	4	1	20
F15		2	19
F15		3	48
F15		4	55
F16	4	1	25
F16		2	20
F16		3	55
F16		4	62
F17	4	1	60
F17		2	53
F17		3	20
F17		4	25
F18	4	1	53
F18		2	46
F18		3	19
F18		4	20
F19	4	1	46

## ANNEXE G. RAPPORT DE PROJET

Label	NumPoints	PointNumber	PointBay
F19		2	68
F19		3	86
F19		4	19
F20	4	1	68
F20		2	67
F20		3	82
F20		4	86
F21	4	1	67
F21		2	66
F21		3	78
F21		4	82
F22	4	1	66
F22		2	65
F22		3	74
F22		4	78
F23	4	1	65
F23		2	17
F23		3	70
F23		4	74
F24	4	1	17
F24		2	4
F24		3	13
F24		4	70
F25	4	1	71
F25		2	16
F25		3	4
F25		4	17
F26	4	1	75
F26		2	71
F26		3	17
F26		4	65
F27	4	1	79
F27		2	75
F27		3	65
F27		4	66
F28	4	1	83
F28		2	79
F28		3	66
F28		4	67
F29	4	1	87
F29		2	83
F29		3	67
F29		4	68
F30	4	1	18
F30		2	87
F30		3	68
F30		4	46
F31	4	1	23
F31		2	18
F31		3	46
F31		4	53
F32	4	1	24
F32		2	23
F32		3	53
F32		4	60
F33	4	1	58

## ANNEXE G. RAPPORT DE PROJET

Label	NumPoints	PointNumber	PointBay
F33		2	51
F33		3	23
F33		4	24
F34	4	1	51
F34		2	44
F34		3	18
F34		4	23
F35	4	1	44
F35		2	88
F35		3	87
F35		4	18
F36	4	1	88
F36		2	84
F36		3	83
F36		4	87
F37	4	1	84
F37		2	80
F37		3	79
F37		4	83
F38	4	1	80
F38		2	76
F38		3	75
F38		4	79
F39	4	1	72
F39		2	2
F39		3	16
F39		4	71
F40	4	1	8
F40		2	1
F40		3	2
F40		4	72
F41	4	1	15
F41		2	8
F41		3	72
F41		4	76
F42	4	1	22
F42		2	15
F42		3	76
F42		4	80
F43	4	1	29
F43		2	22
F43		3	80
F43		4	84
F44	4	1	36
F44		2	29
F44		3	84
F44		4	88
F45	4	1	43
F45		2	36
F45		3	88
F45		4	44
F46	4	1	50
F46		2	43
F46		3	44
F46		4	51
F47	4	1	57

Label	NumPoints	PointNumber	PointBay
F47		2	50
F47		3	51
F47		4	58
F48	4	1	76
F48		2	72
F48		3	71
F48		4	75
F49	4	1	11
F49		2	5
F49		3	9
F49		4	10
F50	4	1	12
F50		2	3
F50		3	5
F50		4	11
F51	4	1	14
F51		2	7
F51		3	3
F51		4	12
F52	3	1	14
F52		2	49
F52		3	43
F53	3	1	8
F53		2	14
F53		3	43
F54	4	1	8
F54		2	14
F54		3	49
F54		4	43

Table 1.9 - Wall Bays

Label	NumPoints	PointNumber	PointBay	PointStory
W1	4	1	14	Below
W1		2	7	Below
W1		3	7	Same
W1		4	14	Same
W2	4	1	52	Below
W2		2	37	Below
W2		3	63	Same
W2		4	57	Same
W3	4	1	26	Below
W3		2	37	Below
W3		3	63	Same
W3		4	21	Same
W4	4	1	7	Below
W4		2	6	Below
W4		3	6	Same
W4		4	7	Same
W5	4	1	56	Below
W5		2	63	Below
W5		3	63	Same
W5		4	56	Same
W6	4	1	63	Below
W6		2	62	Below
W6		3	62	Same
W6		4	63	Same

Label	NumPoints	PointNumber	PointBay	PointStory
W7	4	1	58	Below
W7		2	57	Below
W7		3	57	Same
W7		4	58	Same
W8	4	1	57	Below
W8		2	50	Below
W8		3	50	Same
W8		4	57	Same
W9	4	1	2	Below
W9		2	1	Below
W9		3	1	Same
W9		4	2	Same
W10	4	1	1	Below
W10		2	8	Below
W10		3	8	Same
W10		4	1	Same

1.6 Mass

Table 1.10 - Mass Source Definition

Name	Is Default	Include Lateral Mass?	Include Vertical Mass?	Lump Mass?	Source Self Mass?	Source Added Mass?	Source Load Patterns?	Move Mass Centroid?	Load Pattern	Multiplier
MsSrc1	Yes	Yes	No	Yes	No	Yes	Yes	No	G	1
MsSrc1									Q	0,3
MsSrc2	No	No	No	No	No	No	Yes	No	G	1
MsSrc2									Q	0,3

Table 1.11 - Centers Of Mass And Rigidity

Story	Diaphragm	Mass X kg	Mass Y kg	XCM m	YCM m	Cum Mass X kg	Cum Mass Y kg	XCCM m	YCCM m	XCR m	YCR m
Story11	D5	753641,65	753641,65	17,7821	10,5119	753641,65	753641,65	17,7821	10,5119	16,943	10,6887
Story10	D4	344135,35	344135,35	13,4669	10,5	344135,35	344135,35	13,4669	10,5	17,1403	10,7183
Story4	D3	465181,17	465181,17	19,6363	11,7012	465181,17	465181,17	19,6363	11,7012	17,5181	10,7497
Story3	D2	849790,29	849790,29	17,4782	11,7793	849790,29	849790,29	17,4782	11,7793	17,7393	10,774
Story1	D1	785916,41	785916,41	18,1924	11,5839	785916,41	785916,41	18,1924	11,5839	17,6647	10,7823

Table 1.12 - Mass Summary by Diaphragm

Story	Diaphragm	Mass X kg	Mass Y kg	Mass Moment of Inertia ton-m2	X Mass Center m	Y Mass Center m
Story11	D5	753641,65	753641,65	86519,4296	17,7821	10,5119
Story10	D4	344135,35	344135,35	54178,5411	13,4669	10,5
Story4	D3	465181,17	465181,17	84865,6807	19,6363	11,7012
Story3	D2	849790,29	849790,29	129431,5524	17,4782	11,7793
Story1	D1	785916,41	785916,41	114830,7672	18,1924	11,5839

**Table 1.13 - Mass Summary by Story**

Story	UX kg	UY kg	UZ kg
Story11	772914,28	772914,28	0
Story10	371438,25	371438,25	0
Story9	213694,68	213694,68	0
Story8	38618,22	38618,22	0
Story7	38885,89	38885,89	0
Story6	39153,57	39153,57	0
Story5	39421,24	39421,24	0
Story4	486702,28	486702,28	0
Story3	878699,25	878699,25	0
Story2	158634	158634	0
Story1	823129,17	823129,17	0
Base	82181,31	82181,31	0

**Table 1.14 - Mass Summary by Group**

Group	Self Mass kg	Self Weight kN	Mass X kg	Mass Y kg	Mass Z kg
All	0	17985,1496	3943472,14	3943472,14	0
Wallstack1	0	0	0	0	0
Wallstack2	0	0	0	0	0
Wallstack3	0	0	0	0	0
Wallstack4	0	0	0	0	0
Wallstack5	0	0	0	0	0
Wallstack6	0	0	0	0	0
Wallstack7	0	0	0	0	0

## 2 Properties

This chapter provides property information for materials, frame sections, shell sections, and links.

### 2.1 Materials

**Table 2.1 - Material Properties - General**

Material	Type	SymType	Grade	Color	Notes
Beton 0	Concrete	Isotropic	f'c 4000 psi	Gray8Dark	
Beton 25	Concrete	Isotropic	f'c 4000 psi	Gray8Dark	
Rebar	Rebar	Uniaxial	Unknown	Yellow	
Tendon	Tendon	Uniaxial	Unknown	Gray8Dark	

### 2.2 Frame Sections

**Table 2.2 - Frame Section Property Definitions - Summary (Part 1 of 3)**

Name	Material	Shape	Color	Area cm <sup>2</sup>	J cm <sup>4</sup>	I33 cm <sup>4</sup>	I22 cm <sup>4</sup>	As2 cm <sup>2</sup>	As3 cm <sup>2</sup>
BEAM C60-140	Beton 25	Concrete Rectangular	4194368	8400	5932575	8640000	2160000	6000	6000
BEAM C30-40	Beton 25	Concrete Rectangular	Yellow	1200	194385,1	160000	90000	1000	1000
BEAM C50-85	Beton 25	Concrete Rectangular	Red	4250	2242262,2	2558854,2	885416,7	3541,7	3541,7
COLUMN CR 60	Beton 25	Concrete Rectangular	Blue	3600	880208,3	520833,3	520833,3	2083,3	2083,3
COLUMN CS30	Beton 25	Concrete Circle	8388672	706,9	79521,6	39760,8	39760,8	636,2	636,2

**Table 2.2 - Frame Section Property Definitions - Summary (Part 2 of 3)**

Name	S33Pos cm <sup>3</sup>	S33Neg cm <sup>3</sup>	S22Pos cm <sup>3</sup>	S22Neg cm <sup>3</sup>	Z33 cm <sup>3</sup>	Z22 cm <sup>3</sup>	R33 mm	R22 mm	CG Offset 3 mm	CG Offset 2 mm	PNA Offset 3 mm
BEAM C60-140	144000	144000	72000	72000	216000	108000	346,4	173,2	0	0	0
BEAM C30-40	8000	8000	6000	6000	12000	9000	115,5	86,6	0	0	0
BEAM C50-85	60208,3	60208,3	35416,7	35416,7	90312,5	53125	245,4	144,3	0	0	0
COLUMN CR 60	20833,3	20833,3	20833,3	20833,3	31250	31250	144,3	144,3	0	0	0
COLUMN CS30	2650,7	2650,7	2650,7	2650,7	4500	4500	75	75	0	0	0

**Table 2.2 - Frame Section Property Definitions - Summary (Part 3 of 3)**

Name	PNA Offset 2 mm	Area Modifier	As2 Modifier	As3 Modifier	J Modifier	I33 Modifier	I22 Modifier	Mass Modifier	Weight Modifier
BEAM C60-140	0	1	1	1	1	1	1	1	1
BEAM C30-40	0	1	1	1	1	1	1	1	1
BEAM C50-85	0	1	1	1	1	1	1	1	1
COLUMN CR 60	0	1	1	1	1	1	1	1	1
COLUMN CS30	0	1	1	1	1	1	1	1	1

### 2.3 Shell Sections

Table 2.3 - Area Section Property Definitions - Summary

Name	Type	Element Type	Material	Total Thickness mm	Deck Material	Deck Depth mm
CC 16+4	Slab	Membrane	Beton 0	200		
D INCLINER	Slab	Membrane	Beton 0	200		
voile	Wall	Shell-Thick	Beton 25	200		

### 2.4 Reinforcement Sizes

Table 2.4 - Reinforcing Bar Sizes

Name	Diameter mm	Area cm2
18	18	2,5

### 3. Loads

This chapter provides loading information as applied to the model.

#### 3.1 Load Patterns

Table 3.1 - Load Pattern Definitions

Name	Is Auto Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Load
Ex	No	Seismic	0	None
Ey	No	Seismic	0	None
G	No	Dead	1	
Q	No	Live	0	
Vx	No	Seismic	0	User Coefficient
Vy	No	Seismic	0	User Coefficient

**3.2 User Coefficient Auto Seismic Load Calculation**

This calculation presents the automatically generated lateral seismic loads for load pattern Vx using the user input coefficients, as calculated by ETABS.

**Direction and Eccentricity**

Direction = X

**Factors and Coefficients**

**Equivalent Lateral Forces**

Base Shear Coefficient, C

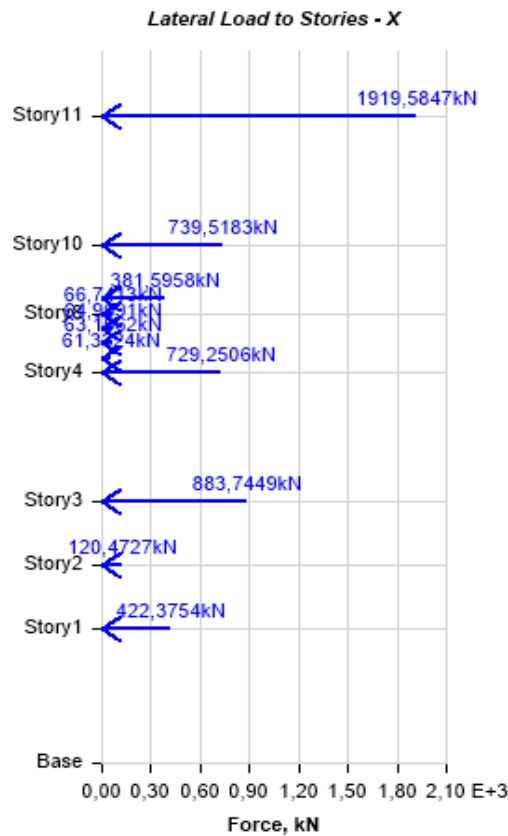
C = 0,144

Base Shear, V

**Calculated Base Shear**

Direction	Period Used (sec)	C	W (kN)	V (kN)
X	0	0	37866,3285	5452,7513

**Applied Story Forces**



<b>Story</b>	<b>Elevation</b>	<b>X-Dir</b>	<b>Y-Dir</b>
	<b>m</b>	<b>kN</b>	<b>kN</b>
Story11	18,15	1919,5847	0
Story10	14,55	739,5183	0
Story9	13,05	381,5958	0
Story8	12,63	66,7413	0
Story7	12,21	64,9691	0
Story6	11,79	63,1662	0
Story5	11,37	61,3324	0
Story4	10,95	729,2506	0
Story3	7,35	883,7449	0
Story2	5,55	120,4727	0
Story1	3,75	422,3754	0
Base	0	0	0

### User Coefficient Auto Seismic Load Calculation

This calculation presents the automatically generated lateral seismic loads for load pattern Vy using the user input coefficients, as calculated by ETABS.

#### Direction and Eccentricity

Direction = Y

#### Factors and Coefficients

#### Equivalent Lateral Forces

Base Shear Coefficient, C

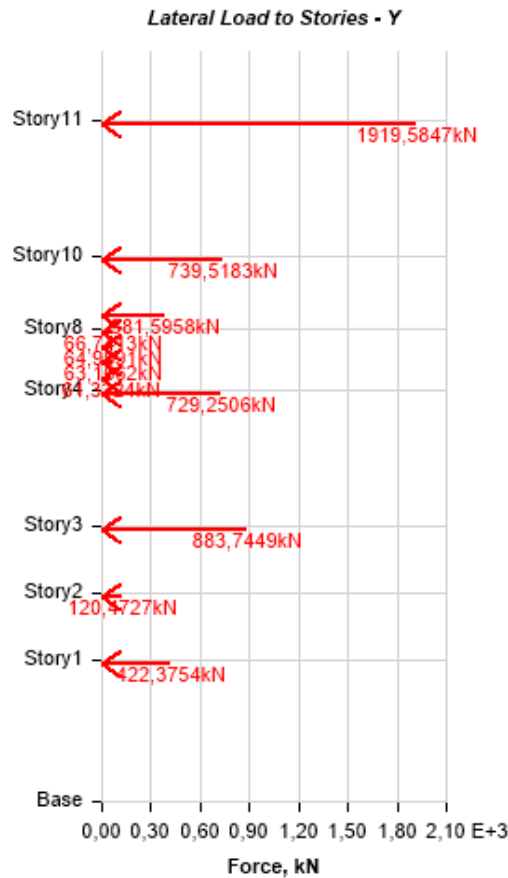
C = 0,144

Base Shear, V

#### Calculated Base Shear

Direction	Period Used (sec)	C	W (kN)	V (kN)
Y	0	0	37866,3285	5452,7513

#### Applied Story Forces



<b>Story</b>	<b>Elevation</b>	<b>X-Dir</b>	<b>Y-Dir</b>
	<b>m</b>	<b>kN</b>	<b>kN</b>
Story11	18,15	0	1919,5847
Story10	14,55	0	739,5183
Story9	13,05	0	381,5958
Story8	12,63	0	66,7413
Story7	12,21	0	64,9691
Story6	11,79	0	63,1662
Story5	11,37	0	61,3324
Story4	10,95	0	729,2506
Story3	7,35	0	883,7449
Story2	5,55	0	120,4727
Story1	3,75	0	422,3754
Base	0	0	0

### 3.3 Functions

#### 3.3.1 Response Spectrum Functions

Table 3.4 - Functions - Response Spectrum - From File

Name	Period sec	Value	Filename	Header Lines to Skip	Value Type	Damping Ratio
spectre	0	0,25	C:\Users\LAID\Desktop\modélisation \SP.txt	0	Period vs Value	0,1
spectre	0,01	0,247				
spectre	0,02	0,245				
spectre	0,03	0,242				
spectre	0,04	0,239				
spectre	0,05	0,236				
spectre	0,06	0,234				
spectre	0,07	0,231				
spectre	0,08	0,228				
spectre	0,09	0,225				
spectre	0,1	0,223				
spectre	0,11	0,22				
spectre	0,12	0,217				
spectre	0,13	0,215				
spectre	0,14	0,212				
spectre	0,15	0,209				
spectre	0,16	0,209				
spectre	0,17	0,209				
spectre	0,18	0,209				
spectre	0,19	0,209				
spectre	0,2	0,209				
spectre	0,21	0,209				
spectre	0,22	0,209				
spectre	0,23	0,209				
spectre	0,24	0,209				
spectre	0,25	0,209				
spectre	0,26	0,209				
spectre	0,27	0,209				
spectre	0,28	0,209				
spectre	0,29	0,209				
spectre	0,3	0,209				
spectre	0,31	0,209				
spectre	0,32	0,209				
spectre	0,33	0,209				
spectre	0,34	0,209				
spectre	0,35	0,209				
spectre	0,36	0,209				
spectre	0,37	0,209				
spectre	0,38	0,209				
spectre	0,39	0,209				
spectre	0,4	0,209				
spectre	0,41	0,209				
spectre	0,42	0,209				
spectre	0,43	0,209				
spectre	0,44	0,209				
spectre	0,45	0,209				
spectre	0,46	0,209				
spectre	0,47	0,209				
spectre	0,48	0,209				

Name	Period sec	Value	Filename	Header Lines to Skip	Value Type	Damping Ratio
spectre	0,49	0,209				
spectre	0,5	0,209				
spectre	0,51	0,206				
spectre	0,52	0,204				
spectre	0,53	0,201				
spectre	0,54	0,199				
spectre	0,55	0,196				
spectre	0,56	0,194				
spectre	0,57	0,192				
spectre	0,58	0,189				
spectre	0,59	0,187				
spectre	0,6	0,185				
spectre	0,61	0,183				
spectre	0,62	0,181				
spectre	0,63	0,179				
spectre	0,64	0,177				
spectre	0,65	0,176				
spectre	0,66	0,174				
spectre	0,67	0,172				
spectre	0,68	0,17				
spectre	0,69	0,169				
spectre	0,7	0,167				
spectre	0,71	0,166				
spectre	0,72	0,164				
spectre	0,73	0,163				
spectre	0,74	0,161				
spectre	0,75	0,16				
spectre	0,76	0,158				
spectre	0,77	0,157				
spectre	0,78	0,156				
spectre	0,79	0,154				
spectre	0,8	0,153				
spectre	0,81	0,152				
spectre	0,82	0,15				
spectre	0,83	0,149				
spectre	0,84	0,148				
spectre	0,85	0,147				
spectre	0,86	0,146				
spectre	0,87	0,145				
spectre	0,88	0,143				
spectre	0,89	0,142				
spectre	0,9	0,141				
spectre	0,91	0,14				
spectre	0,92	0,139				
spectre	0,93	0,138				
spectre	0,94	0,137				
spectre	0,95	0,136				
spectre	0,96	0,135				
spectre	0,97	0,134				
spectre	0,98	0,134				
spectre	0,99	0,133				
spectre	1	0,132				
spectre	1,01	0,131				
spectre	1,02	0,13				

Name	Period sec	Value	Filename	Header Lines to Skip	Value Type	Damping Ratio
spectre	1,03	0,129				
spectre	1,04	0,128				
spectre	1,05	0,128				
spectre	1,06	0,127				
spectre	1,07	0,126				
spectre	1,08	0,125				
spectre	1,09	0,124				
spectre	1,1	0,124				
spectre	1,11	0,123				
spectre	1,12	0,122				
spectre	1,13	0,121				
spectre	1,14	0,121				
spectre	1,15	0,12				
spectre	1,16	0,119				
spectre	1,17	0,119				
spectre	1,18	0,118				
spectre	1,19	0,117				
spectre	1,2	0,117				
spectre	1,21	0,116				
spectre	1,22	0,115				
spectre	1,23	0,115				
spectre	1,24	0,114				
spectre	1,25	0,114				
spectre	1,26	0,113				
spectre	1,27	0,112				
spectre	1,28	0,112				
spectre	1,29	0,111				
spectre	1,3	0,111				
spectre	1,31	0,11				
spectre	1,32	0,11				
spectre	1,33	0,109				
spectre	1,34	0,108				
spectre	1,35	0,108				
spectre	1,36	0,107				
spectre	1,37	0,107				
spectre	1,38	0,106				
spectre	1,39	0,106				
spectre	1,4	0,105				
spectre	1,41	0,105				
spectre	1,42	0,104				
spectre	1,43	0,104				
spectre	1,44	0,103				
spectre	1,45	0,103				
spectre	1,46	0,102				
spectre	1,47	0,102				
spectre	1,48	0,101				
spectre	1,49	0,101				
spectre	1,5	0,101				
spectre	1,51	0,1				
spectre	1,52	0,1				
spectre	1,53	0,099				
spectre	1,54	0,099				
spectre	1,55	0,098				
spectre	1,56	0,098				

Name	Period sec	Value	Filename	Header Lines to Skip	Value Type	Damping Ratio
spectre	1,57	0,098				
spectre	1,58	0,097				
spectre	1,59	0,097				
spectre	1,6	0,096				
spectre	1,61	0,096				
spectre	1,62	0,096				
spectre	1,63	0,095				
spectre	1,64	0,095				
spectre	1,65	0,094				
spectre	1,66	0,094				
spectre	1,67	0,094				
spectre	1,68	0,093				
spectre	1,69	0,093				
spectre	1,7	0,093				
spectre	1,71	0,092				
spectre	1,72	0,092				
spectre	1,73	0,091				
spectre	1,74	0,091				
spectre	1,75	0,091				
spectre	1,76	0,09				
spectre	1,77	0,09				
spectre	1,78	0,09				
spectre	1,79	0,089				
spectre	1,8	0,089				
spectre	1,81	0,089				
spectre	1,82	0,088				
spectre	1,83	0,088				
spectre	1,84	0,088				
spectre	1,85	0,087				
spectre	1,86	0,087				
spectre	1,87	0,087				
spectre	1,88	0,087				
spectre	1,89	0,086				
spectre	1,9	0,086				
spectre	1,91	0,086				
spectre	1,92	0,085				
spectre	1,93	0,085				
spectre	1,94	0,085				
spectre	1,95	0,084				
spectre	1,96	0,084				
spectre	1,97	0,084				
spectre	1,98	0,084				
spectre	1,99	0,083				
spectre	2	0,083				
spectre	2,01	0,083				
spectre	2,02	0,082				
spectre	2,03	0,082				
spectre	2,04	0,082				
spectre	2,05	0,082				
spectre	2,06	0,081				
spectre	2,07	0,081				
spectre	2,08	0,081				
spectre	2,09	0,081				
spectre	2,1	0,08				

Name	Period sec	Value	Filename	Header Lines to Skip	Value Type	Damping Ratio
spectre	2,11	0,08				
spectre	2,12	0,08				
spectre	2,13	0,08				
spectre	2,14	0,079				
spectre	2,15	0,079				
spectre	2,16	0,079				
spectre	2,17	0,079				
spectre	2,18	0,078				
spectre	2,19	0,078				
spectre	2,2	0,078				
spectre	2,21	0,078				
spectre	2,22	0,077				
spectre	2,23	0,077				
spectre	2,24	0,077				
spectre	2,25	0,077				
spectre	2,26	0,077				
spectre	2,27	0,076				
spectre	2,28	0,076				
spectre	2,29	0,076				
spectre	2,3	0,076				
spectre	2,31	0,075				
spectre	2,32	0,075				
spectre	2,33	0,075				
spectre	2,34	0,075				
spectre	2,35	0,075				
spectre	2,36	0,074				
spectre	2,37	0,074				
spectre	2,38	0,074				
spectre	2,39	0,074				
spectre	2,4	0,074				
spectre	2,41	0,073				
spectre	2,42	0,073				
spectre	2,43	0,073				
spectre	2,44	0,073				
spectre	2,45	0,073				
spectre	2,46	0,072				
spectre	2,47	0,072				
spectre	2,48	0,072				
spectre	2,49	0,072				
spectre	2,5	0,072				
spectre	2,51	0,071				
spectre	2,52	0,071				
spectre	2,53	0,071				
spectre	2,54	0,071				
spectre	2,55	0,071				
spectre	2,56	0,07				
spectre	2,57	0,07				
spectre	2,58	0,07				
spectre	2,59	0,07				
spectre	2,6	0,07				
spectre	2,61	0,07				
spectre	2,62	0,069				
spectre	2,63	0,069				
spectre	2,64	0,069				

Name	Period sec	Value	Filename	Header Lines to Skip	Value Type	Damping Ratio
spectre	2,65	0,069				
spectre	2,66	0,069				
spectre	2,67	0,068				
spectre	2,68	0,068				
spectre	2,69	0,068				
spectre	2,7	0,068				
spectre	2,71	0,068				
spectre	2,72	0,068				
spectre	2,73	0,067				
spectre	2,74	0,067				
spectre	2,75	0,067				
spectre	2,76	0,067				
spectre	2,77	0,067				
spectre	2,78	0,067				
spectre	2,79	0,066				
spectre	2,8	0,066				
spectre	2,81	0,066				
spectre	2,82	0,066				
spectre	2,83	0,066				
spectre	2,84	0,066				
spectre	2,85	0,066				
spectre	2,86	0,065				
spectre	2,87	0,065				
spectre	2,88	0,065				
spectre	2,89	0,065				
spectre	2,9	0,065				
spectre	2,91	0,065				
spectre	2,92	0,064				
spectre	2,93	0,064				
spectre	2,94	0,064				
spectre	2,95	0,064				
spectre	2,96	0,064				
spectre	2,97	0,064				
spectre	2,98	0,064				
spectre	2,99	0,063				
spectre	3	0,063				
spectre	3,01	0,063				
spectre	3,02	0,063				
spectre	3,03	0,062				
spectre	3,04	0,062				
spectre	3,05	0,062				
spectre	3,06	0,061				
spectre	3,07	0,061				
spectre	3,08	0,061				
spectre	3,09	0,06				
spectre	3,1	0,06				
spectre	3,11	0,06				
spectre	3,12	0,059				
spectre	3,13	0,059				
spectre	3,14	0,059				
spectre	3,15	0,058				
spectre	3,16	0,058				
spectre	3,17	0,058				
spectre	3,18	0,057				

Name	Period sec	Value	Filename	Header Lines to Skip	Value Type	Damping Ratio
spectre	3,19	0,057				
spectre	3,2	0,057				
spectre	3,21	0,057				
spectre	3,22	0,056				
spectre	3,23	0,056				
spectre	3,24	0,056				
spectre	3,25	0,055				
spectre	3,26	0,055				
spectre	3,27	0,055				
spectre	3,28	0,055				
spectre	3,29	0,054				
spectre	3,3	0,054				
spectre	3,31	0,054				
spectre	3,32	0,054				
spectre	3,33	0,053				
spectre	3,34	0,053				
spectre	3,35	0,053				
spectre	3,36	0,052				
spectre	3,37	0,052				
spectre	3,38	0,052				
spectre	3,39	0,052				
spectre	3,4	0,051				
spectre	3,41	0,051				
spectre	3,42	0,051				
spectre	3,43	0,051				
spectre	3,44	0,05				
spectre	3,45	0,05				
spectre	3,46	0,05				
spectre	3,47	0,05				
spectre	3,48	0,049				
spectre	3,49	0,049				
spectre	3,5	0,049				
spectre	3,51	0,049				
spectre	3,52	0,049				
spectre	3,53	0,048				
spectre	3,54	0,048				
spectre	3,55	0,048				
spectre	3,56	0,048				
spectre	3,57	0,047				
spectre	3,58	0,047				
spectre	3,59	0,047				
spectre	3,6	0,047				
spectre	3,61	0,047				
spectre	3,62	0,046				
spectre	3,63	0,046				
spectre	3,64	0,046				
spectre	3,65	0,046				
spectre	3,66	0,045				
spectre	3,67	0,045				
spectre	3,68	0,045				
spectre	3,69	0,045				
spectre	3,7	0,045				
spectre	3,71	0,044				
spectre	3,72	0,044				

Name	Period sec	Value	Filename	Header Lines to Skip	Value Type	Damping Ratio
spectre	3,73	0,044				
spectre	3,74	0,044				
spectre	3,75	0,044				
spectre	3,76	0,043				
spectre	3,77	0,043				
spectre	3,78	0,043				
spectre	3,79	0,043				
spectre	3,8	0,043				
spectre	3,81	0,043				
spectre	3,82	0,042				
spectre	3,83	0,042				
spectre	3,84	0,042				
spectre	3,85	0,042				
spectre	3,86	0,042				
spectre	3,87	0,041				
spectre	3,88	0,041				
spectre	3,89	0,041				
spectre	3,9	0,041				
spectre	3,91	0,041				
spectre	3,92	0,041				
spectre	3,93	0,04				
spectre	3,94	0,04				
spectre	3,95	0,04				
spectre	3,96	0,04				
spectre	3,97	0,04				
spectre	3,98	0,04				
spectre	3,99	0,039				
spectre	4	0,039				
spectre	4,01	0,039				
spectre	4,02	0,039				
spectre	4,03	0,039				
spectre	4,04	0,039				
spectre	4,05	0,038				
spectre	4,06	0,038				
spectre	4,07	0,038				
spectre	4,08	0,038				
spectre	4,09	0,038				
spectre	4,1	0,038				
spectre	4,11	0,037				
spectre	4,12	0,037				
spectre	4,13	0,037				
spectre	4,14	0,037				
spectre	4,15	0,037				
spectre	4,16	0,037				
spectre	4,17	0,037				
spectre	4,18	0,036				
spectre	4,19	0,036				
spectre	4,2	0,036				
spectre	4,21	0,036				
spectre	4,22	0,036				
spectre	4,23	0,036				
spectre	4,24	0,036				
spectre	4,25	0,035				
spectre	4,26	0,035				

Name	Period sec	Value	Filename	Header Lines to Skip	Value Type	Damping Ratio
spectre	4,27	0,035				
spectre	4,28	0,035				
spectre	4,29	0,035				
spectre	4,3	0,035				
spectre	4,31	0,035				
spectre	4,32	0,034				
spectre	4,33	0,034				
spectre	4,34	0,034				
spectre	4,35	0,034				
spectre	4,36	0,034				
spectre	4,37	0,034				
spectre	4,38	0,034				
spectre	4,39	0,034				
spectre	4,4	0,033				
spectre	4,41	0,033				
spectre	4,42	0,033				
spectre	4,43	0,033				
spectre	4,44	0,033				
spectre	4,45	0,033				
spectre	4,46	0,033				
spectre	4,47	0,033				
spectre	4,48	0,032				
spectre	4,49	0,032				
spectre	4,5	0,032				
spectre	4,51	0,032				
spectre	4,52	0,032				
spectre	4,53	0,032				
spectre	4,54	0,032				
spectre	4,55	0,032				
spectre	4,56	0,032				
spectre	4,57	0,031				
spectre	4,58	0,031				
spectre	4,59	0,031				
spectre	4,6	0,031				
spectre	4,61	0,031				
spectre	4,62	0,031				
spectre	4,63	0,031				
spectre	4,64	0,031				
spectre	4,65	0,031				
spectre	4,66	0,03				
spectre	4,67	0,03				
spectre	4,68	0,03				
spectre	4,69	0,03				
spectre	4,7	0,03				
spectre	4,71	0,03				
spectre	4,72	0,03				
spectre	4,73	0,03				
spectre	4,74	0,03				
spectre	4,75	0,029				
spectre	4,76	0,029				
spectre	4,77	0,029				
spectre	4,78	0,029				
spectre	4,79	0,029				
spectre	4,8	0,029				

Name	Period sec	Value	Filename	Header Lines to Skip	Value Type	Damping Ratio
spectre	4,81	0,029				
spectre	4,82	0,029				
spectre	4,83	0,029				
spectre	4,84	0,029				
spectre	4,85	0,028				
spectre	4,86	0,028				
spectre	4,87	0,028				
spectre	4,88	0,028				
spectre	4,89	0,028				
spectre	4,9	0,028				
spectre	4,91	0,028				
spectre	4,92	0,028				
spectre	4,93	0,028				
spectre	4,94	0,028				
spectre	4,95	0,027				
spectre	4,96	0,027				
spectre	4,97	0,027				
spectre	4,98	0,027				
spectre	4,99	0,027				
spectre	5	0,027				

### 3.4 Load Cases

Table 3.5 - Load Case Definitions - Summary

Name	Type
Modal	Modal - Eigen
G	Linear Static
Q	Linear Static
Vx	Linear Static
Vy	Linear Static
Ex	Response Spectrum
Ey	Response Spectrum

## 3.5 Load Combinations

Table 3.6 - Load Combination Definitions

Name	Type	Is Auto	Load Name	SF	Notes
0,8G+EX	Linear Add	No	G	0,8	
0,8G+EX			Ex	1	
0,8G+EY	Linear Add	No	G	0,8	
0,8G+EY			Ey	1	
ELS	Linear Add	No	G	1	
ELS			Q	1	
ELU	Linear Add	No	G	1,35	
ELU			Q	1,5	
G+Q+Ex	Linear Add	No	G	1	
G+Q+Ex			Q	1	
G+Q+Ex			Ex	1	
G+Q+Ey	Linear Add	No	G	1	
G+Q+Ey			Q	1	
G+Q+Ey			Ey	1	



Table 4.3 - Diaphragm Center of Mass Displacements

Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UX mm	UY mm	RZ rad	Point	X m	Y m	Z m
Story11	D5	G	LinStatic		-1,102	0,024	1,1E-05	138	17,7821	10,5119	18,15
Story11	D5	Q	LinStatic		-0,345	0,014	5E-06	138	17,7821	10,5119	18,15
Story11	D5	Vx	LinStatic		10,379	0,011	4E-06	138	17,7821	10,5119	18,15
Story11	D5	Vy	LinStatic		0,005	8,013	-6E-06	138	17,7821	10,5119	18,15
Story11	D5	Ex	LinRespSpec	Max	13,773	0,074	2,4E-05	138	17,7821	10,5119	18,15
Story11	D5	Ey	LinRespSpec	Max	0,046	10,688	2,7E-05	138	17,7821	10,5119	18,15
Story11	D5	ELU	Combination		-2,005	0,054	2,1E-05	138	17,7821	10,5119	18,15
Story11	D5	ELS	Combination		-1,447	0,038	1,5E-05	138	17,7821	10,5119	18,15
Story11	D5	0,8G+EX	Combination	Max	12,891	0,093	3,2E-05	138	17,7821	10,5119	18,15
Story11	D5	0,8G+EX	Combination	Min	-14,654	-0,054	-1,5E-05	138	17,7821	10,5119	18,15
Story11	D5	0,8G+EY	Combination	Max	-0,836	10,707	3,5E-05	138	17,7821	10,5119	18,15
Story11	D5	0,8G+EY	Combination	Min	-0,927	-10,668	-1,8E-05	138	17,7821	10,5119	18,15
Story11	D5	G+Q+Ex	Combination	Max	12,326	0,112	3,9E-05	138	17,7821	10,5119	18,15
Story11	D5	G+Q+Ex	Combination	Min	-15,219	-0,035	-8E-06	138	17,7821	10,5119	18,15
Story11	D5	G+Q+Ey	Combination	Max	-1,401	10,726	4,2E-05	138	17,7821	10,5119	18,15
Story11	D5	G+Q+Ey	Combination	Min	-1,493	-10,649	-1,2E-05	138	17,7821	10,5119	18,15
Story10	D4	G	LinStatic		-0,775	-0,012	8E-06	140	13,4669	10,5	14,55
Story10	D4	Q	LinStatic		-0,252	-0,002	3E-06	140	13,4669	10,5	14,55
Story10	D4	Vx	LinStatic		7,865	-0,004	3E-06	140	13,4669	10,5	14,55
Story10	D4	Vy	LinStatic		0,003	6,166	-7E-06	140	13,4669	10,5	14,55
Story10	D4	Ex	LinRespSpec	Max	10,374	0,047	1,8E-05	140	13,4669	10,5	14,55
Story10	D4	Ey	LinRespSpec	Max	0,035	8,219	2,3E-05	140	13,4669	10,5	14,55
Story10	D4	ELU	Combination		-1,425	-0,019	1,5E-05	140	13,4669	10,5	14,55
Story10	D4	ELS	Combination		-1,028	-0,014	1,1E-05	140	13,4669	10,5	14,55
Story10	D4	0,8G+EX	Combination	Max	9,754	0,038	2,4E-05	140	13,4669	10,5	14,55
Story10	D4	0,8G+EX	Combination	Min	-10,995	-0,057	-1,2E-05	140	13,4669	10,5	14,55
Story10	D4	0,8G+EY	Combination	Max	-0,586	8,21	2,9E-05	140	13,4669	10,5	14,55
Story10	D4	0,8G+EY	Combination	Min	-0,655	-8,229	-1,7E-05	140	13,4669	10,5	14,55
Story10	D4	G+Q+Ex	Combination	Max	9,347	0,034	2,9E-05	140	13,4669	10,5	14,55
Story10	D4	G+Q+Ex	Combination	Min	-11,402	-0,061	-7E-06	140	13,4669	10,5	14,55
Story10	D4	G+Q+Ey	Combination	Max	-0,993	8,206	3,4E-05	140	13,4669	10,5	14,55
Story10	D4	G+Q+Ey	Combination	Min	-1,062	-8,233	-1,2E-05	140	13,4669	10,5	14,55
Story4	D3	G	LinStatic		-0,477	0,028	4E-06	150	19,6363	11,7012	10,95
Story4	D3	Q	LinStatic		-0,158	0,016	2E-06	150	19,6363	11,7012	10,95
Story4	D3	Vx	LinStatic		5,388	0,009	2E-06	150	19,6363	11,7012	10,95
Story4	D3	Vy	LinStatic		0,009	4,233	-7E-06	150	19,6363	11,7012	10,95
Story4	D3	Ex	LinRespSpec	Max	7,053	0,051	1,3E-05	150	19,6363	11,7012	10,95
Story4	D3	Ey	LinRespSpec	Max	0,02	5,566	1,9E-05	150	19,6363	11,7012	10,95
Story4	D3	ELU	Combination		-0,882	0,062	9E-06	150	19,6363	11,7012	10,95
Story4	D3	ELS	Combination		-0,636	0,044	6E-06	150	19,6363	11,7012	10,95
Story4	D3	0,8G+EX	Combination	Max	6,671	0,074	1,6E-05	150	19,6363	11,7012	10,95
Story4	D3	0,8G+EX	Combination	Min	-7,435	-0,029	-9E-06	150	19,6363	11,7012	10,95
Story4	D3	0,8G+EY	Combination	Max	-0,362	5,588	2,3E-05	150	19,6363	11,7012	10,95
Story4	D3	0,8G+EY	Combination	Min	-0,402	-5,543	-1,5E-05	150	19,6363	11,7012	10,95
Story4	D3	G+Q+Ex	Combination	Max	6,417	0,096	1,9E-05	150	19,6363	11,7012	10,95
Story4	D3	G+Q+Ex	Combination	Min	-7,688	-0,007	-6E-06	150	19,6363	11,7012	10,95
Story4	D3	G+Q+Ey	Combination	Max	-0,616	5,61	2,5E-05	150	19,6363	11,7012	10,95
Story4	D3	G+Q+Ey	Combination	Min	-0,655	-5,521	-1,3E-05	150	19,6363	11,7012	10,95
Story3	D2	G	LinStatic		-0,218	0,01	2E-06	152	17,4782	11,7793	7,35
Story3	D2	Q	LinStatic		-0,071	0,008	1E-06	152	17,4782	11,7793	7,35
Story3	D2	Vx	LinStatic		3,01	0,003	1E-06	152	17,4782	11,7793	7,35
Story3	D2	Vy	LinStatic		0,006	2,411	-5E-06	152	17,4782	11,7793	7,35
Story3	D2	Ex	LinRespSpec	Max	3,906	0,013	7E-06	152	17,4782	11,7793	7,35
Story3	D2	Ey	LinRespSpec	Max	0,014	3,158	1,3E-05	152	17,4782	11,7793	7,35
Story3	D2	ELU	Combination		-0,401	0,025	4E-06	152	17,4782	11,7793	7,35

Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UX mm	UY mm	RZ rad	Point	X m	Y m	Z m
Story3	D2	ELS	Combination		-0,289	0,018	3E-06	152	17,4782	11,7793	7,35
Story3	D2	0,8G+EX	Combination	Max	3,731	0,021	9E-06	152	17,4782	11,7793	7,35
Story3	D2	0,8G+EX	Combination	Min	-4,08	-0,005	-6E-06	152	17,4782	11,7793	7,35
Story3	D2	0,8G+EY	Combination	Max	-0,161	3,166	1,4E-05	152	17,4782	11,7793	7,35
Story3	D2	0,8G+EY	Combination	Min	-0,188	-3,15	-1,1E-05	152	17,4782	11,7793	7,35
Story3	D2	G+Q+Ex	Combination	Max	3,616	0,031	1E-05	152	17,4782	11,7793	7,35
Story3	D2	G+Q+Ex	Combination	Min	-4,195	0,004	-5E-06	152	17,4782	11,7793	7,35
Story3	D2	G+Q+Ey	Combination	Max	-0,276	3,176	1,5E-05	152	17,4782	11,7793	7,35
Story3	D2	G+Q+Ey	Combination	Min	-0,303	-3,14	-1E-05	152	17,4782	11,7793	7,35
Story1	D1	G	LinStatic		-0,058	0,003	1E-06	162	18,1924	11,5839	3,75
Story1	D1	Q	LinStatic		-0,019	0,002	2,133E-07	162	18,1924	11,5839	3,75
Story1	D1	Vx	LinStatic		1,078	0,001	1,144E-07	162	18,1924	11,5839	3,75
Story1	D1	Vy	LinStatic		0,002	0,904	-2E-06	162	18,1924	11,5839	3,75
Story1	D1	Ex	LinRespSpec	Max	1,386	0,006	3E-06	162	18,1924	11,5839	3,75
Story1	D1	Ey	LinRespSpec	Max	0,006	1,176	5E-06	162	18,1924	11,5839	3,75
Story1	D1	ELU	Combination		-0,106	0,008	1E-06	162	18,1924	11,5839	3,75
Story1	D1	ELS	Combination		-0,076	0,006	1E-06	162	18,1924	11,5839	3,75
Story1	D1	0,8G+EX	Combination	Max	1,34	0,009	3E-06	162	18,1924	11,5839	3,75
Story1	D1	0,8G+EX	Combination	Min	-1,432	-0,004	-2E-06	162	18,1924	11,5839	3,75
Story1	D1	0,8G+EY	Combination	Max	-0,04	1,179	5E-06	162	18,1924	11,5839	3,75
Story1	D1	0,8G+EY	Combination	Min	-0,052	-1,174	-4E-06	162	18,1924	11,5839	3,75
Story1	D1	G+Q+Ex	Combination	Max	1,31	0,012	4E-06	162	18,1924	11,5839	3,75
Story1	D1	G+Q+Ex	Combination	Min	-1,463	-0,0004746	-2E-06	162	18,1924	11,5839	3,75
Story1	D1	G+Q+Ey	Combination	Max	-0,07	1,182	6E-06	162	18,1924	11,5839	3,75
Story1	D1	G+Q+Ey	Combination	Min	-0,082	-1,171	-4E-06	162	18,1924	11,5839	3,75

## 4.2 Story Results

Table 4.4 - Story Max Over Avg Displacements

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Maximum mm	Average mm	Ratio
Story11	G	LinStatic		X	1,212	1,102	1,1
Story10	G	LinStatic		X	0,854	0,775	1,102
Story4	G	LinStatic		X	0,519	0,472	1,099
Story3	G	LinStatic		X	0,255	0,226	1,133
Story1	G	LinStatic		X	0,068	0,06	1,141
Story11	Q	LinStatic		X	0,394	0,345	1,143
Story10	Q	LinStatic		X	0,287	0,252	1,139
Story4	Q	LinStatic		X	0,176	0,156	1,131
Story3	Q	LinStatic		X	0,087	0,075	1,169
Story3	Q	LinStatic		Y	0,019	0,008	2,468
Story1	Q	LinStatic		X	0,023	0,02	1,17
Story1	Q	LinStatic		Y	0,005	0,002	2,337
Story11	Vx	LinStatic		X	10,416	10,379	1,004
Story10	Vx	LinStatic		X	7,894	7,865	1,004
Story4	Vx	LinStatic		X	5,409	5,39	1,004
Story3	Vx	LinStatic		X	3,021	3,006	1,005
Story1	Vx	LinStatic		X	1,079	1,077	1,002
Story11	Vy	LinStatic		Y	8,094	8,014	1,01
Story10	Vy	LinStatic		Y	6,235	6,139	1,016
Story4	Vy	LinStatic		Y	4,349	4,248	1,024
Story3	Vy	LinStatic		Y	2,486	2,411	1,031
Story1	Vy	LinStatic		Y	0,933	0,905	1,031
Story11	Ex	LinRespSpec	Max	X	13,863	13,775	1,006
Story10	Ex	LinRespSpec	Max	X	10,445	10,376	1,007

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Maximum mm	Average mm	Ratio
Story4	Ex	LinRespSpec	Max	X	7,107	7,059	1,007
Story3	Ex	LinRespSpec	Max	X	3,935	3,898	1,01
Story1	Ex	LinRespSpec	Max	X	1,393	1,385	1,006
Story11	Ey	LinRespSpec	Max	Y	10,966	10,696	1,025
Story10	Ey	LinRespSpec	Max	Y	8,405	8,148	1,032
Story4	Ey	LinRespSpec	Max	Y	5,827	5,602	1,04
Story3	Ey	LinRespSpec	Max	Y	3,311	3,159	1,048
Story1	Ey	LinRespSpec	Max	Y	1,236	1,18	1,047
Story11	ELU	Combination		X	2,228	2,005	1,111
Story10	ELU	Combination		X	1,584	1,425	1,112
Story4	ELU	Combination		X	0,965	0,871	1,107
Story3	ELU	Combination		X	0,476	0,416	1,142
Story1	ELU	Combination		X	0,127	0,11	1,149
Story11	ELS	Combination		X	1,607	1,447	1,11
Story10	ELS	Combination		X	1,142	1,028	1,111
Story4	ELS	Combination		X	0,695	0,628	1,107
Story3	ELS	Combination		X	0,343	0,3	1,142
Story1	ELS	Combination		X	0,091	0,079	1,148
Story11	0,8G+EX	Combination	Max	X	13,069	12,893	1,014
Story10	0,8G+EX	Combination	Max	X	9,888	9,756	1,014
Story4	0,8G+EX	Combination	Max	X	6,766	6,682	1,013
Story3	0,8G+EX	Combination	Max	X	3,779	3,717	1,017
Story1	0,8G+EX	Combination	Max	X	1,352	1,337	1,011
Story11	0,8G+EX	Combination	Min	X	14,657	14,655	1
Story10	0,8G+EX	Combination	Min	X	11,002	10,996	1,001
Story4	0,8G+EX	Combination	Min	X	7,447	7,437	1,001
Story3	0,8G+EX	Combination	Min	X	4,092	4,078	1,003
Story1	0,8G+EX	Combination	Min	X	1,434	1,432	1,001
Story11	0,8G+EY	Combination	Max	Y	10,865	10,713	1,014
Story10	0,8G+EY	Combination	Max	Y	8,335	8,162	1,021
Story4	0,8G+EY	Combination	Max	Y	5,792	5,617	1,031
Story3	0,8G+EY	Combination	Max	Y	3,298	3,167	1,041
Story1	0,8G+EY	Combination	Max	Y	1,232	1,182	1,042
Story11	0,8G+EY	Combination	Min	X	1,226	1,077	1,139
Story11	0,8G+EY	Combination	Min	Y	11,067	10,679	1,036
Story10	0,8G+EY	Combination	Min	Y	8,475	8,133	1,042
Story4	0,8G+EY	Combination	Min	Y	5,862	5,587	1,049
Story3	0,8G+EY	Combination	Min	X	0,459	0,323	1,421
Story3	0,8G+EY	Combination	Min	Y	3,324	3,151	1,055
Story1	0,8G+EY	Combination	Min	Y	1,239	1,177	1,053
Story11	G+Q+Ex	Combination	Max	X	12,576	12,328	1,02
Story10	G+Q+Ex	Combination	Max	X	9,531	9,348	1,02
Story4	G+Q+Ex	Combination	Max	X	6,546	6,431	1,018
Story3	G+Q+Ex	Combination	Max	X	3,678	3,598	1,022
Story1	G+Q+Ex	Combination	Max	X	1,326	1,305	1,016
Story11	G+Q+Ex	Combination	Min	X	15,293	15,221	1,005
Story10	G+Q+Ex	Combination	Min	X	11,449	11,404	1,004
Story4	G+Q+Ex	Combination	Min	X	7,707	7,687	1,003
Story3	G+Q+Ex	Combination	Min	X	4,203	4,198	1,001
Story1	G+Q+Ex	Combination	Min	X	1,467	1,464	1,002
Story11	G+Q+Ey	Combination	Max	X	1,401	1,188	1,179
Story11	G+Q+Ey	Combination	Max	Y	10,787	10,73	1,005
Story10	G+Q+Ey	Combination	Max	X	0,993	0,82	1,211
Story10	G+Q+Ey	Combination	Max	Y	8,283	8,177	1,013
Story4	G+Q+Ey	Combination	Max	Y	5,769	5,633	1,024

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Maximum mm	Average mm	Ratio
Story3	G+Q+Ey	Combination	Max	Y	3,291	3,177	1,036
Story1	G+Q+Ey	Combination	Max	Y	1,23	1,185	1,038
Story11	G+Q+Ey	Combination	Min	X	1,863	1,678	1,11
Story11	G+Q+Ey	Combination	Min	Y	11,145	10,662	1,045
Story10	G+Q+Ey	Combination	Min	X	1,365	1,214	1,125
Story10	G+Q+Ey	Combination	Min	Y	8,527	8,118	1,05
Story4	G+Q+Ey	Combination	Min	X	0,879	0,766	1,148
Story4	G+Q+Ey	Combination	Min	Y	5,886	5,571	1,057
Story3	G+Q+Ey	Combination	Min	X	0,597	0,449	1,331
Story3	G+Q+Ey	Combination	Min	Y	3,331	3,141	1,06
Story1	G+Q+Ey	Combination	Min	X	0,19	0,136	1,398
Story1	G+Q+Ey	Combination	Min	Y	1,241	1,175	1,057

Table 4.5 - Story Drifts

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Drift	Label	X m	Y m	Z m
Story11	G	LinStatic		X	0,0001	63	3,5	21	18,15
Story11	Q	LinStatic		X	3E-05	63	3,5	21	18,15
Story11	Vx	LinStatic		X	0,000701	8	28	0	18,15
Story11	Vy	LinStatic		Y	0,000525	7	31,5	21	18,15
Story11	Ex	LinRespSpec	Max	X	0,000955	8	28	0	18,15
Story11	Ey	LinRespSpec	Max	Y	0,000717	57	3,5	0	18,15
Story11	ELU	Combination		X	0,000179	63	3,5	21	18,15
Story11	ELS	Combination		X	0,000129	63	3,5	21	18,15
Story11	0,8G+EX	Combination	Max	X	0,000889	8	28	0	18,15
Story11	0,8G+EX	Combination	Min	X	0,001024	63	3,5	21	18,15
Story11	0,8G+EY	Combination	Max	Y	0,000721	7	31,5	21	18,15
Story11	0,8G+EY	Combination	Min	X	9,2E-05	63	3,5	21	18,15
Story11	0,8G+EY	Combination	Min	Y	0,000725	62	3,5	17,5	18,15
Story11	G+Q+Ex	Combination	Max	X	0,000851	8	28	0	18,15
Story11	G+Q+Ex	Combination	Min	X	0,001073	63	3,5	21	18,15
Story11	G+Q+Ey	Combination	Max	X	0,000117	55	7	17,5	18,15
Story11	G+Q+Ey	Combination	Max	Y	0,000729	7	31,5	21	18,15
Story11	G+Q+Ey	Combination	Min	X	0,000142	63	3,5	21	18,15
Story11	G+Q+Ey	Combination	Min	Y	0,000733	57	3,5	0	18,15
Story10	G	LinStatic		X	0,000134	49	10,5	21	14,55
Story10	Q	LinStatic		X	3,9E-05	49	10,5	21	14,55
Story10	Q	LinStatic		Y	3,7E-05	14	28	21	14,55
Story10	Vx	LinStatic		X	0,000983	46	10,5	10,5	14,55
Story10	Vy	LinStatic		Y	0,000686	22	21	0	14,55
Story10	Ex	LinRespSpec	Max	X	0,001339	46	10,5	10,5	14,55
Story10	Ey	LinRespSpec	Max	Y	0,000935	22	21	0	14,55
Story10	ELU	Combination		X	0,000239	49	10,5	21	14,55
Story10	ELU	Combination		Y	0,000442	21	24,5	21	14,55
Story10	ELS	Combination		X	0,000173	49	10,5	21	14,55
Story10	ELS	Combination		Y	0,000325	21	24,5	21	14,55
Story10	0,8G+EX	Combination	Max	X	0,001243	46	10,5	10,5	14,55
Story10	0,8G+EX	Combination	Min	X	0,001436	46	10,5	10,5	14,55
Story10	0,8G+EY	Combination	Max	Y	0,00115	21	24,5	21	14,55
Story10	0,8G+EY	Combination	Min	Y	0,001141	15	24,5	0	14,55
Story10	G+Q+Ex	Combination	Max	X	0,001184	46	10,5	10,5	14,55
Story10	G+Q+Ex	Combination	Min	X	0,001494	46	10,5	10,5	14,55
Story10	G+Q+Ey	Combination	Max	Y	0,001235	21	24,5	21	14,55
Story10	G+Q+Ey	Combination	Min	X	0,000196	49	10,5	21	14,55
Story10	G+Q+Ey	Combination	Min	Y	0,001213	15	24,5	0	14,55

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Drift	Label	X m	Y m	Z m
Story9	G	LinStatic		X	0,000129	4	31,5	10,5	13,05
Story9	Q	LinStatic		X	3,8E-05	21	24,5	21	13,05
Story9	Q	LinStatic		Y	2,9E-05	51	7	3,5	13,05
Story9	Vx	LinStatic		X	0,000815	15	24,5	0	13,05
Story9	Vy	LinStatic		Y	0,000811	4	31,5	10,5	13,05
Story9	Ex	LinRespSpec	Max	X	0,001103	15	24,5	0	13,05
Story9	Ey	LinRespSpec	Max	Y	0,001109	60	3,5	10,5	13,05
Story9	ELU	Combination		X	0,000219	4	31,5	10,5	13,05
Story9	ELS	Combination		X	0,000159	4	31,5	10,5	13,05
Story9	0,8G+EX	Combination	Max	X	0,001046	15	24,5	0	13,05
Story9	0,8G+EX	Combination	Min	X	0,001164	21	24,5	21	13,05
Story9	0,8G+EY	Combination	Max	Y	0,001101	4	31,5	10,5	13,05
Story9	0,8G+EY	Combination	Min	X	0,000109	55	7	17,5	13,05
Story9	0,8G+EY	Combination	Min	Y	0,001125	60	3,5	10,5	13,05
Story9	G+Q+Ex	Combination	Max	X	0,001005	15	24,5	0	13,05
Story9	G+Q+Ex	Combination	Min	X	0,001222	21	24,5	21	13,05
Story9	G+Q+Ey	Combination	Max	X	0,000156	4	31,5	10,5	13,05
Story9	G+Q+Ey	Combination	Max	Y	0,001111	4	31,5	10,5	13,05
Story9	G+Q+Ey	Combination	Min	X	0,000168	55	7	17,5	13,05
Story9	G+Q+Ey	Combination	Min	Y	0,001137	60	3,5	10,5	13,05
Story8	G	LinStatic		X	0,000155	4	31,5	10,5	12,63
Story8	Q	LinStatic		X	3,6E-05	55	7	17,5	12,63
Story8	Vx	LinStatic		X	0,000768	15	24,5	0	12,63
Story8	Vy	LinStatic		Y	0,000786	4	31,5	10,5	12,63
Story8	Ex	LinRespSpec	Max	X	0,001038	15	24,5	0	12,63
Story8	Ey	LinRespSpec	Max	Y	0,001074	60	3,5	10,5	12,63
Story8	ELU	Combination		X	0,000258	4	31,5	10,5	12,63
Story8	ELS	Combination		X	0,000188	4	31,5	10,5	12,63
Story8	0,8G+EX	Combination	Max	X	0,000977	15	24,5	0	12,63
Story8	0,8G+EX	Combination	Min	X	0,001103	21	24,5	21	12,63
Story8	0,8G+EY	Combination	Max	X	0,000121	4	31,5	10,5	12,63
Story8	0,8G+EY	Combination	Max	Y	0,001066	4	31,5	10,5	12,63
Story8	0,8G+EY	Combination	Min	X	0,000127	4	31,5	10,5	12,63
Story8	0,8G+EY	Combination	Min	Y	0,001089	60	3,5	10,5	12,63
Story8	G+Q+Ex	Combination	Max	X	0,000937	15	24,5	0	12,63
Story8	G+Q+Ex	Combination	Min	X	0,001158	21	24,5	21	12,63
Story8	G+Q+Ey	Combination	Max	X	0,000184	4	31,5	10,5	12,63
Story8	G+Q+Ey	Combination	Max	Y	0,001077	4	31,5	10,5	12,63
Story8	G+Q+Ey	Combination	Min	X	0,000191	4	31,5	10,5	12,63
Story8	G+Q+Ey	Combination	Min	Y	0,001101	60	3,5	10,5	12,63
Story7	G	LinStatic		X	0,000164	4	31,5	10,5	12,21
Story7	Q	LinStatic		X	3,4E-05	4	31,5	10,5	12,21
Story7	Q	LinStatic		Y	2,4E-05	8	28	0	12,21
Story7	Vx	LinStatic		X	0,000723	53	7	10,5	12,21
Story7	Vy	LinStatic		Y	0,000831	44	10,5	3,5	12,21
Story7	Ex	LinRespSpec	Max	X	0,000973	53	7	10,5	12,21
Story7	Ey	LinRespSpec	Max	Y	0,001137	44	10,5	3,5	12,21
Story7	ELU	Combination		X	0,000272	4	31,5	10,5	12,21
Story7	ELS	Combination		X	0,000198	4	31,5	10,5	12,21
Story7	0,8G+EX	Combination	Max	X	0,000895	51	7	3,5	12,21
Story7	0,8G+EX	Combination	Min	X	0,001052	53	7	10,5	12,21
Story7	0,8G+EY	Combination	Max	Y	0,001166	48	10,5	17,5	12,21
Story7	0,8G+EY	Combination	Min	X	0,000134	4	31,5	10,5	12,21
Story7	0,8G+EY	Combination	Min	Y	0,001155	44	10,5	3,5	12,21
Story7	G+Q+Ex	Combination	Max	X	0,000849	51	7	3,5	12,21

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Drift	Label	X m	Y m	Z m
Story7	G+Q+Ex	Combination	Min	X	0,001103	53	7	10,5	12,21
Story7	G+Q+Ey	Combination	Max	X	0,000195	4	31,5	10,5	12,21
Story7	G+Q+Ey	Combination	Max	Y	0,001202	48	10,5	17,5	12,21
Story7	G+Q+Ey	Combination	Min	X	0,000201	4	31,5	10,5	12,21
Story7	G+Q+Ey	Combination	Min	Y	0,001159	44	10,5	3,5	12,21
Story6	G	LinStatic		X	0,000155	4	31,5	10,5	11,79
Story6	Q	LinStatic		X	3,6E-05	14	28	21	11,79
Story6	Vx	LinStatic		X	0,000717	36	14	0	11,79
Story6	Vy	LinStatic		Y	0,000737	44	10,5	3,5	11,79
Story6	Ex	LinRespSpec	Max	X	0,000959	36	14	0	11,79
Story6	Ey	LinRespSpec	Max	Y	0,001009	44	10,5	3,5	11,79
Story6	ELU	Combination		X	0,000261	4	31,5	10,5	11,79
Story6	ELS	Combination		X	0,00019	4	31,5	10,5	11,79
Story6	0,8G+EX	Combination	Max	X	0,000918	36	14	0	11,79
Story6	0,8G+EX	Combination	Min	X	0,001004	6	31,5	17,5	11,79
Story6	0,8G+EY	Combination	Max	Y	0,001026	48	10,5	17,5	11,79
Story6	0,8G+EY	Combination	Min	X	0,000127	4	31,5	10,5	11,79
Story6	0,8G+EY	Combination	Min	Y	0,00102	44	10,5	3,5	11,79
Story6	G+Q+Ex	Combination	Max	X	0,0009	36	14	0	11,79
Story6	G+Q+Ex	Combination	Min	X	0,001062	4	31,5	10,5	11,79
Story6	G+Q+Ey	Combination	Max	X	0,000187	4	31,5	10,5	11,79
Story6	G+Q+Ey	Combination	Max	Y	0,001054	48	10,5	17,5	11,79
Story6	G+Q+Ey	Combination	Min	X	0,000193	4	31,5	10,5	11,79
Story6	G+Q+Ey	Combination	Min	Y	0,001026	46	10,5	10,5	11,79
Story5	G	LinStatic		X	0,00013	4	31,5	10,5	11,37
Story5	Q	LinStatic		X	4E-05	14	28	21	11,37
Story5	Q	LinStatic		Y	4,8E-05	14	28	21	11,37
Story5	Vx	LinStatic		X	0,000751	36	14	0	11,37
Story5	Vy	LinStatic		Y	0,000676	68	14	10,5	11,37
Story5	Ex	LinRespSpec	Max	X	0,001003	36	14	0	11,37
Story5	Ex	LinRespSpec	Max	Y	0,000195	50	7	0	11,37
Story5	Ey	LinRespSpec	Max	Y	0,000913	68	14	10,5	11,37
Story5	ELU	Combination		X	0,000225	4	31,5	10,5	11,37
Story5	ELS	Combination		X	0,000163	4	31,5	10,5	11,37
Story5	0,8G+EX	Combination	Max	X	0,000959	36	14	0	11,37
Story5	0,8G+EX	Combination	Max	Y	0,00033	8	28	0	11,37
Story5	0,8G+EX	Combination	Min	X	0,001047	36	14	0	11,37
Story5	0,8G+EX	Combination	Min	Y	0,000343	14	28	21	11,37
Story5	0,8G+EY	Combination	Max	Y	0,000911	68	14	10,5	11,37
Story5	0,8G+EY	Combination	Min	X	0,000145	21	24,5	21	11,37
Story5	0,8G+EY	Combination	Min	Y	0,000914	68	14	10,5	11,37
Story5	G+Q+Ex	Combination	Max	X	0,000939	36	14	0	11,37
Story5	G+Q+Ex	Combination	Max	Y	0,00043	8	28	0	11,37
Story5	G+Q+Ex	Combination	Min	X	0,001067	36	14	0	11,37
Story5	G+Q+Ex	Combination	Min	Y	0,000447	14	28	21	11,37
Story5	G+Q+Ey	Combination	Max	X	0,00016	4	31,5	10,5	11,37
Story5	G+Q+Ey	Combination	Max	Y	0,000916	68	14	10,5	11,37
Story5	G+Q+Ey	Combination	Min	X	0,000187	21	24,5	21	11,37
Story5	G+Q+Ey	Combination	Min	Y	0,00091	68	14	10,5	11,37
Story4	G	LinStatic		X	7,9E-05	63	3,5	21	10,95
Story4	Q	LinStatic		X	2,7E-05	63	3,5	21	10,95
Story4	Vx	LinStatic		X	0,000663	8	28	0	10,95
Story4	Vy	LinStatic		Y	0,000517	57	3,5	0	10,95
Story4	Ex	LinRespSpec	Max	X	0,000885	8	28	0	10,95
Story4	Ey	LinRespSpec	Max	Y	0,000703	57	3,5	0	10,95

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Drift	Label	X m	Y m	Z m
Story4	ELU	Combination		X	0,000147	63	3,5	21	10,95
Story4	ELS	Combination		X	0,000106	63	3,5	21	10,95
Story4	0,8G+EX	Combination	Max	X	0,000833	8	28	0	10,95
Story4	0,8G+EX	Combination	Min	X	0,000936	63	3,5	21	10,95
Story4	0,8G+EY	Combination	Max	Y	0,000697	57	3,5	0	10,95
Story4	0,8G+EY	Combination	Min	X	8E-05	63	3,5	21	10,95
Story4	0,8G+EY	Combination	Min	Y	0,000709	57	3,5	0	10,95
Story4	G+Q+Ex	Combination	Max	X	0,0008	8	28	0	10,95
Story4	G+Q+Ex	Combination	Min	X	0,000979	63	3,5	21	10,95
Story4	G+Q+Ey	Combination	Max	X	9,2E-05	68	14	10,5	10,95
Story4	G+Q+Ey	Combination	Max	Y	0,000692	57	3,5	0	10,95
Story4	G+Q+Ey	Combination	Min	X	0,000123	63	3,5	21	10,95
Story4	G+Q+Ey	Combination	Min	Y	0,000714	57	3,5	0	10,95
Story3	G	LinStatic		X	0,000244	25	3,5	14	7,35
Story3	Q	LinStatic		X	3,4E-05	25	3,5	14	7,35
Story3	Q	LinStatic		Y	1,2E-05	15	24,5	0	7,35
Story3	Vx	LinStatic		X	0,000589	1	31,5	0	7,35
Story3	Vy	LinStatic		Y	0,000468	57	3,5	0	7,35
Story3	Ex	LinRespSpec	Max	X	0,000774	1	31,5	0	7,35
Story3	Ex	LinRespSpec	Max	Y	0,000794	25	3,5	14	7,35
Story3	Ey	LinRespSpec	Max	X	0,000316	24	3,5	7	7,35
Story3	Ey	LinRespSpec	Max	Y	0,001113	25	3,5	14	7,35
Story3	ELU	Combination		X	0,00038	25	3,5	14	7,35
Story3	ELS	Combination		X	0,000278	25	3,5	14	7,35
Story3	0,8G+EX	Combination	Max	X	0,000736	50	7	0	7,35
Story3	0,8G+EX	Combination	Max	Y	0,000786	25	3,5	14	7,35
Story3	0,8G+EX	Combination	Min	X	0,000812	1	31,5	0	7,35
Story3	0,8G+EX	Combination	Min	Y	0,000802	25	3,5	14	7,35
Story3	0,8G+EY	Combination	Max	X	0,000511	25	3,5	14	7,35
Story3	0,8G+EY	Combination	Max	Y	0,001105	25	3,5	14	7,35
Story3	0,8G+EY	Combination	Min	X	0,000127	24	3,5	7	7,35
Story3	0,8G+EY	Combination	Min	Y	0,001121	25	3,5	14	7,35
Story3	G+Q+Ex	Combination	Max	X	0,000713	50	7	0	7,35
Story3	G+Q+Ex	Combination	Max	Y	0,000782	25	3,5	14	7,35
Story3	G+Q+Ex	Combination	Min	X	0,000839	7	31,5	21	7,35
Story3	G+Q+Ex	Combination	Min	Y	0,000806	25	3,5	14	7,35
Story3	G+Q+Ey	Combination	Max	X	0,000594	25	3,5	14	7,35
Story3	G+Q+Ey	Combination	Max	Y	0,001101	25	3,5	14	7,35
Story3	G+Q+Ey	Combination	Min	Y	0,001125	25	3,5	14	7,35
Story2	G	LinStatic		X	8,3E-05	37	0	24,5	5,55
Story2	G	LinStatic		Y	5,5E-05	37	0	24,5	5,55
Story2	Q	LinStatic		X	2,4E-05	11	28	28	5,55
Story2	Q	LinStatic		Y	1,4E-05	26	24,5	24,5	5,55
Story2	Vx	LinStatic		X	0,000535	10	28	31,5	5,55
Story2	Vy	LinStatic		Y	0,000449	52	0	0	5,55
Story2	Ex	LinRespSpec	Max	X	0,000697	60	3,5	10,5	5,55
Story2	Ex	LinRespSpec	Max	Y	0,000226	37	0	24,5	5,55
Story2	Ey	LinRespSpec	Max	X	0,000127	37	0	24,5	5,55
Story2	Ey	LinRespSpec	Max	Y	0,000742	37	0	24,5	5,55
Story2	ELU	Combination		X	0,000145	37	0	24,5	5,55
Story2	ELU	Combination		Y	9,4E-05	37	0	24,5	5,55
Story2	ELS	Combination		X	0,000105	37	0	24,5	5,55
Story2	ELS	Combination		Y	6,8E-05	37	0	24,5	5,55
Story2	0,8G+EX	Combination	Max	X	0,000675	26	24,5	24,5	5,55
Story2	0,8G+EX	Combination	Max	Y	0,000271	37	0	24,5	5,55

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Drift	Label	X m	Y m	Z m
Story2	0,8G+EX	Combination	Min	X	0,000749	37	0	24,5	5,55
Story2	0,8G+EX	Combination	Min	Y	0,000205	47	0	3,5	5,55
Story2	0,8G+EY	Combination	Max	Y	0,000787	37	0	24,5	5,55
Story2	0,8G+EY	Combination	Min	X	0,000194	37	0	24,5	5,55
Story2	0,8G+EY	Combination	Min	Y	0,000731	52	0	0	5,55
Story2	G+Q+Ex	Combination	Max	X	0,000669	26	24,5	24,5	5,55
Story2	G+Q+Ex	Combination	Max	Y	0,000295	37	0	24,5	5,55
Story2	G+Q+Ex	Combination	Min	X	0,000788	37	0	24,5	5,55
Story2	G+Q+Ex	Combination	Min	Y	0,000215	52	0	0	5,55
Story2	G+Q+Ey	Combination	Max	Y	0,000811	37	0	24,5	5,55
Story2	G+Q+Ey	Combination	Min	X	0,000232	37	0	24,5	5,55
Story2	G+Q+Ey	Combination	Min	Y	0,000743	52	0	0	5,55
Story1	G	LinStatic		X	0,000202	40	0	14	3,75
Story1	G	LinStatic		Y	0,000126	27	21	24,5	3,75
Story1	Q	LinStatic		X	3,5E-05	40	0	14	3,75
Story1	Q	LinStatic		Y	1,3E-05	32	10,5	24,5	3,75
Story1	Vx	LinStatic		X	0,000738	52	0	0	3,75
Story1	Vx	LinStatic		Y	0,000198	33	7	24,5	3,75
Story1	Vy	LinStatic		Y	0,000612	38	0	21	3,75
Story1	Ex	LinRespSpec	Max	X	0,000974	52	0	0	3,75
Story1	Ex	LinRespSpec	Max	Y	0,000313	38	0	21	3,75
Story1	Ey	LinRespSpec	Max	X	0,000228	47	0	3,5	3,75
Story1	Ey	LinRespSpec	Max	Y	0,001023	38	0	21	3,75
Story1	ELU	Combination		X	0,000325	40	0	14	3,75
Story1	ELU	Combination		Y	0,000185	27	21	24,5	3,75
Story1	ELS	Combination		X	0,000237	40	0	14	3,75
Story1	ELS	Combination		Y	0,000136	27	21	24,5	3,75
Story1	0,8G+EX	Combination	Max	X	0,00094	52	0	0	3,75
Story1	0,8G+EX	Combination	Max	Y	0,000312	52	0	0	3,75
Story1	0,8G+EX	Combination	Min	X	0,001019	45	0	7	3,75
Story1	0,8G+EX	Combination	Min	Y	0,00033	38	0	21	3,75
Story1	0,8G+EY	Combination	Max	Y	0,001015	39	0	17,5	3,75
Story1	0,8G+EY	Combination	Min	X	0,000351	40	0	14	3,75
Story1	0,8G+EY	Combination	Min	Y	0,00104	38	0	21	3,75
Story1	G+Q+Ex	Combination	Max	X	0,000922	37	0	24,5	3,75
Story1	G+Q+Ex	Combination	Max	Y	0,000317	52	0	0	3,75
Story1	G+Q+Ex	Combination	Min	X	0,001093	40	0	14	3,75
Story1	G+Q+Ex	Combination	Min	Y	0,000337	38	0	21	3,75
Story1	G+Q+Ey	Combination	Max	Y	0,001019	47	0	3,5	3,75
Story1	G+Q+Ey	Combination	Min	X	0,000427	40	0	14	3,75
Story1	G+Q+Ey	Combination	Min	Y	0,001047	38	0	21	3,75

Table 4.6 - Story Max Over Avg Drifts

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Max Drift mm	Avg Drift mm	Ratio
Story11	G	LinStatic		X	0,358	0,327	1,097
Story11	Q	LinStatic		X	0,107	0,092	1,155
Story11	Vx	LinStatic		X	2,523	2,515	1,003
Story11	Vy	LinStatic		Y	1,892	1,876	1,009
Story11	Ex	LinRespSpec	Max	X	3,437	3,418	1,005
Story11	Ey	LinRespSpec	Max	Y	2,58	2,57	1,004
Story11	ELU	Combination		X	0,644	0,58	1,111
Story11	ELS	Combination		X	0,465	0,419	1,11
Story11	0,8G+EX	Combination	Max	X	3,201	3,157	1,014
Story11	0,8G+EX	Combination	Min	X	3,686	3,679	1,002
Story11	0,8G+EY	Combination	Max	Y	2,596	2,572	1,009
Story11	0,8G+EY	Combination	Min	X	0,331	0,303	1,095
Story11	0,8G+EY	Combination	Min	Y	2,611	2,567	1,017
Story11	G+Q+Ex	Combination	Max	X	3,064	2,999	1,022
Story11	G+Q+Ex	Combination	Min	X	3,865	3,837	1,007
Story11	G+Q+Ey	Combination	Max	X	0,42	0,369	1,139
Story11	G+Q+Ey	Combination	Max	Y	2,625	2,574	1,02
Story11	G+Q+Ey	Combination	Min	X	0,51	0,469	1,087
Story11	G+Q+Ey	Combination	Min	Y	2,637	2,565	1,028
Story10	G	LinStatic		X	0,2	0,098	2,046
Story10	Q	LinStatic		X	0,059	0,043	1,367
Story10	Q	LinStatic		Y	0,056	0,01	5,437
Story10	Vx	LinStatic		X	1,475	1,242	1,187
Story10	Vy	LinStatic		Y	1,029	0,768	1,34
Story10	Ex	LinRespSpec	Max	X	2,009	1,687	1,191
Story10	Ey	LinRespSpec	Max	Y	1,403	1,063	1,32
Story10	ELU	Combination		X	0,359	0,197	1,822
Story10	ELU	Combination		Y	0,663	0,024	27,654
Story10	ELS	Combination		X	0,259	0,141	1,837
Story10	ELS	Combination		Y	0,487	0,017	28,783
Story10	0,8G+EX	Combination	Max	X	1,864	1,565	1,192
Story10	0,8G+EX	Combination	Min	X	2,153	1,802	1,195
Story10	0,8G+EY	Combination	Max	Y	1,725	1,218	1,417
Story10	0,8G+EY	Combination	Min	Y	1,712	1,224	1,399
Story10	G+Q+Ex	Combination	Max	X	1,777	1,485	1,196
Story10	G+Q+Ex	Combination	Min	X	2,241	1,859	1,206
Story10	G+Q+Ey	Combination	Max	Y	1,852	1,274	1,454
Story10	G+Q+Ey	Combination	Min	X	0,295	0,161	1,827
Story10	G+Q+Ey	Combination	Min	Y	1,82	1,282	1,419
Story9	G	LinStatic		X	0,054	0,039	1,392
Story9	Q	LinStatic		X	0,016	0,013	1,278
Story9	Q	LinStatic		Y	0,012	0,002	7,968
Story9	Vx	LinStatic		X	0,342	0,302	1,132
Story9	Vy	LinStatic		Y	0,341	0,253	1,347
Story9	Ex	LinRespSpec	Max	X	0,463	0,41	1,131
Story9	Ey	LinRespSpec	Max	Y	0,466	0,346	1,345
Story9	ELU	Combination		X	0,092	0,07	1,31
Story9	ELS	Combination		X	0,067	0,051	1,317
Story9	0,8G+EX	Combination	Max	X	0,439	0,383	1,146
Story9	0,8G+EX	Combination	Min	X	0,489	0,433	1,131
Story9	0,8G+EY	Combination	Max	Y	0,462	0,313	1,477
Story9	0,8G+EY	Combination	Min	X	0,046	0,036	1,293
Story9	0,8G+EY	Combination	Min	Y	0,472	0,319	1,48
Story9	G+Q+Ex	Combination	Max	X	0,422	0,365	1,157

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Max Drift mm	Avg Drift mm	Ratio
Story9	G+Q+Ex	Combination	Min	X	0,513	0,452	1,134
Story9	G+Q+Ey	Combination	Max	X	0,065	0,047	1,394
Story9	G+Q+Ey	Combination	Max	Y	0,467	0,304	1,536
Story9	G+Q+Ey	Combination	Min	X	0,071	0,056	1,268
Story9	G+Q+Ey	Combination	Min	Y	0,478	0,311	1,535
Story8	G	LinStatic		X	0,065	0,039	1,647
Story8	Q	LinStatic		X	0,015	0,01	1,448
Story8	Vx	LinStatic		X	0,323	0,234	1,38
Story8	Vy	LinStatic		Y	0,33	0,208	1,584
Story8	Ex	LinRespSpec	Max	X	0,436	0,315	1,385
Story8	Ey	LinRespSpec	Max	Y	0,451	0,285	1,586
Story8	ELU	Combination		X	0,108	0,068	1,597
Story8	ELS	Combination		X	0,079	0,049	1,601
Story8	0,8G+EX	Combination	Max	X	0,41	0,296	1,385
Story8	0,8G+EX	Combination	Min	X	0,463	0,334	1,387
Story8	0,8G+EY	Combination	Max	X	0,051	0,03	1,673
Story8	0,8G+EY	Combination	Max	Y	0,448	0,283	1,585
Story8	0,8G+EY	Combination	Min	X	0,053	0,033	1,625
Story8	0,8G+EY	Combination	Min	Y	0,457	0,288	1,589
Story8	G+Q+Ex	Combination	Max	X	0,393	0,284	1,387
Story8	G+Q+Ex	Combination	Min	X	0,486	0,35	1,391
Story8	G+Q+Ey	Combination	Max	X	0,077	0,048	1,615
Story8	G+Q+Ey	Combination	Max	Y	0,452	0,279	1,622
Story8	G+Q+Ey	Combination	Min	X	0,08	0,05	1,588
Story8	G+Q+Ey	Combination	Min	Y	0,462	0,284	1,628
Story7	G	LinStatic		X	0,069	0,036	1,917
Story7	Q	LinStatic		X	0,014	0,009	1,632
Story7	Q	LinStatic		Y	0,01	0,001	10,51
Story7	Vx	LinStatic		X	0,304	0,235	1,291
Story7	Vy	LinStatic		Y	0,349	0,218	1,597
Story7	Ex	LinRespSpec	Max	X	0,409	0,315	1,296
Story7	Ey	LinRespSpec	Max	Y	0,478	0,298	1,605
Story7	ELU	Combination		X	0,114	0,062	1,84
Story7	ELS	Combination		X	0,083	0,045	1,846
Story7	0,8G+EX	Combination	Max	X	0,376	0,297	1,264
Story7	0,8G+EX	Combination	Min	X	0,442	0,334	1,325
Story7	0,8G+EY	Combination	Max	Y	0,49	0,299	1,636
Story7	0,8G+EY	Combination	Min	X	0,056	0,03	1,874
Story7	0,8G+EY	Combination	Min	Y	0,485	0,297	1,636
Story7	G+Q+Ex	Combination	Max	X	0,357	0,283	1,261
Story7	G+Q+Ex	Combination	Min	X	0,463	0,346	1,338
Story7	G+Q+Ey	Combination	Max	X	0,082	0,044	1,874
Story7	G+Q+Ey	Combination	Max	Y	0,505	0,293	1,723
Story7	G+Q+Ey	Combination	Min	X	0,084	0,046	1,82
Story7	G+Q+Ey	Combination	Min	Y	0,487	0,283	1,72
Story6	G	LinStatic		X	0,065	0,032	2,033
Story6	Q	LinStatic		X	0,015	0,009	1,622
Story6	Vx	LinStatic		X	0,301	0,235	1,284
Story6	Vy	LinStatic		Y	0,31	0,201	1,54
Story6	Ex	LinRespSpec	Max	X	0,403	0,313	1,286
Story6	Ey	LinRespSpec	Max	Y	0,424	0,273	1,551
Story6	ELU	Combination		X	0,11	0,057	1,931
Story6	ELS	Combination		X	0,08	0,041	1,939
Story6	0,8G+EX	Combination	Max	X	0,386	0,297	1,298
Story6	0,8G+EX	Combination	Min	X	0,422	0,33	1,277

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Max Drift mm	Avg Drift mm	Ratio
Story6	0,8G+EY	Combination	Max	Y	0,431	0,264	1,634
Story6	0,8G+EY	Combination	Min	X	0,054	0,027	1,974
Story6	0,8G+EY	Combination	Min	Y	0,429	0,26	1,646
Story6	G+Q+Ex	Combination	Max	X	0,378	0,288	1,314
Story6	G+Q+Ex	Combination	Min	X	0,446	0,348	1,282
Story6	G+Q+Ey	Combination	Max	X	0,078	0,04	1,976
Story6	G+Q+Ey	Combination	Max	Y	0,443	0,257	1,724
Story6	G+Q+Ey	Combination	Min	X	0,081	0,043	1,905
Story6	G+Q+Ey	Combination	Min	Y	0,431	0,249	1,733
Story5	G	LinStatic		X	0,055	0,028	1,934
Story5	Q	LinStatic		X	0,017	0,01	1,722
Story5	Q	LinStatic		Y	0,02	0,001	14,436
Story5	Vx	LinStatic		X	0,315	0,245	1,286
Story5	Vy	LinStatic		Y	0,284	0,17	1,671
Story5	Ex	LinRespSpec	Max	X	0,421	0,327	1,288
Story5	Ex	LinRespSpec	Max	Y	0,082	0,042	1,961
Story5	Ey	LinRespSpec	Max	Y	0,383	0,229	1,671
Story5	ELU	Combination		X	0,095	0,052	1,823
Story5	ELS	Combination		X	0,069	0,037	1,831
Story5	0,8G+EX	Combination	Max	X	0,403	0,311	1,295
Story5	0,8G+EX	Combination	Max	Y	0,139	0,046	3,004
Story5	0,8G+EX	Combination	Min	X	0,44	0,343	1,283
Story5	0,8G+EX	Combination	Min	Y	0,144	0,043	3,374
Story5	0,8G+EY	Combination	Max	Y	0,383	0,23	1,665
Story5	0,8G+EY	Combination	Min	X	0,061	0,032	1,905
Story5	0,8G+EY	Combination	Min	Y	0,384	0,229	1,678
Story5	G+Q+Ex	Combination	Max	X	0,395	0,302	1,305
Story5	G+Q+Ex	Combination	Max	Y	0,18	0,045	3,994
Story5	G+Q+Ex	Combination	Min	X	0,448	0,352	1,274
Story5	G+Q+Ex	Combination	Min	Y	0,188	0,044	4,303
Story5	G+Q+Ey	Combination	Max	X	0,067	0,036	1,867
Story5	G+Q+Ey	Combination	Max	Y	0,385	0,23	1,673
Story5	G+Q+Ey	Combination	Min	X	0,078	0,043	1,818
Story5	G+Q+Ey	Combination	Min	Y	0,382	0,223	1,714
Story4	G	LinStatic		X	0,283	0,257	1,104
Story4	Q	LinStatic		X	0,097	0,085	1,141
Story4	Vx	LinStatic		X	2,388	2,379	1,004
Story4	Vy	LinStatic		Y	1,863	1,837	1,014
Story4	Ex	LinRespSpec	Max	X	3,184	3,164	1,007
Story4	Ey	LinRespSpec	Max	Y	2,53	2,459	1,029
Story4	ELU	Combination		X	0,529	0,475	1,114
Story4	ELS	Combination		X	0,381	0,342	1,113
Story4	0,8G+EX	Combination	Max	X	3,001	2,958	1,014
Story4	0,8G+EX	Combination	Min	X	3,37	3,369	1
Story4	0,8G+EY	Combination	Max	Y	2,509	2,466	1,017
Story4	0,8G+EY	Combination	Min	X	0,29	0,253	1,143
Story4	0,8G+EY	Combination	Min	Y	2,552	2,453	1,041
Story4	G+Q+Ex	Combination	Max	X	2,881	2,822	1,021
Story4	G+Q+Ex	Combination	Min	X	3,524	3,506	1,005
Story4	G+Q+Ey	Combination	Max	X	0,33	0,278	1,189
Story4	G+Q+Ey	Combination	Max	Y	2,492	2,472	1,008
Story4	G+Q+Ey	Combination	Min	X	0,444	0,399	1,113
Story4	G+Q+Ey	Combination	Min	Y	2,569	2,446	1,05
Story3	G	LinStatic		X	0,439	0,167	2,619
Story3	Q	LinStatic		X	0,062	0,013	4,645

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Max Drift mm	Avg Drift mm	Ratio
Story3	Q	LinStatic		Y	0,022	0,006	3,9
Story3	Vx	LinStatic		X	1,061	0,468	2,266
Story3	Vy	LinStatic		Y	0,842	0,142	5,925
Story3	Ex	LinRespSpec	Max	X	1,393	0,776	1,795
Story3	Ex	LinRespSpec	Max	Y	1,429	0,717	1,994
Story3	Ey	LinRespSpec	Max	X	0,569	0,287	1,984
Story3	Ey	LinRespSpec	Max	Y	2,003	1,449	1,383
Story3	ELU	Combination		X	0,685	0,246	2,784
Story3	ELS	Combination		X	0,5	0,181	2,768
Story3	0,8G+EX	Combination	Max	X	1,326	0,918	1,445
Story3	0,8G+EX	Combination	Max	Y	1,415	0,709	1,996
Story3	0,8G+EX	Combination	Min	X	1,461	0,635	2,303
Story3	0,8G+EX	Combination	Min	Y	1,443	0,719	2,008
Story3	0,8G+EY	Combination	Max	X	0,919	0,422	2,177
Story3	0,8G+EY	Combination	Max	Y	1,989	1,444	1,378
Story3	0,8G+EY	Combination	Min	X	0,229	0,147	1,558
Story3	0,8G+EY	Combination	Min	Y	2,017	1,454	1,387
Story3	G+Q+Ex	Combination	Max	X	1,284	0,968	1,327
Story3	G+Q+Ex	Combination	Max	Y	1,407	0,701	2,007
Story3	G+Q+Ex	Combination	Min	X	1,51	0,584	2,585
Story3	G+Q+Ex	Combination	Min	Y	1,451	0,716	2,026
Story3	G+Q+Ey	Combination	Max	X	1,069	0,471	2,267
Story3	G+Q+Ey	Combination	Max	Y	1,981	1,443	1,373
Story3	G+Q+Ey	Combination	Min	Y	2,025	1,455	1,392
Story2	G	LinStatic		X	0,15	0,022	6,896
Story2	G	LinStatic		Y	0,099	0,007	13,376
Story2	Q	LinStatic		X	0,043	0,022	1,907
Story2	Q	LinStatic		Y	0,025	0,005	5,325
Story2	Vx	LinStatic		X	0,964	0,762	1,265
Story2	Vy	LinStatic		Y	0,808	0,655	1,233
Story2	Ex	LinRespSpec	Max	X	1,254	1,003	1,25
Story2	Ex	LinRespSpec	Max	Y	0,408	0,206	1,98
Story2	Ey	LinRespSpec	Max	X	0,228	0,116	1,963
Story2	Ey	LinRespSpec	Max	Y	1,336	0,999	1,338
Story2	ELU	Combination		X	0,261	0,06	4,347
Story2	ELU	Combination		Y	0,169	0,028	5,996
Story2	ELS	Combination		X	0,189	0,042	4,479
Story2	ELS	Combination		Y	0,123	0,02	6,276
Story2	0,8G+EX	Combination	Max	X	1,214	0,99	1,227
Story2	0,8G+EX	Combination	Max	Y	0,487	0,226	2,156
Story2	0,8G+EX	Combination	Min	X	1,349	1,039	1,298
Story2	0,8G+EX	Combination	Min	Y	0,369	0,184	2,005
Story2	0,8G+EY	Combination	Max	Y	1,416	1,015	1,394
Story2	0,8G+EY	Combination	Min	X	0,349	0,135	2,577
Story2	0,8G+EY	Combination	Min	Y	1,316	1,012	1,3
Story2	G+Q+Ex	Combination	Max	X	1,204	0,98	1,228
Story2	G+Q+Ex	Combination	Max	Y	0,531	0,251	2,11
Story2	G+Q+Ex	Combination	Min	X	1,418	1,072	1,322
Story2	G+Q+Ex	Combination	Min	Y	0,387	0,186	2,081
Story2	G+Q+Ey	Combination	Max	Y	1,459	1,031	1,416
Story2	G+Q+Ey	Combination	Min	X	0,417	0,16	2,608
Story2	G+Q+Ey	Combination	Min	Y	1,337	1,029	1,299
Story1	G	LinStatic		X	0,757	0,404	1,873
Story1	G	LinStatic		Y	0,473	0,189	2,506
Story1	Q	LinStatic		X	0,131	0,074	1,778

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Max Drift mm	Avg Drift mm	Ratio
Story1	Q	LinStatic		Y	0,049	0,014	3,601
Story1	Vx	LinStatic		X	2,769	1,922	1,44
Story1	Vx	LinStatic		Y	0,744	0,209	3,555
Story1	Vy	LinStatic		Y	2,294	1,585	1,447
Story1	Ex	LinRespSpec	Max	X	3,653	2,515	1,453
Story1	Ex	LinRespSpec	Max	Y	1,173	0,589	1,991
Story1	Ey	LinRespSpec	Max	X	0,856	0,431	1,986
Story1	Ey	LinRespSpec	Max	Y	3,835	2,479	1,547
Story1	ELU	Combination		X	1,219	0,656	1,857
Story1	ELU	Combination		Y	0,692	0,265	2,61
Story1	ELS	Combination		X	0,888	0,478	1,858
Story1	ELS	Combination		Y	0,509	0,196	2,6
Story1	0,8G+EX	Combination	Max	X	3,524	2,423	1,455
Story1	0,8G+EX	Combination	Max	Y	1,171	0,589	1,987
Story1	0,8G+EX	Combination	Min	X	3,822	2,626	1,455
Story1	0,8G+EX	Combination	Min	Y	1,237	0,436	2,838
Story1	0,8G+EY	Combination	Max	Y	3,808	2,47	1,542
Story1	0,8G+EY	Combination	Min	X	1,318	0,685	1,925
Story1	0,8G+EY	Combination	Min	Y	3,9	2,508	1,555
Story1	G+Q+Ex	Combination	Max	X	3,457	2,371	1,458
Story1	G+Q+Ex	Combination	Max	Y	1,19	0,6	1,983
Story1	G+Q+Ex	Combination	Min	X	4,1	2,78	1,475
Story1	G+Q+Ex	Combination	Min	Y	1,265	0,385	3,281
Story1	G+Q+Ey	Combination	Max	Y	3,822	2,481	1,541
Story1	G+Q+Ey	Combination	Min	X	1,6	0,841	1,903
Story1	G+Q+Ey	Combination	Min	Y	3,927	2,517	1,56

Table 4.7 - Story Forces

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P kN	VX kN	VY kN	T kN-m	MX kN-m	MY kN-m
Story11	G	LinStatic		Top	6813,8	0	0	0	71633,1	-121917,3375
Story11	G	LinStatic		Bottom	7992,8	0	0	0	84012,6	-141368,5875
Story11	Q	LinStatic		Top	588	0	0	0	6174	-10290
Story11	Q	LinStatic		Bottom	588	0	0	0	6174	-10290
Story11	Vx	LinStatic		Top	0	-1919,5847	0	20177,976	0	0
Story11	Vx	LinStatic		Bottom	0	-1919,5847	0	20177,976	0	-6910,5048
Story11	Vy	LinStatic		Top	0	0	-1919,5847	-34120,8188	0	0
Story11	Vy	LinStatic		Bottom	0	0	-1919,5847	-34120,8188	6910,5048	0
Story11	Ex	LinRespSpec	Max	Top	0	2925,4837	41,5208	30656,0603	0	0
Story11	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0	2925,4837	41,5208	30656,0603	149,4747	10531,7413
Story11	Ey	LinRespSpec	Max	Top	0	23,5827	2912,7524	51387,9586	0	0
Story11	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0	23,5827	2912,7524	51387,9586	10485,9087	84,8976
Story11	ELU	Combination		Top	10080,63	0	0	0	105965,685	-180023,4056
Story11	ELU	Combination		Bottom	11672,28	0	0	0	122678,01	-206282,5931
Story11	ELS	Combination		Top	7401,8	0	0	0	77807,1	-132207,3375
Story11	ELS	Combination		Bottom	8580,8	0	0	0	90186,6	-151658,5875
Story11	0,8G+EX	Combination	Max	Top	5451,04	2925,4837	41,5208	30656,0603	57306,48	-97533,87
Story11	0,8G+EX	Combination	Max	Bottom	6394,24	2925,4837	41,5208	30656,0603	67359,5547	-102563,1287
Story11	0,8G+EX	Combination	Min	Top	5451,04	-2925,4837	-41,5208	-30656,0603	57306,48	-97533,87
Story11	0,8G+EX	Combination	Min	Bottom	6394,24	-2925,4837	-41,5208	-30656,0603	67060,6053	-123626,6113
Story11	0,8G+EY	Combination	Max	Top	5451,04	23,5827	2912,7524	51387,9586	57306,48	-97533,87
Story11	0,8G+EY	Combination	Max	Bottom	6394,24	23,5827	2912,7524	51387,9586	77695,9887	-113009,9724
Story11	0,8G+EY	Combination	Min	Top	5451,04	-23,5827	-2912,7524	-51387,9586	57306,48	-97533,87
Story11	0,8G+EY	Combination	Min	Bottom	6394,24	-23,5827	-2912,7524	-51387,9586	56724,1713	-113179,7676

**ANNEXE G. RAPPORT DE PROJET**

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P kN	VX kN	VY kN	T kN-m	MX kN-m	MY kN-m
Story11	G+Q+Ex	Combination	Max	Top	7401,8	2925,4837	41,5208	30656,0603	77807,1	-132207,3375
Story11	G+Q+Ex	Combination	Max	Bottom	8580,8	2925,4837	41,5208	30656,0603	90336,0747	-141126,8462
Story11	G+Q+Ex	Combination	Min	Top	7401,8	-2925,4837	-41,5208	-30656,0603	77807,1	-132207,3375
Story11	G+Q+Ex	Combination	Min	Bottom	8580,8	-2925,4837	-41,5208	-30656,0603	90037,1253	-162190,3288
Story11	G+Q+Ey	Combination	Max	Top	7401,8	23,5827	2912,7524	51387,9586	77807,1	-132207,3375
Story11	G+Q+Ey	Combination	Max	Bottom	8580,8	23,5827	2912,7524	51387,9586	100672,5087	-151573,6899
Story11	G+Q+Ey	Combination	Min	Top	7401,8	-23,5827	-2912,7524	-51387,9586	77807,1	-132207,3375
Story11	G+Q+Ey	Combination	Min	Bottom	8580,8	-23,5827	-2912,7524	-51387,9586	79700,6913	-151743,4851
Story10	G	LinStatic		Top	10689,99	0	0	0	112333,095	-176952,755
Story10	G	LinStatic		Bottom	11181,24	0	0	0	117491,22	-185057,4425
Story10	Q	LinStatic		Top	955,5	0	0	0	10032,75	-12862,5
Story10	Q	LinStatic		Bottom	955,5	0	0	0	10032,75	-12862,5
Story10	Vx	LinStatic		Top	0	-2659,103	0	27942,9182	0	-6910,5048
Story10	Vx	LinStatic		Bottom	0	-2659,103	0	27942,9182	0	-10899,1593
Story10	Vy	LinStatic		Top	0	0	-2659,103	-44299,066	6910,5048	0
Story10	Vy	LinStatic		Bottom	0	0	-2659,103	-44299,066	10899,1593	0
Story10	Ex	LinRespSpec	Max	Top	0	3838,2234	37,8059	40108,8339	149,4747	10531,7413
Story10	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0	3838,2234	37,8059	40108,8339	203,2526	16262,7285
Story10	Ey	LinRespSpec	Max	Top	0	22,8521	3833,3515	63593,2769	10485,9087	84,8976
Story10	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0	22,8521	3833,3515	63593,2769	16208,6172	117,099
Story10	ELU	Combination		Top	15864,7365	0	0	0	166698,8033	-258179,9693
Story10	ELU	Combination		Bottom	16527,924	0	0	0	173662,272	-269121,2974
Story10	ELS	Combination		Top	11645,49	0	0	0	122365,845	-189815,255
Story10	ELS	Combination		Bottom	12136,74	0	0	0	127523,97	-197919,9425
Story10	0,8G+EX	Combination	Max	Top	8551,992	3838,2234	37,8059	40108,8339	90015,9507	-131030,4627
Story10	0,8G+EX	Combination	Max	Bottom	8944,992	3838,2234	37,8059	40108,8339	94196,2286	-131783,2255
Story10	0,8G+EX	Combination	Min	Top	8551,992	-3838,2234	-37,8059	-40108,8339	89717,0013	-152093,9453
Story10	0,8G+EX	Combination	Min	Bottom	8944,992	-3838,2234	-37,8059	-40108,8339	93789,7234	-164308,6825
Story10	0,8G+EY	Combination	Max	Top	8551,992	22,8521	3833,3515	63593,2769	100352,3847	-141477,3064
Story10	0,8G+EY	Combination	Max	Bottom	8944,992	22,8521	3833,3515	63593,2769	110201,5932	-147928,855
Story10	0,8G+EY	Combination	Min	Top	8551,992	-22,8521	-3833,3515	-63593,2769	79380,5673	-141647,1016
Story10	0,8G+EY	Combination	Min	Bottom	8944,992	-22,8521	-3833,3515	-63593,2769	77784,3588	-148163,053
Story10	G+Q+Ex	Combination	Max	Top	11645,49	3838,2234	37,8059	40108,8339	122515,3197	-179283,5137
Story10	G+Q+Ex	Combination	Max	Bottom	12136,74	3838,2234	37,8059	40108,8339	127727,2226	-181657,214
Story10	G+Q+Ex	Combination	Min	Top	11645,49	-3838,2234	-37,8059	-40108,8339	122216,3703	-200346,9963
Story10	G+Q+Ex	Combination	Min	Bottom	12136,74	-3838,2234	-37,8059	-40108,8339	127320,7174	-214182,671
Story10	G+Q+Ey	Combination	Max	Top	11645,49	22,8521	3833,3515	63593,2769	132851,7537	-189730,3574
Story10	G+Q+Ey	Combination	Max	Bottom	12136,74	22,8521	3833,3515	63593,2769	143732,5872	-197802,8435
Story10	G+Q+Ey	Combination	Min	Top	11645,49	-22,8521	-3833,3515	-63593,2769	111879,9363	-189900,1526
Story10	G+Q+Ey	Combination	Min	Bottom	12136,74	-22,8521	-3833,3515	-63593,2769	111315,3528	-198037,0415
Story9	G	LinStatic		Top	12746,7084	0	0	0	129142,02	-201494,8612
Story9	G	LinStatic		Bottom	12911,6113	0	0	0	130873,4998	-204099,246
Story9	Q	LinStatic		Top	1599,5725	0	0	0	14534,625	-19625,261
Story9	Q	LinStatic		Bottom	1599,5725	0	0	0	14534,625	-19625,261
Story9	Vx	LinStatic		Top	0	-3040,6987	0	30951,8369	0	-10899,1593
Story9	Vx	LinStatic		Bottom	0	-3040,6987	0	30951,8369	0	-12176,2527
Story9	Vy	LinStatic		Top	0	0	-3040,6987	-48649,2092	10899,1593	0
Story9	Vy	LinStatic		Bottom	0	0	-3040,6987	-48649,2092	12176,2527	0
Story9	Ex	LinRespSpec	Max	Top	0	4250,7759	36,3296	43358,2101	203,2526	16262,7285
Story9	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0	4250,7759	36,3296	43358,2101	205,9691	18026,0547
Story9	Ey	LinRespSpec	Max	Top	0	32,6852	4303,1559	68675,5632	16208,6172	117,099
Story9	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0	32,6852	4303,1559	68675,5632	17995,2879	119,4713
Story9	ELU	Combination		Top	19607,4151	0	0	0	196143,6645	-301455,9541
Story9	ELU	Combination		Bottom	19830,034	0	0	0	198481,1623	-304971,8736
Story9	ELS	Combination		Top	14346,2809	0	0	0	143676,645	-221120,1222

**ANNEXE G. RAPPORT DE PROJET**

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P kN	VX kN	VY kN	T kN-m	MX kN-m	MY kN-m
Story9	ELS	Combination		Bottom	14511,1838	0	0	0	145408,1248	-223724,507
Story9	0,8G+EX	Combination	Max	Top	10197,3668	4250,7759	36,3296	43358,2101	103516,8686	-144933,1604
Story9	0,8G+EX	Combination	Max	Bottom	10329,289	4250,7759	36,3296	43358,2101	104904,769	-145253,3421
Story9	0,8G+EX	Combination	Min	Top	10197,3668	-4250,7759	-36,3296	-43358,2101	103110,3634	-177458,6175
Story9	0,8G+EX	Combination	Min	Bottom	10329,289	-4250,7759	-36,3296	-43358,2101	104492,8308	-181305,4515
Story9	0,8G+EY	Combination	Max	Top	10197,3668	32,6852	4303,1559	68675,5632	119522,2332	-161078,7899
Story9	0,8G+EY	Combination	Max	Bottom	10329,289	32,6852	4303,1559	68675,5632	122694,0878	-163159,9254
Story9	0,8G+EY	Combination	Min	Top	10197,3668	-32,6852	-4303,1559	-68675,5632	87104,9988	-161312,9879
Story9	0,8G+EY	Combination	Min	Bottom	10329,289	-32,6852	-4303,1559	-68675,5632	86703,512	-163398,8681
Story9	G+Q+Ex	Combination	Max	Top	14346,2809	4250,7759	36,3296	43358,2101	143879,8976	-204857,3936
Story9	G+Q+Ex	Combination	Max	Bottom	14511,1838	4250,7759	36,3296	43358,2101	145614,0939	-205698,4523
Story9	G+Q+Ex	Combination	Min	Top	14346,2809	-4250,7759	-36,3296	-43358,2101	143473,3924	-237382,8507
Story9	G+Q+Ex	Combination	Min	Bottom	14511,1838	-4250,7759	-36,3296	-43358,2101	145202,1558	-241750,5617
Story9	G+Q+Ey	Combination	Max	Top	14346,2809	32,6852	4303,1559	68675,5632	159885,2622	-221003,0232
Story9	G+Q+Ey	Combination	Max	Bottom	14511,1838	32,6852	4303,1559	68675,5632	163403,4128	-223605,0357
Story9	G+Q+Ey	Combination	Min	Top	14346,2809	-32,6852	-4303,1559	-68675,5632	127468,0278	-221237,2212
Story9	G+Q+Ey	Combination	Min	Bottom	14511,1838	-32,6852	-4303,1559	-68675,5632	127412,8369	-223843,9783
Story8	G	LinStatic		Top	13124,1113	0	0	0	133104,7498	-207074,246
Story8	G	LinStatic		Bottom	13291,6391	0	0	0	134863,7922	-209811,1158
Story8	Q	LinStatic		Top	1599,5725	0	0	0	14534,625	-19625,261
Story8	Q	LinStatic		Bottom	1599,5725	0	0	0	14534,625	-19625,261
Story8	Vx	LinStatic		Top	0	-3107,4401	0	31652,6209	0	-12176,2527
Story8	Vx	LinStatic		Bottom	0	-3107,4401	0	31652,6209	0	-13481,3776
Story8	Vy	LinStatic		Top	0	0	-3107,4401	-49644,1429	12176,2527	0
Story8	Vy	LinStatic		Bottom	0	0	-3107,4401	-49644,1429	13481,3776	0
Story8	Ex	LinRespSpec	Max	Top	0	4324,1849	37,7711	44101,2045	205,9691	18026,0547
Story8	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0	4324,1849	37,7711	44101,2045	209,2579	19819,3845
Story8	Ey	LinRespSpec	Max	Top	0	32,0232	4378,0485	69723,2274	17995,2879	119,4713
Story8	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0	32,0232	4378,0485	69723,2274	19813,4208	123,2803
Story8	ELU	Combination		Top	20116,909	0	0	0	201493,3498	-308988,1236
Story8	ELU	Combination		Bottom	20343,0715	0	0	0	203868,057	-312682,8978
Story8	ELS	Combination		Top	14723,6838	0	0	0	147639,3748	-226699,507
Story8	ELS	Combination		Bottom	14891,2116	0	0	0	149398,4172	-229436,3768
Story8	0,8G+EX	Combination	Max	Top	10499,289	4324,1849	37,7711	44101,2045	106689,769	-147633,3421
Story8	0,8G+EX	Combination	Max	Bottom	10633,3113	4324,1849	37,7711	44101,2045	108100,2917	-148029,5081
Story8	0,8G+EX	Combination	Min	Top	10499,289	-4324,1849	-37,7711	-44101,2045	106277,8308	-183685,4515
Story8	0,8G+EX	Combination	Min	Bottom	10633,3113	-4324,1849	-37,7711	-44101,2045	107681,7758	-187668,2771
Story8	0,8G+EY	Combination	Max	Top	10499,289	32,0232	4378,0485	69723,2274	124479,0878	-165539,9254
Story8	0,8G+EY	Combination	Max	Bottom	10633,3113	32,0232	4378,0485	69723,2274	127704,4545	-167725,6123
Story8	0,8G+EY	Combination	Min	Top	10499,289	-32,0232	-4378,0485	-69723,2274	88488,512	-165778,8681
Story8	0,8G+EY	Combination	Min	Bottom	10633,3113	-32,0232	-4378,0485	-69723,2274	88077,613	-167972,1729
Story8	G+Q+Ex	Combination	Max	Top	14723,6838	4324,1849	37,7711	44101,2045	147845,3439	-208673,4523
Story8	G+Q+Ex	Combination	Max	Bottom	14891,2116	4324,1849	37,7711	44101,2045	149607,6751	-209616,9923
Story8	G+Q+Ex	Combination	Min	Top	14723,6838	-4324,1849	-37,7711	-44101,2045	147433,4058	-244725,5617
Story8	G+Q+Ex	Combination	Min	Bottom	14891,2116	-4324,1849	-37,7711	-44101,2045	149189,1593	-249255,7613
Story8	G+Q+Ey	Combination	Max	Top	14723,6838	32,0232	4378,0485	69723,2274	165634,6628	-226580,0357
Story8	G+Q+Ey	Combination	Max	Bottom	14891,2116	32,0232	4378,0485	69723,2274	169211,838	-229313,0965
Story8	G+Q+Ey	Combination	Min	Top	14723,6838	-32,0232	-4378,0485	-69723,2274	129644,0869	-226818,9783
Story8	G+Q+Ey	Combination	Min	Bottom	14891,2116	-32,0232	-4378,0485	-69723,2274	129584,9964	-229559,6571
Story7	G	LinStatic		Top	13504,1391	0	0	0	137095,0422	-213529,8658
Story7	G	LinStatic		Bottom	13674,292	0	0	0	138881,647	-216408,408
Story7	Q	LinStatic		Top	1599,5725	0	0	0	14534,625	-19625,261
Story7	Q	LinStatic		Bottom	1599,5725	0	0	0	14534,625	-19625,261
Story7	Vx	LinStatic		Top	0	-3172,4092	0	32334,7967	0	-13481,3776
Story7	Vx	LinStatic		Bottom	0	-3172,4092	0	32334,7967	0	-14813,7894

**ANNEXE G. RAPPORT DE PROJET**

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P kN	VX kN	VY kN	T kN-m	MX kN-m	MY kN-m
Story7	Vy	LinStatic		Top	0	0	-3172,4092	-50756,0582	13481,3776	0
Story7	Vy	LinStatic		Bottom	0	0	-3172,4092	-50756,0582	14813,7894	0
Story7	Ex	LinRespSpec	Max	Top	0	4395,5546	38,3674	44814,9084	209,2579	19819,3845
Story7	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0	4395,5546	38,3674	44814,9084	213,5331	21641,7992
Story7	Ey	LinRespSpec	Max	Top	0	31,8741	4448,3337	70852,188	19813,4208	123,2803
Story7	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0	31,8741	4448,3337	70852,188	21660,8718	128,3192
Story7	ELU	Combination		Top	20629,9465	0	0	0	206880,2445	-317703,2103
Story7	ELU	Combination		Bottom	20859,6529	0	0	0	209292,161	-321589,2423
Story7	ELS	Combination		Top	15103,7116	0	0	0	151629,6672	-233155,1268
Story7	ELS	Combination		Bottom	15273,8644	0	0	0	153416,272	-236033,669
Story7	0,8G+EX	Combination	Max	Top	10803,3113	4395,5546	38,3674	44814,9084	109885,2917	-151004,5081
Story7	0,8G+EX	Combination	Max	Bottom	10939,4336	4395,5546	38,3674	44814,9084	111318,8507	-151484,9272
Story7	0,8G+EX	Combination	Min	Top	10803,3113	-4395,5546	-38,3674	-44814,9084	109466,7758	-190643,2771
Story7	0,8G+EX	Combination	Min	Bottom	10939,4336	-4395,5546	-38,3674	-44814,9084	110891,7846	-194768,5256
Story7	0,8G+EY	Combination	Max	Top	10803,3113	31,8741	4448,3337	70852,188	129489,4545	-170700,6123
Story7	0,8G+EY	Combination	Max	Bottom	10939,4336	31,8741	4448,3337	70852,188	132766,1895	-172998,4072
Story7	0,8G+EY	Combination	Min	Top	10803,3113	-31,8741	-4448,3337	-70852,188	89862,613	-170947,1729
Story7	0,8G+EY	Combination	Min	Bottom	10939,4336	-31,8741	-4448,3337	-70852,188	89444,4458	-173255,0456
Story7	G+Q+Ex	Combination	Max	Top	15103,7116	4395,5546	38,3674	44814,9084	151838,9251	-213335,7423
Story7	G+Q+Ex	Combination	Max	Bottom	15273,8644	4395,5546	38,3674	44814,9084	153629,8051	-214391,8698
Story7	G+Q+Ex	Combination	Min	Top	15103,7116	-4395,5546	-38,3674	-44814,9084	151420,4093	-252974,5113
Story7	G+Q+Ex	Combination	Min	Bottom	15273,8644	-4395,5546	-38,3674	-44814,9084	153202,739	-257675,4682
Story7	G+Q+Ey	Combination	Max	Top	15103,7116	31,8741	4448,3337	70852,188	171443,088	-233031,8465
Story7	G+Q+Ey	Combination	Max	Bottom	15273,8644	31,8741	4448,3337	70852,188	175077,1439	-235905,3498
Story7	G+Q+Ey	Combination	Min	Top	15103,7116	-31,8741	-4448,3337	-70852,188	131816,2464	-233278,4071
Story7	G+Q+Ey	Combination	Min	Bottom	15273,8644	-31,8741	-4448,3337	-70852,188	131755,4002	-236161,9882
Story6	G	LinStatic		Top	13886,792	0	0	0	141112,897	-220870,908
Story6	G	LinStatic		Bottom	14059,5698	0	0	0	142927,0644	-223900,3102
Story6	Q	LinStatic		Top	1599,5725	0	0	0	14534,625	-19625,261
Story6	Q	LinStatic		Bottom	1599,5725	0	0	0	14534,625	-19625,261
Story6	Vx	LinStatic		Top	0	-3235,5754	0	32998,0414	0	-14813,7894
Story6	Vx	LinStatic		Bottom	0	-3235,5754	0	32998,0414	0	-16172,7311
Story6	Vy	LinStatic		Top	0	0	-3235,5754	-51976,1424	14813,7894	0
Story6	Vy	LinStatic		Bottom	0	0	-3235,5754	-51976,1424	16172,7311	0
Story6	Ex	LinRespSpec	Max	Top	0	4464,2633	38,7329	45495,9616	213,5331	21641,7992
Story6	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0	4464,2633	38,7329	45495,9616	219,1225	23492,2507
Story6	Ey	LinRespSpec	Max	Top	0	32,0359	4515,427	72072,1862	21660,8718	128,3192
Story6	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0	32,0359	4515,427	72072,1862	23536,0721	134,4041
Story6	ELU	Combination		Top	21146,5279	0	0	0	212304,3485	-327613,6173
Story6	ELU	Combination		Bottom	21379,778	0	0	0	214753,4744	-331703,3102
Story6	ELS	Combination		Top	15486,3644	0	0	0	155647,522	-240496,169
Story6	ELS	Combination		Bottom	15659,1423	0	0	0	157461,6894	-243525,5712
Story6	0,8G+EX	Combination	Max	Top	11109,4336	4464,2633	38,7329	45495,9616	113103,8507	-155054,9272
Story6	0,8G+EX	Combination	Max	Bottom	11247,6559	4464,2633	38,7329	45495,9616	114560,774	-155627,9974
Story6	0,8G+EX	Combination	Min	Top	11109,4336	-4464,2633	-38,7329	-45495,9616	112676,7846	-198338,5256
Story6	0,8G+EX	Combination	Min	Bottom	11247,6559	-4464,2633	-38,7329	-45495,9616	114122,529	-202612,4988
Story6	0,8G+EY	Combination	Max	Top	11109,4336	32,0359	4515,427	72072,1862	134551,1895	-176568,4072
Story6	0,8G+EY	Combination	Max	Bottom	11247,6559	32,0359	4515,427	72072,1862	137877,7236	-178985,844
Story6	0,8G+EY	Combination	Min	Top	11109,4336	-32,0359	-4515,427	-72072,1862	91229,4458	-176825,0456
Story6	0,8G+EY	Combination	Min	Bottom	11247,6559	-32,0359	-4515,427	-72072,1862	90805,5794	-179254,6522
Story6	G+Q+Ex	Combination	Max	Top	15486,3644	4464,2633	38,7329	45495,9616	155861,0551	-218854,3698
Story6	G+Q+Ex	Combination	Max	Bottom	15659,1423	4464,2633	38,7329	45495,9616	157680,8119	-220033,3205
Story6	G+Q+Ex	Combination	Min	Top	15486,3644	-4464,2633	-38,7329	-45495,9616	155433,989	-262137,9682
Story6	G+Q+Ex	Combination	Min	Bottom	15659,1423	-4464,2633	-38,7329	-45495,9616	157242,5669	-267017,8219
Story6	G+Q+Ey	Combination	Max	Top	15486,3644	32,0359	4515,427	72072,1862	177308,3939	-240367,8498

**ANNEXE G. RAPPORT DE PROJET**

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P kN	VX kN	VY kN	T kN-m	MX kN-m	MY kN-m
Story6	G+Q+Ey	Combination	Max	Bottom	15659,1423	32,0359	4515,427	72072,1862	180997,7615	-243391,1671
Story6	G+Q+Ey	Combination	Min	Top	15486,3644	-32,0359	-4515,427	-72072,1862	133986,6502	-240624,4882
Story6	G+Q+Ey	Combination	Min	Bottom	15659,1423	-32,0359	-4515,427	-72072,1862	133925,6173	-243659,9753
Story5	G	LinStatic		Top	14272,0698	0	0	0	145158,3144	-229106,5602
Story5	G	LinStatic		Bottom	14447,4727	0	0	0	147000,0442	-232296,0098
Story5	Q	LinStatic		Top	1599,5725	0	0	0	14534,625	-19625,261
Story5	Q	LinStatic		Bottom	1599,5725	0	0	0	14534,625	-19625,261
Story5	Vx	LinStatic		Top	0	-3296,9078	0	33642,0318	0	-16172,7311
Story5	Vx	LinStatic		Bottom	0	-3296,9078	0	33642,0318	0	-17557,4324
Story5	Vy	LinStatic		Top	0	0	-3296,9078	-53295,4214	16172,7311	0
Story5	Vy	LinStatic		Bottom	0	0	-3296,9078	-53295,4214	17557,4324	0
Story5	Ex	LinRespSpec	Max	Top	0	4530,4985	39,0145	46147,7319	219,1225	23492,2507
Story5	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0	4530,4985	39,0145	46147,7319	226,2383	25369,7329
Story5	Ey	LinRespSpec	Max	Top	0	32,0644	4579,9699	73387,0457	23536,0721	134,4041
Story5	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0	32,0644	4579,9699	73387,0457	25437,7435	141,4294
Story5	ELU	Combination		Top	21666,653	0	0	0	217765,6619	-338731,7477
Story5	ELU	Combination		Bottom	21903,4468	0	0	0	220251,9972	-343037,5047
Story5	ELS	Combination		Top	15871,6423	0	0	0	159692,9394	-248731,8212
Story5	ELS	Combination		Bottom	16047,0451	0	0	0	161534,6692	-251921,2708
Story5	0,8G+EX	Combination	Max	Top	11417,6559	4530,4985	39,0145	46147,7319	116345,774	-159792,9974
Story5	0,8G+EX	Combination	Max	Bottom	11557,9781	4530,4985	39,0145	46147,7319	117826,2737	-160467,0749
Story5	0,8G+EX	Combination	Min	Top	11417,6559	-4530,4985	-39,0145	-46147,7319	115907,529	-206777,4988
Story5	0,8G+EX	Combination	Min	Bottom	11557,9781	-4530,4985	-39,0145	-46147,7319	117373,7971	-211206,5407
Story5	0,8G+EY	Combination	Max	Top	11417,6559	32,0644	4579,9699	73387,0457	139662,7236	-183150,844
Story5	0,8G+EY	Combination	Max	Bottom	11557,9781	32,0644	4579,9699	73387,0457	143037,7789	-185695,3785
Story5	0,8G+EY	Combination	Min	Top	11417,6559	-32,0644	-4579,9699	-73387,0457	92590,5794	-183419,6522
Story5	0,8G+EY	Combination	Min	Bottom	11557,9781	-32,0644	-4579,9699	-73387,0457	92162,2919	-185978,2372
Story5	G+Q+Ex	Combination	Max	Top	15871,6423	4530,4985	39,0145	46147,7319	159912,0619	-225239,5705
Story5	G+Q+Ex	Combination	Max	Bottom	16047,0451	4530,4985	39,0145	46147,7319	161760,9075	-226551,5379
Story5	G+Q+Ex	Combination	Min	Top	15871,6423	-4530,4985	-39,0145	-46147,7319	159473,8169	-272224,0719
Story5	G+Q+Ex	Combination	Min	Bottom	16047,0451	-4530,4985	-39,0145	-46147,7319	161308,431	-277291,0037
Story5	G+Q+Ey	Combination	Max	Top	15871,6423	32,0644	4579,9699	73387,0457	183229,0115	-248597,4171
Story5	G+Q+Ey	Combination	Max	Bottom	16047,0451	32,0644	4579,9699	73387,0457	186972,4127	-251779,8414
Story5	G+Q+Ey	Combination	Min	Top	15871,6423	-32,0644	-4579,9699	-73387,0457	136156,8673	-248866,2253
Story5	G+Q+Ey	Combination	Min	Bottom	16047,0451	-32,0644	-4579,9699	-73387,0457	136096,9258	-252062,7002
Story4	G	LinStatic		Top	18119,4811	0	0	0	190342,7516	-304972,2325
Story4	G	LinStatic		Bottom	19410,9811	0	0	0	203903,5016	-326785,9825
Story4	Q	LinStatic		Top	2794,895	0	0	0	29346,397	-45698,3529
Story4	Q	LinStatic		Bottom	2794,895	0	0	0	29346,397	-45698,3529
Story4	Vx	LinStatic		Top	0	-4026,1584	0	42136,4287	0	-17557,4324
Story4	Vx	LinStatic		Bottom	0	-4026,1584	0	42136,4287	0	-32051,6026
Story4	Vy	LinStatic		Top	0	0	-4026,1584	-67546,3527	17557,4324	0
Story4	Vy	LinStatic		Bottom	0	0	-4026,1584	-67546,3527	32051,6026	0
Story4	Ex	LinRespSpec	Max	Top	0	5373,3154	48,5295	55620,3368	226,2383	25369,7329
Story4	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0	5373,3154	48,5295	55620,3368	352,0907	44255,1686
Story4	Ey	LinRespSpec	Max	Top	0	35,1863	5414,9597	89142,0154	25437,7435	141,4294
Story4	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0	35,1863	5414,9597	89142,0154	44475,8957	217,7656
Story4	ELU	Combination		Top	28653,6419	0	0	0	300982,3102	-480260,0431
Story4	ELU	Combination		Bottom	30397,1669	0	0	0	319289,3227	-509708,6056
Story4	ELS	Combination		Top	20914,3761	0	0	0	219689,1486	-350670,5853
Story4	ELS	Combination		Bottom	22205,8761	0	0	0	233249,8986	-372484,3353
Story4	0,8G+EX	Combination	Max	Top	14495,5849	5373,3154	48,5295	55620,3368	152500,4395	-218608,0531
Story4	0,8G+EX	Combination	Max	Bottom	15528,7849	5373,3154	48,5295	55620,3368	163474,8919	-217173,6174
Story4	0,8G+EX	Combination	Min	Top	14495,5849	-5373,3154	-48,5295	-55620,3368	152047,963	-269347,5189
Story4	0,8G+EX	Combination	Min	Bottom	15528,7849	-5373,3154	-48,5295	-55620,3368	162770,7106	-305683,9546

**ANNEXE G. RAPPORT DE PROJET**

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P kN	VX kN	VY kN	T kN-m	MX kN-m	MY kN-m
Story4	0,8G+EY	Combination	Max	Top	14495,5849	35,1863	5414,9597	89142,0154	177711,9447	-243836,3566
Story4	0,8G+EY	Combination	Max	Bottom	15528,7849	35,1863	5414,9597	89142,0154	207598,697	-261211,0204
Story4	0,8G+EY	Combination	Min	Top	14495,5849	-35,1863	-5414,9597	-89142,0154	126836,4578	-244119,2153
Story4	0,8G+EY	Combination	Min	Bottom	15528,7849	-35,1863	-5414,9597	-89142,0154	118646,9055	-261646,5516
Story4	G+Q+Ex	Combination	Max	Top	20914,3761	5373,3154	48,5295	55620,3368	219915,3869	-325300,8524
Story4	G+Q+Ex	Combination	Max	Bottom	22205,8761	5373,3154	48,5295	55620,3368	233601,9893	-328229,1667
Story4	G+Q+Ex	Combination	Min	Top	20914,3761	-5373,3154	-48,5295	-55620,3368	219462,9103	-376040,3182
Story4	G+Q+Ex	Combination	Min	Bottom	22205,8761	-5373,3154	-48,5295	-55620,3368	232897,8079	-416739,504
Story4	G+Q+Ey	Combination	Max	Top	20914,3761	35,1863	5414,9597	89142,0154	245126,8921	-350529,156
Story4	G+Q+Ey	Combination	Max	Bottom	22205,8761	35,1863	5414,9597	89142,0154	277725,7943	-372266,5697
Story4	G+Q+Ey	Combination	Min	Top	20914,3761	-35,1863	-5414,9597	-89142,0154	194251,4051	-350812,0147
Story4	G+Q+Ey	Combination	Min	Bottom	22205,8761	-35,1863	-5414,9597	-89142,0154	188774,0029	-372702,1009
Story3	G	LinStatic		Top	25798,6836	0	0	0	277634,6022	-443616,1794
Story3	G	LinStatic		Bottom	27796,4587	0	0	0	308187,5338	-466119,4877
Story3	Q	LinStatic		Top	4704,67	0	0	0	49319,7158	-81633,9291
Story3	Q	LinStatic		Bottom	4883,7458	0	0	0	52381,2246	-82959,7794
Story3	Vx	LinStatic		Top	0	-4909,9033	0	52509,1122	0	-32051,6026
Story3	Vx	LinStatic		Bottom	0	-4909,9033	0	52509,1122	0	-40889,4285
Story3	Vy	LinStatic		Top	0	0	-4909,9033	-82993,2412	32051,6026	0
Story3	Vy	LinStatic		Bottom	0	0	-4909,9033	-82993,2412	40889,4285	0
Story3	Ex	LinRespSpec	Max	Top	0	6375,0454	44,9668	67474,3659	352,0907	44255,1686
Story3	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0	6375,0454	44,9668	67474,3659	420,5606	55133,6583
Story3	Ey	LinRespSpec	Max	Top	0	25,7973	6437,8764	107016,9941	44475,8957	217,7656
Story3	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0	25,7973	6437,8764	107016,9941	55420,0881	248,9936
Story3	ELU	Combination		Top	41885,2278	0	0	0	448786,2866	-721332,7358
Story3	ELU	Combination		Bottom	44850,838	0	0	0	494625,0075	-753700,9775
Story3	ELS	Combination		Top	30503,3536	0	0	0	326954,318	-525250,1085
Story3	ELS	Combination		Bottom	32680,2045	0	0	0	360568,7584	-549079,2671
Story3	0,8G+EX	Combination	Max	Top	20638,9469	6375,0454	44,9668	67474,3659	222459,7724	-310637,7749
Story3	0,8G+EX	Combination	Max	Bottom	22237,167	6375,0454	44,9668	67474,3659	246970,5877	-317761,9319
Story3	0,8G+EX	Combination	Min	Top	20638,9469	-6375,0454	-44,9668	-67474,3659	221755,5911	-399148,1121
Story3	0,8G+EX	Combination	Min	Bottom	22237,167	-6375,0454	-44,9668	-67474,3659	246129,4664	-428029,2484
Story3	0,8G+EY	Combination	Max	Top	20638,9469	25,7973	6437,8764	107016,9941	266583,5775	-354675,1779
Story3	0,8G+EY	Combination	Max	Bottom	22237,167	25,7973	6437,8764	107016,9941	301970,1151	-372646,5965
Story3	0,8G+EY	Combination	Min	Top	20638,9469	-25,7973	-6437,8764	-107016,9941	177631,786	-355110,7091
Story3	0,8G+EY	Combination	Min	Bottom	22237,167	-25,7973	-6437,8764	-107016,9941	191129,9389	-373144,5837
Story3	G+Q+Ex	Combination	Max	Top	30503,3536	6375,0454	44,9668	67474,3659	327306,4086	-480994,9399
Story3	G+Q+Ex	Combination	Max	Bottom	32680,2045	6375,0454	44,9668	67474,3659	360989,319	-493945,6088
Story3	G+Q+Ex	Combination	Min	Top	30503,3536	-6375,0454	-44,9668	-67474,3659	326602,2273	-569505,2771
Story3	G+Q+Ex	Combination	Min	Bottom	32680,2045	-6375,0454	-44,9668	-67474,3659	360148,1978	-604212,9253
Story3	G+Q+Ey	Combination	Max	Top	30503,3536	25,7973	6437,8764	107016,9941	371430,2137	-525032,3429
Story3	G+Q+Ey	Combination	Max	Bottom	32680,2045	25,7973	6437,8764	107016,9941	415988,8465	-548830,2735
Story3	G+Q+Ey	Combination	Min	Top	30503,3536	-25,7973	-6437,8764	-107016,9941	282478,4223	-525467,8741
Story3	G+Q+Ey	Combination	Min	Bottom	32680,2045	-25,7973	-6437,8764	-107016,9941	305148,6703	-549328,2607
Story2	G	LinStatic		Top	27930,8587	0	0	0	310657,1338	-466942,6877
Story2	G	LinStatic		Bottom	28691,8216	0	0	0	320184,7512	-480169,4122
Story2	Q	LinStatic		Top	4883,7458	0	0	0	52381,2246	-82959,7794
Story2	Q	LinStatic		Bottom	4883,7458	0	0	0	52381,2246	-82959,7794
Story2	Vx	LinStatic		Top	0	-5030,3759	0	54372,9456	0	-40889,4285
Story2	Vx	LinStatic		Bottom	0	-5030,3759	0	54372,9456	0	-49944,1052
Story2	Vy	LinStatic		Top	0	0	-5030,3759	-84399,3297	40889,4285	0
Story2	Vy	LinStatic		Bottom	0	0	-5030,3759	-84399,3297	49944,1052	0
Story2	Ex	LinRespSpec	Max	Top	0	6539,0023	31,4266	69988,537	420,5606	55133,6583
Story2	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0	6539,0023	31,4266	69988,537	400,0706	66464,2353
Story2	Ey	LinRespSpec	Max	Top	0	31,9773	6633,3408	108851,2543	55420,0881	248,9936

**ANNEXE G. RAPPORT DE PROJET**

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P kN	VX kN	VY kN	T kN-m	MX kN-m	MY kN-m
Story2	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0	31,9773	6633,3408	108851,2543	66882,5318	251,5571
Story2	ELU	Combination		Top	45032,278	0	0	0	497958,9675	-754812,2975
Story2	ELU	Combination		Bottom	46059,578	0	0	0	510821,2511	-772668,3756
Story2	ELS	Combination		Top	32814,6045	0	0	0	363038,3584	-549902,4671
Story2	ELS	Combination		Bottom	33575,5675	0	0	0	372565,9759	-563129,1916
Story2	0,8G+EX	Combination	Max	Top	22344,687	6539,0023	31,4266	69988,537	248946,2677	-318420,4919
Story2	0,8G+EX	Combination	Max	Bottom	22953,4573	6539,0023	31,4266	69988,537	256547,8716	-317671,2945
Story2	0,8G+EX	Combination	Min	Top	22344,687	-6539,0023	-31,4266	-69988,537	248105,1464	-428687,8084
Story2	0,8G+EX	Combination	Min	Bottom	22953,4573	-6539,0023	-31,4266	-69988,537	255747,7303	-450599,765
Story2	0,8G+EY	Combination	Max	Top	22344,687	31,9773	6633,3408	108851,2543	303945,7951	-373305,1565
Story2	0,8G+EY	Combination	Max	Bottom	22953,4573	31,9773	6633,3408	108851,2543	323030,3327	-383883,9727
Story2	0,8G+EY	Combination	Min	Top	22344,687	-31,9773	-6633,3408	-108851,2543	193105,6189	-373803,1437
Story2	0,8G+EY	Combination	Min	Bottom	22953,4573	-31,9773	-6633,3408	-108851,2543	189265,2692	-384387,0868
Story2	G+Q+Ex	Combination	Max	Top	32814,6045	6539,0023	31,4266	69988,537	363458,919	-494768,8088
Story2	G+Q+Ex	Combination	Max	Bottom	33575,5675	6539,0023	31,4266	69988,537	372966,0465	-496664,9563
Story2	G+Q+Ex	Combination	Min	Top	32814,6045	-6539,0023	-31,4266	-69988,537	362617,7978	-605036,1253
Story2	G+Q+Ex	Combination	Min	Bottom	33575,5675	-6539,0023	-31,4266	-69988,537	372165,9052	-629593,4269
Story2	G+Q+Ey	Combination	Max	Top	32814,6045	31,9773	6633,3408	108851,2543	418458,4465	-549653,4735
Story2	G+Q+Ey	Combination	Max	Bottom	33575,5675	31,9773	6633,3408	108851,2543	439448,5076	-562877,6345
Story2	G+Q+Ey	Combination	Min	Top	32814,6045	-31,9773	-6633,3408	-108851,2543	307618,2703	-550151,4607
Story2	G+Q+Ey	Combination	Min	Bottom	33575,5675	-31,9773	-6633,3408	-108851,2543	305683,4441	-563380,7487
Story1	G	LinStatic		Top	35042,8441	0	0	0	393084,8118	-595338,5091
Story1	G	LinStatic		Bottom	36654,6908	0	0	0	413676,2161	-623636,3864
Story1	Q	LinStatic		Top	6666,1208	0	0	0	71385,5684	-116099,9057
Story1	Q	LinStatic		Bottom	6666,1208	0	0	0	71385,5684	-116099,9057
Story1	Vx	LinStatic		Top	0	-5452,7513	0	59273,7583	0	-49944,1052
Story1	Vx	LinStatic		Bottom	0	-5452,7513	0	59273,7583	0	-70391,9226
Story1	Vy	LinStatic		Top	0	0	-5452,7513	-92027,9234	49944,1052	0
Story1	Vy	LinStatic		Bottom	0	0	-5452,7513	-92027,9234	70391,9226	0
Story1	Ex	LinRespSpec	Max	Top	0	7009,3028	47,4069	75721,551	400,0706	66464,2353
Story1	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0	7009,3028	47,4069	75721,551	385,7449	91651,8971
Story1	Ey	LinRespSpec	Max	Top	0	47,4071	7152,5526	118682,1266	66882,5318	251,5571
Story1	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0	47,4071	7152,5526	118682,1266	92467,4164	296,3753
Story1	ELU	Combination		Top	57307,0208	0	0	0	637742,8486	-977856,8457
Story1	ELU	Combination		Bottom	59483,0138	0	0	0	665541,2444	-1016059
Story1	ELS	Combination		Top	41708,965	0	0	0	464470,3802	-711438,4147
Story1	ELS	Combination		Bottom	43320,8116	0	0	0	485061,7845	-739736,2921
Story1	0,8G+EX	Combination	Max	Top	28034,2753	7009,3028	47,4069	75721,551	314867,9201	-409806,572
Story1	0,8G+EX	Combination	Max	Bottom	29323,7526	7009,3028	47,4069	75721,551	331326,7178	-407257,2121
Story1	0,8G+EX	Combination	Min	Top	28034,2753	-7009,3028	-47,4069	-75721,551	314067,7788	-542735,0425
Story1	0,8G+EX	Combination	Min	Bottom	29323,7526	-7009,3028	-47,4069	-75721,551	330555,228	-590561,0062
Story1	0,8G+EY	Combination	Max	Top	28034,2753	47,4071	7152,5526	118682,1266	381350,3812	-476019,2502
Story1	0,8G+EY	Combination	Max	Bottom	29323,7526	47,4071	7152,5526	118682,1266	423408,3893	-498612,7338
Story1	0,8G+EY	Combination	Min	Top	28034,2753	-47,4071	-7152,5526	-118682,1266	247585,3177	-476522,3643
Story1	0,8G+EY	Combination	Min	Bottom	29323,7526	-47,4071	-7152,5526	-118682,1266	238473,5565	-499205,4845
Story1	G+Q+Ex	Combination	Max	Top	41708,965	7009,3028	47,4069	75721,551	464870,4509	-644974,1795
Story1	G+Q+Ex	Combination	Max	Bottom	43320,8116	7009,3028	47,4069	75721,551	485447,5294	-648084,395
Story1	G+Q+Ex	Combination	Min	Top	41708,965	-7009,3028	-47,4069	-75721,551	464070,3096	-777902,65
Story1	G+Q+Ex	Combination	Min	Bottom	43320,8116	-7009,3028	-47,4069	-75721,551	484676,0397	-831388,1892
Story1	G+Q+Ey	Combination	Max	Top	41708,965	47,4071	7152,5526	118682,1266	531352,912	-711186,8576
Story1	G+Q+Ey	Combination	Max	Bottom	43320,8116	47,4071	7152,5526	118682,1266	577529,2009	-739439,9168
Story1	G+Q+Ey	Combination	Min	Top	41708,965	-47,4071	-7152,5526	-118682,1266	397587,8485	-711689,9718
Story1	G+Q+Ey	Combination	Min	Bottom	43320,8116	-47,4071	-7152,5526	-118682,1266	392594,3682	-740032,6674

4.3 Modal Results

Table 4.8 - Modal Periods And Frequencies

Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad2/sec2
Modal	1	0,394	2,541	15,9631	254,8207
Modal	2	0,348	2,873	18,0512	325,8447
Modal	3	0,253	3,95	24,8183	615,9485
Modal	4	0,227	4,415	27,7376	769,3759
Modal	5	0,224	4,463	28,0423	786,3733
Modal	6	0,103	9,674	60,781	3694,3241
Modal	7	0,097	10,327	64,888	4210,4463
Modal	8	0,09	11,056	69,4641	4825,2575
Modal	9	0,088	11,399	71,625	5130,1357
Modal	10	0,084	11,874	74,6046	5565,8504
Modal	11	0,078	12,902	81,066	6571,691
Modal	12	0,073	13,677	85,9378	7385,3073
Modal	13	0,071	14,074	88,4288	7819,6468
Modal	14	0,07	14,332	90,0521	8109,3785
Modal	15	0,069	14,505	91,1383	8306,1987
Modal	16	0,067	14,903	93,6411	8768,6579
Modal	17	0,062	16,087	101,079	10216,9736
Modal	18	0,057	17,508	110,0064	12101,4017
Modal	19	0,055	18,347	115,2797	13289,4194
Modal	20	0,054	18,399	115,6033	13364,1153
Modal	21	0,052	19,243	120,9069	14618,484
Modal	22	0,045	22,461	141,128	19917,1027
Modal	23	0,043	23,095	145,1083	21056,4055
Modal	24	0,043	23,245	146,0515	21331,042
Modal	25	0,039	25,545	160,5065	25762,3472
Modal	26	0,038	26,228	164,7976	27158,252
Modal	27	0,037	26,857	168,7456	28475,0802
Modal	28	0,037	27,348	171,8357	29527,4956
Modal	29	0,036	27,746	174,3347	30392,5804
Modal	30	0,035	28,397	178,4238	31835,0574
Modal	31	0,035	28,664	180,1036	32437,29
Modal	32	0,035	28,674	180,1639	32459,0378
Modal	33	0,035	28,829	181,1363	32810,3532
Modal	34	0,035	28,941	181,8438	33067,1625
Modal	35	0,034	29,055	182,5595	33327,9781
Modal	36	0,034	29,259	183,8416	33797,7181
Modal	37	0,034	29,297	184,0799	33885,3924
Modal	38	0,034	29,345	184,381	33996,343
Modal	39	0,034	29,385	184,6338	34089,6562
Modal	40	0,034	29,483	185,2448	34315,6396
Modal	41	0,034	29,518	185,4644	34397,0594
Modal	42	0,034	29,655	186,3279	34718,0936
Modal	43	0,034	29,688	186,5359	34795,6521
Modal	44	0,034	29,772	187,0604	34991,5765
Modal	45	0,034	29,823	187,3862	35113,5951
Modal	46	0,033	30,081	189,0072	35723,7236
Modal	47	0,033	30,109	189,1834	35790,3513
Modal	48	0,033	30,386	190,9211	36450,8678
Modal	49	0,033	30,405	191,042	36497,035
Modal	50	0,033	30,721	193,0237	37258,1511

Table 4.9 - Modal Participating Mass Ratios (Part 1 of 2)

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
Modal	1	0,394	0,6976	3,62E-06	0	0,6976	3,62E-06	0	2,665E-06	0,3388	0,0013
Modal	2	0,348	0	0,71	0	0,6976	0,71	0	0,3231	1,094E-05	0,0024
Modal	3	0,253	0,0038	0,0006	0	0,7014	0,7106	0	0,0177	0,0136	0,2606
Modal	4	0,227	0,0024	0,0001	0	0,7038	0,7107	0	0,0054	0,014	0,2271
Modal	5	0,224	0,0014	0,0033	0	0,7052	0,714	0	0,0131	0,0039	0,2381
Modal	6	0,103	0,2094	1,018E-05	0	0,9146	0,714	0	1,342E-05	0,4089	0,0001
Modal	7	0,097	4,813E-06	0,2174	0	0,9146	0,9314	0	0,4571	1,18E-05	0,0052
Modal	8	0,09	0,0001	0,0001	0	0,9147	0,9315	0	0,0001	0,0001	3,804E-06
Modal	9	0,088	0,0001	0,0001	0	0,9147	0,9316	0	0,0002	0,0002	4,923E-05
Modal	10	0,084	1,14E-05	3,629E-05	0	0,9148	0,9316	0	0,0001	2,407E-05	0,0002
Modal	11	0,078	2,618E-06	1,82E-05	0	0,9148	0,9316	0	0,0001	5,894E-06	0,0005
Modal	12	0,073	0,016	3,252E-05	0	0,9308	0,9317	0	0,0001	0,0365	0,0023
Modal	13	0,071	0,0006	0	0	0,9314	0,9317	0	0	0,0013	8,517E-06
Modal	14	0,07	0,0013	0	0	0,9327	0,9317	0	0	0,0028	7,821E-06
Modal	15	0,069	0,0047	0,0002	0	0,9374	0,9318	0	0,0005	0,0115	0,0216
Modal	16	0,067	0,0026	0	0	0,94	0,9318	0	2,276E-06	0,0058	0,0005
Modal	17	0,062	0,0035	1,049E-05	0	0,9435	0,9319	0	2,641E-05	0,009	0,1739
Modal	18	0,057	0,0003	0,0182	0	0,9438	0,9501	0	0,0382	0,0008	0,0062
Modal	19	0,055	1,154E-05	5,685E-06	0	0,9438	0,9501	0	9,048E-06	3,727E-05	2,139E-05
Modal	20	0,054	0	0	0	0,9438	0,9501	0	0	1,278E-06	1,957E-06
Modal	21	0,052	0,0117	4,753E-05	0	0,9555	0,9501	0	0,0001	0,0313	0,007
Modal	22	0,045	1,854E-05	0,0278	0	0,9555	0,978	0	0,0808	0,0001	0,0021
Modal	23	0,043	0,0012	0,0006	0	0,9567	0,9786	0	0,0017	0,0031	2,742E-06
Modal	24	0,043	0,0245	0	0	0,9812	0,9786	0	0	0,0655	0,0001
Modal	25	0,039	0	0,0026	0	0,9812	0,9811	0	0,0039	8,771E-07	0,0003
Modal	26	0,038	0,0043	0	0	0,9855	0,9811	0	4,259E-05	0,0068	0,0001
Modal	27	0,037	0,0034	0	0	0,9889	0,9811	0	9,13E-06	0,0108	0,0002
Modal	28	0,037	8,45E-07	6,781E-06	0	0,9889	0,9811	0	0	5,17E-06	0,0001
Modal	29	0,036	3,769E-05	0,0064	0	0,9889	0,9875	0	0,0187	0,0001	0,0029
Modal	30	0,035	2,862E-05	7,321E-07	0	0,989	0,9875	0	1,324E-06	7,696E-06	6,839E-06
Modal	31	0,035	4,101E-06	2,644E-06	0	0,989	0,9875	0	0	5,066E-06	2,224E-06
Modal	32	0,035	0	9,934E-06	0	0,989	0,9876	0	0,0004	6,571E-06	0,0002
Modal	33	0,035	1,024E-06	1,138E-06	0	0,989	0,9876	0	1,384E-05	8,332E-06	9,136E-07
Modal	34	0,035	0	0	0	0,989	0,9876	0	5,298E-06	3,705E-06	2,04E-05
Modal	35	0,034	0	3,719E-06	0	0,989	0,9876	0	1,733E-05	9,988E-06	0
Modal	36	0,034	0	0	0	0,989	0,9876	0	1,346E-06	5,969E-06	1,594E-05
Modal	37	0,034	9,989E-07	0	0	0,989	0,9876	0	3,236E-06	2,475E-06	1,11E-06
Modal	38	0,034	7,309E-06	1,842E-06	0	0,989	0,9876	0	2,753E-06	1,085E-05	0
Modal	39	0,034	0	0	0	0,989	0,9876	0	1,164E-06	2,018E-06	2,768E-06
Modal	40	0,034	2,521E-05	7,681E-07	0	0,989	0,9876	0	0	4,442E-05	6,066E-06
Modal	41	0,034	0	1,392E-05	0	0,989	0,9876	0	1,551E-05	0	5,622E-06
Modal	42	0,034	0	0	0	0,989	0,9876	0	5,678E-06	4,076E-06	3,986E-06
Modal	43	0,034	0	2,859E-06	0	0,989	0,9876	0	1,045E-05	6,292E-07	0
Modal	44	0,034	2,289E-06	0	0	0,989	0,9876	0	0	1,837E-06	5,437E-07
Modal	45	0,034	2,869E-06	1,806E-06	0	0,989	0,9876	0	2,686E-06	1,589E-05	0
Modal	46	0,033	0	0	0	0,989	0,9876	0	1,545E-06	1,234E-06	0
Modal	47	0,033	6,408E-07	0	0	0,989	0,9876	0	0	2,168E-06	0
Modal	48	0,033	1,928E-06	1,372E-06	0	0,989	0,9876	0	2,602E-06	4,603E-06	0
Modal	49	0,033	0	9,008E-07	0	0,989	0,9876	0	3,351E-06	0	0
Modal	50	0,033	2,94E-05	2,145E-05	0	0,989	0,9876	0	4,568E-05	0,0001	8,052E-07

**Table 4.9 - Modal Participating Mass Ratios (Part 2 of 2)**

Case	Mode	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1	2,665E-06	0,3388	0,0013
Modal	2	0,3231	0,3388	0,0037
Modal	3	0,3408	0,3524	0,2643
Modal	4	0,3461	0,3664	0,4914
Modal	5	0,3592	0,3702	0,7295
Modal	6	0,3592	0,7791	0,7296
Modal	7	0,8163	0,7791	0,7348
Modal	8	0,8164	0,7793	0,7348
Modal	9	0,8166	0,7794	0,7349
Modal	10	0,8167	0,7795	0,735
Modal	11	0,8168	0,7795	0,7356
Modal	12	0,8169	0,816	0,7379
Modal	13	0,8169	0,8173	0,7379
Modal	14	0,8169	0,8201	0,7379
Modal	15	0,8174	0,8315	0,7595
Modal	16	0,8174	0,8373	0,76
Modal	17	0,8174	0,8463	0,9339
Modal	18	0,8556	0,847	0,9401
Modal	19	0,8556	0,8471	0,9401
Modal	20	0,8556	0,8471	0,9401
Modal	21	0,8558	0,8784	0,9471
Modal	22	0,9365	0,8785	0,9492
Modal	23	0,9382	0,8816	0,9492
Modal	24	0,9382	0,9471	0,9494
Modal	25	0,942	0,9471	0,9497
Modal	26	0,9421	0,9538	0,9498
Modal	27	0,9421	0,9647	0,9499
Modal	28	0,9421	0,9647	0,95
Modal	29	0,9608	0,9647	0,9529
Modal	30	0,9608	0,9647	0,9529
Modal	31	0,9608	0,9647	0,9529
Modal	32	0,9612	0,9648	0,9531
Modal	33	0,9612	0,9648	0,9531
Modal	34	0,9612	0,9648	0,9531
Modal	35	0,9612	0,9648	0,9531
Modal	36	0,9612	0,9648	0,9531
Modal	37	0,9612	0,9648	0,9531
Modal	38	0,9612	0,9648	0,9531
Modal	39	0,9612	0,9648	0,9531
Modal	40	0,9612	0,9648	0,9531
Modal	41	0,9612	0,9648	0,9531
Modal	42	0,9613	0,9648	0,9531
Modal	43	0,9613	0,9648	0,9531
Modal	44	0,9613	0,9648	0,9531
Modal	45	0,9613	0,9649	0,9531
Modal	46	0,9613	0,9649	0,9531
Modal	47	0,9613	0,9649	0,9531
Modal	48	0,9613	0,9649	0,9531
Modal	49	0,9613	0,9649	0,9531
Modal	50	0,9613	0,9649	0,9531

**Table 4.10 - Modal Load Participation Ratios**

Case	ItemType	Item	Static %	Dynamic %
Modal	Acceleration	UX	99,99	98,9
Modal	Acceleration	UY	99,99	98,76
Modal	Acceleration	UZ	0	0

**Table 4.11 - Modal Direction Factors**

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	RZ
Modal	1	0,394	1	0	0	0
Modal	2	0,348	0	0,997	0	0,003
Modal	3	0,253	0,049	0,053	0	0,898
Modal	4	0,227	0,236	0,073	0	0,692
Modal	5	0,224	0,031	0,17	0	0,799
Modal	6	0,103	0,949	0	0	0,051
Modal	7	0,097	0	0,935	0	0,065
Modal	8	0,09	0,001	0,001	0	0,998
Modal	9	0,088	0,002	0,001	0	0,997
Modal	10	0,084	0,001	0	0	0,999
Modal	11	0,078	0	0	0	0,999
Modal	12	0,073	0,905	0,001	0	0,094
Modal	13	0,071	0,999	0	0	0,001
Modal	14	0,07	0,994	0	0	0,006
Modal	15	0,069	0,418	0,002	0	0,58
Modal	16	0,067	0,989	0	0	0,011
Modal	17	0,062	0,113	0,043	0	0,844
Modal	18	0,057	0,009	0,912	0	0,079
Modal	19	0,055	0,077	0,058	0	0,864
Modal	20	0,054	0,001	0,001	0	0,998
Modal	21	0,052	0,159	0,001	0	0,839
Modal	22	0,045	0,001	0,931	0	0,068
Modal	23	0,043	0,53	0,312	0	0,159
Modal	24	0,043	0,568	0	0	0,432
Modal	25	0,039	0	0,098	0	0,902
Modal	26	0,038	0,063	0,001	0	0,936
Modal	27	0,037	0,412	0,001	0	0,588
Modal	28	0,037	0,001	0,505	0	0,494
Modal	29	0,036	0,001	0,692	0	0,308
Modal	30	0,035	0,408	0,002	0	0,59
Modal	31	0,035	0,004	0,017	0	0,979
Modal	32	0,035	0,005	0,35	0	0,644
Modal	33	0,035	0	0,002	0	0,998
Modal	34	0,035	0,04	0,025	0	0,935
Modal	35	0,034	0,043	0,19	0	0,767
Modal	36	0,034	0	0	0	1
Modal	37	0,034	0,001	0	0	0,999
Modal	38	0,034	0,008	0,002	0	0,991
Modal	39	0,034	0	0	0	1
Modal	40	0,034	0,018	0,001	0	0,981
Modal	41	0,034	0,004	0,666	0	0,33
Modal	42	0,034	0,046	0,019	0	0,935
Modal	43	0,034	0,003	0,014	0	0,983
Modal	44	0,034	0,068	0,02	0	0,911
Modal	45	0,034	0,006	0,009	0	0,985
Modal	46	0,033	0,007	0,006	0	0,987

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	RZ
Modal	47	0,033	0	0	0	1
Modal	48	0,033	0,07	0,048	0	0,882
Modal	49	0,033	0,005	0,011	0	0,985
Modal	50	0,033	0,398	0,254	0	0,348