

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي



UNIVERSITE SAAD DAHLAB - BLIDA 1

جامعة سعد دحلب البليدة -1-

FACULTE DE TECHNOLOGIE

كلية التكنولوجيا

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

قسم الهندسة المدنية

MEMOIRE DE MASTER

Spécialité : Structures

THEME

**CONCEPTION ET CALCUL PARASISMIQUE D'UN
BATIMENT R+9 EN BETON ARME AVEC
INVESTIGATION SUR LA CAPACITE PORTANTE**

Présenté par :

M^r. RAHAL Mossâb

M^r. TAMAOUCHT Rachid

Encadreur :

M^{me}. HAZOUT.L

Co-promotrice :

M^{me} CHERFA.C

Blida, septembre 2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



∞ REMERCIEMENTS

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements :

Tout d'abord, nous tenons à exprimer Notre parfaite gratitude et remerciements à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour mener À bien ce modeste travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre encadreur Mme HAZOUT pour son soutien, ses conseils judicieux et sa grande bienveillance durant l'élaboration de ce projet. Mais aussi un grand merci à notre co-promotrice Mme CHERFA pour son aide et ses orientations.

Nous exprimons aussi nos reconnaissances à tous les membres du jury d'avoir accepté de lire, de présider et d'examiner ce modeste travail et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de ce projet.

Nos vifs remerciements pour l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur en génie civil.

Enfin, nous tenons à remercier nos chers parents, qui ont toujours prié pour nous, qui n'ont pas cessé de nous encourager, de nous soutenir et qui ont fait de nous ce que nous sommes aujourd'hui.

Et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la concrétisation de ce travail.

Merci infiniment...

∞ Dédicace

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la Gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce travail à :

Mes parents, les mots ne sauraient exprimer l'immense et profonde Gratitude que je leur témoigne ici pour leur précieux soutien, pour leur Patience, pour avoir crus en moi, pour leurs sourires réconfortants et pour Leurs sacrifices qui m'ont permis d'atteindre cette étape dans ma vie et Qu'ils ne m'ont jamais cessé de consentir pour mon instruction et mon bien

Être. Que dieu me les gardes et les protège.

A mes frères Zaki, Yasser, Abdou, Youcef, EL Hachemi et mes deux sœurs Noussaiba et Asma Qui ont toujours été là pour me réconforter et me soutenir.

*Mes amis Youcef, Islem, Fatima, Amel, Zoubida et surtout *Amina* pour avoir été une source de bonheur et motivation durant l'élaboration de ce travail.*

à mon ami Zakaria pour son soutien et ses précieux conseils.

Sans oublier mon frère et mon binôme RACHED et sa famille pour lequel je souhaite une vie pleine de joie et de réussite.

Pour finir je souhaite aussi remercier tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans mon parcours éducatif et universitaire en particulier.

RAHAL MOSSAB

❧ *Dédicace*

Voici que mon parcours scolaire touche à sa fin, et voici les efforts de plusieurs années de travail qui aboutissent sur ce projet que je dédie à : celui qui a été mon repère, à celui qui a été la lumière dans l'obscurité, la joie dans le chagrin, à qui aucun texte ne rendra justice, à ma colonne vertébrale, mon père.

À celle qui emplit ma vie de joie et de bonne humeur, à la source de mon existence de ma force et mon inspiration, ma mère.

À mon soutien permanent, ma force, mes deux frères Mohammed et Hichem, et leur épouse. À ma moitié, ma seconde mère, ma chère sœur Bahia ainsi que ses enfants ; Wael et Issam.

À ma chère petite sœur Nawal.

À mes neveux ; Malak, Amira, Iyad, Louay, Adam, Ayman, Ousama, Ismahan.

À mes chères camarades, sœurs que la vie m'a offertes ; Amina, Zahra, Houda, Nadjat.

À tous mes amis sans exception, Hassan, Ahmed, Youcef, Islam, Zoubida, Amina, Fatima, Amal.

À celui à qui les sièges de la faculté m'a présenté, un ami, un frère mon binôme MOSSÂB ainsi que sa famille, Avec mes vœux d'excellence et de succès à tous pour la suite

TAMAOUCHT RACHED

ملخص

في هذا المشروع، وضعنا على المحك كل ما حصلنا عليه من معارف خلال السنوات الأربع الماضية يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى غير منتظم الشكل مستوحى من هيكل هو جزء من برنامج إسكان تشاركي يتكون من 9 طوابق وطابق أرضي.

هذا العمل سمح لنا بفهم سلوك المبنى أثناء الزلزال وأهمية الدراسة الجيدة والتنفيذ الجيد، يتم تحديد المتطلبات الأولى، عند تصميم الهيكل، من خلال معايير البناء في حالة المواقف غير الزلزالية. تضاف إلى هذه المعايير ذات الصلة المباشرة ببناء الهياكل في المناطق الزلزالية.

سمح لنا هذا العمل أيضاً أن نرى بالتفصيل وأن نتعلم جيداً النظام الجزائري المضاد للزلازل وبعض أنظمة البناء الأخرى في الجزائر مثل 91 B.A.E.L و 99 RPA و 93 C.B.A.

سمحت لنا دراسة السلوك الديناميكي للهيكل، بما في ذلك عدم انتظام الشكل، بتصور أفضل لوجود أنماط الالتواء. كما أدت بنا هذه التجربة إلى مواجهة الصعوبات وتفسيرها وإدارتها وإيجاد الحلول المناسبة للمشكلات التي نواجهها.

تجرى الدراسة على مبنى مكون طابق أرضي و 9 طوابق للاستخدام السكني بمنطقة سباله العاشور بالجزائر العاصمة. تم تصنيف هذه المنطقة على أنها منطقة عالية الزلازل (المنطقة الثالثة) حسب النظام الجزائري المضاد للزلازل.

أثناء تحليل هيكلنا، لاحظنا النقاط التالية:

• في السعي للحصول على أبعاد مسبقة لعناصرنا الهيكلية، من الضروري الرجوع إلى المراجع 91 B.A.E.L و R.P.A. 99/2003 و C.B.A.

• الزلزال، باعتباره تحميلاً ديناميكياً، يظل أحد أهم وأخطر الإجراءات التي يجب مراعاتها في تصميم وحساب الهياكل.

• أصبح التحليل ثلاثي الأبعاد لهيكل غير منتظم ممكناً بفضل برنامج الحاسوب ETABS

• الدراسة الديناميكية لهيكل غير منتظم القياسات والارتفاع تتطلب إضافة الجدران في كلا الاتجاهين بشكل متناظر وبعيد عن مركز النقل والصلابة من أجل إنقاص تأثير الالتواء.

• كيفية وضع الجدران هو عامل أكثر أهمية من عدد الجدران في حد ذاتها في الهيكل

• خلال اختبارنا، لاحظنا أنه إذا أشرنا إلى الفترة، فسيكون هيكلنا صاباً للغاية، ثم أشرنا بدلاً من ذلك إلى عمليات الإزاحة

بين الطوابق التي يجب أن تكون قيمها قريبة جداً من الإزاحة المسموح بها من أجل زيادة ليونتها

• فحص قوة القص في القاعدة ضروري، إذا لم يتم التحقق من ذلك يمكننا القول إن هناك استهانة بالعمل الزلزالي مما يجب إلى زيادة الجهود

• بالنسبة للتسليح: لاحظنا أن العديد من العناصر الهيكلية مثل الأعمدة تم تسليحها بالحد الأدنى الذي اقترحه النظام الجزائري المضاد للزلازل مما دفعنا إلى استنتاج أهميته الكبيرة.

• تسليح الجدران بطريقة مبسطة تعتمد على الجهود، باستخدام برنامج الحاسوب ثلاثي الأبعاد للحصول على النتائج اللازمة

• التسليح والتصميم الجيدين يتركان الهيكل سليماً لفترة طويلة من الزمن حتى في حالة حدوث الزلازل.

• تعتبر دراسة التربة خطوة مهمة للغاية في أي مشروع إنشائي، فهي الخطوة الأخيرة التي يجب علينا القيام بها قبل الشروع في حساب الأساسات.

• يتمثل هذا الجزء من الدراسة، من ناحية، في جمع البيانات، ومن ناحية أخرى، في إجراء مسح جيولوجي للموقع. يعتمد عمل هذه المرحلة على التجارب الميدانية، بهدف توفير معلومات عن الطبوغرافيا، واطبقات

المكونة للتربة، واستخدام التقارير المتاحة عن المنطقة.

• يمكن تحديد قدرة تحمل التربة المسموح بها بطريقتين (2):

التجارب المخبرية.

التجارب الميدانية.

• يتم تحديد الضغط المقبول من خلال:

اختبارات مقياس الضغط.

اختبار قياس الاختراق الديناميكي.

• يجب ألا تتحمل الأساسات فقط الأحمال والأحمال الزائدة التي يدعمها الهيكل، بل يجب أن تنقلها أيضًا

إلى الأرض في ظروف جيدة، وذلك لضمان استقرار الهيكل.

• يعتمد اختيار نوع الأساس على نوع التربة وحجم الأحمال الموزعة من الهيكل.

• بخصوص الاساسات فضلنا تقنية اللبشة، التي تسمح بتوزيع جيد للأحمال تحت الأرض

الكلمات المفتاحية: الدراسة الديناميكية، الهيكل، البناء، المسح الميكانيكي، الأساسات، اللبشة

ETABS, RPA99, CBA93, BAEL

Résumé

Dans ce projet on a mis à l'épreuve toute nos connaissances que l'on ait acquises lors de ces quatre dernières années.

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment de forme irrégulière inspirée d'une structure faisant partie d'un programme de logements participatif (L.P.P), constituée d'un rez de chaussée plus de 9 étages.

Ce travail nous a permis toute fois de comprendre le comportement d'un bâtiment lors d'un séisme et l'importance d'une bonne étude et d'une bonne exécution,

Les premières exigences, lors de la conception d'un ouvrage, sont données par les normes De construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci viennent s'ajouter des Normes directement applicables à la construction d'ouvrage en zones sismiques.

Ce travail nous a permis aussi de voir en détail et de bien apprendre le règlement Parasismique algérien et d'autres règlements des constructions en Algérie tels que le **B.A.E.L. 91, RPA 99 et le C.B.A. 93.**

L'étude du comportement dynamique de la structure, y compris les irrégularités de forme en plan et en élévation nous a permis de mieux visualiser la présence des modes de torsion. Cette expérience nous a conduit aussi à rencontrer des difficultés, les interpréter, les gérer, et trouver des solutions adéquates à ses problèmes rencontrés.

L'étude sera menée sur un bâtiment en RDC +9 étages à usage d'habitation situé à Sebbala El Achor wilaya D'Alger. Cette région est classée comme zone de forte sismicité (Zone III) (Annexe I du RPA 99 / modifié 2003) dont le système de contreventement est mixte (voiles-portiques).

Durant l'analyse de notre structure nous avons relevé les points suivants :

- ✓ En cherchant à avoir un prédimensionnement a nos éléments structuraux il faut référer aux références **B.A.E.L.91 et C.B.A. et R.P.A. 99/2003.**
- ✓ Le séisme en tant que chargement dynamique, reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures.
- ✓ L'analyse tridimensionnelle d'une structure irrégulière est rendue possible grâce à L'outil informatique (logiciel **ETABS** utilisé dans notre étude).
- ✓ Le renforcement du bâtiment contre l'effet du séisme a nécessité une bonne disposition des voiles, qui doit être dans Les deux directions, d'une manière symétrique et loin que possible du centre de rigidité et du centre de masse afin d'augmenter la rigidité à la torsion
- ✓ La disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité des Voiles à placer dans la structure
- ✓ Durant nos essais nous avons remarqué que si nous nous référons à la période, notre Structure sera très rigide alors nous nous sommes référés plutôt aux déplacements Inter-étages dont leurs valeurs doivent être très proches du déplacement admissible afin d'augmenter la ductilité et automatiquement avoir la solution la plus économique.
- ✓ La vérification de l'effort tranchant à la base est nécessaire et indispensable, s'il n'est pas vérifié nous pouvons dire qu'il y a une sous-estimation de l'action sismique sur le bâtiment et il faut augmenter alors ces efforts.

- ✓ La vérification de l'effort normale réduit permet de vérifier la résistance du béton sous les charges verticales.
- ✓ Pour le ferrailage : nous avons remarqué que plusieurs éléments structuraux comme le poteau ont été ferrillés par le minimum proposé par le **R.P.A.99 versions 2003** ce qui nous a conduit de conclure que le règlement parasismique algérien est **très sévère**.
- ✓ Le ferrailage des voiles a été fait par la méthode simplifiée basée sur les contraintes.
- ✓ L'utilisation de l'interface graphique (du **ETABS**) pour visualiser la nature et degré des contraintes a été très utile.
- ✓ Un bon ferrailage et une bonne conception augmente la résistance et la durabilité
- ✓ L'étude du sol est une étape très importante dans tout projet de construction, c'est la dernière étape que nous devons faire avant de passer au calcul des fondations.
- ✓ Cette partie de l'étude consiste à collecter les données déjà existantes, dans le but de se renseigner sur la topographie, la lithologie et la stratigraphie, ainsi que sur l'utilisation de la documentation et les archives disponibles sur la zone.
- ✓ La capacité portante admissible du sol peut être déterminée par deux (02) manières :
 - Essais mécaniques réalisés au laboratoire.
 - Essais in-situ.
- ✓ La détermination de contrainte admissible se fait par :
 - La méthode pressiométrique.
 - La méthode de pénétromètre dynamique.
- ✓ Les fondations doivent non seulement reprendre les charges et surcharges supportées par la structure mais aussi de les transmettre au sol dans des bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.
- ✓ Le choix du type de fondation dépend de la nature de sol et du volume des charges provenant de la structure.
- ✓ Nous avons choisi un radier général comme fondation pour notre structure. Ce dernier travaille comme un plancher renversé, assurant une bonne répartition des charges sur le sol.

Mots clés : Étude dynamique, structure, bâtiment, Sondage mécanique, radier
Etabs, B.A.E.L.91, C.B.A, R.P.A. 99/2003.

Abstract

In this project we put to the test all our knowledge that we have acquired over the past four years

This project presents a detailed study of an irregularly shaped building inspired by a structure that is part of a participatory housing program (L.P.P), consisting of a ground floor and 9 upper floors

However, this work allowed us to understand the behavior of a building during an earthquake and the importance of a good study and a flawless execution,

The first requirements, when designing a structure, are given by the construction standards in the case of non-seismic situations. To these are added Standards that are directly relevant to the construction of structures in seismic zones.

In addition, this work also allowed us to see in detail and to learn well the Algerian Parasismic regulation and some other building regulations in Algeria such as the B.A.E.L. 91, RPA 99 and the C.B.A. 93.

The study of the dynamic behaviour of the structure, including the structure irregularities in plan and in elevation allowed us to better visualize the presence of torsion modes. This experience also led us to encounter difficulties, interpret them, manage them, and find adequate solutions.

The study will be carried out on a ground floor + 9 upperfloors building for residential use located in Sebbala El Achor wilaya of Algiers. This region is classified as a zone of high seismicity zone (Zone III) (Annex I of RPA 99 / modified 2003) with a mixed bracing system (portal walls).

During

the analysis of our structure, we noted the following points:

- ✓ In seeking to have a pre-dimensioning of our structural elements, it is necessary to refer to references *B.A.E.L. 91* and *C.B.A.* and *R.P.A99/2003*.
- ✓ The earthquake, as a dynamic loading, remains one of the most important and dangerous actions to consider in the structures design and calculation.
- ✓ The three-dimensional analysis of an irregular structure is made possible thanks to the computer tool (ETABS software used in our case).
- ✓ Strengthening the building against the effect of the seismic motion required the addition of the walls in both directions, symmetrically and as far away from the center of rigidity and center of mass as possible in order to increase the torsional stiffness.
- ✓ The layout of shear walls in a structure are much more important than their quantities.
- ✓ During our study we noticed that the inter-stage displacements must be very close to the admissible displacements, in order to increase the ductility and automatically have the most economical solution.
- ✓ The verification of the shear force at the base is necessary and essential, if it is not verified, we can say that there is an underestimation of the seismic action on the building and it is then necessary to increase these forces.
- ✓ The reduced normal force check verifies the strength of the concrete under vertical loads.

- ✓ For the reinforcement: we noticed that several structural elements such as columns were reinforced by the minimum proposed by the R.P.A. 99 versions 2003, which led us to conclude that the Algerian earthquake regulation is very tough.
- ✓ The reinforcement of the walls was done by the simplified method based on stresses.
- ✓ The use of the graphical interface (ETABS) to visualize the nature and degree of the stresses was very useful.
- ✓ Good reinforcement and design increase ductility and resistance
- ✓ The study of the soil is the most important step in any construction project, it is the first step that we must do before moving on to the calculation of the structure.
- ✓ This step consists of collecting the already existing data, in order to learn about the topography, lithology and stratigraphy, as well as on the use of documentation and archives available on the area.
- ✓ The soil bearing capacity of the soil can be determined in two (02) ways:
 - Mechanical tests carried out in the laboratory.
 - In-situ tests.
 - The determination of the allowable bearing capacity is made by:
 - The pressuremeter testing method.
 - The dynamic penetrometer testing method.
- ✓ The footing must not only take up the loads and overloads supported by the structure but also transmit them to the ground in good conditions, so as to ensure the stability of the structure.
- ✓ The choice of the type of footing depends on the type of soil and the quantity of loads coming from the structure.
- ✓ We have chosen a general raft foundation for our structure. The latter works like an inverted slab, ensuring a good distribution of the loads on the ground.

Key words: Dynamic study, structure, building, Mechanical survey, raft foundation
Etabs, B.A.E.L. 91, C.B.A, R.P.A. 99/2003.

SOMMAIRE

Remerciements

Dédicaces

Résumé

Liste des symboles

Liste des tableaux

Liste des figures

Plans

Introduction générale 1

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des Matériaux

I.1. Introduction 2

I.2 Présentation de l'ouvrage : 2

I.2 .1 Description de l'ouvrage : 2

I.2.2 Caractéristiques géométriques : 2

I.2.3 Conception de la structure : 3

I.3 propriétés des matériaux : 4

I.3 .1 Le béton : 4

I.3.1.1 Résistance mécanique : 4

I.3.1.2 Module de déformation longitudinale : 5

I.3.1.3 Module de déformation transversale : 5

I.3.1.4 Les Contrainte Limites : 5

I.3.1.4.1 État limite ultime « E.L.U » : 5

I.3.1.4.2 État limite de service « E.L.S » : 7

I.3.2. Aciers : 7

I.3.2.1 Module d'élasticité des aciers : 8

I.3.2.2 Contrainte limite de l'acier : 8

I.3.2.2.1 Etat Limite Ultime « E.L.U » : 8

I.3.2.2.2 Etat limite de service «ELS» : 9

I.4. Hypothèses de calcul aux états limites : 9

I.4.1. Hypothèse de calcul à l'ELU : 9

I.4.2. Hypothèse de calcul à l'ELS : 10

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments Et évaluation des charges

II.1. Introduction : 11

SOMMAIRE

II.2. Pré-dimensionnement Des Planchers :	11
II.2.1. Plancher en corps creux :	11
II.2.2. Plancher à Dalle Pleine :	12
II.2.3. Balcons :	13
II.3. Évaluation Des Charges :	13
II.3.1. Charges Permanentes :	13
II.3.1.1. Plancher Terrasse Inaccessible :	13
II.3.1.1.1 Planchers à corps creux :	13
II.3.1.1.2 Planchers à dalle pleine :	14
II.3.1.2. Plancher Étage Courant :	14
II.3.1.2.1 Planchers à corps creux :	14
II.3.1.2.2 Planchers à dalle pleine :	15
II.3.2. Maçonnerie :	15
II.3.3. Acrotère :	15
II.3.4. Surcharge D'exploitation :	16
II.4. Pré-dimensionnement des poutres et des poteaux :	16
II.4.1. Pré-dimensionnement des poutres :	16
II.4.2. Pré-dimensionnement des poteaux :	18
II.4.2.1 Principe :	18
II.4.2.2 Procédure de pré-dimensionnement :	18
II.4.2.3 Pré-dimensionnements des poteaux :	18
II.4.2.4 Loi d e dégression :	22
II.4.2.5 Calcul des poteaux :	23
II.5 Pré dimensionnement des voiles :	36
II.6 Conclusion :	36
Chapitre III : Etude dynamique	
III.1. Introduction :	37
III.2. Caractéristique dynamiques propres :	37
III.3. Modélisation de la structure :	38
III.3.1. Introduction :	38
III.3.2. Modélisation de la rigidité :	38
III.3.2.1. Les éléments de portique :	38
III.3.2.2. Les voiles :	39
III.3.2.3. Le Diaphragme :	39

SOMMAIRE

III.3.2.4. Conception du contreventement vertical :	39
III.3.2.5. Connectivité Sol/Structure :	39
III.3.3. Modélisation de la masse :	39
III.4. Étude sismique :	40
III.4.1. Introduction :	40
III.4.2. Choix de la méthode de calcul :	40
III.4.2.1. La méthode statique équivalente :	40
III.4.2.1.1. Principe :	40
III.4.2.1.2. Conditions d'applications :	40
III.4.2.2. La méthode modale spectrale :	41
III.4.2.2.1. Principe :	41
III.4.2.2.2. Analyse spectrale :	41
III.4.3. Effort tranchant à la base :	42
III.4.3.1. Calcul de l'effort tranchant à la base par la méthode statique équivalente :	42
III.4.4. Estimation de la période fondamentale de la structure « T » :	43
III.5. Résultats de l'analyse dynamique :	45
III.5.1 Modèle initial :	46
III.5.1.1 Caractéristiques dynamique propres du modèle initial :	47
III.5.1.2 Constatations :	48
III.5.1.3 Résultantes des forces sismiques :	48
III.5.1.4. Vérification des déplacements inter étage :	48
III.5.1.5 Constatation :	49
III.5.2 Modèle 2 :	50
III.5.2.1 Caractéristiques dynamique propres du modèle :	52
III.5.2.2. Constatations :	52
III.5.2.3. Résultantes des forces sismiques :	53
III.5.2.4 Vérification des déplacements inter étage :	53
III.5.2.5. Vérification spécifique aux sollicitations normales :	53
III.5.2.5.1. Poteaux carrés :	54
Tableau III.11 : vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux carrés.....	54
III.5.2.5.2. Poteaux circulaires :	54
III.5.2.6. Justification du choix du coefficient de comportement :	55
III.5.2.6.1. Justification des voiles sous charges verticales :	55
III.5.2.7 Constatation :	55

SOMMAIRE

III.5.2.8 Remarque :	55
III.5.3. Model 3 :	55
III.5.3.1 Caractéristiques dynamique propres du modèle :	56
III.5.3.2 Remarque :	57
III.5.3.3 Résultantes des forces sismiques et pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales :	57
III.5.3.4 Constatation :	58
III.5.4 L'effet de longueur :	58
III.5.4.1 Caractéristiques dynamique propres des modèles :	58
III.5.4.2 Résultantes des forces sismiques et pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales :	60
III.5.4.3 Remarque :	60
En diminuant l'épaisseur des voiles, le pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles diminue.	60
III.5.4.4 Vérification des déplacements inter étage :	60
III.5.4.5 Vérification spécifique aux sollicitations normales :	61
III.5.4.6 Constatation :	62
III.5.5 L'effet de l'ajout des Linteaux :	62
III.5.6 Modèle finale :	62
III.5.6.1 Caractéristiques dynamique propres du modèle :	65
III.5.6.2 Constatations :	65
III.5.6.3. Résultantes des forces sismiques :	66
III.5.6.4. Vérification des déplacements inter étage :	66
III.5.6.5. Vérification spécifique aux sollicitations normales :	67
III.5.6.5.1. Poteaux carrés :	68
III.5.6.5.2. Poteau circulaire :	68
III.5.6.6. Justification du choix du coefficient de comportement :	69
III.5.6.6.1 Justification des voiles sous charge verticale :	69
III.5.6.6.2 Pourcentage des efforts tranchants dus aux charges horizontales repris par les Portique :	69

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux.

IV.1. Introduction :	70
IV.2. Ferrailage des poteaux :	70
IV.2.1. Introduction :	70

SOMMAIRE

IV.2.2. Combinaisons d'actions :	70
IV.2.3. Recommandations du « BAEL91 modif 99 » :	71
IV.2.4. Recommandations des « RPA 99 modif 2003 » :	71
IV.2.5. Méthode de calcul :	72
IV.2.6 Choix des armatures :	78
IV.2.6.1 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :	78
V.2.7. Vérification de la contrainte de cisaillement :	80
IV.2.8. Ferrailage transversal des poteaux :	82
IV.2.9. Longueur de recouvrement :	84
IV.2.10. Schéma de ferrailage de poteaux :	85
IV.2.10.1 poteaux carrés :	85
IV.2.10.2 poteaux circulaires :	87
IV.3. Ferrailage des poutres :	88
IV.3.1. Introduction :	88
V.3.2. Les combinaisons d'actions :	88
IV.3.3. Recommandations des règlements BAEL [1] et RPA99[2] :	88
V.3.4. Calcul du ferrailage :	89
V.3.4.1 Poutre porteuse 30×35 :	89
IV.3.4.2 Poutre non porteuse 30×30 :	91
IV.3.4.3 poutres principales 1 (30×65) :	92
IV.3.4.4 Poutre principale 2 (30×45) :	93
IV.3.4.5 Poutre secondaire 30×45 :	95
IV.3.4.6 Poutre de chaînage 30×30 :	96
V.3.5. Vérifications :	97
V.3.5.1. Condition de non-fragilité :	97
IV.3.5 Vérification des contraintes à l'ELS :	98
IV.3.5.1 Poutre porteur 30×35 :	98
IV.3.5.2 Poutre non porteuse 30×30 :	99
IV.3.5.3 Poutre principale 1 (30×65) :	99
IV.3.5.4 Poutre principale 2 (30×45) :	99
IV.3.5.5 Poutre secondaire 30×45 :	100
IV.3.5.6 Poutre de chaînage 30×30 :	100
IV.3.6 Vérification de l'effort tranchant :	101

SOMMAIRE

Vérification de la contrainte de cisaillement :	101
IV.3.6.1 Poutre porteuse 30×35 :	102
IV.3.6.2 Poutre non porteuse 30×30:	102
IV.3.6.3 Poutre principale 1 (30×65) :	102
IV.3.6.4 Poutre principale 2 (30×45):	102
IV.3.6.3 Poutre secondaire 30×45 :	103
IV.3.7 Calcul des armatures transversales :	103
IV.3.8 Recouvrement des armatures longitudinales :	104
IV.3.9 Arrêt des barres :	104
IV.3.10 Vérification de la flèche :	105
IV.3.11. Schéma de ferrailages des poutres :	106
IV.4. Ferrailage des voiles :	110
IV.4.1. Introduction :	110
V.4.2. Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes :	110
IV.4.2.1 Longueur de flambement (murs non raidis latéralement) :	111
IV.4.2.2. Efforts de compression en ELU :	111
IV.4.2.3. Procédure De Ferrailage Des Trumeaux :	112
IV.4.2.3.1 Introduction :	112
IV.4.2.3.2 Aciers verticaux :	112
IV.4.2.3.3 Aciers horizontaux :	114
IV.4.2.5. Présentation des résultats :	115
IV.4.2.5.1. Exemple de calcul Voile 1 Voile 1' :	115
IV.4.2.4.3. Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture) :	117
VI.4.3 Schéma de ferrailage des voiles :	121
IV.4.4 Ferrailage des linteaux :	125
IV.4.4.1Premier Cas : $\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$	125
IV.4.4.2. Deuxième cas : ($\tau_b > 0,06 \times f_{c28}$)	126
IV.4.4.3. Ferrailage minimal :	126
IV.4.4.3.1. Armatures longitudinales A_l et A_l'	127
IV.4.4.3.2 Armatures Transversales A_t :	127
IV.4.4.3.3 Armatures de Peau (ou en section courante) A_c :	127
IV.4.4.3.4 Armatures Diagonals A_D :	127
IV.4.4.4 exemple de calcul de linteaux LV_1 et LV_1' :	127
IV.4.4.5 Schéma de ferrailage des linteaux :	129

SOMMAIRE

Chapitre V :Etude de sol

V.1 Introduction :.....	130
V.2 Reconnaissance géotechnique :.....	130
V.2.1 Essais in situ :.....	130
V.2.1.1 Les Sondages carottés : V.2.1.1. a. Principe et but de l'essai :	130
V.2.1.1. b. Résultats obtenus : La nature lithologique du sol, déduit de sondages carottés, réalisés au site étudié et donnée ci-dessous :	131
V.2.2 Essais de pénétration dynamique lourds (P.D.L) :	131
V.2.2.1 principe et but de l'essai :.....	131
V.2.3 Essai pressiométrique :.....	132
V.3 Essais de laboratoire :	132
V.3.2 Classification des sols selon le système LCPC :	134
V.4. Essais mécaniques :.....	135
V.4.1 Essais de cisaillement rectilignes à la boîte :.....	135
V.4.2 Essai d compressibilité à l'œdomètre :.....	135
V.5 lithologique du site :.....	136
V.6 Calcul de la capacité portante à partir de l'essai pressiométrique :	136
V.6.1 Caractéristiques pressiométriques :	137
V.6.2 Calcul de la capacité portante pour le sondage sp1 :.....	138
V.6.3 Calcule de la capacité portante pour le sondage sp2 :.....	140
V.7 Calcule de la capacité portante à partir de pénétromètre dynamique lourd PDL :	141
V.8 Calcule de la capacité portante à partir des essais de laboratoire (à partir de C et ϕ) :	143
V.9 Conclusion	143

Chapitre VI : Étude des fondations

VI.1. Introduction :.....	144
VI.2. Calcul des fondations :.....	144
VI.2.1. Introduction :.....	144
VI.2.2. Pré dimensionnement de radier :.....	145
VI.2.2.1. Dalle :.....	145
VI.2.2.2 dimensionnements des Nervures :	146
VI.2.2.3. Condition de flèche :.....	146
VI.2.2.4. Conclusion :.....	147

SOMMAIRE

VI.2.3. Caractéristiques géométriques du radier :	147
VI.2.4. Vérifications Nécessaires :	147
VI.2.4.1. Vérification de la stabilité du radier :	147
VI.2.4.1.1 Méthode forfaitaire :	147
VI.2.4.1.2 Méthode des « RPA 99 modifié 2003 » :	149
VI.2.4.2. Calcul et vérification des contraintes :	149
VI.2.5 Ferrailage du radier :	151
VI.2.5.1 Détermination des efforts :	151
VI.2.5.2. Ferrailage des nervures :	156
VI.2.5.3. Schémas de ferrailage de radier nervure :	159
VI.2.6. Ferrailage du débord :	160
VI.2.6.1 Calcul de ferrailage :	160
VI.2.6.2 Vérifications :	161

Références

Annexe

LISTE DES SYMBOLES

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton
- ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- uu : non consolidé non drainé.
- σ_p : la contrainte de pré consolidation.
- C_c : le coefficient de compression.
- C_g : coefficient de gonflement.
- q_{adm} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.

- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- St : Espacement
- λ : Élanement.
- e : Épaisseur
- f : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- \square_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).
- A_{cv} : section brute du béton par mètre linéaire limité par l'épaisseur de l'âme
- I_p : Indice de plasticité.
- I_c : Indice de consistance.
- W : Teneur en eau, Poids total de la structure.
- S_r : Degré de saturation.
- γ_d : Poids volumique sèche.
- γ_h : Poids volumique humide.
- γ_s : Poids volumique saturé.
- W_{sat} : Teneur en eau saturé.
- W_L : Limite de liquidité.
- W_p : Limite de plasticité.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.

- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- P : Rayon moyen.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- K : Coefficient de raideur de sol.
- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.
- q_1 : Pression verticale limite
- P_1 : la pression pressiométrique limite Pl.
- e : l'indice des vides.
- $\sigma'_{(z)}$: est la contrainte verticale effective.
- P_{*le} pression limite équivalent.
- K_p : est dit facteur de portance pressiométrique
- K_0 : coefficient de pression des terres.
- q_{de} : résistance dynamique

Liste des Tableaux

Tableau II.1 : Vérification des poutres aux conditions du BAEL.	17
Tableau II.2 : Vérification des poutres aux conditions du RPA99	17
Tableau II.3: Les dimensions adoptées.....	18
Tableau II.4: dégression des surcharges d'exploitations	23
Tableau II.5 : Descente de charge du poteau carré central.	24
Tableau II.6 : Choix des sections des poteaux centraux carres.	25
Tableau II.7 : Descente de charge du poteau carré de rive	27
Tableau II.8 : Choix des sections des poteaux de rives carres.....	29
Tableau II.9: Descente de charge du poteau carré d'angle	30
Tableau II.10 : Choix des sections des poteaux d'angle carres.	32
Tableau II.11: Descente de charge du poteau circulaire.....	33
Tableau II.12 : Choix des sections des poteaux circulaires.	35
Tableau II.13 : Choix Final des Poteaux.....	35
Tableau III.1 : valeurs de la périodes caractéristiques.....	43
Tableau III.2 : Valeurs des pénalités P_q	45
Tableau III.3 : longueur et épaisseurs des voiles	47
Tableau III.4.: dimensions des poteaux carrés et circulaire.....	47
Tableau III.5 : période et facteurs de participation massique du model final.....	48
Tableau III.6: Vérifications des déplacements inter-étages du modèle initial.....	50
Tableau III.7: longueur et épaisseurs des voiles	52
Tableau III.8: dimensions des poteaux carrés et circulaire.....	53
Tableau III.9 : période et facteurs de participation massique du model.....	53
Tableau III.10: Vérifications des déplacements inter-étages du modèle	54
Tableau III.11 : vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux carrés	55
Tableau III.12: vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux circulaires	56
Tableau III.13: justification des voiles sous charge vertical.....	56
Tableau III.14 : période et facteurs de participation massique du model (e=20cm)	57
Tableau III.15 : période et facteurs de participation massique du model (e=18cm)	58
Tableau III.16 : période et facteurs de participation massique du model (e=15cm)	58
Tableau III.17 : Résultantes des forces sismiques et pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales	59
Tableau III.18 : période et facteurs de participation massique du model 2.....	59

Tableau III.19 : période et facteurs de participation massique du model 3	60
Tableau III.20 : période et facteurs de participation massique du model 4.....	60
Tableau III.21 : période et facteurs de participation massique du model 5	61
Tableau III.22 : Résultantes des forces sismiques et pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales :	61
Tableau III.23: Vérifications des déplacements inter-étages du modèle	62
Tableau III.24 : vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux carrés	63
Tableau III.25 : vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux circulaires	63
Tableau III.26: longueur et épaisseurs des voiles	65
Tableau III.27: dimensions des poteaux carrés et circulaire.....	67
Tableau III.28 : période et facteurs de participation massique du model final.....	67
Tableau III.29 : Vérifications des déplacements inter-étages du modèle final.....	69
Tableau III.30 : vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux carrés	70
Tableau III.31: vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux circulaires	70
Tableau III.32: justification des voiles sous charge vertical.....	71
Tableau III.33 : vérification des pourcentages des efforts tranchants repris par les Portique	71
Tableau IV.1 : Caractéristiques du béton et de l'acier.....	72
Tableau IV.2 : Ferrailages des poteaux carré situations durable	74
Tableau IV.3 : Ferrailages des poteaux carré situations accidentelle (0.8G±E).....	75
Tableau IV.4 : Ferrailages des poteaux carré situations accidentelle (G+Q+E)	76
Tableau IV.5 : Ferrailages des poteaux circulaire situations durable	77
Tableau IV.6 : Ferrailages des poteaux circulaire situations accidentelle (0.8G±E)....	78
Tableau IV.7 : Ferrailages des poteaux circulaire situations accidentelle (G+Q± E)...	79
Tableau IV.8: Choix des armatures des poteaux carrées	80
Tableau IV.9: Choix des armatures des poteaux circulaires.....	80
Tableau IV.10: vérifications des contraintes des poteaux carrés.....	81
Tableau IV.11: vérifications des contraintes des poteaux circulaires.....	82
Tableau IV.12: vérifications de la contrainte de cisaillement pour les poteaux carrés ..	83
Tableau IV.13: vérifications de la contrainte de cisaillement pour les poteaux circulaires	83
Tableau IV.14: espacement des cadres des poteaux carrés	85
Tableau IV.15: choix des armatures transversale pour les poteaux carrés	85
Tableau IV.16: espacement des cadres des poteaux circulaire	86
Tableau IV.17: choix des armatures transversale pour les poteaux circulaires.....	86

Tableau IV.18 : ferrailages des poutres porteuse (30x35) situation durable	91
Tableau IV.19 : ferrailages des poutres porteuse (30x35) situation accidentelle $0.8G\bar{F}E$	92
Tableau IV.20 : ferrailages des poutres porteuse (30x35) situation accidentelle $G+Q\bar{F}E$	92
Tableau IV.21 : choix des armatures pour les poutres porteuse (30x35)	92
Tableau IV.22 : ferrailages des poutres non porteuse (30x30) situation durable	93
Tableau IV.23 : ferrailages des poutres non porteuse (30x30) situation accidentelle $0.8G\bar{F}E$	93
Tableau IV.24 : ferrailages des poutres non porteuse (30x30) situation accidentelle $G+Q\bar{F}E$	93
Tableau IV.25 : choix des armatures pour les poutres non porteuse (30x30)	94
Tableau IV.26: ferrailages des poutres principales (30x65) situation durable	94
Tableau IV.27 : ferrailages des poutres principale (30x65) situation accidentelle $0.8G\bar{F}E$	94
Tableau IV.28 : ferrailages des poutres principale (30x65) situation accidentelle $G+Q\bar{F}E$	95
Tableau IV.29 : choix des armatures pour les poutres principales (30x65)	95
Tableau IV.30: ferrailages des poutres principales ² (30x45) situation durable	95
Tableau IV.31: ferrailages des poutres principales ² (30x45) situation accidentelle $0.8G\bar{F}E$	96
Tableau IV.32: ferrailages des poutres principales ² (30x45) situation accidentelle $G+Q\bar{F}E$	96
Tableau IV.33 : choix des armatures pour les poutres principales 2 (30x45)	96
Tableau IV.34: ferrailages des poutres secondaires (30x45) situation durable	97
Tableau IV.35: ferrailages des poutres secondaires (30x45) situation accidentelle $0.8G\bar{F}E$	97
Tableau IV.36: ferrailages des poutres secondaires (30x45) situation accidentelle $G+Q\bar{F}E$	97
Tableau IV.37 : choix des armatures pour les poutres secondaire (30x45)	98
Tableau IV.38: ferrailages des poutres de chainages (30x30) situation durable	98
Tableau IV.39: ferrailages des poutres de chainages (30x30) situation accidentelle $0.8G\bar{F}E$	98
Tableau IV.40: ferrailages des poutres de chainages (30x30) situation accidentelle $G+Q\bar{F}E$	99
Tableau IV.41: choix des armatures pour les poutres de chainages (30x30)	99
Tableau IV.42: vérification de condition de non fragilité	99
Tableau IV.43: vérification des poutre porteuse (30x35) à l'ELS	100

Tableau IV.44: corrections des contrainte dans les poutres porteuses (30x35) à l'ELS	100
Tableau IV.45: vérification des poutres non porteuses (30x30) à l'ELS.....	101
Tableau IV.46: vérification des poutres principales 1 (30x65) à l'ELS	101
Tableau IV.47: vérification des poutres principales 2 (30x45) à l'ELS	101
Tableau IV.48: corrections des contrainte dans les poutres principales 2 (30x45) à l'ELS	102
Tableau IV.49: vérification des poutres secondaires (30x45) à l'ELS	102
Tableau IV.50: vérification des poutres de chainages (30x30) à l'ELS	102
Tableau IV.51: choix finals des armatures des poutres	103
Tableau IV.52: vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres porteuse (30x35) Tableau IV.53 vérifications de la contrainte de cisaillement dans les PNP(30x30)	104
Tableau IV.54: vérification de la contrainte de cisaillement dans PP1 (30x65).....	104
Tableau IV.55: vérification de la contrainte de cisaillement dans les PP 2 (30x45)	104
Tableau IV.56: vérification de la contrainte de cisaillement dans PS (30x45).....	105
Tableau IV.57: choix des armatures transversales pour les poutres	106
Tableau IV.58: vérification de la flèche	108
Tableau IV.59: valeur de coefficient K	113
Tableau IV.60 : calcul de σ_b et σ_{bna}	114
Tableau IV.61 : caractéristiques des voiles	118
Tableau IV.62 : calcul de σ_b et σ_{bna} pour les voiles V1et V1'	118
Tableau IV.63 : calcul des armatures verticales pour les voiles V1et V1'	119
Tableau IV.64 : calcul des armatures verticales pour les voiles V1et V1'	120
Tableau IV.65 : calcul des armatures verticales pour les voiles V2et V2'	121
Tableau IV.66 : calcul des armatures verticales pour les voiles V3et V3'	121
Tableau IV.67 : calcul des armatures verticales pour les voiles V4et V4'	121
Tableau IV.68 : calcul des armatures verticales pour les voiles V5et V5'	122
Tableau IV.69 : calcul des aciers de coutures des voiles	122
Tableau IV.70 : calcul des aciers horizontaux des voiles	122
Tableau IV.71 : calcul de ferrailage des linteaux	130
Tableau V.1 : nature lithologique	133
Tableau V.2 : les valeurs des paramètres physiques.....	136
Tableau V.3 : classification selon l'abaque de Casagrand (selon LCPC).	136
Tableau V.4 : Les caractéristiques mécaniques.....	137

Tableau V.5 : l'essai de compressibilité ont l'œdomètre.....	137
Tableau V. 6 : caractéristiques physiques et mécanique du sol.....	137
Tableau V.7 : caractéristique du type de sol testé par sp1	140
Tableau V.8 : caractéristique du type de sol testé par sp2.....	140
Tableau V.9 : les résultats de calcul.	141
Tableau V.10 : les résultats de calcul.	142
Tableau V.12 : La contrainte admissible dans les deux sondages	143
Tableau V.13 : les résistances pénétrométriques.	144
Tableau VI.1 : Caractéristiques géométriques du radier.....	149
Tableau VI.2 : Contraintes sous le radier à l'ELU	152
Tableau VI.3: Contraintes sous le radier à l'ELS.....	152
Tableau VI.4: Calcul des moments à l'ELU	154
Tableau VI.5: Calcul des moments à l'ELS	154
Tableau VI.6: Moments maximaux de la dalle.....	154
Tableau VI.7 : Calcul du ferrailage de la dalle.....	155
Tableau VI.8 : vérification des contraintes à l'ELS	156
Tableau IV.9: corrections des contraintes à l'ELS	156
Tableau IV.10: Ferrailage des nervures sens y-y.....	158
Tableau IV.11: Ferrailage des nervures sens x-x.....	159
Tableau VI.12 : vérification des contraintes à l'ELS	159
Tableau VI.13: choix des armatures transversales.....	161
Tableau VI.14: calcul de ferrailage de débord.....	163
Tableau VI.15 : vérification des contraintes à l'ELS.....	165

Liste des Figures

Figure I.1 : Vue en 3D de la structure	3
Figure I.2: Diagramme contraintes déformations du béton a L'ELU	6
Figure I.3 : Diagrammes des contraintes du béton à l'ELU (compression-flexion)	7
Figure I.5 : Diagramme Contrainte Déformation de L'Acier	8
Figure II.1 : Plancher terrasse inaccessible à corps creux	12
Figure II.3 : Plancher étage courant à corps creux	14
Figure II.4 : murs extérieurs	15
Figure II.5 : coupe transversale acrotère	15
Figure II.7 : Schéma du poteau central le plus sollicité	23
Figure II.8 : Schéma du poteau de rive le plus sollicité	26
Figure II.9 : Schéma du poteau d'angle le plus sollicité	29
Figure II.10 : Schéma du poteau circulaire le plus sollicité	32
Figure II.11 : les dimensions de voile	36
Figure III.1 : Vue en plan RDC du modèle initial.....	46
Figure III.2: Vue en 3D de la structure du modèle initial	46
Figure III.3 : vue en plan de RDC du modèle 2	50
Figure III.4: Vue en 3D de la structure du modèle 2.....	50
Figure III.5 : Voile 4et 4'	51
Figure III.6 : Voile 1et 1'	51
Figure III.7 : vue en plan de RDC du modèle final.....	62
Figure III.8 : vue en plan 1 ^{er} étage du modèle final	62
Figure III.9 : vue en 3D de la structure	63
Figure III.10 : Voile 4et 4'	64
Figure III.11 : Voile 1et 1'	64
Figure III.12 : Voile 5et 5'	64
Figure III.13 : Voile 2/2' et 3/3'	64
Figure IV.1 : schéma de ferrailage des poteaux carrés de RDC et 1 ^{er} étage.....	85
Figure IV.2 : schéma de ferrailage des poteaux carrés de 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	85
Figure IV.3 : schéma de ferrailage des poteaux carrés de 4 ^{ème} et 5 ^{ème}	86

Figure IV.4 : schéma de ferrailage des poteaux carrés de 6 ^{ème} et 7 ^{ème} étages	86
Figure IV.5 : schéma de ferrailage des poteaux carrés de 8 ^{ème} et 9 ^{ème} étages.....	87
Figure IV.6 : schéma de ferrailage des poteaux circulaires de RDC et 1 ^{er} étage.....	87
Figure IV.7 : schéma de ferrailage des poteaux circulaires de 2 ^{me} et 3 ^{ème}	87
Figure IV.8: schéma de ferrailage des poteaux circulaires de 4 ^{me} et 5 ^{ème}	87
Figure IV.9 : schéma de ferrailage des poteaux circulaires de 6 ^{me} et 7 ^{ème}	88
Figure IV.10 : schéma de ferrailage des poteaux circulaires de 8 ^{me} et 9 ^{ème}	88
Figure IV.11 : les arrêtes des barres	105
Figure IV.12 : schéma de ferrailages des poutres porteuse (9 ^{ème} étage)	106
Figure IV.14 : schéma de ferrailages des poutres porteuse (8 ^{ème} étage---RDC).....	107
Figure IV.15 : schéma de ferrailages des poutres non porteuse (9 ^{ème} étage)	107
Figure IV.16 : schéma de ferrailages des poutres non porteuse (8 ^{ème} étage---RDC).....	107
Figure IV.17 : schéma de ferrailages des poutres principales 1 (6 ^{ème} étage---RDC).....	108
Figure IV.18 : schéma de ferrailages des poutres principales 2 (9 ^{ème} étage)	108
Figure IV.19: schéma de ferrailages des poutres principales 2 (8 ^{ème} étage---RDC).....	108
Figure IV.20 : schéma de ferrailages des poutres secondaire (9 ^{ème} étage).....	109
Figure IV.21 : schéma de ferrailages des poutres secondaire (8 ^{ème} étage---RDC)	109
Figure IV.22 : schéma de ferrailages des poutres de chainages (9 ^{ème} étage---RDC).....	109
Figure IV.23 : éléments soumis a la flexion composée.....	110
Figure IV.24: dimension en élévation d'un mur	111
Figure IV.25 : maillage d'un voile.....	113
Figure IV.26 : disposition des voiles.....	115
Figure IV.27: schémas de ferrailage du voile 1 et voile 1' (RDC).	121
Figure IV.28: schémas de ferrailage du voile 1 et voile 1' (1 ^{er} -5 ^{ème}).....	121
Figure IV.29: schémas de ferrailage du voile 1 et voile 1' (6 ^{ème} -9 ^{ème}).....	121
Figure IV.30: schémas de ferrailage du voile 2 et voile 2' (RDC-5 ^{ème}).	122
Figure IV.31 : schémas de ferrailage du voile 2 et voile 2' (6 ^{ème} -9 ^{ème}).	122
Figure IV.32 : schémas de ferrailage du voile 3 et voile 3' (RDC-5 ^{ème}).	123
Figure IV.33 : schémas de ferrailage du voile 3 et voile 3' (6 ^{ème} -9 ^{ème}).	123
Figure IV.34 : schémas de ferrailage du voile 4 et voile 4' (RDC-5 ^{ème}).	124
Figure IV.35 : schémas de ferrailage du voile 4 et voile 4' (6 ^{ème} -9 ^{ème}).	124
Figure IV.36: schémas de ferrailage du voile 5 et voile 5' (RDC-5 ^{ème}).	124
Figure IV.37 : schémas de ferrailage du voile 5 et voile 5' (6 ^{ème} -9 ^{ème}).	124
Figure IV.38 : schémas de ferrailage du linteau 1 et 1'	129

Figure V.1 : Coupe lithologique de sole.	136
Figure VI.1 : Schéma du radier nervuré.....	144
Figure VI.2 : Contraintes sous le radier.	150
Figure VI.3 : Schéma de ferrailage de la dalle du radier sur travée sens x-x.....	155
Figure VI.4 : Schéma de ferrailage de la dalle du radier sur travée sens y-y.....	155
Figure VI.5 : Schéma de ferrailage de la dalle du radier sur appui sens x-x.	155
Figure VI.6 : Schéma de ferrailage de la dalle du radier sur appui sens y-y.	156
Figure VI.7 : Schéma de ferrailage de la nervure sur sens x-x.	159
Figure VI.7 : Schéma de ferrailage de la nervure sur sens y-y	159
Figure VI.8 : profil en long de la nervure	160
Figure VI.9 : Schéma statique du débord.....	160

INTRODUCTION GENERALE

La conception d'une structure aux normes parasismique, est un problème relativement complexe, vu la nécessité du respect des exigences de sécurité imposées par les règlements, et selon l'importance du projet sans oublier le coté économique lié aux coûts des matériaux de construction, qui ont tendance à augmenter.

Le règlement parasismique algérien évolue en parallèle avec l'activité terrestre pour déterminer les modifications à apporter pour subvenir aux problèmes et besoins des structures en matière de stabilité sous forme de lois.

L'étude sera menée sur un bâtiment en RDC+9 étages à usage d'habitation, implanté à Sebbala El Achour, wilaya d'Alger classé comme zone de forte sismicité (Zone III) (Annexe I du RPA 99 / modifié 2003), dont le système de contreventement est mixte (voiles-portiques).

Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

- La première étape porte sur la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- La deuxième étape est la détermination des charges verticales affectant la structure et le pré dimensionnement des éléments.
- La troisième étape consiste à l'application de la méthode dynamique pour déterminer les charges sismiques (horizontales) et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment est faite par l'analyse des modèles de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ETABS.
- La quatrième étape est consacrée pour le ferrailage des éléments résistants (Poutres ; poteaux; voiles).
- La cinquième étape est l'étude des différentes techniques pour la reconnaissance des caractéristiques géotechniques de notre sol, soit au laboratoire, soit in-situ. Et par conséquent d'évaluer avec prudence sa capacité portante qui correspond à un ancrage bien défini.
- La sixième étape est le calcul des fondations, type, dimensions et Ferrailages.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des Matériaux.

I.1. Introduction :

Pour qu'une étude génie civil soit bien faite, les reconnaissances des caractéristiques géométriques de la structure ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés sont indispensables. L'objectif de ce chapitre est de présenter les données du bâtiment, telles que le type de la structure, des éléments constituant cette dernière, la géométrie et quelques propriétés des matériaux.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

Le plan d'architecture de la présente structure a été inspirée d'un plan d'une structure faisant partie d'un programme de logements participatif (L.P.P), constituée d'un rez de chaussée plus de 9 étages.

La présente structure a été modifiée en plan à 4 portiques de 5m chacun (c'est-à-dire 4 portiques de 5m, 2 portiques à gauche et 2 portiques à droite), au lieu de 2 portique de 4 m et de 4.28m de part et d'autre, avec une suppression de 2 portique extrême (un portique extrême à droite et l'autre à gauche).

Donc on considère que cette structure est implantée à Sebbala El Achor wilaya D'Alger classée comme zone de forte sismicité (Zone III) (Annexe I du RPA 99 / modifié 2003). [2]

I.2.1 Description de l'ouvrage :

Notre structure comporte :

- Un Rez-de-chaussée (RDC) à usage commercial.
- Du 1er aux 9^{ème} étages à usages d'habitations.
- La hauteur totale de la structure ne dépasse pas 48 m. Donc elle est classée comme étant un ouvrage courant d'importance moyenne (Groupe 2) (Article 3.2 du RPA 99 / modifié 2003). [2]

I.2.2 Caractéristiques géométriques :

a - Dimension en plan :

- Longueur totale du bâtiment...45 m.
- Largeur totale du bâtiment24.44 m.

b -Dimension en élévation :

- Hauteur du RDC3.74 m.
- Hauteur des étages courants3.06 m.
- Hauteur totale du bâtiment avec acrotère....32.68 m.
- Hauteur totale du bâtiment sans acrotère.....31.28 m.

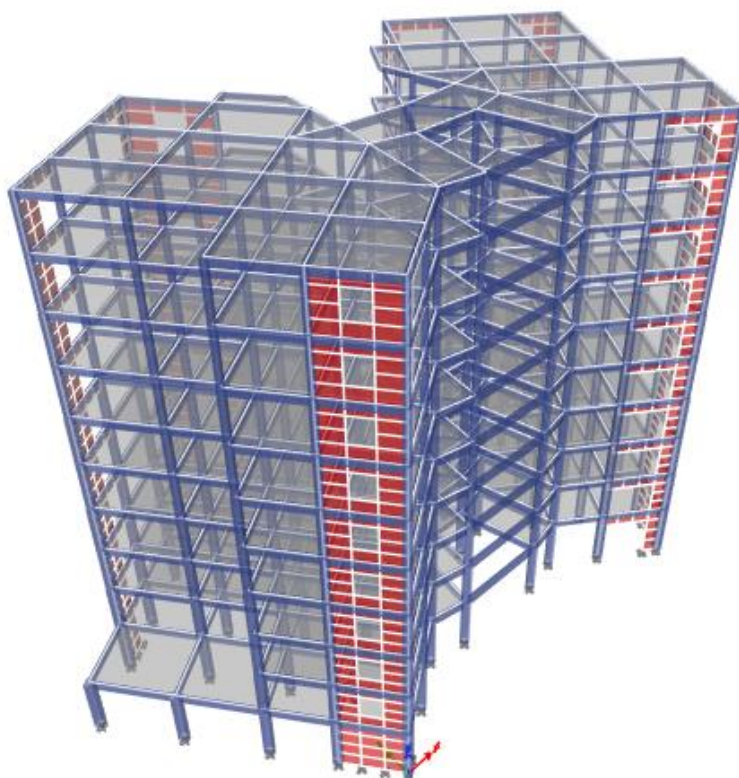


Figure I.1 : Vue en 3D de la structure.

I.2.3 Conception de la structure :***a -Système de contreventement :***

La structure du bâtiment a un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques.

b -Plancher :

C'est une surface généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue deux types de planchers :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

c - Maçonnerie :

Les murs extérieurs sont faits en doubles cloisons en briques creuses de (15 cm ; 10 cm) Séparées par un vide de 5 cm.

d -l'escalier :

Elément constitué d'une suite régulière de marches, permettent de se déplacer d'un étage à un autre.

e - Les balcons :

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

g- L'acrotère :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé à Une hauteur de 75 cm.

h - Fondation :

Le sol d'assise de la construction est un sol meuble d'après le rapport de laboratoire Géotechnique. La contrainte du sol est σ admissible =1.9 bars pour un ancrage de 1.85m.

I.3 propriétés des matériaux :**I.3.1 Le béton :**

La composition du béton doit être conforme aux règles du BAEL 91 modifié 99 [1]et du RPA 99/version 2003[2], il est dosé à 350 kg/m³ de ciment, sa composition courante : ciment, granulats et eau de gâchage.

I.3.1.1 Résistance mécanique :***• Résistance caractéristique à la compression :***

Dans les cas courants, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la Compression à 28 jours d'âge. ($f_c 28$) (Article A.2.1, 11 du BAEL 91 [1])

Cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de 200 cm² de section ($\emptyset = 16$ cm) et ayant une hauteur double de leur diamètre ($h = 32$ cm)

Pour notre étude on prend $f_{c28} = 25$ MPa

• Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est déduite de celle à la Compression parla relation : (Article A.2.1, 12 BAEL 91) [1]

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \text{ Pour } f_{cj} \leq 60 \text{MPa}$$

Pour notre projet : $f_{c28} = 25 \text{ mpa}$ et $f_{t28} = 2.1 \text{ mpa}$

1.3.1.2 Module de déformation longitudinale :

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée d'application.

• Module de déformation instantanée :

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures (*Article A.2.1, 21 du BAEL 91 [1]*).

$$E_{ij} = 1100 X \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{D'ou on a} \quad E_{i28} = 32164,2 \text{ Mpa}$$

• Module de déformation longitudinale différée :

Pour des charges de longue durée d'application, on à : (*Article A.2.1,22 du BAEL 91 [1]*)

$$E_{vj} = 3700 X \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{D'ou on a} \quad E_{v28} = 10818,87 \text{ Mpa}$$

1.3.1.3 Module de déformation transversale :

• Coefficient de poisson ν :

$$\nu = \frac{(\Delta d / d)}{(\Delta L / L)}$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} (\Delta d / d) : \text{déformation relative transversale.} \\ (\Delta L / L) : \text{déformation relative longitudinale.} \end{array} \right.$

Les valeurs de ce coefficient sont données par *l'article A.2.1,3 du BAEL 91 [1]* :

$\nu = 0,2$ pour *ELS* (béton non fissuré).

$\nu = 0,0$ pour *ELU* (béton fissuré).

1.3.1.4 Les Contrainte Limites :

1.3.1.4.1 État limite ultime « E.L.U » :

Dans le cas d'une vérification à l'E.L. U, on devra justifier :

- la résistance de tous les éléments de la construction
- la stabilité de ces éléments compte tenu des effets du 2ème ordre.
- l'équilibre statique de l'ouvrage.

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par : $f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b}$

Avec :

0.85 : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charge de longue durée, et le coefficient réducteur de 0,85 tient compte de la dégradation de l'adhérence acier-béton sous l'action de quelques cycles de déformation post-élastique.

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton tel que :

$\gamma_b = 1.15$ → situation accidentelle.

$\gamma_b = 1.5$ → situation courante (durable).

θ = coefficient qui tient compte la durée de l'application des charges :

$\theta = 1$ → pour une durée probable d'application de la combinaison d'action supérieure à 24h.

$\theta = 0.9$ → pour une durée probable d'application comprise entre 1h et 24h.

$\theta = 0.85$ → pour une durée probable d'application inférieure à 1h.

Le coefficient réducteur de 0,85 tient compte de la dégradation de l'adhérence acier-béton sous l'action de quelques cycles de déformation post-élastique.

➤ **Diagramme contraintes déformations :**

Le diagramme idéalisé est donné par la figure suivante :

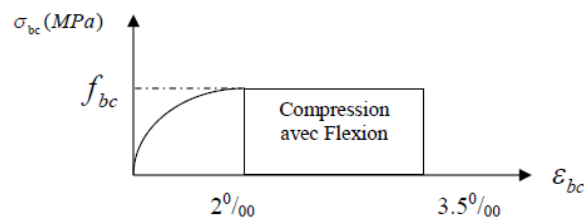


Figure I.2: Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU.

- **En compression pure** : les déformations relatives étant limitées à 2‰ (partie parabolique du graphe).
- **En compression avec flexion** : le diagramme de calcul est dit parabole rectangle.

$$(2‰ < \epsilon_{bc} < 3.5‰) ;$$

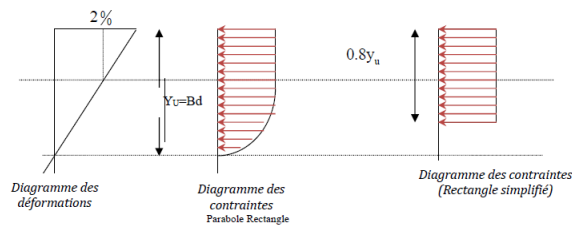


Figure I.3 : Diagrammes des contraintes du béton à l'ELU (compression-flexion).

1.3.1.4.2 État limite de service « E.L.S » :

L'état limite de service est le seuil au-delà duquel, les conditions normales d'exploitation et de durabilité des structures ne sont plus satisfaites (Ouverture des fissures, flèches ou déformations excessives, fatigue des matériaux).

L'article A.4.5,2 du BAEL 91 [14] stipule que la contrainte de compression du béton ($\bar{\sigma}_{bc}$) est limitée à $0.6f_{cj}$.

. Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

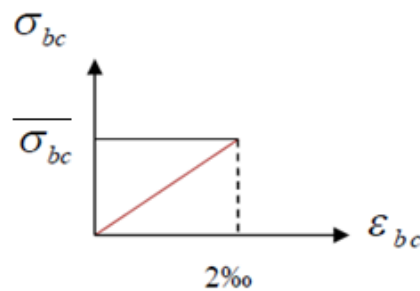


Figure I.4 : Diagrammes des contraintes- déformation du béton à l'ELS.

1.3.2. Aciers :

L'acier est un alliage de Fer et de Carbone en faible pourcentage, il est caractérisé par sa Bonne résistance à la traction. Ce qui en fait la solution idéale pour compenser la faible résistance du béton à la traction, son rôle est donc de reprendre les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

•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) : FeE400**

Leur emploi est limité à quelques usages particuliers.

● **bars de haute adhérence et haute limite élastique (HA): FeE400**

Les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence

I.3.2.1 Module d'élasticité des aciers :

Les aciers sont aussi caractérisés par leur module d'élasticité longitudinale. Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier.

Il est donné par l'article A.2.2,1 du BAEL 91 [1] $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$

I.3.2.2 Contrainte limite de l'acier :

I.3.2.2.1 Etat Limite Ultime « E.L.U » :

On adopte le diagramme contrainte –déformation suivant avec :

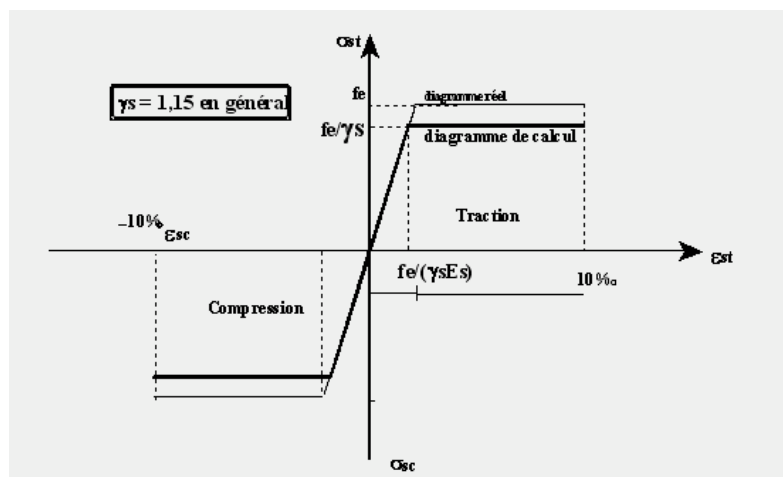


Figure I.5 : Diagramme Contrainte Déformation de L'Acier

f_e : Contrainte limite élastique. Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

ϵ_s : Déformation (allongement) relative : $\epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

L'abscisse limite de la droite d'élasticité vaut : $\epsilon_{es} = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s}$

Pour les aciers FeE500 on a : $\epsilon_{es} = \frac{400}{1,15 \times 200000} = 1,174 \text{ ‰}$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{situations durables ou transitoires} \\ 1,00 & \text{situations accidentelles} \end{cases}$$

$$\sigma_s : \text{Contrainte de l'acier.} \begin{cases} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} & \text{pour } \epsilon_{es} \leq \epsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \epsilon_s & \text{pour } \epsilon_s \leq \epsilon_{es} \end{cases}$$

1.3.2.2.2 Etat limite de service «ELS» :

La limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire, donc la valeur de (σ_s) est donnée en fonction de type de la fissuration.

1-Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.

2-Fissuration préjudiciable : La contrainte de traction des armatures est limitée, cas des éléments exposés aux intempéries. $\sigma_s \leq \min [(2/3) \times f_e ; \max(0.5f_e) ; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})}]$

3-fissuration très préjudiciable :

Cas des éléments exposés aux milieux agressifs : $\sigma_s \leq \min [\frac{f_e}{2} ; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})}]$

Avec : η coefficient de fissuration :

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses.

$\eta = 1.6$ pour les HA.

$\eta = 1.3$ pour les aciers à haute adhérence <6mm

1.4. Hypothèses de calcul aux états limites :

1.4.1. Hypothèse de calcul à l'ELU :

- ✓ Conservation des sections planes (diagramme linéaire des déformations).
- ✓ Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.
- ✓ Le béton tendu est négligé dans le calcul.
- ✓ Le raccourcissement unitaire du béton est limité à $\epsilon_{bc}=3,5\%$ dans le cas de flexion simple ou composée et de 2 % dans le cas de compression simple.
- ✓ L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 1 0‰.

✓ La contrainte de calcul, notée « σ_s » et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\text{Rond lisse} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 204.34 \text{ MPa} \text{ situations durables} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa} \text{ situations accidentelles} \end{array} \right.$$

$$\text{Haute adhérence} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 348 \text{ MPa} \text{ situations durables} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} \text{ situations accidentelle} \end{array} \right.$$

1.4.2. Hypothèse de calcul à l'ELS :

- Conservation des sections planes.
- Glissement entre l'acier et le béton est négligeable.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul.
- Les contraintes de compressions du béton, et de leurs déformations élastiques :

$$\sigma_b = E_b \times \varepsilon_b$$

$$\sigma_s = E_s \times \varepsilon_s$$

Par convention le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton est :

Le coefficient d'équivalence noté « η »: $\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments Et évaluation Des charges.

II.1. Introduction :

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : poutres, poteaux et autres, passe par un dimensionnement préliminaire, appelé pré-dimensionnement.

Pour cela nous devons évaluer les charges revenantes à chaque élément porteur, à tous les niveaux jusqu'à la fondation

Le pré dimensionnement des éléments résistants est une étape régie par des lois empiriques Issues de l'expérience ; il sera établi selon « le **CBA le BAEL 91 modifié 99** et le **RPA 99/Version 2003** ».

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification vis-à-vis de la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage, aux sollicitations suivantes :

✓ ***Sollicitations verticales :***

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux, maçonnerie et finalement transmises au sol par les fondations

✓ ***Sollicitations horizontales :***

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

Pour ce faire, nous commençons le pré dimensionnement du sommet vers la base :

- Les planchers.
- Les poutres.
- Les poteaux.
- Les voiles.

II.2. Pré-dimensionnement Des Planchers :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan.

Dans notre structure nous avons deux types de planchers :

- Plancher à corps creux pour les étages courants (dans les deux parties extrêmes en ailes)
- Planchers en dalle pleine pour les sous-sols, les balcons et certaines parties des planchers qui des formes irrégulières. (Dans la partie centrale du bâtiment).

II.2.1. Plancher en corps creux :

Les planchers à corps creux sont constitués de poutrelles préfabriquées de corps creux et dalles de compression minces en béton armé.

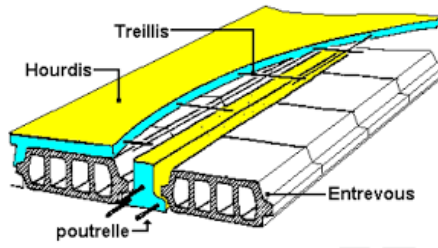


Figure II.1 : Plancher terrasse inaccessible à corps creux

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux. Pour le Pré-dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique de CBA93 [Article B.6.8.4.2.4] suivante : $h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$

Avec : h_t : épaisseur de la dalle de compression corps creux.

L : Porté maximale entre nus d'appuis dans le sens de dispositions des poutrelles

On a:

$$L = 420 - 30 = 390 \text{ cm}$$

$$\text{Alors } h_t \geq \frac{390}{22.5} = 17.33$$

Donc on adopte une épaisseur de : **20cm** On prend : $h_t = (16+4) \text{ cm}$

II.2.2. Plancher à Dalle Pleine :

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

• **Résistance au feu :**

$e = 7 \text{ cm}$ Pour une heure de coupe feu.

$e = 11 \text{ cm}$ Pour deux heures de coupe feu.

On admet : **$e = 11 \text{ cm}$** .

• **Isolation phonique :**

Selon les règles de **CBA93**, l'épaisseur du plancher doit être supérieur ou égale à 15 cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Soit : **$e = 15 \text{ cm}$**

• **Résistance à la flexion :**

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes [BAEL91/modifié 99] [1] :

-Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$

-Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$

Avec Lx : La petite portée du panneau le plus sollicité.

-Dalle reposant sur trois appuis : $Lx=3.92 \quad \frac{3.92}{50} \leq e \leq \frac{3.92}{40}$

On aura : $7.84 \leq e \leq 9.8$ (cm) $e = 10$ cm

Dalle reposant quatre appuis : $Lx=4.14 \quad \frac{4.14}{50} \leq e \leq \frac{4.14}{40}$

On aura : $8.28 \leq e \leq 10.35$ (cm) $e = 10$ cm

II.2.3. Balcons :

$L_x = 1.40$ m

La dalle repose sur deux appuis : $\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$

On aura donc : $4 \leq e \leq 4.6$ (cm) $e = 4$ cm

On limite donc notre épaisseur à : **$e = 15$ cm**

II.3. Évaluation Des Charges :

Cette étape consiste à évaluer les charges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

II.3.1. Charges Permanentes :

II.3.1.1. Plancher Terrasse Inaccessible :

II.3.1.1.1 Planchers à corps creux :

- Gravillon de protection ($e = 5$ cm ; $\rho = 17$ kN/m³)..... 0,85 kN/m²
- Étanchéité multicouches ($e = 2$ cm ; $\rho = 6$ kN/m³) 0,12 kN/m²
- Forme de pente ($e_{moy} = 10$ cm ; $\rho = 22$ kN/m³) 2.2 kN/m²
- Isolation thermique ($e = 4$ cm ; $\rho = 4$ kN/m³) 0,16 kN/m²
- Dalle à corps creux (16+4) 2.85 kN/m²
- Enduit en plâtre ($e = 2$ cm ; $\rho = 10$ kN/m³)..... 0,20 kN/m²

$\Sigma G = 6.38$ kN/m²

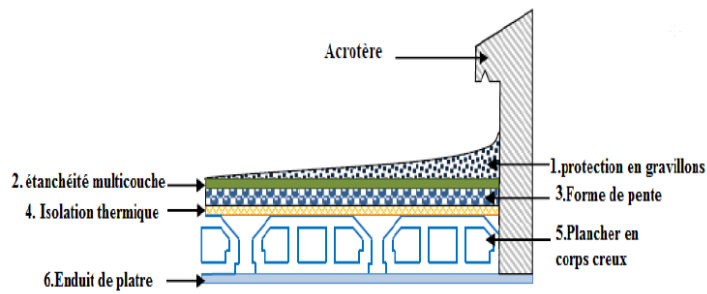


Figure II.2 : Plancher terrasse inaccessible à corps creux

II.3.1.1.2 Planchers à dalle pleine :

1-Gravillon de protection (e=5cm ; $\rho=17\text{kN/m}^3$)	0,85kN/m ²
2- Étanchéité multicouches (2 cm ; $\rho=6\text{kN/m}^3$)	0,12 kN/m ²
3-Forme de pente (e _{moy} = 10cm ; $\rho=22\text{kN/m}^3$)	2,20kN/m ²
4-Isolation thermique (e=4cm ; $\rho=4\text{kN/m}^3$)	0,16kN/m ²
5- Dalle pleine (e=15cm ; $\rho=25\text{kN/m}^3$)	3,75 kN/m ²
6-Enduit en plâtre (e=2cm ; $\rho=10\text{kN/m}^3$)	<u>0,20kN/m²</u>
	$\Sigma G = 7.28\text{kN/m}^2$

II.3.1.2. Plancher Étage Courant :

II.3.1.2.1 Planchers à corps creux :

1-Carrelage (e=2cm)	0,50kN/m ²
2-Mortier de pose (e=2cm ; $\rho=20\text{kN/m}^3$)	0,40kN/m ²
3-Lit de sable (e=3cm ; $\rho=18\text{kN/m}^3$)	0,54kN/m ²
4-Plancher à corps creux (16 + 4)	2.85 kN/m ²
5-Enduit en plâtre (e=2cm ; $\rho=10\text{kN/m}^3$)	0,20kN/m ²
6-Cloisons de distribution (e=10cm)	<u>1,00kN/m²</u>
	$\Sigma G = 5,49 \text{ kN/m}^2$

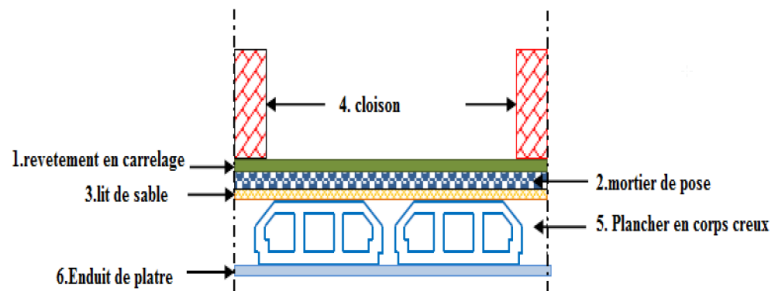


Figure II.3 : Plancher étage courant à corps creux

II.3.1.2.2 Planchers à dalle pleine :

1-Carrelage (e=2cm)	0,50kN/m ²
2-Mortier de pose (e=2cm ; ρ=20kN/m ³)	0,40kN/m ²
3-Lit de sable (e=3cm ; ρ=18kN/m ³)	0,54kN/m ²
4-Dalle pleine (e=15cm ; ρ=25.kN/m ³)	3,75 kN/m ²
5-Enduit en plâtre (e=2cm ; ρ=10kN/m ³)	0,20kN/m ²
6-Cloisons de distribution (e=10cm)	<u>1,00kN/m²</u>

$$\Sigma G = 6,39 \text{ kN/m}^2$$

II.3.2. Maçonnerie :

Murs extérieurs :

- Enduit en ciment (e = 2cm ; ρ = 18 kN/m ³).....	0,36 kN/m ²
- Brique creuse (e = 15 cm).....	1.3 kN/m ²
- Lambe d'air (e = 10 cm)	0,00 kN/m ²
- Brique creuse (e = 10 cm)	0,90 kN/m ²
- Enduit au plâtre (e = 2 cm ; ρ = 10 kN/m ³).....	<u>0,20 kN/m²</u>

$$\Sigma G = 2,76 \text{ kN/m}^2$$

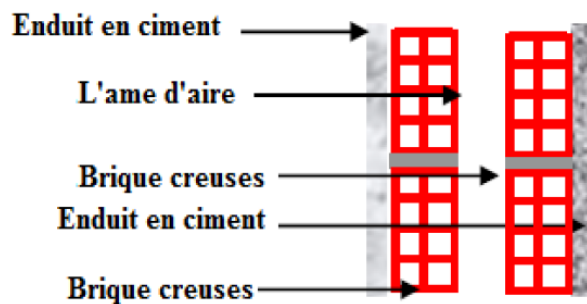


Figure II.4 : murs extérieurs

II.3.3. Acrotère :

✓ Le poids propre de l'acrotère pour 1ml est de : $G = \rho \times S$

S : La surface transversale totale de l'acrotère.
 ρ: Le poids volumique tel que ρ =25 kN/m³.

$$S = (0.10 \times 0.75) + (0.80 \times 0.10) + 0.1 \times \frac{0.02}{2} = 0.084 \text{ m}^2$$

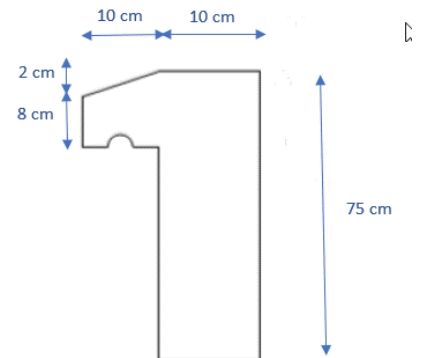


Figure II.5 : coupe transversale Acrotère

D'où le poids propre de l'acrotère :

$$G_{\text{acrotère}} = 25 \times 0,084 = 2,1 \text{ kN/m}$$

- ✓ Le poids des enduits en ciment ($e_p=1,5 \text{ cm}$) ($\rho=18\text{KN/m}^3$)

$$G_2 = \rho \times p \times e \quad \text{avec} \quad \rho : \text{poids volumique du ciment}$$

P : périmètre transversale de l'acrotère

e : épaisseur des enduits de ciments = 1.5 cm

$$p = 0.75+0.1+0.1+0.08+0.1+0.65=1.78 \text{ m}$$

$$G_2 = 18 \times 1.78 \times 0.015 = 0.48 \text{ KN/m}$$

$$G = G_{\text{acrotère}} + G_2 = 2.1+0.48 = 2.58 \text{ KN/ml}$$

II.3.4. Surcharge D'exploitation :

- ✓ Acrotère (main courante) : $Q = 1 \text{ kN/m}^2$
- ✓ Plancher terrasse inaccessible : $Q = 1\text{kN/m}^2$
- ✓ Plancher étage courant (usage d'habitation) : $Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$
- ✓ Balcon : $Q = 3,5 \text{ kN/m}^2$
- ✓ Escaliers : $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$
- ✓ RDC à usage commercial : $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

II.4. Pré-dimensionnement des poutres et des poteaux :

II.4.1. Pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leurs prédimensionnements sont basés sur les trois étapes suivantes :

- Détermination des dimensions (h, b) à partir de formules empiriques.
- Vérification des conditions imposées sur (h, b) selon le « **RPA 99 modif 2003** ».
- Vérification de la rigidité.

✚ **Selon les formules empiriques (BAEL91/modifié99) [1]:**

La hauteur h de la poutre doit être : $L/15 \leq h \leq L/10$

La largeur b de la poutre doit être : $0,3 \times h \leq b \leq 0,7 \times h$

Avec : L : Portée de la poutre

h : Hauteur de la poutre

b : Largeur de la poutre

✚ Selon RPA version 2003 :

On doit respecter les conditions suivantes :

- La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30$ cm
- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20$ cm
- Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$

- **Vérification des poutres aux conditions du BAEL :**

Tableau II.1 : Vérification des poutres aux conditions du BAEL.

Type de plancher	Poutres	Longueur	Condition	Choix
Planchers corps creux	Poutre porteuse	$L_{max} = 5 - 0.30 = 4,7$ m	$31.33 \leq h \leq 47$ cm $10.5 \leq b \leq 24,5$ cm	$h=35$ cm $b=30$ cm
	Poutre non porteuse	$L_{max} = 4.20 - 0.30 = 3,90$ m	$26 \leq h \leq 39$ cm $9 \leq b \leq 21$ cm	$h=30$ cm $b=30$ cm
Planchers dalles pleins	Poutre principale 1	$L_{max} = 7.42 - 0.30 = 7.12$ m	$47.46 \leq h \leq 71.2$ cm $19.5 \leq b \leq 45.5$ cm	$h=65$ cm $b=30$ cm
	Poutre principale 2	$L_{max} = 6.43 - 0.30 = 6.13$ m	$40.86 \leq h \leq 61.3$ cm $13.5 \leq b \leq 31.5$ cm	$h=45$ cm $b=30$ cm
	Poutre secondaire	$L_{max} = 5.45 - 0.30 = 5.15$ m	$34,33 \leq h \leq 51,5$ cm $13,5 \leq b \leq 31,5$ cm	$h=45$ cm $b=30$ cm

- **Vérification des poutres aux conditions du RPA 99 :**

Tableau II.2 : Vérification des poutres aux conditions du RPA99

Conditions	Planchers corps creux		Planchers dalles pleins			Vérif
	Poutre Porteuse	Poutre Non porteuse	Poutre Principale 1	Poutre Principale 2	Poutre Secondaire	
$h \geq 30$ cm	$h=35$ cm	$h=30$ cm	$h=65$ cm	$h=45$ cm	$h=45$ cm	<u>Vérifiée</u>
$b \geq 20$ cm	$b=30$ cm	$b=30$ cm	$b=30$ cm	$b=30$ cm	$b=30$ cm	<u>Vérifiée</u>
$\frac{h}{b} \leq 4$	1,16	1	2,16	1,5	1,5	<u>Vérifiée</u>

- *Les dimensions adoptées :*

Tableau II.3: Les dimensions adoptées

	Planchers corps creux		Planchers dalles pleins		
	Poutre Porteuse	Poutre Non porteuse	Poutre Principale 1	Poutre Principale 2	Poutre Secondaire
<i>Section (b × h) (cm)</i>	30 × 35	30 × 30	30 × 65	30 × 45	30 × 45

II.4.2. Pré-dimensionnement des poteaux :

II.4.2.1 Principe :

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus

Sollicités (un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle).

Pour se faire, on calcul les surfaces de plancher reprises par chaque poteau, le poteau reprenant la plus grande surface donnera les charges les plus importantes.

On utilise un calcul basé sur la descente de charge. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation

II.4.2.2 Procédure de pré-dimensionnement :

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- Les poteaux sont calculés aux états limites ultimes (ELU) en compression simple.
- la section obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par « **RPA 99modif 2003** ».
- Vérification des sections à l'ELS selon le « **BAEL 91 modif 99** ».

II.4.2.3 Pré-dimensionnements des poteaux :

- Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la

Compression selon la formule suivante : $N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$

Avec :

- γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que

$$\gamma_b = 1,5 \text{ situation durable}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ situation accidentelle}$$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que

$$\gamma_s = 1,15 \text{ situation durable}$$

$$\gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle}$$

$$N_u = 1,35 G + 1,5 Q : \text{effort normal ultime de la compression}$$

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau

α : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle

Si plus de la moitié des charges sont appliquées après 90 jours, le coefficient α a pour valeur :

$$\text{Soit : } \left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{\beta} \quad \text{Pour } \lambda < 50 \\ \beta = 1 + 0,2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Soit : } \left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 = \frac{0,85}{\beta} \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \\ \beta = \frac{0,85}{1500} \cdot \lambda^2 \end{array} \right.$$

λ : L'élanement du poteau considéré $\lambda = \frac{L_f}{i}$; on prend $L_f = 0,7L_0 = 0,7 h_e$ (poteau est à ses extrémités, soit encastrement dans un massif de fondation, soit assemblé à des poutres de plancher).

Remarque

il est préférable de prendre $\lambda \leq 35^0$

a : dimension de la section du béton du poteau

L_f : longueur de flambement

i : rayon de giration de la section du béton seul avec : $i_{\min} = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : moment d'inertie de la section du béton par rapport à son centre de gravité et perpendiculairement au plan de flambement

A_s : section d'acier minimale

f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa

f_e : contrainte limite élastique des aciers $f_e = 400$ MPa

B : aire totale de la section du poteau

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poteau carrée } (B = a \times b) \\ \text{Poteau circulaire } (B = \pi \times \frac{D^2}{4}) \end{array} \right.$$

Avec : a,b : dimension de la section du béton du poteau

D : le diamètre de la section circulaire

B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur Sur tout sa périphérie tel que :

- Poteaux rectangulaires $B_r = (a - 2\text{cm})(b - 2\text{cm})$
- Poteau circulaire $(B_r = \pi \times \frac{(D - 2)^2}{4})$

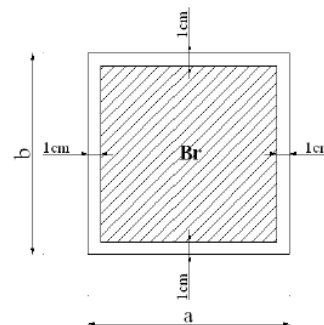


Figure II.6 : Section réduite du poteau.

Selon le « BAEL91 modifié 99 » :

Il faut assurer que : $0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

pour les poteaux carré il est préférable de prendre $\lambda=35 \rightarrow \alpha=0.708$

On tire de l'équation de N_u la valeur de B_r telle que :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right]} \Leftrightarrow B_r \geq 0,66 N_u$$

✚ **Le minimum requis par le « RPA99 version 2003 »**

D'après l'article 7.4.1, pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum

• **Poteaux rectangulaire ou carrée :**

-Min (b, h) ≥ 30 cm

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$$

-Min (b, h) ≥ $\frac{h_e}{20}$ cm

Avec : (a ; b) : Dimensions de la section.

he : Hauteur d'étage.

• **Poteaux circulaires en zone III :**

D ≥ 35 cm

Avec : **D** : le diamètre de la section circulaire.

D ≥ $\frac{he}{15}$

he : Hauteur d'étage.

Avec :

$$a = \sqrt{Br} + 2 \text{ (cm)}$$

$$D \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.66 N_U}{\pi} + 2}$$

✚ **Vérification de la section trouvée à l'ELS :**

Dans la descente des charges, on détermine l'effort normal à l'ELS « N_s » qui sollicite le poteau, On doit vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_s}{B + n A_s} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal à l'ELS tel que N_{ser} = G+ Q

G : Poids propre des éléments qui sollicitent le poteau étudié, son poids propre non compris.

Q : Surcharge d'exploitation.

B : Section de béton du poteau.

A_s : Section des armatures (A_s=1%B).

n : Coefficient d'équivalence $\left(n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \right)$.

σ_{ser} : Contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation ci-dessus les différents termes par leurs valeurs on obtient :
Obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15 \times B} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa$$

Remarque :

D'après l'article 7.4.1 dans le « **RPA 99 modif 2003** » :

- Les poteaux de rives et d'angle doivent avoir des sections comparables à celles des poteaux

Centraux, pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismique.

- Pour tenir compte du poids de poteau on va majorer de 10% les charges permanentes venant

du plancher, poutres et chaînages.

II.4.2.4 Loi de dégression :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique,

pour leur détermination, la loi de dégression. Cette loi consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10 % par étage jusqu'à 0.5×Q sauf le dernier et l'avant-dernier niveau.

Q : Charge d'exploitation.

D'après le **DTRBC 2.2 5** :

$$Q = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Avec :

n : nombre d'étage.

Q_0 : la charge d'exploitation sur la terrasse.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n : les charges d'exploitation des planchers respectifs.

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

Tableau II.4: *dégression des surcharges d'exploitations*

Etage	Surcharge	Surcharge Cumulé	Σ
N ₁	Q ₀	$\Sigma Q = Q_0$	1
N ₂	Q ₁	$\Sigma Q = Q_0 + Q_1$	2.5
N ₃	Q ₂	$\Sigma Q = Q_0 + 0.95(Q_1+Q_2)$	3.85
N ₄	Q ₃	$\Sigma Q = Q_0 + 0.90(Q_1+Q_2+Q_3)$	5.05
N ₅	Q ₄	$\Sigma Q = Q_0 + 0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6.1
N ₆	Q ₅	$\Sigma Q = Q_0 + 0.80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7
N ₇	Q ₆	$\Sigma Q = Q_0 + 0.75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7.75
N ₈	Q ₇	$\Sigma Q = Q_0 + 0.71(Q_1+\dots+Q_7)$	8.45
N ₉	Q ₈	$\Sigma Q = Q_0 + 0.69(Q_1+\dots+Q_8)$	9.28
RDC	Q ₉	$\Sigma Q = Q_0 + 0.67(Q_1+\dots+Q_9)$	10.05

II.4.2.5 Calcul des poteaux :

Les poteaux les plus sollicités sont :

✚ **Poteau carre :**

➤ **Poteau central :**

Soit S la surface reprise par le poteau central le plus sollicité

$S = 17.25 \text{ m}^2$

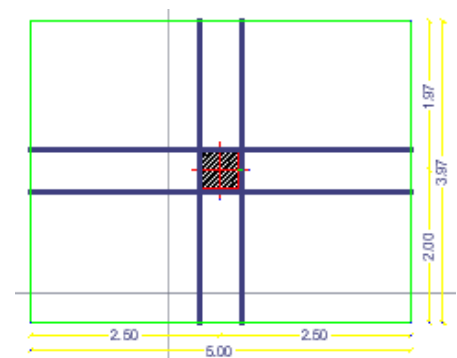


Figure II.7 : *Schéma du poteau central*

Le plus sollicité

✚ **Détermination des charges**

- **Charge permanente :**

Poids des planchers :

- Plancher terrasse à corps creux $17.25 \times 6.38 = 110.06 \text{ kN}$
- Plancher courant à corps creux $17.25 \times 5.49 = 94.70 \text{ kN}$

Poids des poutres :

- Poutre porteuse $25 \times 0.3 \times (0.35 - 0.20) \times 5 = 5.625 \text{ kN}$
- Poutre non porteuse $25 \times 0.3 \times (0.30 - 0.20) \times 3.97 = 2.98 \text{ kN}$

Poids des poteaux :

- Poteau (1^{er} ... 9^{ème}) $25 \times 0.3 \times 0.3 \times (3.06 - 0.35) = 6.10$ kN
- Poteau RDC $25 \times 0.3 \times 0.3 \times (3.74 - 0.35) = 7.63$ kN

• Charge d'exploitation :

Surcharge d'exploitation revenante au plancher terrasse :

$$Q_T = S \times Q_{T.ina} = 17.25 \times 1 = 17.25 \text{ kN}$$

Surcharge d'exploitation revenante aux étages :

$$Q_{8\text{ème}} = S \times Q_{8\text{ème}} = 17.25 \times 2,5 = \mathbf{43.125 \text{ kN}}$$

$$Q_{7\text{ème}} = S \times Q_{7\text{ème}} = 17.25 \times 3.85 = \mathbf{66.41 \text{ kN}}$$

$$Q_{6\text{ème}} = S \times Q_{6\text{ème}} = 17.25 \times 5.05 = \mathbf{87.112 \text{ kN}}$$

$$Q_{5\text{ème}} = S \times Q_{5\text{ème}} = 17.25 \times 6.1 = \mathbf{105.225 \text{ kN}}$$

$$Q_{4\text{ème}} = S \times Q_{4\text{ème}} = 17.25 \times 7 = \mathbf{120.75 \text{ kN}}$$

$$Q_{3\text{ème}} = S \times Q_{3\text{ème}} = 17.25 \times 7.75 = \mathbf{133.69 \text{ kN}}$$

$$Q_{2\text{ème}} = S \times Q_{2\text{ème}} = 17.25 \times 8.45 = \mathbf{145.76 \text{ kN}}$$

$$Q_{1\text{er}} = S \times Q_{1\text{er}} = 17.25 \times 9.28 = \mathbf{160.08 \text{ kN}}$$

$$Q_{RDC} = S \times Q_{RDC} = 17.25 \times 10.05 = \mathbf{173.36 \text{ kN}}$$

Tableau II.5 : Descente de charge du poteau carré central.

Etage	Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
9 ^{ème} étage	N1	Plancher terrasse inaccessible	110.06	17.25
		Poutres	8.6	
		Poteau	<u>6.10</u>	
		Total	124.76	
8 ^{ème} étage	N2	Venant de N1	124.76	43.125
		Plancher étage courant	94.70	
		Poutres	8.6	
		Poteau	<u>6.10</u>	
Total	234.16			
7 ^{ème} étage	N3	Venant de N2	234.16	66.41
		Plancher étage courant	94.70	
		Poutres	8.6	
		Poteau	<u>6.10</u>	
Total	343.56			
6 ^{ème} étage	N4	Venant de N3	343.56	87.112
		Plancher étage courant	94.70	
		Poutres	8.6	
		Poteau	<u>6.10</u>	
Total	452.96			

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments Et évaluation des charges.

5 ^{ème} étage	N5	Venant de N4 Plancher étage courant Poutres Poteau Total	452.96 94.70 8.6 <u>6.10</u> 562.36	105.22
4 ^{ème} étage	N6	Venant de N5 Plancher étage courant Poutres Poteau Total	562.36 94.70 8.6 <u>6.10</u> 671.76	120.75
3 ^{ème} étage	N7	Venant de N6 Plancher étage courant Poutres Poteau Total	671.76 94.70 8.6 <u>6.10</u> 781.16	133.69
2 ^{ème} étage	N8	Venant de N7 Plancher étage courant Poutres Poteau Total	781.16 94.70 8.6 <u>6.10</u> 890.56	145.76
1 ^{er} étage	N9	Venant de N8 Plancher étage courant Poutres Poteau Total	890.56 94.70 8.6 <u>6.10</u> 999.96	160.08
RDC	N10	Venant de N9 Plancher étage courant Poutres Poteau Total	999.96 94.70 8.6 <u>7.63</u> 1110.89	173.36

Tableau II.6 : Choix des sections des poteaux centraux carres.

NV	G (kN)	Q (kN)	Nu (kN)	Br (cm ²)	A (cm)	MIN RPA (cm ²)	axb (cm ²)	Nser (kN)	σ _{ser} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	ob s
9 ^{ème}	124.76	17.25	194.3	128.24	13.32	30x30	30x30	142.01	1.37	15	ok
8 ^{ème}	234.16	43.12	380.80	251.33	17.85	30x30	30x30	277.28	2.68	15	ok
7 ^{ème}	343.56	66.41	563.42	371.86	21.28	30x30	30x30	409.97	3.96	15	ok
6 ^{ème}	452.96	87.11	742.16	489.82	24.13	30x30	30x30	540.07	5.21	15	ok
5 ^{ème}	562.36	105.22	917.02	605.23	26.60	30x30	30x30	667.58	6.45	15	ok
4 ^{ème}	671.76	120.75	1088	718.08	28.80	30x30	30x30	792.51	7.65	15	ok
3 ^{ème}	781.16	133.69	1255.1	828.37	30.78	30x30	35x35	914.85	6.49	15	ok
2 ^{ème}	890.56	145.76	1420.9	937.79	32.62	30x30	35X35	1036.3 2	7.35	15	ok
1 ^{er}	999.96	160.08	1590.0 7	1049.4 5	34.39	30x30	35x35	1160.0 4	8.23	15	ok
RD C	1110.8 9	173.36	1759.7 4	1161.4 3	36.08	30x30	40x40	1284.2 5	6.98	15	ok

➤ **Poteau de rive :**

Soit S la surface reprise par le poteau central le plus sollicité :

$$S = 9.165 \text{ m}^2$$

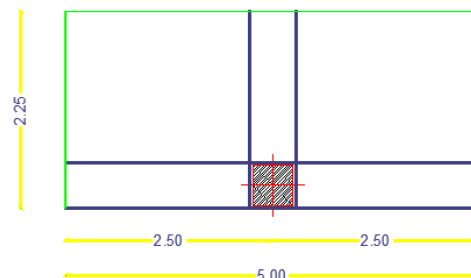


Figure II.8 : Schéma du poteau de rive le plus sollicité

✚ **Détermination des charges**

• **Charge permanente :**

Poids des planchers :

- Plancher terrasse $9.165 \times 6.38 = 58.47 \text{ kN}$
- Plancher courant $9.165 \times 5.49 = 50.31 \text{ kN}$

Poids des poutres :

- Poutre porteuse $25 \times 0.3 \times (0.35 - 0.20) \times 5 = 5.63 \text{ kN}$
- Poutre non porteuse $25 \times 0.3 \times (0.30 - 0.20) \times 2.25 = 1.69 \text{ kN}$

Poids des poteaux :

- Poteau (1^{er} ... 9^{-ème}) $25 \times 0.3 \times 0.3 \times (3.06 - 0.35) = 6.10 \text{ kN} \bullet$

Poteau RDC $25 \times 0.3 \times 0.3 \times (3.74 - 0.35) = 7.63 \text{ kN}$

Poids de l'acrotère :

$G_{\text{acrotère}} = 2,6 \times 5 = 13 \text{ KN}$

Poids des murs extérieures :

$G_{\text{murs}} = 2,76 \times (3.06 - 0.35) \times 5 = 37.4 \text{ KN}$

• **Charge d'exploitation :**

Surcharge d'exploitation revenante au plancher terrasse :

$Q_T = S \times Q_{T.ina} = 9.165 \times 1 = 9.165 \text{ kN}$

Surcharge d'exploitation revenante aux étages :

$Q_{8\text{ème}} = S \times Q_{8\text{ème}} = 9.165 \times 2,5 = 22.91 \text{ kN}$

$Q_{7\text{ème}} = S \times Q_{7\text{ème}} = 9.165 \times 3.85 = 35.28 \text{ kN}$

$Q_{6\text{ème}} = S \times Q_{6\text{ème}} = 9.165 \times 5.05 = 46.28 \text{ kN}$

$Q_{5\text{ème}} = S \times Q_{5\text{ème}} = 9.165 \times 6.1 = 55.91 \text{ kN}$

$Q_{4\text{ème}} = S \times Q_{4\text{ème}} = 9.165 \times 7 = 64.15 \text{ kN}$

$Q_{3\text{ème}} = S \times Q_{3\text{ème}} = 9.165 \times 7.75 = 71.03 \text{ kN}$

$Q_{2\text{ème}} = S \times Q_{2\text{ème}} = 9.165 \times 8.45 = 77.44 \text{ kN}$

$Q_{1\text{er}} = S \times Q_{1\text{er}} = 9.165 \times 9.28 = 85.05 \text{ kN}$

$Q_{\text{RDC}} = S \times Q_{\text{RDC}} = 9.165 \times 10.05 = 92.11 \text{ kN}$

Tableau II.7 : Descente de charge du poteau carré de rive

<i>Etage</i>	<i>Niveau</i>	<i>Eléments</i>	<i>G (KN)</i>	<i>Q (KN)</i>
<i>9ème étage</i>	N1	Plancher terrass inaccessible	58.47	9.165
		Poutres	7.32	
		Poteau	6.10	
		Acrotère	<u>13</u>	
		Total	84.89	
<i>8ème étage</i>	N2	Venant de N1	84.89	22.91
		Plancher étage courant	50.31	
		Poutres	7.32	
		Poteau	6.10	
		Murs extérieurs	<u>37.4</u>	
Total	186.02			
<i>7ème étage</i>	N3	Venant de N2	186.02	35.28
		Plancher étage courant	50.31	
		Poutres	7.32	
		Poteau	6.10	
		Murs extérieurs	<u>37.4</u>	
Total	287.15			

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments Et évaluation des charges.

6^{ème} étage	N4	Venant de N3 Plancher étage courant Poutres Poteau Murs extérieurs Total	287.15 50.31 7.32 6.10 <u>37.4</u> 388.28	46.28
5^{ème} étage	N5	Venant de N4 Plancher étage courant Poutres Poteau Murs extérieurs Total	388.28 50.31 7.32 6.10 <u>37.4</u> 489.41	55.91
4^{ème} étage	N6	Venant de N5 Plancher étage courant Poutres Poteau Murs extérieurs Total	489.41 50.31 7.32 6.10 <u>37.4</u> 590.54	64.15
3^{ème} étage	N7	Venant de N6 Plancher étage courant Poutres Poteau Murs extérieurs Total	590.54 50.31 7.32 6.10 <u>37.4</u> 691.67	71.03
2^{ème} étage	N8	Venant de N7 Plancher étage courant Poutres Poteau Murs extérieurs Total	691.67 50.31 7.32 6.10 <u>37.4</u> 792.8	77.44
1^{er} étage	N9	Venant de N8 Plancher étage courant Poutres Poteau Murs extérieurs Total	792.8 50.31 7.32 6.10 <u>37.4</u> 893.93	85.05
RDC	N10	Venant de N9 Plancher étage courant Poutres Poteau Murs extérieurs Total	893.93 50.31 7.32 7.63 <u>37.4</u> 996.59	92.11

Tableau II.8 : Choix des sections des poteaux de rives carrés.

NiV	G (kN)	Q (kN)	Nu (kN)	Br (cm ²)	A (cm)	MIN RPA (cm ²)	axb (cm ²)	Nser (kN)	σ _{ser} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	obs
9 ^{ème}	84,89	9,165	128,35	84,71	11,20	30x30	30x30	94,055	0,91	15	ok
8 ^{ème}	186,02	22,91	285,49	188,42	15,73	30x30	30x30	208,93	2,02	15	ok
7 ^{ème}	287,15	35,28	440,57	290,78	19,05	30x30	30x30	322,43	3,12	15	ok
6 ^{ème}	388,28	46,28	593,60	391,77	21,79	30x30	30x30	434,56	4,20	15	ok
5 ^{ème}	489,41	55,91	744,57	491,42	24,17	30x30	30x30	545,32	5,27	15	ok
4 ^{ème}	590,54	64,15	893,45	589,68	26,28	30x30	30x30	654,69	6,33	15	ok
3 ^{ème}	691,67	71,03	1040,30	686,60	28,20	30x30	30x30	762,7	7,37	15	ok
2 ^{ème}	792,8	77,44	1186,44	783,05	29,98	30x30	30x30	870,24	8,41	15	ok
1 ^{er}	893,93	85,05	1334,38	880,69	31,68	30x30	35x35	978,98	6,95	15	ok
RDC	996,59	92,11	1483,56	979,15	33,29	30x30	35x35	1088,7	7,73	15	ok

➤ **Poteau d'angle :**

Soit S la surface reprise par le poteau central le plus sollicité :

$$S = 4.58 \text{ m}^2$$

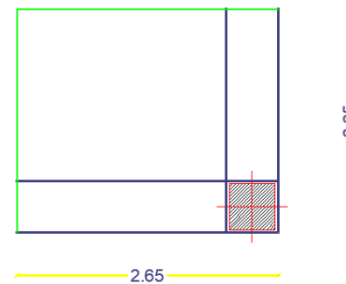


Figure II.9 : Schéma du poteau d'angle le plus sollicité

✚ **Détermination des charges**

• **Charge permanente :**

Poids des planchers :

- Plancher terrasse $4.58 \times 6.38 = 29.22 \text{ kN}$
- Plancher courant $4.58 \times 5.49 = 25.14 \text{ kN}$

Poids des poutres :

- Poutre porteuse $25 \times 0.3 \times (0.35 - 0.20) \times 2.65 = 2.98 \text{ kN}$
- Poutre non porteuse $25 \times 0.3 \times (0.30 - 0.20) \times 2.25 = 1.69 \text{ kN}$

Poids des poteaux :

- Poteau (1^{er} ... 9^{-ème}) $25 \times 0.3 \times 0.3 \times (3.06 - 0.35) = 6.10 \text{ kN}$
- Poteau RDC $25 \times 0.3 \times 0.3 \times (3.74 - 0.35) = 7.63 \text{ kN}$

Poids de l'acrotère :

$$G_{\text{acrotère}} = 2,6 \times 4,9 = 12,74 \text{ KN}$$

Poids des murs extérieures :

$$G_{\text{murs}} = 2,76 \times (3,06 - 0,35) \times 4,9 = 36,65 \text{ KN}$$

• **Charge d'exploitation :**

Surcharge d'exploitation revenante au plancher terrasse :

$$Q_T = S \times Q_{T.ina} = 4,58 \times 1 = 4,58 \text{ kN}$$

Surcharge d'exploitation revenante aux étages :

$$Q_{8\text{ème}} = S \times Q_{8\text{ème}} = 4,58 \times 2,5 = 11,45 \text{ kN}$$

$$Q_{7\text{ème}} = S \times Q_{7\text{ème}} = 4,58 \times 3,85 = 17,63 \text{ kN}$$

$$Q_{6\text{ème}} = S \times Q_{6\text{ème}} = 4,58 \times 5,05 = 23,129 \text{ kN}$$

$$Q_{5\text{ème}} = S \times Q_{5\text{ème}} = 4,58 \times 6,1 = 27,94 \text{ kN}$$

$$Q_{4\text{ème}} = S \times Q_{4\text{ème}} = 4,58 \times 7 = 32,06 \text{ kN}$$

$$Q_{3\text{ème}} = S \times Q_{3\text{ème}} = 4,58 \times 7,75 = 35,49 \text{ kN}$$

$$Q_{2\text{ème}} = S \times Q_{2\text{ème}} = 4,58 \times 8,45 = 38,7 \text{ kN}$$

$$Q_{1\text{er}} = S \times Q_{1\text{er}} = 4,58 \times 9,28 = 42,5 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{RDC}} = S \times Q_{\text{RDC}} = 4,58 \times 10,05 = 46,03 \text{ kN}$$

Tableau II.9: Descente de charge du poteau carré d'angle

Etage	Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
9 ^{ème} étage	N1	Plancher terrasse inaccessible	29.22	4.58
		Poutres	4.67	
		Poteau	6.10	
		Acrotère	<u>12.74</u>	
		Total	52.73	
8 ^{ème} étage	N2	Venant de N1	52.73	11.45
		Plancher étage courant	25.14	
		Poutres	4.67	
		Poteau	6.10	
		Murs extérieurs	<u>36.65</u>	
		Total	125.29	
7 ^{ème} étage	N3	Venant de N2	125.29	17.63
		Plancher étage courant	25.14	
		Poutres	4.67	
		Poteau	6.10	
		Murs extérieurs	<u>36.65</u>	
		Total	197.85	
6 ^{ème} étage	N4	Venant de N3	197.85	23.129
		Plancher étage courant	25.14	
		Poutres	4.67	
		Poteau	6.10	
		Murs extérieurs	<u>36.65</u>	

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments Et évaluation des charges.

		Total	270.41	
5^{ème} étage	N5	Venant de N4 Plancher étage courant Poutres Poteau Murs extérieurs Total	270.41 25.14 4.67 6.10 <u>36.65</u> 342.97	27.94
4^{ème} étage	N6	Venant de N5 Plancher étage courant Poutres Poteau Murs extérieurs Total	342.97 25.14 4.67 6.10 <u>36.65</u> 415.53	32.06
3^{ème} étage	N7	Venant de N6 Plancher étage courant Poutres Poteau Murs extérieurs Total	415.53 25.14 4.67 6.10 <u>36.65</u> 488.09	35.49
2^{ème} étage	N8	Venant de N7 Plancher étage courant Poutres Poteau Murs extérieurs Total	488.09 25.14 4.67 6.10 <u>36.65</u> 560.65	38.7
1^{er} étage	N9	Venant de N8 Plancher étage courant Poutres Poteau Murs extérieurs Total	560.65 25.14 4.67 6.10 <u>36.65</u> 633.21	42.5
RDC	N10	Venant de N9 Plancher étage courant Poutres Poteau Murs extérieurs Total	633.21 25.14 4.67 7.63 <u>36.65</u> 707.3	46.03

Tableau II.10 : Choix des sections des poteaux d'angle carres.

NIV	G (kN)	Q (kN)	Nu (kN)	Br (cm ²)	A (cm)	MIN RPA (cm ²)	axb (cm ²)	Nser (kN)	σ _{ser} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	obs
9 ^{ème}	52.73	4.58	78,06	51,52	9,18	30x30	30x30	57,31	0,55	15	Vér
8 ^{ème}	125.29	11.45	186,32	122,97	13,09	30x30	30x30	136,74	1,32	15	Vér
7 ^{ème}	197.85	17.63	293,54	193,74	15,92	30x30	30x30	215,48	2,08	15	Vér
6 ^{ème}	270.41	23.12 9	399,75	263,83	18,24	30x30	30x30	293,53 9	2,84	15	Vér
5 ^{ème}	342.97	27.94	504,92	333,25	20,26	30x30	30x30	370,91	3,58	15	Vér
4 ^{ème}	415.53	32.06	609,06	401,98	22,05	30x30	30x30	447,59	4,32	15	Vér
3 ^{ème}	488.09	35.49	712,16	470,02	23,68	30x30	30x30	523,58	5,06	15	Vér
2 ^{ème}	560.65	38.7	814,93	537,85	25,19	30x30	30x30	599,35	5,79	15	Vér
1 ^{er}	633.21	42.5	918,58	606,27	26,62	30x30	30x30	675,71	6,53	15	Vér
RDC	707.3	46.03	1023,90	675,77	28,00	30x30	30x30	753,33	7,28	15	Vér

✚ Poteau circulaire :

➤ Poteau central :

Soit S la surface reprise par le poteau central le plus sollicité :

$S = 11.79 \text{ m}^2$

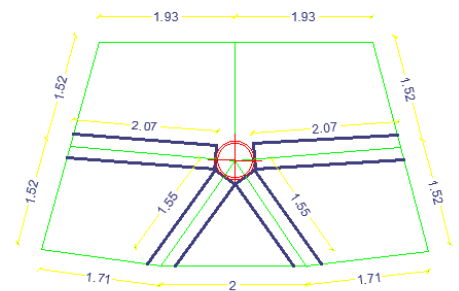


Figure II.10 : Schéma du poteau circulaire.

Le plus sollicité

✚ Détermination des charges

• Charge permanente :

Poids des planchers :

- Plancher terrasse $11.79 \times 7.28 = 85.83 \text{ kN}$
- Plancher courant $11.79 \times 6.38 = 75.22 \text{ kN}$

Poids des poutres :

- Poutre principale $25 \times 0.3 \times (0.65 - 0.20) \times 2.07 \times 2 = 13.97 \text{ kN}$
- Poutre secondaire $25 \times 0.3 \times (0.45 - 0.20) \times 1.55 \times 2 = 5.81 \text{ kN}$

Poids des poteaux :

- Poteau (1^{er} ... 9^{-ème}) $25 \times \frac{\pi \times 0.35^2}{4} \times (3.06-0.65) = 5.8 \text{ kN}$
- Poteau RDC $25 \times \frac{\pi \times 0.35^2}{4} \times (3.74-0.65) = 7.43 \text{ kN}$

• **Charge d'exploitation :**

Surcharge d'exploitation revenante au plancher terrasse :

$$Q_T = S \times Q_{T.ina} = 11.79 \times 1 = 11.79 \text{ kN}$$

Surcharge d'exploitation revenante aux étages :

$$Q_{8\text{ème}} = S \times Q_{8\text{ème}} = 11.79 \times 2,5 = \mathbf{29.475 \text{ kN}}$$

$$Q_{7\text{ème}} = S \times Q_{7\text{ème}} = 11.79 \times 3.85 = \mathbf{45.39 \text{ kN}}$$

$$Q_{6\text{ème}} = S \times Q_{6\text{ème}} = 11.79 \times 5.05 = \mathbf{59.54 \text{ kN}}$$

$$Q_{5\text{ème}} = S \times Q_{5\text{ème}} = 11.79 \times 6.1 = \mathbf{71.92 \text{ kN}}$$

$$Q_{4\text{ème}} = S \times Q_{4\text{ème}} = 11.79 \times 7 = \mathbf{82.53 \text{ kN}}$$

$$Q_{3\text{ème}} = S \times Q_{3\text{ème}} = 11.79 \times 7.75 = \mathbf{91.37 \text{ kN}}$$

$$Q_{2\text{ème}} = S \times Q_{2\text{ème}} = 11.79 \times 8.45 = \mathbf{99.63 \text{ kN}}$$

$$Q_{1\text{er}} = S \times Q_{1\text{er}} = 11.79 \times 9.28 = \mathbf{109.41 \text{ kN}}$$

$$Q_{RDC} = S \times Q_{RDC} = 11.79 \times 10.05 = \mathbf{118.49 \text{ kN}}$$

Tableau II.11: Descente de charge du poteau circulaire

Etage	Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
9 ^{ème} étage	N1	Plancher terrasse inaccessible	85.83	11.79
		Poutres	19.78	
		Poteau	<u>5.8</u>	
		Total	111.41	
8 ^{ème} étage	N2	Venant de N1	111.41	29.475
		Plancher étage courant	75.22	
		Poutres	19.78	
		Poteau	<u>5.8</u>	
Total	212.21			
7 ^{ème} étage	N3	Venant de N2	212.21	45.39
		Plancher étage courant	75.22	
		Poutres	19.78	
		Poteau	<u>5.8</u>	
Total	313.01			
6 ^{ème} étage	N4	Venant de N3	313.01	59.54
		Plancher étage courant	75.22	
		Poutres	19.78	

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments Et évaluation des charges.

		Poteau Total	<u>5.8</u> 413.81	
5 ^{ème} étage	N5	Venant de N4 Plancher étage courant Poutres Poteau Total	413.81 75.22 19.78 <u>5.8</u> 514.61	71.92
4 ^{ème} étage	N6	Venant de N5 Plancher étage courant Poutres Poteau Total	514.61 75.22 19.78 <u>5.8</u> 615.41	82.53
3 ^{ème} étage	N7	Venant de N6 Plancher étage courant Poutres Poteau Total	615.41 75.22 19.78 <u>5.8</u> 716.21	91.37
2 ^{ème} étage	N8	Venant de N7 Plancher étage courant Poutres Poteau Total	716.21 75.22 19.78 <u>5.8</u> 817.01	99.63
1 ^{er} étage	N9	Venant de N8 Plancher étage courant Poutres Poteau Total	817.01 75.22 19.78 <u>5.8</u> 917.81	109.41
RDC	N10	Venant de N9 Plancher étage courant Poutres Poteau Total	917.81 75.22 19.78 <u>7.43</u> 1020.24	118.49

Tableau II.12 : Choix des sections des poteaux circulaires.

NI V	G (kN)	Q (kN)	Nu (kN)	Br (cm ²)	D (cm)	MIN RPA D(cm)	D choisis (cm)	Nser (kN)	σ_{ser} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	obs
9 ^{ème}	111.41	11.79	168,09	110,94	13,88	35	35	123,2	1,11	15	ok
8 ^{ème}	212.21	29.475	330,70	218,26	18,67	35	35	241,685	2,18	15	ok
7 ^{ème}	313.01	45.39	490,65	323,83	22,31	35	35	358,4	3,24	15	ok
6 ^{ème}	413.81	59.54	647,95	427,65	25,33	35	35	473,35	4,28	15	ok
5 ^{ème}	514.61	71.92	802,60	529,72	27,97	35	35	586,53	5,30	15	ok
4 ^{ème}	615.41	82.53	954,60	630,04	30,32	35	35	697,94	6,31	15	ok
3 ^{ème}	716.21	91.37	1103,94	728,60	32,46	35	35	807,58	7,30	15	ok
2 ^{ème}	817.01	99.63	1252,41	826,59	34,44	35	35	916,64	8,28	15	ok
1 ^{er}	917.81	109.41	1403,16	926,08	36,34	35	40	1027,22	7,11	15	ok
RD C	1020.24	118.49	1555,06	1026,3	38,15	35	40	1138,73	7,88	15	ok

Remarque :

D 'après l'article 7.4.1 dans l 'RPA99 version 2003 :

Les poteaux de rives et d'angle doivent avoir des sections comparables à celles des poteaux

Centraux pour des raisons techniques de réalisation et de rapidité d'exécution, et pour leur

Conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismique.

Choix finals de section des poteaux :

Tableau II.13 : Choix Final des Poteaux.

Etage	Poteaux carré	Poteaux circulaire
9 ^{ème}	30x30	35
8 ^{ème}	30x30	35
7 ^{ème}	30x30	35
6 ^{ème}	30x30	35
5 ^{ème}	30x30	35
4 ^{ème}	30x30	35
3 ^{ème}	35x35	35
2 ^{ème}	35x35	35
1 ^{er}	35x35	40
RDC	40x40	40

II.5 Pré dimensionnement des voiles :

On appelle voiles, les murs réalisés en béton armé, qui auront pour rôle le contreventement du Bâtiment ; pour leurs prés dimensionnement, nous sommes basés sur les recommandations du **l'article 7.7.1 du RPA 99 / modifié 2003 [2]**.

L'épaisseur minimale des voiles est de 15 cm, de plus, cette épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des Conditions de rigidité aux extrémités.

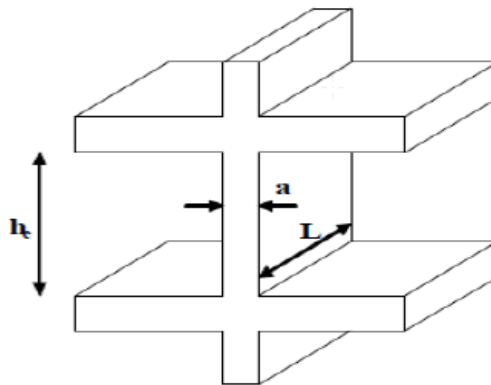


Figure II.11 : les dimensions de voile

L'épaisseur des voiles est donnée par la formule suivante : $a \geq \frac{h_e}{22}$

h_e : hauteur libre de l'étage.

Pour **RDC** : $h_e = 3.74 - 0.35 = 3.39\text{m}$ Alors : $a \geq \frac{3.39}{22} = 0.154\text{ m}$

Soit $a = 20\text{ cm}$.

L'épaisseur adoptée pour la voile est de : 20 cm.

II.6 Conclusion :

Le pré dimensionnement est un calcul préliminaire qui nous permet d'attribuer aux Éléments résistants de la construction (plancher, poutre, poteau, voile) des dimensions qui Feront l'objet d'une vérification après le calcul des efforts.

Chapitre III : Etude dynamique

III.1. Introduction :

Le séisme est l'un des risques naturels majeurs les plus dangereux et qui causent le plus de dégâts, ce phénomène se produit à cause du mouvement des plaques tectoniques.

Du moment que ce phénomène est imprévisible, la rigueur lors des analyses sismiques est cruciale pour assurer la sécurité et la longévité des structures.

III.2. Caractéristique dynamiques propres :

Une structure idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle puisse vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donnée par [2] :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{0\} \quad (1)$$

Avec :

[M] : Matrice de masse de la structure.

[K] : Matrice de rigidité de la structure.

{ \ddot{x} } : Vecteur des accélérations.

{ x } : Vecteur des déplacements.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \quad (2)$$

Avec :

{ A } : Vecteur des amplitudes.

ω : Fréquence de vibration.

φ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\{x(t)\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \quad (3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} \sin(\omega t + \varphi) = 0 \dots \quad (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), ce qui donne :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} \quad (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnus « Ai ». Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice s'annule c'est à dire

$$\Delta\omega = |[K] - \omega^2 [M]| = \quad (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée « Équation caractéristique ».

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en (ω^2). Les (n) solutions ($\omega_1^2 ; \omega_2^2 ; \dots ; \omega_n^2$) sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de Vibrations possibles. Le **1^{er} mode** vibratoire correspond à ω_1 et il est appelé mode fondamental ($\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$)

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre {A}i ou forme modale (**modal shape**).

III.3. Modélisation de la structure :

III.3.1. Introduction :

Vu la complexité de l'analyse, il est nécessaire d'établir un modèle numérique représentant la structure, Ce dernier est introduit dans un logiciel de calcul dynamique afin de déterminer les modes propres de vibration ainsi que les efforts sismiques. Parmi les méthodes de modélisation existantes il y a la méthode des éléments finis qui est utilisée par la majorité des logiciels de calcul. Pour cette étude, on utilisera le logiciel ETABS.

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini qui décrit le phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible, Ce modèle doit refléter avec une bonne précision le comportement et les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement).

III.3.2. Modélisation de la rigidité :

On suppose que la structure a « p » nœuds et total (n) DDL numérotés de **1** à **n**, on considère six **DDL** par nœud, on aura donc : **n = 6×p**.

III.3.2.1. Les éléments de portique :

Les poteaux et poutres de la structure ont été modélisés par des éléments barre (frame Éléments) à deux nœuds possédants chacun 6 degrés de liberté (trois translations, trois rotations).

- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau i+1).

III.3.2.2. Les voiles :

Les voiles ont été modélisés par des éléments plaque (Shell éléments) à 04 nœuds.

III.3.2.3. Le Diaphragme :

Les surfaces planes telles que les planchers sont assumés infiniment rigides dans leurs plans et ne peuvent pas se déformer qu'hors plan.

III.3.2.4. Conception du contreventement vertical :

Pour une bonne conception parasismique il faudra :

- Disposer les éléments de contreventement d'une manière symétrique dans chaque direction afin de limiter la torsion d'ensemble.
- Éloigner les éléments verticaux parallèles afin de disposer d'un grand bras de levier du Couple résistant à la torsion.
- Maximiser la largeur des éléments verticaux afin de diminuer la déformabilité horizontale.
- Superposer les éléments verticaux, afin de créer des consoles verticales de section constante ou élargies vers le bas.

III.3.2.5. Connectivité Sol/Structure :

Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6 DDL bloqués).

III.3.3. Modélisation de la masse :

- La masse est calculée par l'équation $(G+\beta\times Q)$ avec $\beta=0.2$ [2].
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres etc. est prise égale à celle du béton armé.
- La masse des planchers a été répartie pour chaque poutre porteuse.
- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie sur les poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- En choisissant l'option (Mass source / From loads), l'ETABS calcule automatiquement les masses des planchers et la masse totale de la structure à partir des charges permanentes et des charges d'exploitation sollicitant la structure.
- Tel que : $\beta = 0,2$ (bâtiment d'habitation, service).

III.4. Étude sismique :**III.4.1. Introduction :**

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière.

Ainsi le calcul d'un bâtiment vis-à-vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors de ce dernier.

III.4.2. Choix de la méthode de calcul :

En Algérie, la conception parasismique est régularisée par les « **RPA 99 modif 2003** ». Ce Dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Le choix de la méthode de calcul et la maîtrise de la modélisation de la structure doivent Donc avoir pour objectif une approche aussi fidèle que possible du comportement réel de l'ouvrage considéré, compte tenu non seulement du type d'ossature, mais aussi des caractéristiques du matériau constitutif.

III.4.2.1. La méthode statique équivalente :***III.4.2.1.1. Principe :***

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure [2].

III.4.2.1.2. Conditions d'applications :

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont [2] :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65 m en zones 'I' et 'II' et à 30m en zones 'III'.

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas du bâtiment étudié (car la Structure **est irrégulière en plan** avec une hauteur supérieure à **30 m**), nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique.

III.4.2.2. La méthode modale spectrale :

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

III.4.2.2.1. Principe :

Les maximums des efforts engendrés par les forces sismiques dans chaque mode sont Représentés par un spectre de calcul, puis sont combiné afin d'obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes de vibration à prendre en compte est tel que la somme des masses modales effectives de ces modes soit aux moins égale à **90%** de la masse totale de la structure
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (**3**) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de L'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (**K**) à retenir doit être tel Que : $K > 3 \times \sqrt{N}$ et $T_k < 0.20 \text{ sec}$... (**4-14**) [2]

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k la période du mode **K**.

III.4.2.2.2. Analyse spectrale :

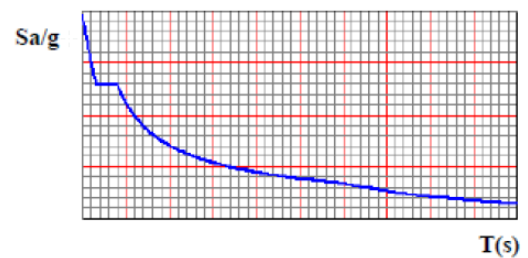
La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse. Toute structure est assimilée à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation (ω).

Donc pour des accélérogrammes données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (**T**), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est appelé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure. L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant [2] :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} (2,5\eta \left(\frac{Q}{R} - 1\right))\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Représentation graphique du spectre de réponse. Avec :

- g : Accélération de la pesanteur.
- A : Coefficient d'accélération de zone.
- η : Facteur de correction d'amortissement.
- R : Coefficient de comportement de la structure.



Il est fonction du système de contreventement.

- T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.
- Q : Facteur de qualité.

III.4.3. Effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismiques à la base (l'effort tranchant à la base) « $E_{x/y}$ » ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente « $V_{x/y}$ » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [2].

Si $V_t < 0,8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (**forces, déplacements, moments,.....**) en les multipliant fois le rapport : $\frac{0,8V}{V_t}$

III.4.3.1. Calcul de l'effort tranchant à la base par la méthode statique équivalente :

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

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

Avec :

- A** : Coefficient d'accélération de zone. (**Tableau 4.1**) : **A = 0.25** (**Zone III** et **groupe 2**).
- R** : Coefficient de comportement de la structure (**Tableau 4.3**).

Pour notre structure le système de contreventement est un système de Contreventements mixte assurés par des voiles et des portiques avec justification d'interaction (portiques - voiles) . D'où : $R = 5$.

W : poids total de la structure, donné par le logiciel ETABS en utilisant la combinaison « $G + \beta Q$ » Avec $\beta = 0.2$ (Bâtiments d'habitation).

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

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

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site sont données dans le tableau 4.7 de RPA99/version 2003.

Tableau III.1 : valeurs de la périodes caractéristiques

Site	T1 (sec)	T2(sec)
S3	0.15	0.5

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

Pour $\xi = 7\% \rightarrow \eta = 0,8819$

III.4.4. Estimation de la période fondamentale de la structure « T » :

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

- Les formules empiriques à utiliser [2] :

$$T = (T = C_T \times h_N^{3/4} , T = 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}})$$

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement du type de remplissage

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$C_T = 0.05$

$h_N = 31.28$ m

D : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

- $D_x = 45$ m.

- $D_y = 24.44$ m.

Estimation de la période fondamentale [7] :

$T_{\text{analytique}} \leq T_{\text{empirique}} \rightarrow T = T_{\text{analytique}}$

$T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1.3 T_{\text{empirique}} \rightarrow T = T_{\text{empirique}}$

$T_{\text{analytique}} \geq 1.3 T_{\text{empirique}} \rightarrow T = 1.3 T_{\text{empirique}}$

$T = C_T \times h_N^{3/4} = T = 0.05 \times (31.28)^{3/4} = 0.66$, dans les deux directions

$$T_x = 0,09 \times \frac{31.28}{\sqrt{45}} = 0.42s \quad \rightarrow \quad T_x < T_{\text{analytique}}$$

Alors : $T_x = 1.3 T_{\text{empirique}} = 1.3 \times 0.42 = 0.55 \text{ s}$

$$T_y = 0,09 \times \frac{31.28}{\sqrt{24.44}} = 0.57 \text{ s} \quad \rightarrow \quad T_y < T_{\text{analytique}}$$

Alors : $T_y = 1.3 T_{\text{empirique}} = 1.3 \times 0.57 = 0.74s$

- **sens (x-x) :** $T_x = \min (0.66 ; 0.55) = 0.55\text{sec}$

- **sens (y-y) :** $T_y = \min (0.66 ; 0.74) = 0.66\text{sec}$

Calcul de facteur d'amplification dynamique moyen « D » :

$$D_x = 2.5\eta \left(\frac{T^2}{T_x} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.88 \left(\frac{0.5}{0.55} \right)^{2/3} = 2.07$$

$$D_y = 2.5\eta \left(\frac{T^2}{T_y} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.88 \left(\frac{0.5}{0.66} \right)^{2/3} = 1.83$$

Q : Facteur de qualité.

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

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

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

Pq : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "est satisfait ou non ".

Sa valeur est donnée par le **tableau 4.4 [2]**.

Tableau III.2 : Valeurs des pénalités P_q .

Critère q	Suivant x		Suivant y	
	Observé	Pénalité	Observé	Pénalité
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2. Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3. Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4. Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
Totale	0.2		0.2	

$$Q//_{xx} = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0) = 1.20$$

$$Q//_{yy} = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0) = 1.20$$

Alors :

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} W = \frac{0.25 \times 2.07 \times 1.2}{5} W = 0.1242 W$$

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} W = \frac{0.25 \times 1.83 \times 1.2}{5} W = 0.1098 W$$

III.5. Résultats de l'analyse dynamique :

Au cours de la réalisation de l'étude dynamique de notre structure, nous avons reconcentré plusieurs contraintes dues à la complexité et l'irrégularité de cette dernière,

Pour s'assurer que notre structure soit non seulement stable, mais aussi économique, nous avons étudié plusieurs paramètres tel que : la modification de la disposition, la longueur et l'épaisseur des éléments de contreventement

Plusieurs modèles ont été effectués pour arriver au model final dont toutes les conditions sont vérifiées.

Les résultats présentés ci-dessous montrent les démarches que nous avons suivi pour arriver au model final et aussi une étude comparative a été établie montrant l'effet de changement de la longueur et de l'épaisseur. L'effet de l'ajout des linteaux a été présenté à la fin de cette étude.

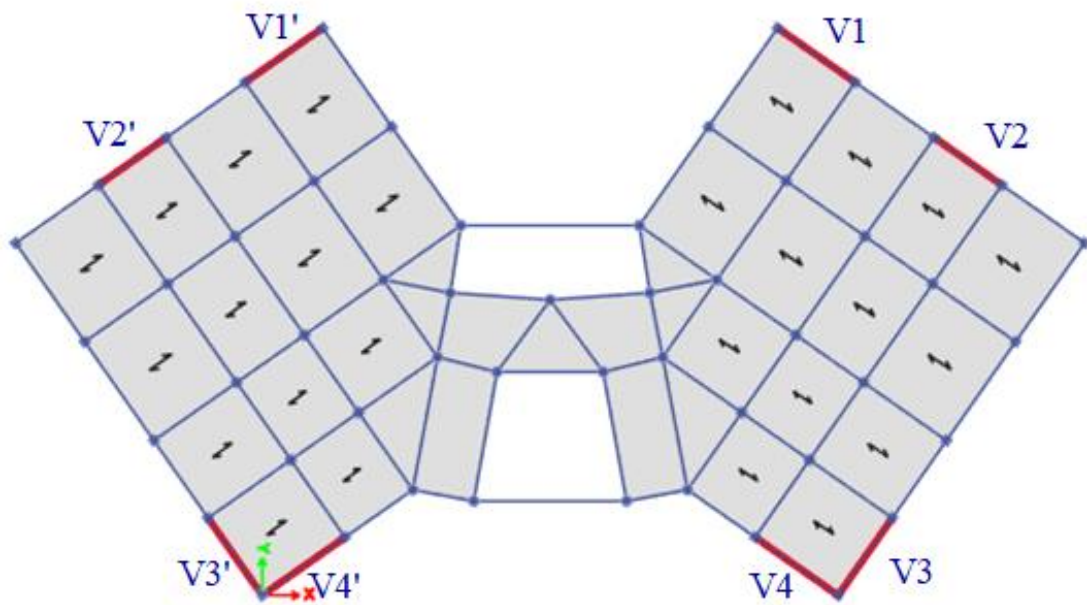
III.5.1 Modèle initial :

Figure III.1 : Vue en plan RDC du modèle initial

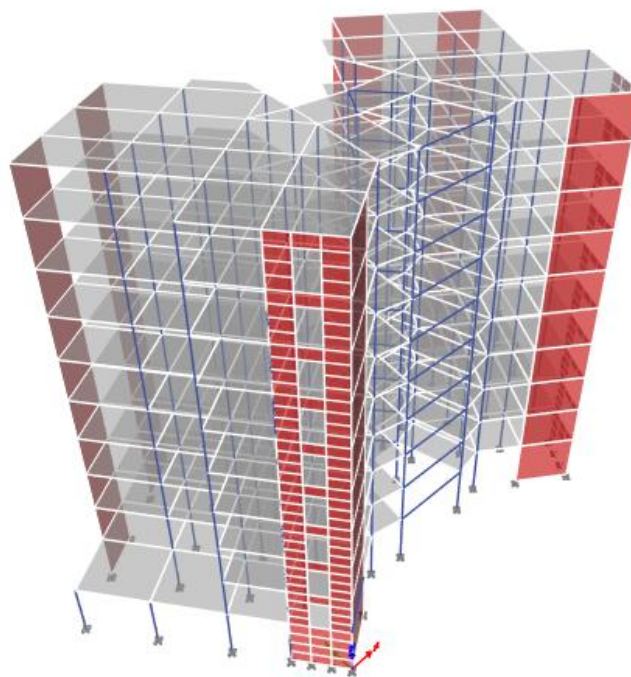


Figure III.2: Vue en 3D de la structure du modèle initial

Tableau III.3 : longueur et épaisseurs des voiles

Type de voile	Epaisseur (cm)	Longueur (m)
Voile 1 et 1'	20	3.93
Voile 2 et 2'	20	3.43
Voile 3 et 3'	20	3.92
Voile 4 et 4'	20	4.2

Les dimensions des poteaux comme suit :

Tableau III.4.: dimensions des poteaux carrés et circulaire

Etage	Poteaux carré	Poteaux circulaire
9 ^{ème}	30x30	40
8 ^{ème}	30x30	40
7 ^{ème}	35x35	45
6 ^{ème}	35x35	45
5 ^{ème}	40x40	50
4 ^{ème}	40x40	50
3 ^{ème}	45x45	55
2 ^{ème}	45x45	55
1 ^{er}	50x50	60
RDC	50x50	60

III.5.1.1 Caractéristiques dynamique propres du modèle initial :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1.24$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8 -ème mode.

Tableau III.5 : période et facteurs de participation massique du model final

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RX	RY	RZ
1	1,24	0	0,6843	0	0,6843	0,334	0	0
2	0,972	0,601	0	0,601	0,6843	0	0,3133	0,0653
3	0,766	0,0718	0	0,6728	0,6843	0	0,0313	0,5884
4	0,301	0	0,1738	0,6728	0,8581	0,3199	0	0
5	0,216	0,1936	0	0,8664	0,8581	0	0,3197	0,0009
6	0,173	0,0008	0	0,8672	0,8581	0	0,0029	0,1941
7	0,13	0	0,0687	0,8672	0,9268	0,1433	0	0
8	0,096	0,0649	0	0,9321	0,9268	0	0,1434	0,002

III.5.1.2 Constatations :

L'analyse dynamique de la structure donne les résultats suivants :

- Une période fondamentale : $T = 1.24$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8 -ème mode
- Le 1 er mode est un mode de translation parallèle à y-y.
- Le 2 ème mode est un mode de translation parallèle à x-x.
- Le 3 ème mode est un mode de rotation.

III.5.1.3 Résultantes des forces sismiques :

D'après « **RPA99 V2003 article 4.3.6** », 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 $0.8 V/V_t$.

On a : $W = 59137,611 \text{ kN}$

On aura donc :

$$V_x = 0,1242 \times 59137,61 = 7344,89 \text{ kN} \rightarrow 0,8 \times V_x = 0,8 \times 7378,40 = 5875,91 \text{ kN}$$

$$V_y = 0,1098 \times 59137,61 = 6493,31 \text{ kN} \rightarrow 0,8 \times V_y = 0,8 \times 6522,94 = 5194,65 \text{ kN}$$

Les résultantes des forces horizontales à la base de la structure sous sollicitations sismiques :

$$F_1 = V_{tx} = 5390,7527 \text{ kN} < 0,8 \times V_x = 5875,91 \text{ kN} \quad \rightarrow r_x = 1.09$$

$$F_2 = V_{ty} = 4550,1015 \text{ kN} < 0,8 \times V_y = 5194,65 \text{ kN} \quad \rightarrow r_y = 1.14$$

III.5.1.4. Vérification des déplacements inter étage :

L'une des principales vérifications concerne les déplacements latéraux entre étages, Par conséquent, l'inégalité ci-dessous doit être vérifiée (**l'article 5.10 [2]**)

$$\Delta_K^X \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^Y \leq \bar{\Delta}$$

Avec $\bar{\Delta} = 0.01 \times h_e$

Où : h_e représente la hauteur de l'étage

Avec :

$$\delta_K^X = R \times r_x \times \delta_{eK}^X \quad \text{et} \quad \delta_K^Y = R \times r_y \times \delta_{eK}^Y$$

$$\Delta_K^X = \delta_K^X - \delta_{K-1}^X \quad \text{et} \quad \Delta_K^Y = \delta_K^Y - \delta_{K-1}^Y$$

Δ_K^X : Correspond au déplacement plastique relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » dans le sens x-x

Δ_K^Y : Correspond au déplacement plastique relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » dans le sens y-y

δ_{eK}^X : Correspond au déplacement élastique horizontal dû aux forces sismiques au niveau « k » dans le sens x-x

δ_{eK}^Y : Correspond au déplacement élastique horizontal dû aux forces sismiques au niveau « k » dans le sens y-y

Tableau III.6: Vérifications des déplacements inter-étages du modèle initial

	δ_{eK}^X (cm)	δ_{eK}^Y (cm)	δ_K^X (cm)	δ_K^Y (cm)	Δ_K^X (cm)	Δ_K^Y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Observation	
								X-X	Y-Y
RDC	0,15	0,20	0,75	1,00	0,82	1,14	3,74	Vérifié	Vérifié
1	0,45	0,58	2,25	2,90	1,64	2,17	3,06	Vérifié	Vérifié
2	0,86	1,11	4,30	5,55	2,23	3,02	3,06	Vérifié	Vérifié
3	1,38	1,75	6,90	8,75	2,83	3,65	3,06	Vérifié	Non Vérifié
4	1,97	2,45	9,85	12,25	3,22	3,99	3,06	Non Vérifié	Non Vérifié
5	2,61	3,19	13,05	15,95	3,49	4,22	3,06	Non Vérifié	Non Vérifié
6	3,28	3,93	16,40	19,65	3,65	4,22	3,06	Non Vérifié	Non Vérifié
7	3,95	4,67	19,75	23,35	3,65	4,22	3,06	Non Vérifié	Non Vérifié
8	4,62	5,49	23,10	27,45	3,65	4,67	3,06	Non Vérifié	Non Vérifié
9	5,29	6,22	26,45	31,10	3,65	4,16	3,06	Non Vérifié	Non Vérifié

III.5.1.5 Constatation :

Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Pour cela on peut soit :

- Augmenter les dimensions des poteaux déjà existants.
- Rajouter des voiles dans la structure.

L'augmentation de la section des poteaux risque de réduire la surface exploitable de la structure, donc on opte pour l'ajout des voiles de contreventement.

III.5.2 Modèle 2 :

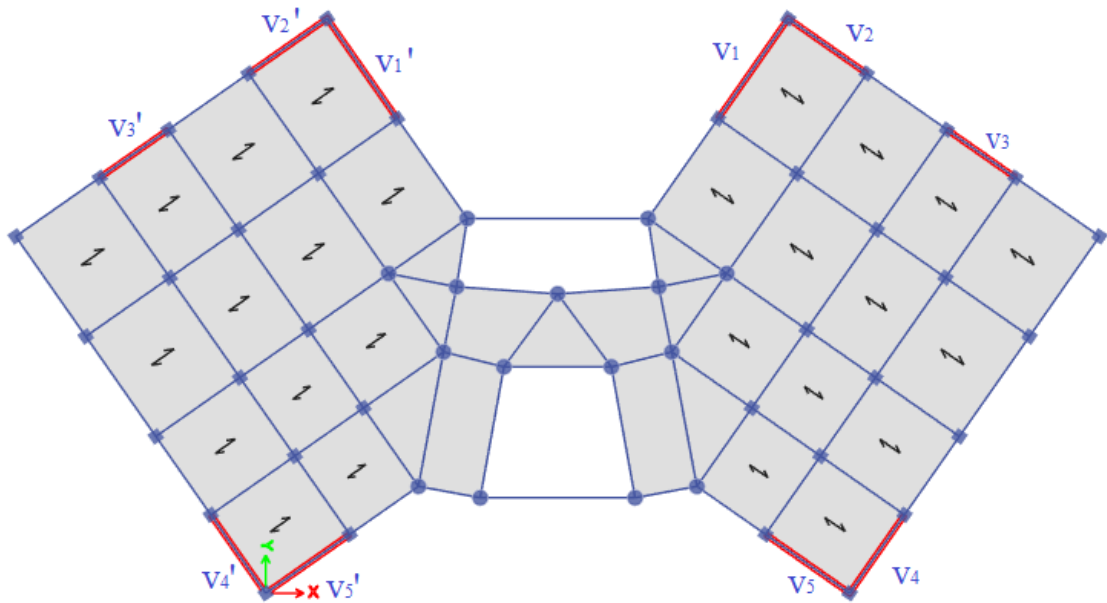


Figure III.3 : vue en plan de RDC du modèle 2

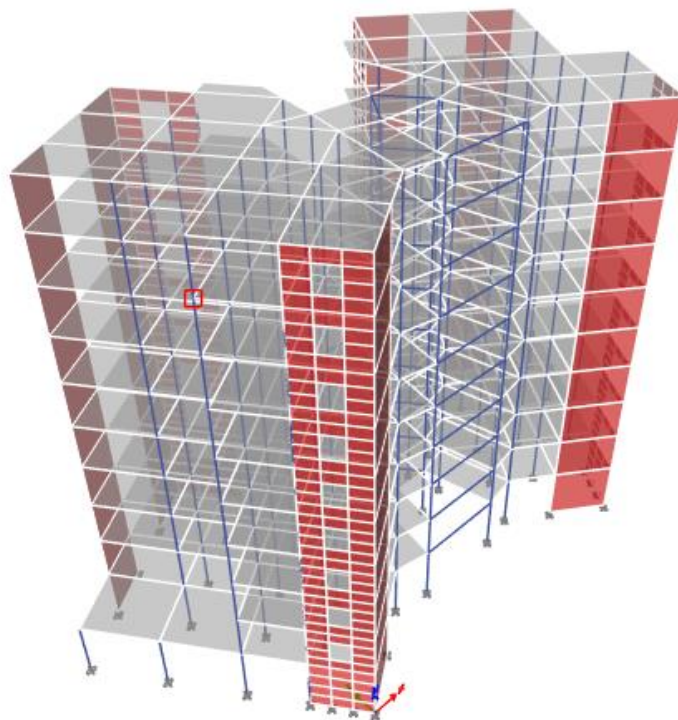


Figure III.4: Vue en 3D de la structure du modèle 2

La structure comporte 4 voiles avec ouvertures (1/1'et 4/4')

Tableau III.7: longueur et épaisseurs des voiles

Type de voile	Épaisseur (cm)	Longueur (m)
Voile 1 et 1'	20	5
Voile 2 et 2'	20	3.93
Voile 3 et 3'	20	3.43
Voile 4 et 4'	20	3.92
Voile 5 et 5'	20	4.2

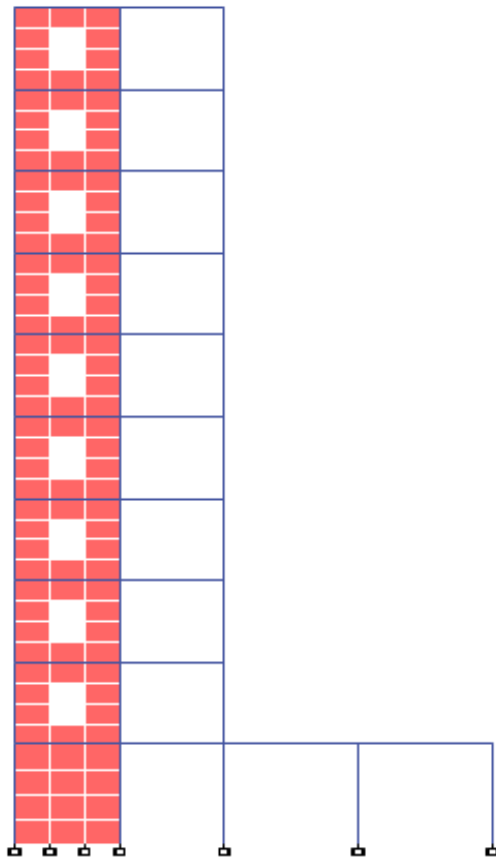


Figure III.5 : Voile 4et 4'

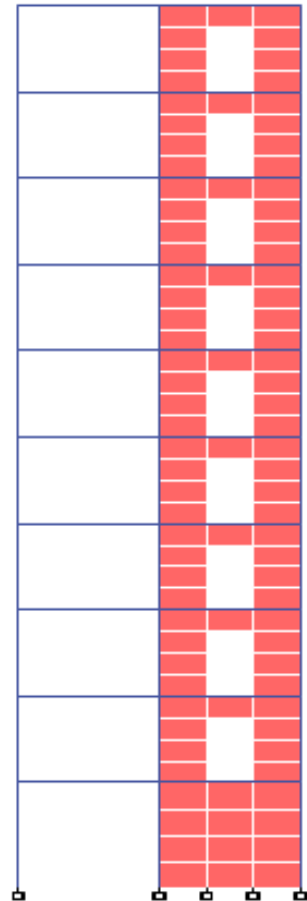


Figure III.6 : Voile 1et 1'

Les dimensions des poteaux comme suit :

Tableau III.8: dimensions des poteaux carrés et circulaire

<i>Etage</i>	<i>Poteaux carré</i>	<i>Poteaux circulaire</i>
<i>9^{ème}</i>	30x30	40
<i>8^{ème}</i>	30x30	40
<i>7^{ème}</i>	35x35	45
<i>6^{ème}</i>	35x35	45
<i>5^{ème}</i>	40x40	50
<i>4^{ème}</i>	40x40	50
<i>3^{ème}</i>	45x45	55
<i>2^{ème}</i>	45x45	55
<i>1^{er}</i>	50x50	60
RDC	50x50	60

III.5.2.1 Caractéristiques dynamique propres du modèle :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 0,936\text{sec}$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8 -ème mode.

Tableau III.9 : période et facteurs de participation massique du model

<i>Mode</i>	<i>Période</i>	<i>UX</i>	<i>UY</i>	<i>SumUX</i>	<i>SumUY</i>	<i>RX</i>	<i>RY</i>	<i>RZ</i>
1	0,936	0	0,6735	0	0,6735	0,3533	0	0
2	0,706	0,6611	0	0,6611	0,6735	0	0,3478	0,0113
3	0,664	0,0104	0	0,6715	0,6735	0	0,007	0,6387
4	0,232	0	0,1822	0,6715	0,8557	0,3028	0	0
5	0,174	0,1829	0	0,8544	0,8557	0	0,3017	0,0192
6	0,149	0,0188	0	0,8732	0,8557	0	0,0264	0,1863
7	0,104	0	0,0686	0,8732	0,9243	0,1411	0	0
8	0,082	0,0572	0	0,9303	0,9243	0	0,1282	0,0091

III.5.2.2. Constatations :

L'analyse dynamique de la structure donne les résultats suivants :

- Une période fondamentale : $T = 0,936\text{ sec}$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8 -ème mode
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèle à y-y.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèle à x-x.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

III.5.2.3. Résultantes des forces sismiques :

On a : $W = 62889,9011 \text{ KN}$

On aura donc :

$$V_x = 0,1242 \times 62889,9011 = 7810,93 \text{ kN} \rightarrow 0,8 \times V_x = 0,8 \times 7689,36 = 6248,74 \text{ kN}$$

$$V_y = 0,1098 \times 62889,9011 = 6905,31 \text{ kN} \rightarrow 0,8 \times V_y = 0,8 \times 6797,84 = 5524,25 \text{ kN}$$

Les résultantes des forces horizontales à la base de la structure sous sollicitations sismiques :

$$F_1 = V_{tx} = 5874,2723 \text{ kN} < 0,8 \times V_x = 6248,74 \text{ kN} \rightarrow r_x = 1,06$$

$$F_2 = V_{ty} = 5013,1883 \text{ kN} < 0,8 \times V_y = 5524,25 \text{ kN} \rightarrow r_y = 1,10$$

III.5.2.4 Vérification des déplacements inter étage :

Tableau III.10: Vérifications des déplacements inter-étages du modèle

	δ_{eK}^X (cm)	δ_{eK}^Y (cm)	δ_K^X (cm)	δ_K^Y (cm)	Δ_K^X (cm)	Δ_K^Y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Observation	
								X-X	Y-Y
RDC	0,09	0,12	0,47	0,59	0,49	0,65	3,74	Vérifié	Vérifié
1	0,25	0,34	1,26	1,70	0,84	1,22	3,06	Vérifié	Vérifié
2	0,46	0,64	2,30	3,21	1,11	1,66	3,06	Vérifié	Vérifié
3	0,71	1,00	3,53	5,00	1,31	1,97	3,06	Vérifié	Vérifié
4	0,98	1,40	4,92	7,00	1,47	2,20	3,06	Vérifié	Vérifié
5	1,28	1,82	6,39	9,12	1,56	2,33	3,06	Vérifié	Vérifié
6	1,59	2,26	7,93	11,30	1,63	2,40	3,06	Vérifié	Vérifié
7	1,89	2,69	9,47	13,46	1,63	2,38	3,06	Vérifié	Vérifié
8	2,20	3,12	11,00	15,59	1,62	2,34	3,06	Vérifié	Vérifié
9	2,50	3,53	12,48	17,64	1,57	2,26	3,06	Vérifié	Vérifié

III.5.2.5. Vérification spécifique aux sollicitations normales :

D'après l'article [7.4.3.1], Afin d'éviter la rupture sous sollicitations dues au séisme, l'RPA exige que l'effort normal de compression sous combinaison sismique soit limité comme suit :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

- Avec :
- ✓ N_d : L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton sous sollicitation Sismique (G+Q+E).
 - ✓ B_c : L'aire (section brute) de cette dernière
 - ✓ f_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours (25 MPa).

III.5.2.5.1. Poteaux carrés :

Tableau III.11 : vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux carrés

Niveau	N_d (KN)	B_c (cm ²)	ν	Observation
RDC	1691,058	50×50	0,271	<i>vérifiée</i>
N1	1507,1317	50×50	0,241	<i>vérifiée</i>
N2	1329,1808	45 × 45	0,263	<i>vérifiée</i>
N3	1154,9888	45 × 45	0,228	<i>vérifiée</i>
N4	981,8804	40 × 40	0,245	<i>vérifiée</i>
N5	813,5111	40× 40	0,203	<i>vérifiée</i>
N6	646,7854	35 × 35	0,211	<i>vérifiée</i>
N7	484,7529	35 × 35	0,158	<i>vérifiée</i>
N8	324,2832	30× 30	0,106	<i>vérifiée</i>
N9	168,4235	30× 30	0,055	<i>vérifiée</i>

III.5.2.5.2. Poteaux circulaires :

Tableau III.12: vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux circulaires

Niveau	N_d (KN)	D (cm)	ν	Observation
RDC	2114,9206	60	0,299	<i>vérifiée</i>
N1	1870,0648	60	0,265	<i>vérifiée</i>
N2	1640,1969	55	0,276	<i>vérifiée</i>
N3	1407,7124	55	0,237	<i>vérifiée</i>
N4	1174,495	50	0,295	<i>vérifiée</i>
N5	945,6114	50	0,238	<i>vérifiée</i>
N6	719,9468	45	0,229	<i>vérifiée</i>
N7	502,2712	45	0,160	<i>vérifiée</i>
N8	318,097	40	0,132	<i>vérifiée</i>
N9	156,2841	40	0,065	<i>vérifiée</i>

III.5.2.6. Justification du choix du coefficient de comportement :

Dans le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles (système 4.a) ainsi définie par l'**RPA99 v2003**, Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales, et ils reprennent conjointement avec les portiques les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

III.5.2.6.1. Justification des voiles sous charges verticales :**Tableau III.13:** justification des voiles sous charge vertical

	P_{TOT}	P_{VOILE}	Le rapport	Pourcentage
EFFORT	68844,556	16954,0966	0.2462	24.62

III.5.2.7 Constatation :

Les déplacements latéraux inter étage et l'effort normal réduit sont vérifiées. Les voiles reprennent plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales alors la justification du choix de coefficient de comportement n'est pas vérifié

Pour cela on peut soit :

- diminuer l'épaisseurs des voiles.
- diminuer la longueur ou le nombre des voiles dans la structure.

III.5.2.8 Remarque :

La diminution du nombre des voiles risque de changer le comportement de la structure, alors nous possédons à la diminution des épaisseurs des voiles en gardant la même disposition.

III.5.3. Model 3 :

Pour ce model nous avons étudié l'effet de trois (03) épaisseurs différentes, 20 cm, 18 cm et 15 cm

III.5.3.1 Caractéristiques dynamique propres du modèle :

Tableau III.14 : période et facteurs de participation massique du model (e=20cm)

<i>Epaisseur 20 cm</i>								
<i>Mode</i>	<i>Période</i>	<i>UX</i>	<i>UY</i>	<i>SumUX</i>	<i>SumUY</i>	<i>RX</i>	<i>RY</i>	<i>RZ</i>
1	0,936	0	0,6735	0	0,6735	0,3533	0	0
2	0,706	0,6611	0	0,6611	0,6735	0	0,3478	0,0113
3	0,664	0,0104	0	0,6715	0,6735	0	0,007	0,6387
4	0,232	0	0,1822	0,6715	0,8557	0,3028	0	0
5	0,174	0,1829	0	0,8544	0,8557	0	0,3017	0,0192
6	0,149	0,0188	0	0,8732	0,8557	0	0,0264	0,1863
7	0,104	0	0,0686	0,8732	0,9243	0,1411	0	0
8	0,082	0,0572	0	0,9303	0,9243	0	0,1282	0,0091

Tableau III.15 : période et facteurs de participation massique du model (e=18cm)

<i>Epaisseur de voile 18cm</i>								
<i>Mode</i>	<i>Période</i>	<i>UX</i>	<i>UY</i>	<i>SumUX</i>	<i>SumUY</i>	<i>RX</i>	<i>RY</i>	<i>RZ</i>
1	0,946	0	0,6749	0	0,6749	0,3512	0	0
2	0,719	0,6617	0	0,6617	0,6749	0	0,3448	0,0124
3	0,674	0,0114	0	0,6731	0,6749	0	0,0076	0,6384
4	0,238	0	0,1814	0,6731	0,8563	0,3054	0	0
5	0,179	0,1819	0	0,855	0,8563	0	0,3044	0,0192
6	0,153	0,0189	0	0,8739	0,8563	0	0,0268	0,186
7	0,107	0	0,0686	0,8739	0,9248	0,1414	0	0
8	0,085	0,0569	0	0,9308	0,9248	0	0,128	0,009

Tableau III.16 : période et facteurs de participation massique du model (e=15cm)

<i>Epaisseur de voile 15cm</i>								
<i>Mode</i>	<i>Période</i>	<i>UX</i>	<i>UY</i>	<i>SumUX</i>	<i>SumUY</i>	<i>RX</i>	<i>RY</i>	<i>RZ</i>
1	0,964	0	0,6775	0	0,6775	0,3474	0	0
2	0,741	0,6631	0	0,6631	0,6775	0	0,3395	0,0143
3	0,69	0,0131	0	0,6761	0,6775	0	0,0087	0,6383
4	0,247	0	0,18	0,6761	0,8574	0,3103	0	0
5	0,189	0,18	0	0,8561	0,8574	0	0,3094	0,0193
6	0,16	0,0193	0	0,8754	0,8574	0	0,0277	0,1853
7	0,112	0	0,0684	0,8754	0,9259	0,1418	0	0
8	0,09	0,0563	0	0,9317	0,9259	0	0,1275	0,0088

III.5.3.2 Remarque :

Le changement de l'épaisseur a une faible influence sur les caractéristiques dynamique propre du model.

III.5.3.3 Résultantes des forces sismiques et pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales :

Tableau III.17 : Résultantes des forces sismiques et pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales :

<i>Model</i>	<i>Epaisseur 20cm</i>	<i>Epaisseur 18cm</i>	<i>Epaisseur 15cm</i>
<i>W (KN)</i>	62889,90	62301,8782	61419,84
<i>0,8×Vx (KN)</i>	6248,74	6190,31	6102,68
<i>0,8×Vy (KN)</i>	5524,25	5472,6	5395,12
<i>F1 =Vtx(KN)</i>	5874,272	5776,3275	5585,352
<i>F2 =Vty(KN)</i>	5013,188	4948,1366	4821,5614
<i>r_x</i>	1.06	1.07	1.09
<i>r_y</i>	1.1	1.11	1.12
<i>P_{tot} (KN)</i>	68844,556	68256,5431	67374,5088
<i>P_{voile} (KN)</i>	16954,0966	15950,0236	14327,1676
<i>P_{voile}/P_{tot}(%)</i>	24.62	23.36	21.26

III.5.3.4 Constatation :

Les voiles reprennent plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales alors la justification du choix de coefficient de comportement n'est pas vérifiée.

Alors nous devons diminuer les longueurs des voiles.

III.5.4 L'effet de longueur :**III.5.4.1 Caractéristiques dynamique propres des modèles :****Tableau III.18 :** période et facteurs de participation massique du model 2

<i>Voiles (2/2') et (5/5' et (3/3') L=longueur de travée</i>								
<i>Mode</i>	<i>Période</i>	<i>UX</i>	<i>UY</i>	<i>SumUX</i>	<i>SumUY</i>	<i>RX</i>	<i>RY</i>	<i>RZ</i>
1	0,936	0	0,6735	0	0,6735	0,3533	0	0
2	0,706	0,6611	0	0,6611	0,6735	0	0,3478	0,0113
3	0,664	0,0104	0	0,6715	0,6735	0	0,007	0,6387
4	0,232	0	0,1822	0,6715	0,8557	0,3028	0	0
5	0,174	0,1829	0	0,8544	0,8557	0	0,3017	0,0192
6	0,149	0,0188	0	0,8732	0,8557	0	0,0264	0,1863
7	0,104	0	0,0686	0,8732	0,9243	0,1411	0	0
8	0,082	0,0572	0	0,9303	0,9243	0	0,1282	0,0091

Tableau III.19 : période et facteurs de participation massique du model 3

<i>Voiles (2/2') (5/5') longueur 2.5 m et (3/3') longueur 3.43 m</i>								
<i>Mode</i>	<i>Période</i>	<i>UX</i>	<i>UY</i>	<i>SumUX</i>	<i>SumUY</i>	<i>RX</i>	<i>RY</i>	<i>RZ</i>
1	0,955	0	0,6794	0	0,6794	0,3465	0	0
2	0,858	0,6581	0	0,6581	0,6794	0	0,3357	0,0203
3	0,756	0,0224	0	0,6805	0,6794	0	0,0096	0,6323
4	0,247	0	0,1784	0,6805	0,8578	0,3126	0	0
5	0,219	0,1846	0	0,8651	0,8578	0	0,3246	0,0002
6	0,177	0,0003	0	0,8654	0,8578	0	0,0008	0,1969
7	0,114	0	0,0641	0,8654	0,9219	0,1324	0	0
8	0,1	0,0654	0	0,9308	0,9219	0	0,1403	0,0003

Tableau III.20 : période et facteurs de participation massique du model 4

<i>Voiles (2/2') (5/5') longueur 2 m et (3/3') longueur 3.43 m</i>								
<i>Mode</i>	<i>Période</i>	<i>UX</i>	<i>UY</i>	<i>SumUX</i>	<i>SumUY</i>	<i>RX</i>	<i>RY</i>	<i>RZ</i>
1	0,958	0	0,6796	0	0,6796	0,3459	0	0
2	0,923	0,6386	0	0,6386	0,6796	0	0,3255	0,039
3	0,788	0,0425	0	0,681	0,6796	0	0,0189	0,6125
4	0,248	0	0,1788	0,681	0,8584	0,3139	0	0
5	0,237	0,18	0	0,861	0,8584	0	0,3181	0,0017
6	0,185	0,002	0	0,863	0,8584	0	0,0042	0,1945
7	0,115	0	0,0637	0,863	0,9221	0,1319	0	0
8	0,108	0,0662	0	0,9292	0,9221	0	0,1405	9,5E-06

Tableau III.21 : période et facteurs de participation massique du model 5

<i>Voile (2/2') L= 2m et (5/5') L= 1.5 m et (3/3')L= 3.43 m</i>								
<i>Mode</i>	<i>Période</i>	<i>UX</i>	<i>UY</i>	<i>SumUX</i>	<i>SumUY</i>	<i>RX</i>	<i>RY</i>	<i>RZ</i>
1	0,959	0	0,679	0	0,6795	0,3458	0	0
2	0,939	0,6704	0	0,6704	0,6795	0	0,3392	0,0099
3	0,806	0,0112	0	0,6816	0,6795	0	0,0045	0,6411
4	0,248	0	0,179	0,6816	0,8586	0,3142	0	0
5	0,244	0,1806	0	0,8622	0,8586	0	0,3215	1,232E-05
6	0,188	3,6E-05	0	0,8622	0,8586	0	0,0002	0,1958
7	0,116	0	0,0637	0,8622	0,9224	0,1321	0	0
8	0,112	0,0654	0	0,9277	0,9224	0	0,1385	0,0002

III.5.4.2 Résultantes des forces sismiques et pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales :

Tableau III.22 : Résultantes des forces sismiques et pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales :

Model	(2/2') (5/5') (3/3') Complet	(2/2')(5/5') L=2.5m (3/3') 3.43 m	(2/2')(5/5') L= 2m (3/3') 3.43 m	(2/2') L= 2m (5/5') L=1.5m (3/3')L= 3.43 m
W (KN)	62889,90	61911,126	61598,42	61442,06
0,8×Vx (KN)	6248,74	6151,49	6120,42	6104,88
0,8×Vy (KN)	5524,25	5438,27	5410,81	5397,07
F1 =Vtx(KN)	5874,272	5166,663	4849,126	4902,064
F2 =Vty(KN)	5013,188	4888,373	4855,8576	4841,1417
rx	1.06	1.19	1.26	1.25
ry	1.1	1.11	1.11	1.11
P _{tot} (KN)	68844,556	67865,7912	67553,0835	67396,7297
P _{voile} (KN)	16954,0966	14496.94	13716.53	13376,17
P _{voile} /P _{tot} (%)	24.62	21.36	20.30	19

III.5.4.3 Remarque :

En diminuant l'épaisseur des voiles, le pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles diminue.

III.5.4.4 Vérification des déplacements inter étage :

Tableau III.23: Vérifications des déplacements inter-étages du modèle

	(2/2')(5/5') (3/3') complet		(2/2')(5/5') longueur 2.5m (3/3') 3.43 m		(2/2')(5/5') longueur 2m (3/3') 3.43 m		(2/2') longueur 2m (5/5') longueur 1.5m (3/3') 3.43 m		$\bar{\Delta}$
	Δ_k^x (cm)	Δ_k^x (cm)	Δ_k^x (cm)	Δ_k^y (cm)	Δ_k^x (cm)	Δ_k^y (cm)	Δ_k^x (cm)	Δ_k^y (cm)	
RDC	0,49	0,65	0,71	0,72	0,82	0,72	0,81	0,72	3,74
1	0,84	1,22	1,25	1,33	1,51	1,39	1,50	1,33	3,06
2	1,11	1,66	1,73	1,78	2,14	1,83	2,06	1,78	3,06
3	1,31	1,97	2,02	2,11	2,46	2,16	2,44	2,11	3,06
4	1,47	2,20	2,32	2,33	2,77	2,44	2,69	2,28	3,06

5	1,56	2,33	2,38	2,44	2,90	2,55	2,81	2,44	3,06
6	1,63	2,40	2,44	2,50	2,96	2,55	2,94	2,50	3,06
7	1,63	2,38	2,48	2,44	3,02	2,61	2,81	2,50	3,06
8	1,62	2,34	2,40	2,44	2,90	2,55	2,88	2,44	3,06
9	1,57	2,26	2,32	2,33	2,77	2,44	2,69	2,33	3,06

III.5.4.5 Vérification spécifique aux sollicitations normales :

Tableau III.24 : vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux carrés

	Section	(2/2')(5./5') (3/3')complet		(2/2')(5./5') longueur 2.5m (3/3') 3.43 m		(2/2')(5./5') longueur 2m (3/3') 3.43 m		(2/2') L=2m (5./5') L=1.5m (3/3')L= 3.43 m	
		Na(KN)	ν	Na(KN)	ν	Na(KN)	ν	Na(KN)	ν
RDC	50×50	1691,058	0,27	2066,47	0,331	1850,03	0,296	1831,84	0,293
1	50×50	1507,131	0,24	1850,97	0,296	1665,06	0,266	1647,66	0,264
2	45 × 45	1329,180	0,26	1603,36	0,317	1461,65	0,289	1445,51	0,286
3	45 × 45	1154,988	0,23	1345,36	0,266	1249,28	0,247	1234,94	0,244
4	40 × 40	981,8804	0,24	1084,71	0,271	1031,71	0,258	1019,51	0,255
5	40× 40	813,5111	0,20	840,90	0,210	824,14	0,206	824,77	0,206
6	35 × 35	646,7854	0,21	654,96	0,214	656,24	0,214	656,69	0,214
7	35 × 35	484,7529	0,16	491,73	0,161	492,692	0,161	492,99	0,161
8	30× 30	324,2832	0,11	329,66	0,108	330,30	0,108	330,46	0,108
9	30× 30	168,4235	0,05	171,46	0,056	171,80	0,056	171,87	0,056

Tableau III.25 : vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux circulaires

	D	(2/2')(5./5') longueur 2.5m (3/3') 3.43 m		(2/2')(5./5') longueur 2.5m (3/3') 3.43 m		(2/2')(5./5') longueur 2m (3/3') 3.43 m		(2/2') L= 2m (5./5')L= 1.5m (3/3')L= 3.43 m	
		Na(KN)	ν	Na(KN)	ν	Na(KN)	ν	Na(KN)	ν
RDC	60	2114,920	0,299	2180,16	0,31	2199,25	0,311	2227,12	0,315
1	60	1870,065	0,265	1927,37	0,273	1943,90	0,275	1968,43	0,278
2	55	1640,197	0,276	1686,54	0,284	1699,71	0,286	1719,77	0,290
3	55	1407,71	0,237	1443,19	0,243	1453,03	0,245	1468,49	0,247
4	50	1174,49	0,295	1200,24	0,30	1207,12	0,304	1218,30	0,306
5	50	945,611	0,238	963,16	0,242	967,59	0,243	975,03	0,245
6	45	719,947	0,229	730,87	0,233	733,43	0,233	737,84	0,235
7	45	502,27	0,160	508,21	0,162	517,33	0,165	520,93	0,166
8	40	318,097	0,132	325,55	0,135	330,81	0,138	332,38	0,138
9	40	156,284	0,065	157,13	0,065	158,33	0,066	158,58	0,066

III.5.4.6 Constatation :

Les voiles reprennent moins de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales alors la justification du choix de coefficient de comportement vérifié.

Les poutres attachées aux bouts de voiles doivent être renforcées par des linteaux dans le but de diminuer les moments qui sont très élevés.

III.5.5 L'effet de l'ajout des Linteaux :

Après l'ajout des linteaux au dernier model on a remarqué que notre structure a devenue plus rigide, et les déplacements sont largement inférieures aux déplacements admissibles, ce qui pose un problème d'économie, et pour cela nous avons choisi un model plus économique, dont les déplacements sont assez proches des déplacements admissibles.

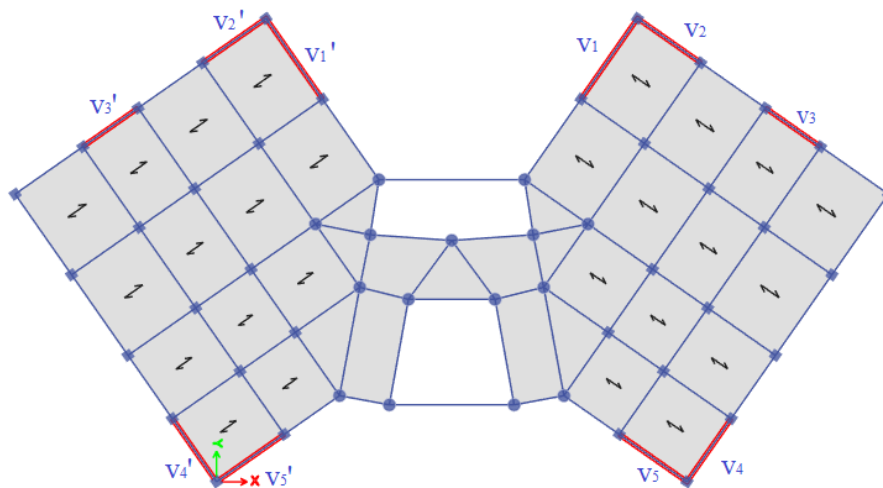
III.5.6 Modèle finale :

Figure III.7 : vue en plan de RDC du modèle final

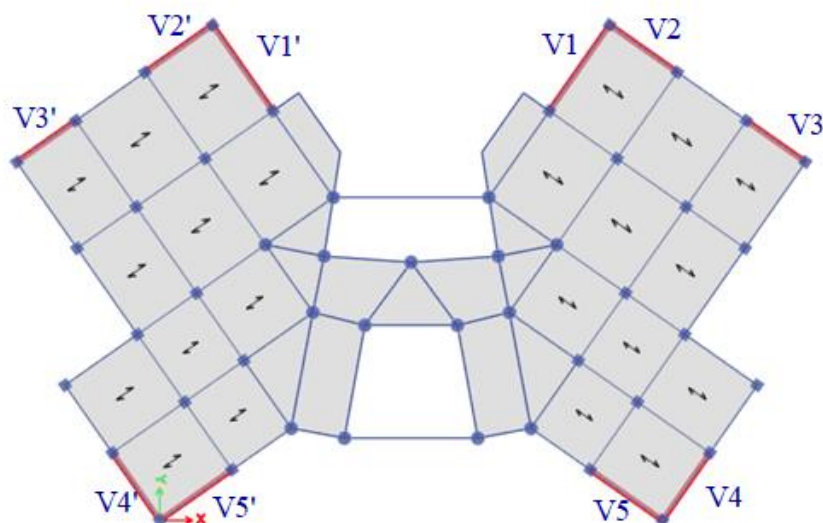


Figure III.8 : vue en plan 1^{er} étage du modèle final

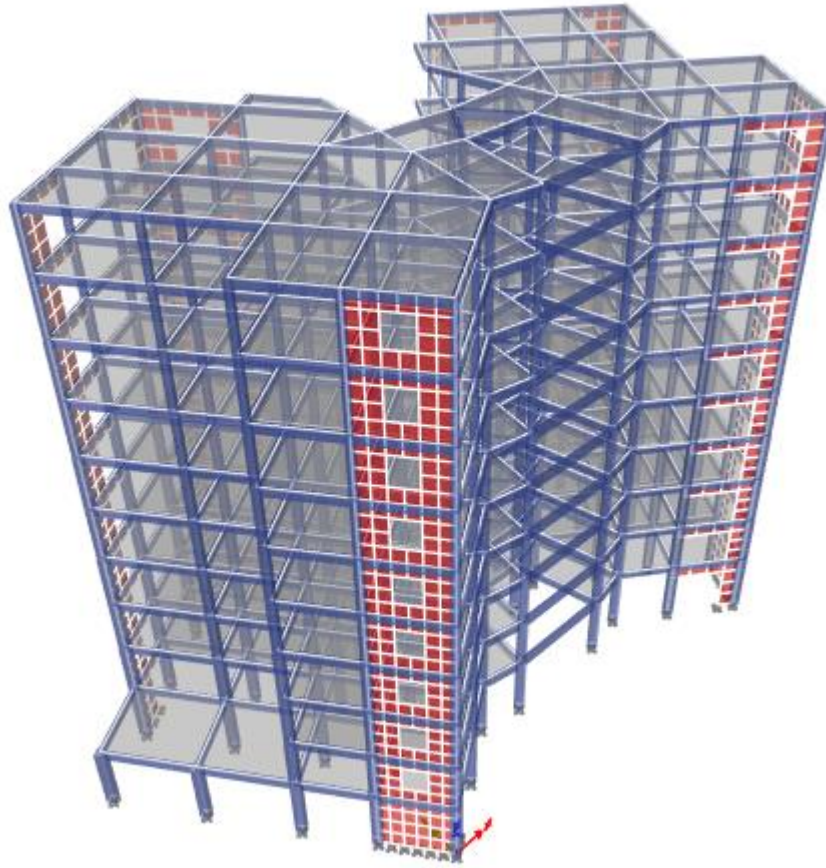


Figure III.9 : vue en 3D de la structure

La structure comporte 4 voiles avec ouvertures (1/1' et 4/4') et 6 bouts de voiles avec linteaux (2/2' et 3/3' et 5/5') dont les dimensions sont comme suit

Tableau III.26: longueur et épaisseurs des voiles

<i>Type de voile</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Longueur (m)</i>
<i>Voile 1 et 1'</i>	<i>20</i>	<i>5</i>
<i>Voile 2 et 2'</i>	<i>20</i>	<i>1</i>
<i>Voile 3 et 3'</i>	<i>20</i>	<i>1.715</i>
<i>Voile 4 et 4'</i>	<i>20</i>	<i>3.92</i>
<i>Voile 5 et 5'</i>	<i>20</i>	<i>1</i>

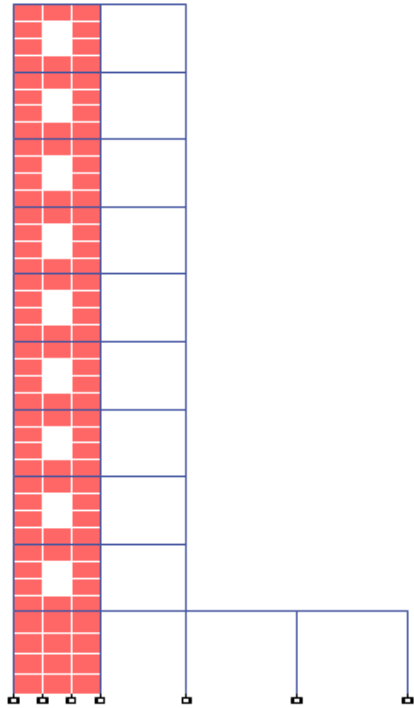


Figure III.10 : Voile 4et 4'

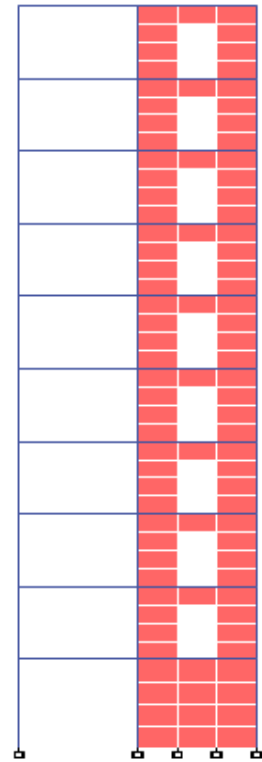


Figure III.11 : Voile 1et 1'

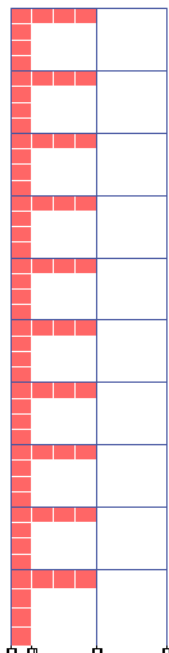
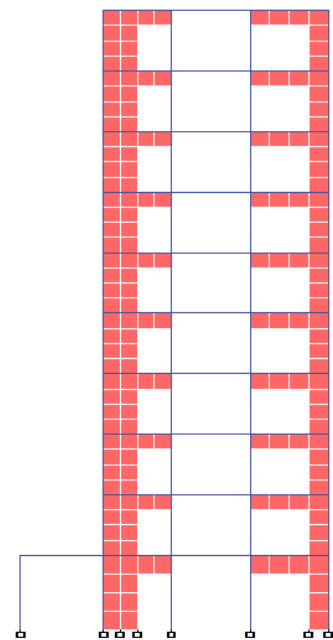


Figure III.12 : Voile 5et 5'



(3/3') (2/2')

Figure III.13 : Voile 2/2' et 3/3'

Les dimensions des poteaux comme suit :

Tableau III.27: dimensions des poteaux carrés et circulaire

<i>Etage</i>	<i>Poteaux carré</i>	<i>Poteaux circulaire</i>
9^{ème}	30x30	40
8^{ème}	30x30	40
7^{ème}	35x35	45
6^{ème}	35x35	45
5^{ème}	40x40	50
4^{ème}	40x40	50
3^{ème}	45x45	55
2^{ème}	45x45	55
1^{er}	50x50	60
RDC	50x50	60

III.5.6.1 Caractéristiques dynamique propres du modèle :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 0,965$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8 -ème mode.

Tableau III.28 : période et facteurs de participation massique du model final

<i>Mode</i>	<i>Période</i>	<i>UX</i>	<i>UY</i>	<i>SumUX</i>	<i>SumUY</i>	<i>RX</i>	<i>RY</i>	<i>RZ</i>
1	0,965	0	0,6812	0	0,6812	0,3426	0	0
2	0,89	0,6557	0	0,6557	0,6812	0	0,3084	0,0408
3	0,783	0,0403	0	0,696	0,6812	0	0,0196	0,6207
4	0,257	0,1633	0	0,8593	0,6812	0	0,3292	0,0129
5	0,254	0	0,179	0,8593	0,8602	0,319	0	0
6	0,198	0,013	0	0,8723	0,8602	0	0,0222	0,1799
7	0,129	0,0556	0	0,9279	0,8602	0	0,1213	0,0053
8	0,121	0	0,0626	0,9279	0,9228	0,1308	0	0

III.5.6.2 Constatations :

L'analyse dynamique de la structure donne les résultats suivants :

- Une période fondamentale : $T = 0,965$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8 -ème mode
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèle à y-y.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèle à x-x.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

III.5.6.3. Résultantes des forces sismiques :

D'après « *RPA99 V2003 article 4.3.6* », 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 $0.8 V/V_t$.

On a : $W = 61050,0076 \text{ kN}$

On aura donc :

$$V_x = 0,1242 \times 61050,0076 = 7582,41 \text{ kN} \rightarrow 0,8 \times V_x = 0,8 \times 7582,41 = 6065,93 \text{ kN}$$

$$V_y = 0,1098 \times 61050,0076 = 6703,29 \text{ kN} \rightarrow 0,8 \times V_y = 0,8 \times 6703,29 = 5362,63 \text{ kN}$$

Les résultantes des forces horizontales à la base de la structure sous sollicitations sismiques

$$\begin{cases} F1 = V_{tx} = 4982,253 \text{ kN} \\ F2 = V_{ty} = 4796,658 \text{ kN} \end{cases}$$

$$V_{tx} = 4982,253 \text{ kN} < 0,8 \times V_x = 6065,93 \text{ kN} \rightarrow r_x = 1.22$$

$$V_{ty} = 4796,658 \text{ kN} < 0,8 \times V_y = 5362,63 \text{ kN} \rightarrow r_y = 1.12$$

$$\frac{0.8V_x}{V_{tx}} = r_x = 1.22$$

$$\frac{0.8V_y}{V_{ty}} = r_y = 1.12$$

III.5.6.4. Vérification des déplacements inter étage :

L'une des principales vérifications concerne les déplacements latéraux entre étages, Par conséquent, l'inégalité ci-dessous doit être vérifiée (**l'article 5.10 [2]**)

Tableau III.29 : Vérifications des déplacements inter-étages du modèle final

	δ_{eK}^X	δ_{eK}^Y	δ_K^X	δ_K^Y	Δ_K^X	Δ_K^Y	$\bar{\Delta}(cm)$	Observation	
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)		X-X	Y-Y
RDC	0,17	0,14	0,85	0,70	1,04	0,78	3,74	Vérifié	Vérifié
1	0,43	0,39	2,15	1,95	1,59	1,40	3,06	Vérifié	Vérifié
2	0,76	0,73	3,80	3,65	2,01	1,90	3,06	Vérifié	Vérifié
3	1,13	1,12	5,65	5,60	2,26	2,18	3,06	Vérifié	Vérifié
4	1,54	1,55	7,70	7,75	2,50	2,41	3,06	Vérifié	Vérifié
5	1,96	2,00	9,80	10,00	2,56	2,52	3,06	Vérifié	Vérifié
6	2,40	2,46	12,00	12,30	2,68	2,58	3,06	Vérifié	Vérifié
7	2,81	2,92	14,05	14,60	2,50	2,58	3,06	Vérifié	Vérifié
8	3,21	3,37	16,05	16,85	2,44	2,52	3,06	Vérifié	Vérifié
9	3,58	3,79	17,90	18,95	2,26	2,35	3,06	Vérifié	Vérifié

III.5.6.5. Vérification spécifique aux sollicitations normales :

D'après l'article [7.4.3.1], Afin d'éviter la rupture sous sollicitations dues au séisme, l'RPA exigent que l'effort normal de compression sous combinaison sismique soit limité comme suit :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

- ✓ **N_d** : L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton sous sollicitation Sismique (G+Q+E).
- ✓ **B_c** : L'aire (section brute) de cette dernière
- ✓ **f_{c28}** : La résistance caractéristique du béton à 28 jours (25 MPa).

III.5.6.5.1. Poteaux carrés :**Tableau III.30 :** vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux carrés

Niveau	N_d (KN)	B_c (cm^2)	ν	Observation
RDC	1694,06	50×50	0,271	vérifiée
N1	1510,46	50×50	0,242	vérifiée
N2	1333,03	45 × 45	0,263	vérifiée
N3	1159,38	45 × 45	0,229	vérifiée
N4	986,80	40 × 40	0,247	vérifiée
N5	818,72	40× 40	0,205	vérifiée
N6	652,06	35 × 35	0,213	vérifiée
N7	489,54	35 × 35	0,160	vérifiée
N8	328,13	30× 30	0,146	vérifiée
N9	170,52	30× 30	0,076	vérifiée

III.5.6.5.2. Poteau circulaire :**Tableau III.31:** vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux circulaires

Niveau	N_d (KN)	D (cm)	ν	Observation
RDC	2121,98	60	0,300	vérifiée
N1	1871,86	60	0,265	vérifiée
N2	1636,31	55	0,275	vérifiée
N3	1400,19	55	0,236	vérifiée
N4	1165,10	50	0,237	vérifiée
N5	935,88	50	0,191	vérifiée
N6	710,94	45	0,179	vérifiée
N7	494,84	45	0,124	vérifiée
N8	316,08	40	0,101	vérifiée
N9	154,76	40	0,049	vérifiée

III.5.6.6. Justification du choix du coefficient de comportement :

Dans le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles (système 4.a) ainsi définie par l'**RPA99 v2003**, Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales, et ils reprennent conjointement avec les portiques les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

III.5.6.6.1 Justification des voiles sous charge verticale :**Tableau III.32:** justification des voiles sous charge vertical

	P_{TOT}	P_{VOILE}	Le rapport	Pourcentage
EFFORT	67004,6725	12553,887	0.1873	18.73

Les voiles de contreventement reprennent moins de 20% de sollicitation dus aux charges verticales

III.5.6.6.2 Pourcentage des efforts tranchants dus aux charges horizontales repris par les Portique :**Tableau III.33 :** vérification des pourcentages des efforts tranchants repris par les Portique

Étage	$V_x tot$ (KN)	$V_x portique$ (KN)	% V_x portique	$V_y tot$ (KN)	$V_y portique$ (KN)	% V_y portique
9eme	961,7	743,43	77,30	978,96	960,92	98,16
8eme	1858,18	741,23	39,89	1846,32	860,63	46,61
7eme	2535,71	1175,55	46,36	2469,28	1303,73	52,80
6eme	3089,2	1149,36	37,21	2976,31	1222,13	41,06
5eme	3577,85	1659,46	46,38	3433,22	1602,01	46,66
4eme	3987,31	1553,52	38,96	3818,89	1420,96	37,21
3eme	4336,82	1864,79	43,00	4153,84	1654,54	39,83
2eme	4637,5	1917,21	41,34	4453,11	1544,23	34,68
1er	4860,51	2084,65	42,89	4681,27	1669,57	35,66
RDC	4982,25	1560,38	31,32	4796,66	1204,37	25,11

L'effort tranchants repris par les portiques est supérieurs à 25% dans tous les niveaux dans les deux sens.

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux.

IV.1. Introduction :

Le ferrailage des éléments principaux sera fait conformément aux « **BAEL 91 modif 99** » et « **RPA 99 modif 2003** ».

Les éléments principaux calculés dans ce chapitre sont :

- Poteaux.
- Poutres.
- Voiles.

IV.2. Ferrailage des poteaux :

IV.2.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux assurant la continuité et la transmission des charges des planchers/poutres jusqu'aux fondations.

Les poteaux sont soumis à une flexion composée due à un effort normal « **N** » (chargements verticaux), qui génère un moment à cause de son excentricité, ajouté à cela un moment fléchissant « **M** » dans les deux plans longitudinaux (forces horizontales).

Une section soumise à la flexion composée peut être à la fois soit :

- Section entièrement comprimée (**SEC**).
- Section entièrement tendue (**SET**).
- Section partiellement comprimée (**SPC**).

Les sections d'armatures sont obtenues aux états limites de résistance (E.L.U) sous les sollicitations les plus défavorables selon les situations suivantes :

Tableau IV.1 : Caractéristiques du béton et de l'acier

<i>Situation</i>	<i>Béton</i>			<i>Acier</i>		
	γ_b	$f_{c28}(MPa)$	σ_{bc}	γ_s	$f_e(MPa)$	σ_s
<i>Durable</i>	1.5	25	14.17	1.15	400	348
<i>Accidentelle</i>	1.15		18.48			1

IV.2.2. Combinaisons d'actions :

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

Situation durable [1] :

- ELU $\rightarrow 1.35G+1.5Q$
- ELS $\rightarrow G+Q$

Situation accidentelle [2] :

- Combinaison 1 $\rightarrow G+Q+E$
- Combinaison 2 $\rightarrow 0.8G+E$

Avec : G : Charges permanentes.

Q : Surcharge d'exploitation.

E : Action du séisme.

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant (N_{\max} , M_{corr}).
- Effort normal minimal et le moment correspondant (N_{\min} , M_{corr}).
- Le moment maximum et l'effort normal correspondant (M_{\max} , N_{corr}).

IV.2.3. Recommandations du « BAEL91 modif 99 » :

La section A_s des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$A_s = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} A_s = 4 \times U \text{ (U: périmètre en mètre avec } A_s \text{ en cm}^2 \text{)} \\ 0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\% \end{array} \right.$$

B : Section brute du béton.

IV.2.4. Recommandations des « RPA 99 modif 2003 » :

Pour les poteaux d'une structure en zone sismique III :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (H.A), droites et sans crochet.

- Le pourcentage d'armature dans chaque section :

$$0,9 \leq \frac{A_s}{B} \leq 4\% \quad \text{en Zone courante (Z.C).}$$

$$0,9 \leq \frac{A_s}{B} \leq 6\% \quad \text{en Zone de recouvrement (Z.R).}$$

Avec : A_s : La section d'acier.

B : La section brute du béton.

- Le diamètre minimal est de $\varnothing l = 12 \text{ mm}$.

- Une longueur de recouvrement minimale de $l_R = 50 \times \varnothing l$.

- L'espacement entre barres longitudinales dans une face des poteaux ne doit pas dépasser 20 cm et ne doit pas être inférieur à 5cm.

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales.

- Pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs « h' » à prendre en compte pour chaque barre est définie comme suit :

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

- h_e : La hauteur d'étage.

- b_1 et h_1 : Dimensions du poteau.

IV.2.5. Méthode de calcul :

- On divise les poteaux de notre bâtiment en chaque section afin qu'on puisse vérifier si on aura un gain d'armature ou on généralise le ferraillage si la différence d'armature est petite.
- On fait le calcul pour le poteau le plus sollicité avec la combinaison la plus défavorable et on généralise le ferraillage pour les sections similaires seulement si la différence d'armature n'est pas trop élevée.
- Le calcul du ferraillage est obtenu par le logiciel **SOCOTEC**.

 **Poteaux carrés :**

✓ **Situation durable : 1.35 G×1.5 Q :**

Tableau IV.2 : Ferraillages des poteaux carré situations durable

Combi naison	étage	RDC/1 ^{er}	2 ^{ème} /3 ^{ème}	4 ^{ème} / 5 ^{ème}	6 ^{ème} /7 ^{ème}	8 ^{ème} /9 ^{ème}
	Section (cm ²)	50x50	45x45	40x40	35x35	30x30
ELU	N^{max}	-2212,48	-1729,12	-1275,58	-848,49	-430,13
	M_2^{CORR}	-0,24	-4,53	3,49	4,28	4,41
	As'	0	0	0	0	0
	As	0	0	0	0	0
	N^{max}	-2212,48	-1729,12	-1275,58	-848,49	-430,13
	M_3^{CORR}	-0,23	1,21	3,66	4,58	4,48
	As'	0	0	0	0	0
	As	0	0	0	0	0
	N^{min}	-123,0413	-721,3687	-493,4958	-275,0997	-66,8067
	M_2^{CORR}	19,7893	12,7697	14,4056	15,2554	14,4863
	As'	0	0	0	0	0
	As	0	0	0	0	0.62
	N^{min}	-123,0413	-721,3687	-493,4958	-275,0997	-66,8067
	M_3^{CORR}	-56,0535	-15,4418	-13,4063	-11,0089	-8,602
	As'	1.77	0	0	0	0
	As	0	0	0	0	0
	M_2^{MAX}	19,79	14,76	16,83	17,83	17,18
	N^{corre}	-123,04	-739,91	-508,14	-286,31	-75,0389
	As'	0	0	0	0	0
	As	0	0	0	0	0.83
	M_3^{MAX}	-56,05	21,07	-18,07	-17,14	-15,41
	N^{corre}	-123,04	-858,36	-976,11	-584,75	-200,12
	As'	1.77	0	0	0	0
	As	0	0	0	0	0

✓ Situation accidentelle : $0,8G \pm E$:

Tableau IV.3 : Ferraillages des poteaux carré situations accidentelle ($0.8G \pm E$)

Combi naison	étage	RDC/1 ^{er}	2 ^{ème} /3 ^{ème}	4 ^{ème} / 5 ^{ème}	6 ^{ème} /7 ^{ème}	8 ^{ème} /9 ^{ème}
	Section (cm ²)	50x50	45x45	40x40	35x35	30x30
0.8G+E	N^{max}	-1171,532	-926,0229	-688,4677	-457,67	-234,4071
	M_2^{CORR}	-63,6961	-45,3896	-43,8233	-39,7337	-30,6335
	As'	0	0	0	0	0.07
	As	0	0	0	0	0
	N^{max}	-1171,532	-926,0229	-688,4677	-457,6724	-234,4071
	M_3^{CORR}	-48,7107	-41,9972	-40,08	-34,405	-24,993
	As'	0	0	0	0	0
	As	0	0	0	0	0
	N^{min}	-51,8626	-107,3969	-71,3013	-41,5303	-5,6462
	M_2^{CORR}	28,0477	5,6067	9,1917	8,7753	8,9766
	As'	0	0	0	0	0
	As	0.86	0	0	0.14	0.83
	N^{min}	-51,8626	-107,3969	-71,3013	-41,5303	-5,6462
	M_3^{CORR}	-19,6585	-24,8016	32,5288	32,0708	32,1787
	As'	0.39	0.09	0	0	0
	As	0	0	1.38	2.18	3.31
	M_2^{MAX}	87,595	60,7242	59,7645	51,0812	37,9596
	N^{corre}	-97,2115	-528,7701	-379,3132	-232,5905	-85,1602
	As'	0	0	0	0	0
	As	3.7	0	0	1.42	2.89
	M_3^{MAX}	70,6964	-68,3452	-66,2388	-54,4586	-42,8988
N^{corre}	-68,8078	-662,9666	-466,5606	-277,6803	-10,5227	
As'	0	0	0	1.19	4.46	
As	3.09	0	0	0	0	

✓ Situation accidentelle : G+Q+E

Tableau IV.4 : Ferraillages des poteaux carré situations accidentelle (G+Q+E)

Combi naison	Étage	RDC/1 ^{er}	2 ^{ème} /3 ^{ème}	4 ^{ème} / 5 ^{ème}	6 ^{ème} /7 ^{ème}	8 ^{ème} /9 ^{ème}
	Section (cm ²)	50x50	45x45	40x40	35x35	30x30
G+Q+E	N^{max}	-1704,624	-1342,481	-994,2983	-657,1694	-330,6709
	M_2^{CORR}	-63,7863	-46,5298	-45,5838	-41,9785	-32,9469
	As'	0	0	0	0	0
	As	0	0	0	0	0
	N^{max}	-1704,624	-1342,481	-994,2983	-657,1694	-330,6709
	M_3^{CORR}	-48,7516	-41,6397	-39,5145	-33,7637	-24,4679
	As'	0	0	0	0	0
	As	0	0	0	0	0
	N^{min}	-76,0837	-249,6886	-169,9292	-97,9397	-21,5482
	M_2^{CORR}	31,0979	3,348	6,535	5,8672	5,4975
	As'	0	0	0	0	0
	As	0.7	0	0	0	0.24
	N^{min}	-76,0837	-249,6886	-169,9292	-97,9397	-21,5482
	M_3^{CORR}	31,7612	21,3707	29,5107	29,551	30,0247
	As'	0	0	0	0	0
	As	0.74	0	0	1.17	2.85
	M_2^{MAX}	89,3496	62,5311	61,2999	52,3195	41,1062
	N^{corre}	-125,6688	-807,0299	-575,2975	-347,9463	-150,2538
	As'	0	0	0	0	0
	As	4.43	0	0	0.11	2.42
	M_3^{MAX}	-77,3791	-70,6706	-68,8833	-57,0494	-43,2672
	N^{corre}	-97,265	-941,2514	-662,5607	-393,0239	-151,7948
	As'	3.1	0	0	0.06	2.67
	As	0	0	0	0	0

✚ Poteau circulaire :

✓ Situation durable : 1.35 G×1.5 Q :

Tableau IV.5 : Ferraillages des poteaux circulaire situations durable

Combi naison	étage	RDC/1 ^{er}	2 ^{ème} /3 ^{ème}	4 ^{ème} / 5 ^{ème}	6 ^{ème} /7 ^{ème}	8 ^{ème} /9 ^{ème}
	Diamètre (cm)	60	55	50	45	40
ELU	N^{max}	-2278,422	-1741,983	-1259,756	-807,6184	-396,6865
	M_2^{CORR}	-18,0392	-35,3665	-35,7352	-28,9558	-16,9042
	As	0	0	0	0	0
	N^{max}	-2278,422	-1741,983	-1259,756	-807,6184	-396,6865
	M_3^{CORR}	-19,9454	-45,2183	-47,1995	-9,669	-16,77
	As	0	0	0	0	0
	N^{min}	-1443,401	-1158,742	-858,7071	-471,9766	-74,4294
	M_2^{CORR}	-3,0431	-1,3933	2,169	33,4056	22,9007
	As	0	0	0	0	1.84
	N^{min}	-1443,401	-1158,742	-858,7071	-471,9766	-74,4294
	M_3^{CORR}	-3,8254	-5,55	0,4604	2,3887	-18,1272
	As	0	0	0	0	0.92
	M_2^{MAX}	58,0071	57,3375	52,9088	45,1812	40,6345
	N^{corre}	-1991,118	-1385,753	-932,405	-486,2901	-162,2358
	As	0	0	0	0	3.02
	M_3^{MAX}	-68,1082	-57,6088	-56,3822	-51,5302	-38,2939
	N^{corre}	-1991,167	-1499,912	-1024,720	-556,5477	-321,8284
	As	0	0	0	0	0

✓ Situation accidentelle : 0,8G+E :

Tableau IV.6 : Ferraillages des poteaux circulaire situations accidentelle (0.8G±E)

Combi naison	étage	RDC/1 ^{er}	2 ^{ème} /3 ^{ème}	4 ^{ème} / 5 ^{ème}	6 ^{ème} /7 ^{ème}	8 ^{ème} /9 ^{ème}
	Diamètre (cm)	60	55	50	45	40
0.8G±E	N^{max}	-1761,074	-1357,645	-957,372	-575,405	-236,772
	M_2^{CORR}	-65,9198	-70,454	-69,1604	-62,4673	-84,0425
	As	0	0	0	0	9.4
	N^{max}	-1761,074	-1357,645	-957,372	-575,405	-236,772
	M_3^{CORR}	-85,368	-110,3375	-109,795	-95,6512	-26,5443
	As	0	0	0	1.01	0
	N^{min}	-355,7855	-336,6573	-246,374	-116,357	-14,1068
	M_2^{CORR}	21,683	47,2929	89,2368	90,2913	49,4629
	As	0	0	5.16	10.53	7.74
	N^{min}	-355,7855	-336,6573	-246,374	-116,357	-14,1068
	M_3^{CORR}	70,5716	75,9407	58,1915	26,8244	30,2424
	As	0	0	0.82	0.52	4.31
	M_2^{MAX}	137,4022	152,687	145,6747	119,4955	94,7918
	N^{corre}	-511,8835	-445,389	-367,256	-380,426	-104,769
	As	1.55	7.18	11.02	9.81	14.72
	M_3^{MAX}	-132,0462	-143,6458	-144,93	-110,0398	-75,3448
	N^{corre}	-1327,322	-901,7183	-717,1853	-324,3769	-76,2019
	As	0	0	3.51	9.22	11.24

✓ Situation accidentelle : $G+Q+E$:

Tableau IV.7 : Ferraillages des poteaux circulaire situations accidentelle ($G+Q\pm E$)

Combi naison	étage	RDC/1 ^{er}	2 ^{ème} /3 ^{ème}	4 ^{ème} / 5 ^{ème}	6 ^{ème} /7 ^{ème}	8 ^{ème} /9 ^{ème}
	Diamètre (cm)	60	55	50	45	40
$G+Q\pm E$	N^{max}	-2194,47	-1692,086	-1200,712	-729,0175	-321,7037
	M_2^{CORR}	-70,131	-79,1854	-78,1447	-71,1352	-50,8775
	As	0	0	0	0	0.36
	N^{max}	-2194,472	-1692,086	-1200,712	-729,0175	-321,7037
	M_3^{CORR}	-88,4037	-117,0405	-116,7224	-102,0867	-37,541
	As	0	0	0	0	0
	N^{min}	-659,7805	-586,1391	-439,7349	-217,3119	-32,1221
	M_2^{CORR}	17,1085	37,5423	94,6528	96,9015	54,9044
	As	0	0	1.29	9.25	8.3
	N^{min}	-659,7805	-586,1391	-439,7349	-217,3119	-32,1221
	M_3^{CORR}	70,5898	100,5979	52,1907	28,4604	27,3587
	As	0	0	0	0	3.35
	M_2^{MAX}	143,1241	158,2513	153,8677	128,456	102,3026
	N^{corre}	-892,0439	-738,355	-912,6743	-483,4638	-136,9398
	As	0	1.48	1.5	9.47	15.66
	M_3^{MAX}	-142,2595	-143,8945	-149,953	-111,6569	-78,1516
	N^{corre}	-1937,097	-1338,301	-913,0094	-506,1172	-84,3536
	As	0	0	0.75	5.64	11.64

IV.2.6 Choix des armatures :

✚ Poteaux carrés :

Tableau IV.8: Choix des armatures des poteaux carrés

Section (cm ²)	AS cal (cm ²)	AS min (cm ²)	AS max (Z.C) (cm ²)	AS max (Z.R) (cm ²)	Choix des armatures	AS adopté (cm ²)
50X50	4.43	22.5	100	150	12T16	24.13
45X45	0.09	18.225	81	121.5	4T16+8T14	20.36
40X40	1.38	14.4	64	96	4T14+8T12	15.21
35X35	2.18	11.025	49	73.5	12T12	13.57
30X30	4.46	8.1	36	54	12T12	13.57

✚ Poteaux circulaires :

Tableau IV.9: Choix des armatures des poteaux circulaires

Diamètre (cm)	AS cal (cm ²)	AS min (cm ²)	AS max (Z.C) (cm ²)	AS max (Z.R) (cm ²)	Choix des armatures	AS adopté (cm ²)
60	1.55	25.44	113.09	169.65	6T20+616	30.91
55	7.18	21.38	95.03	142.55	12T16	24.13
50	11.02	17.67	78.54	117.81	12T14	18.47
45	10.53	14.31	63.62	95.42	12T14	18.47
40	15.66	11.30	50.26	75.40	12T14	18.47

IV.2.6.1 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (Mser, Nser) (annexe, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

- Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc}=0,6f_{c28}=15 \text{ MPa}$$

➤ **État limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est considérée préjudiciable, donc :

Fissuration peu nuisible : Pas de vérification.

- Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right\}$

- Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = 0,8 \times \xi$

Avec : $\eta = 1,6$ pour les aciers H.A.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s = 201.63 \text{ MPa}$

✓ Poteaux carrés :

Tableau IV.10: vérifications des contraintes des poteaux carrés

Section (cm ²)	Sollicitation	N _s (KN)	M _s (KN)	σ _s (MPA)	σ̄ _s (MPA)	σ _{bc} (MPA)	σ̄ _{bc} (MPA)	Véri
50x50	N _{max} →M _{2corr}	-1609,54	-0,17	86	201.63	5.74	15	Vér
	N _{max} →M _{3corr}	-1609,54	-0,167	86	201.63	5.74	15	Vér
	M _{2max} → N _{cor}	-90,28	-14,64	12.3	201.63	0.96	15	Vér
	M _{3max} → N _{cor}	-90,28	-40,99	28.9	201.63	2.66	15	Vér
45x45	N _{max} →M _{2corr}	-1257,93	-3,28	86.4	201.63	5.8	15	Vér
	N _{max} →M _{3corr}	-1257,93	0,87	84.9	201.63	5.67	15	Vér
	M _{2max} → N _{cor}	-543,02	10,88	43.4	201.63	3.03	15	Vér
	M _{3max} → N _{cor}	-630,07	15,39	52.2	201.63	3.67	15	Vér
40x40	N _{max} →M _{2corr}	-928,54	-2,50	81.4	201.63	5.48	15	Vér
	N _{max} →M _{3corr}	-928,54	2,64	81.5	201.63	5.49	15	Vér
	M _{2max} → N _{cor}	-372,76	12,38	42.9	201.63	3.11	15	Vér
	M _{3max} → N _{cor}	-710,7	13,11	72.4	201.63	5.09	15	Vér
35x35	N _{max} →M _{2corr}	-617,95	-3,06	72	201.63	4.91	15	Vér
	N _{max} →M _{3corr}	-617,95	3,31	72.4	201.63	4.94	15	Vér
	M _{2max} → N _{cor}	-209,85	13,11	39.9	201.63	3.11	15	Vér
	M _{3max} → N _{cor}	-426,07	12,44	62.9	201.63	4.62	15	Vér
30x30	N _{max} →M _{2corr}	-313,79	-3,16	51.3	201.63	3.61	15	Vér
	N _{max} →M _{3corr}	-313,79	3,24	51.4	201.63	3.63	15	Vér
	M _{2max} → N _{cor}	-54,73	12,59	34.6	201.63	4.05	15	Vér
	M _{3max} → N _{cor}	-146,48	11,21	42.8	201.63	3.62	15	Vér

✓ Poteaux circulaires :

Tableau IV.11: vérifications des contraintes des poteaux circulaires

Diamètre (cm)	Sollicitation	N_s (KN)	M_s (KN)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérif
60	$N_{\max} \rightarrow M_{2\text{corr}}$	-1674,03	-13,14	80.54	201.63	5.45	15	Vér
	$N_{\max} \rightarrow M_{3\text{corr}}$	-1674,03	-14,76	81,29	201.63	5.51	15	Vér
	$M_{2\text{max}} \rightarrow N_{\text{cor}}$	-1462,62	-42,23	84.64	201.63	5.91	15	Vér
	$M_{3\text{max}} \rightarrow N_{\text{cor}}$	-1462,66	50,42	88.47	201.63	6.21	15	Vér
55	$N_{\max} \rightarrow M_{2\text{corr}}$	-1279,45	-25,70	86.67	201.63	6.02	15	Vér
	$N_{\max} \rightarrow M_{3\text{corr}}$	-1279,45	-33,49	91.57	201.63	6.42	15	Vér
	$M_{2\text{max}} \rightarrow N_{\text{cor}}$	-1015,29	-42,07	82.41	201.63	5.89	15	Vér
	$M_{3\text{max}} \rightarrow N_{\text{cor}}$	-1101,49	42,68	87.54	201.63	6.23	15	Vér
50	$N_{\max} \rightarrow M_{2\text{corr}}$	-925,05	-25,94	83.97	201.63	5.96	15	Vér
	$N_{\max} \rightarrow M_{3\text{corr}}$	-925,05	-34,97	91.51	201.63	6.59	15	Vér
	$M_{2\text{max}} \rightarrow N_{\text{cor}}$	-682,43	-38,86	78.41	201.63	5.77	15	Vér
	$M_{3\text{max}} \rightarrow N_{\text{cor}}$	-752,34	41,78	85.56	201.63	6.29	15	Vér
45	$N_{\max} \rightarrow M_{2\text{corr}}$	-591,07	21,18	70.75	201.63	5.15	15	Vér
	$N_{\max} \rightarrow M_{3\text{corr}}$	-591,07	7,24	55.62	201.63	3.86	15	Vér
	$M_{2\text{max}} \rightarrow N_{\text{cor}}$	-355,78	-33,14	66.71	201.63	5.2	15	Vér
	$M_{3\text{max}} \rightarrow N_{\text{cor}}$	-408,45	38,190	76.79	201.63	5.98	15	Vér
40	$N_{\max} \rightarrow M_{2\text{corr}}$	-289,77	-12,25	46.22	201.63	3.47	15	Vér
	$N_{\max} \rightarrow M_{3\text{corr}}$	-289,77	12,06	45.94	201.63	3.45	15	Vér
	$M_{2\text{max}} \rightarrow N_{\text{cor}}$	-118,88	-29,52	68.87	201.63	6.41	15	Vér
	$M_{3\text{max}} \rightarrow N_{\text{cor}}$	-235,98	28,3782	71.03	201.63	5.95	15	Vér

V.2.7. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{0,1 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec :

- T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.
- b : Largeur de la section du poteau.
- d : Hauteur utile de la section du poteau (h-c).
- τ_u : Contrainte de cisaillement.
- $\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

Selon le « BAEL91 modif 99 » :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \{0,13 \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\} \text{ Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \{0,1 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\} \text{ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

Selon le « RPA99 modif 2003 » :

$$\tau_u = \rho d \times f_c 28$$

$$\rho d = 0,075 \text{ si l'élancement } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho d = 0,040 \text{ si l'élancement } \lambda_g < 5$$

Avec :

- λ : L'élancement du poteau $\lambda = \frac{L_f}{a}$

- L_f : Longueur de flambement.

- a : Coté du poteau dans le sens de calcul

 **Poteaux carrés :**

Tableau IV.12: vérifications de la contrainte de cisaillement pour les poteaux carrés

Niveaux Section (cm ²)	Tu (KN)	τ_u (MPa)	λ_g	ρd	$\overline{\tau_u}^{RPA}$ (MPa)	$\overline{\tau_u}^{CBA}$ (MPa)	Obser
RDC/1 ^{er} (50x50)	37,63	0,167	5,24	0.075	1.875	2.5	Vér
2 ^{ème} /3 ^{ème} (45x45)	45,07	0,247	4,76	0.04	1	2.5	Vér
4 ^{ème} /5 ^{ème} (40x40)	45,81	0,318	5,36	0.075	1.875	2.5	Vér
6 ^{ème} /7 ^{ème} (35x35)	38,54	0,350	6,12	0.075	1.875	2.5	Vér
8 ^{ème} /9 ^{ème} (30x30)	32,43	0,400	7,14	0.075	1.875	2.5	Vér


 **Poteaux circulaires :**

Tableau IV.13: vérifications de la contrainte de cisaillement pour les poteaux circulaires

Niveaux Diamètre (cm)	Tu (KN)	τ_u (MPa)	λ_g	ρd	$\overline{\tau_u}^{RPA}$ (MPa)	$\overline{\tau_u}^{CBA}$ (MPa)	Obser
RDC/1 ^{er} (60)	84,22	0,260	4,36	0.04	1	2.5	Vér
2 ^{ème} /3 ^{ème} (55)	102,63	0,377	3,89	0.04	1	2.5	Vér
4 ^{ème} /5 ^{ème} (50)	105,167	0,467	4,28	0.04	1	2.5	Vér
6 ^{ème} /7 ^{ème} (45)	85,984	0,472	4,76	0.04	1	2.5	Vér
8 ^{ème} /9 ^{ème} (40)	70,53	0,490	5,36	0.075	1.875	2.5	Vér

IV.2.8. Ferraillage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules suivantes Selon le « **BAEL91 modifié 99** » :

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \text{Min}(0.9 D ; 40\text{cm}) \\ \varnothing t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; 10 \varnothing l \right) \\ \frac{A_t f_e}{b s_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4\text{Mpa} \right) \end{array} \right.$$

Avec :

- At : Section d'armatures transversales.
- b : Largeur de la section droite.
- h : Hauteur de la section droite.
- St : Espacement des armatures transversales.
- $\varnothing t$: Diamètre des armatures transversales.
- $\varnothing l$: Diamètre des armatures longitudinales.

Selon le RPA99 version 2003 :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

- At : Section d'armatures transversales.
- St : Espacement des armatures transversales.
- Tu : Effort tranchant à l'ELU.
- fe : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- h: Hauteur totale de la section brute.
- pa : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.
- pa=2,5.....si $\lambda g \geq 5$
- pa=3,75.....si $\lambda g < 5$
- λg : Elancement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$St \leq 10\text{cm}$Zone nodale (zone III).
 $St \leq \text{Min}(b/2; h/2; 10\varnothing l)$Zone courante (zone III).
 $\varnothing l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite:

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda g \leq 3 \\ \text{Inerpolations entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda g < 5 \end{array} \right.$$

λg : L'élancement géométrique du poteau ($\lambda g = \frac{L_f}{a}$)

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e=400\text{MPa}$ (FeE400).

Les tableaux suivants rassemblent les résultats des espacements maximums et le choix des armatures transversales pour les poteaux

 Poteaux carrés :

Tableau IV.14: espacement des cadres des poteaux carrés

Etage	Section (cm ²)	Barres	Øl (mm)	St (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC/1 ^{er}	50X50	12T16	16	10	15
2 ^{ème} /3 ^{ème}	45X45	4T16+8T14	14	10	15
4 ^{ème} /5 ^{ème}	40X40	4T14+8T12	12	10	10
6 ^{ème} /7 ^{ème}	35X35	12T12	12	10	10
8 ^{ème} /9 ^{ème}	30X30	12T12	12	10	10

Tableau IV.15: choix des armatures transversale pour les poteaux carrés

Etage	Section (cm ²)	L_f (m)	λ_g %	ρ_a	T_u^{max}	Zone	S_t (cm)	A_t^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
RDC/1 ^{er}	50X50	2.618	5,24	2.5	37,63	N	10	0,47	6T8	3.02
						C	15	0,71	6T8	3.02
2 ^{ème} /3 ^{ème}	45X45	2.142	4,76	3.75	45,07	N	10	0.94	6T8	3.02
						C	15	1,41	6T8	3.02
4 ^{ème} /5 ^{ème}	40X40	2.142	5,36	2.5	45,81	N	10	0.72	6T8	3.02
						C	15	1.07	6T8	3.02
6 ^{ème} /7 ^{ème}	35X35	2.142	6,12	2.5	38,54	N	10	0.69	6T8	3.02
						C	15	1.03	6T8	3.02
8 ^{ème} /9 ^{ème}	30X30	2.142	7,14	2.5	32,43	N	10	0.66	6T8	3.02
						C	15	1.01	6T8	3.02

✚ Poteaux circulaires :

Tableau IV.16: espacement des cadres des poteaux circulaire

Etage	Diamètre (cm)	Barres	Øl (mm)	St (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC/1 ^{er}	60	6T20+6T16	20	10	15
2 ^{ème} /3 ^{ème}	55	12T16	16	10	15
4 ^{ème} /5 ^{ème}	50	12T14	14	10	15
6 ^{ème} /7 ^{ème}	45	12T14	14	10	15
8 ^{ème} /9 ^{ème}	40	12T14	14	10	15

Tableau IV.17: choix des armatures transversale pour les poteaux circulaires

Etage	Diamètre (cm)	Lf (m)	λ_g %	ρ_a	T_u^{max}	Zone	S_t (cm)	A_t^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
RDC /1 ^{er}	60	2.618	4,36	3.75	84,22	N	10	1.32	6T8	3.02
						C	15	1,97	6T8	3.02
2 ^{ème} /3 ^{ème}	55	2.142	3,89	3.75	102,63	N	10	1.75	6T8	3.02
						C	15	2,62	6T8	3.02
4 ^{ème} /5 ^{ème}	50	2.142	4,28	3.75	105,167	N	10	1.97	6T8	3.02
						C	15	2.92	6T8	3.02
6 ^{ème} /7 ^{ème}	45	2.142	4,76	3.75	85,984	N	10	1.79	6T8	3.02
						C	15	2.69	6T8	3.02
8 ^{ème} /9 ^{ème}	40	2.142	5,36	2.5	70,53	N	10	1.1	6T8	3.02
						C	15	1.65	6T8	3.02

IV.2.9. Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50 \times \text{Øl}$ (zone III) [2].

T12 : $L_r = 60$ cm

T14 : $L_r = 70$ cm

T16 : $L_r = 80$ cm

T20 : $L_r = 100$ cm

IV.2.10. Schéma de ferrailage de poteaux :

IV.2.10.1 poteaux carrés :

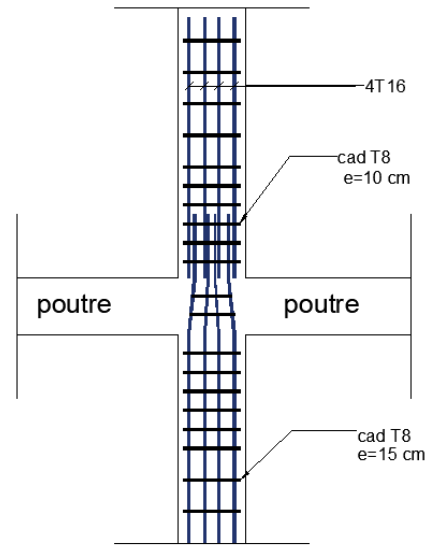
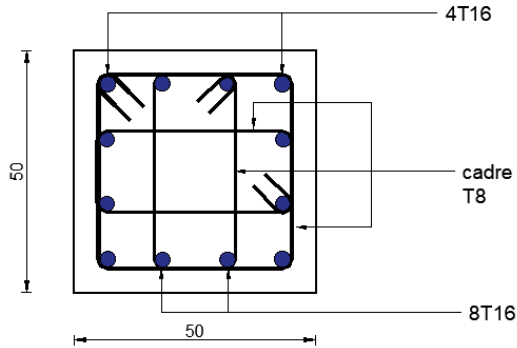


Figure IV.1 : schéma de ferrailage des poteaux carrés de RDC et 1^{er} étage

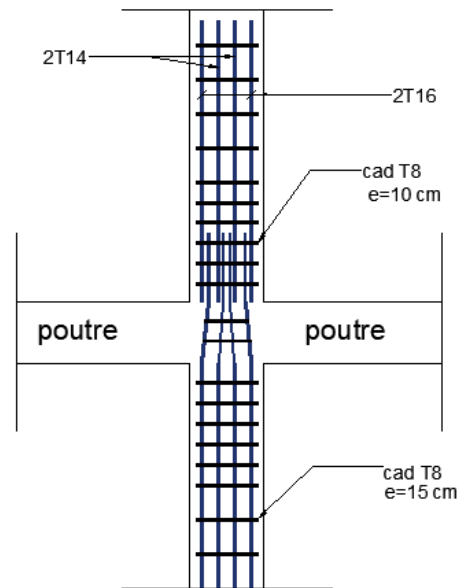
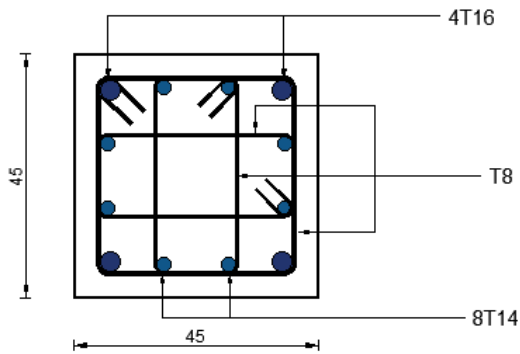


Figure IV.2 : schéma de ferrailage des poteaux carrés de 2^{ème} et 3^{ème} étage

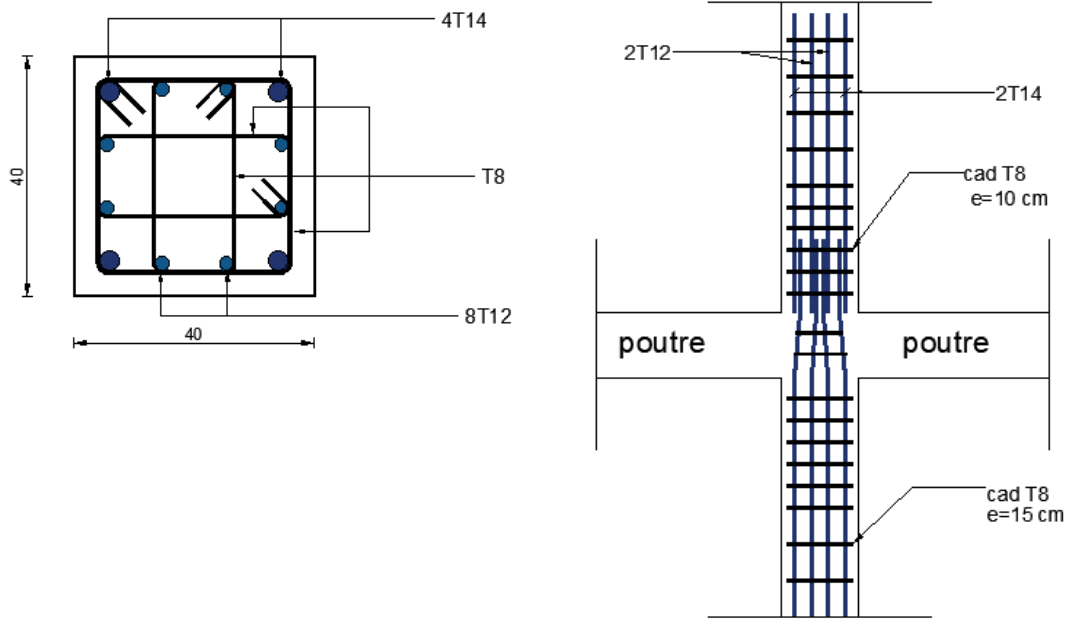


Figure IV.3 : schéma de ferrailage des poteaux carrés de 4^{ème} et 5^{ème} étages

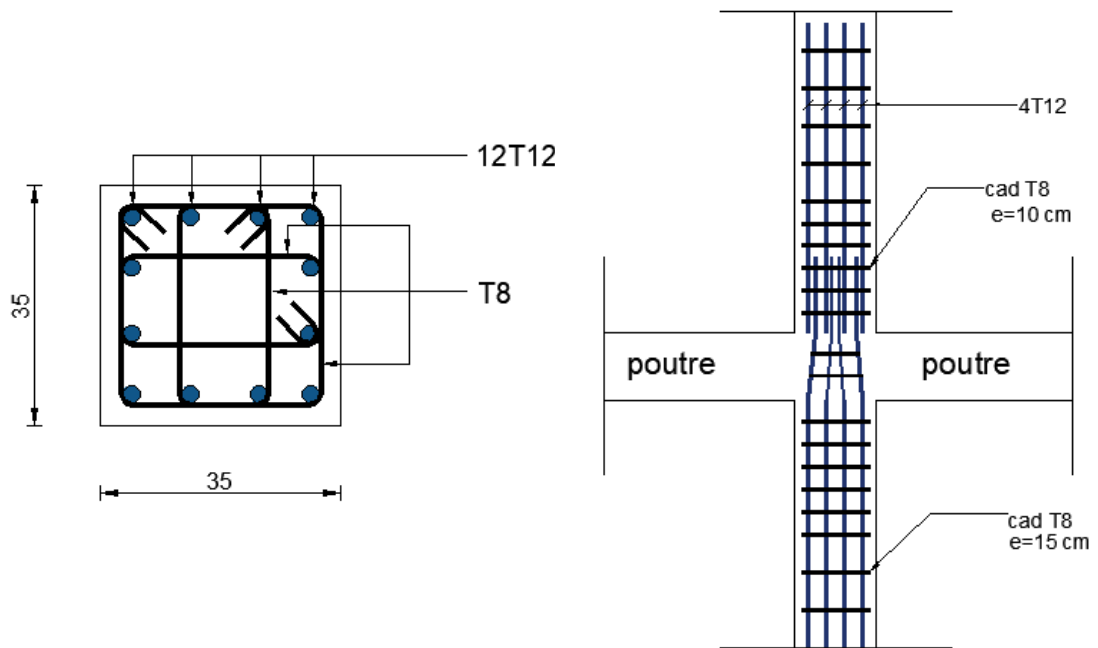


Figure IV.4 : schéma de ferrailage des poteaux carrés de 6^{ème} et 7^{ème} étages

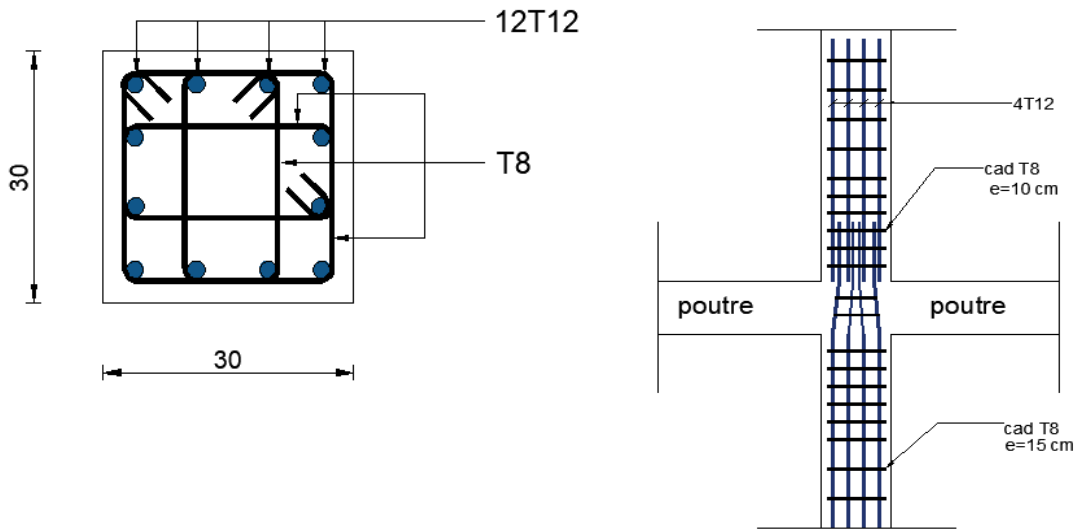


Figure IV.5 : schéma de ferrailage des poteaux carrés de 8^{ème} et 9^{ème} étages

IV.2.10.2 poteaux circulaires :

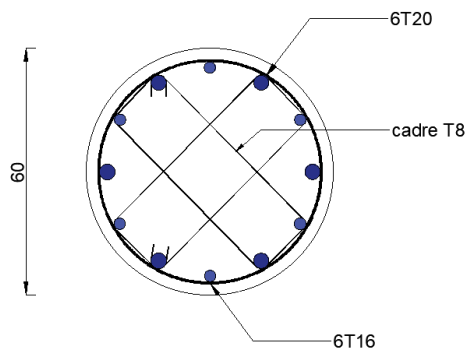


Figure IV.6 : schéma de ferrailage des poteaux circulaires de RDC et 1^{er} étage

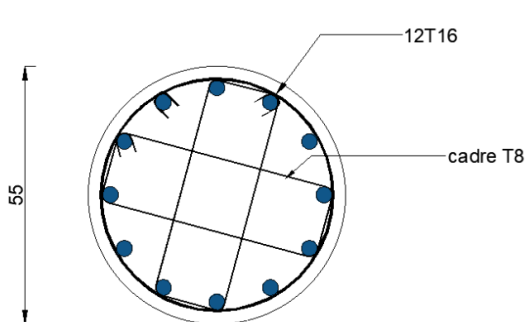


Figure IV.7 : schéma de ferrailage des poteaux circulaires de 2^{me} et 3^{ème}

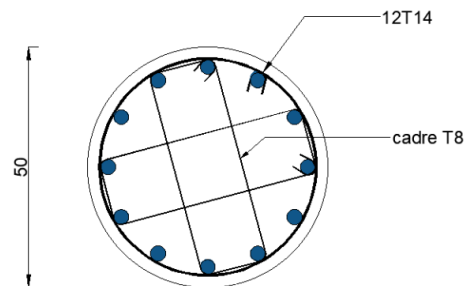


Figure IV.8: schéma de ferrailage des poteaux circulaires de 4^{me} et 5^{ème}

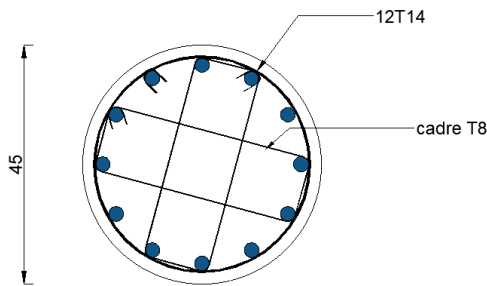


Figure IV.9 : schéma de ferraillage des poteaux circulaires de 6^{me} et 7^{eme}

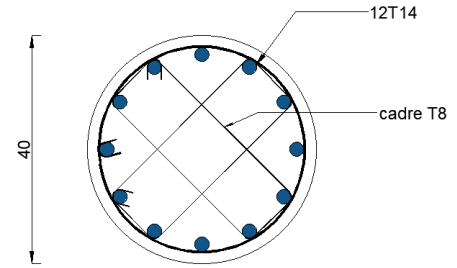


Figure IV.10 : schéma de ferraillage des poteaux circulaires de 8^{me} et 9^{eme}

IV.3. Ferraillage des poutres :

IV.3.1. Introduction :

Les poutres sont des éléments horizontaux qui ont pour rôle la reprise des charges leurs revenant des dalles et planchers et de les transmettre aux poteaux. Les poutres sont sollicitées par des efforts tranchants et des moments fléchissant. Leur calcul se fait donc en flexion simple.

V.3.2. Les combinaisons d'actions :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- Combinaisons fondamentales : selon CBA 93[4] :

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1.35G+1.5Q & \rightarrow ELU \\ G+Q & \rightarrow ELS \end{array} \right.$$

- Combinaisons accidentelles : selon RPA 99 version 2003[2] :

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

IV.3.3. Recommandations des règlements BAEL [1] et RPA99[2] :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5 % en toute section [1].
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux des poteaux est de [2] :
4 % en zone courante.
6 % en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50 Ø en zone III [2].

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° [2].

- La quantité d'armatures transversales " At ", est donnée par : $A_t = 0,003 \times St \times L$ [2].

Avec :

L : longueur de la poutre.

St : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par :

$$St \leq \text{Min} \left[\frac{h}{4}; 12\emptyset \right] \quad \text{Z.N.}$$

$$St \leq \frac{h}{4} \quad \text{Z.C.}$$

h : Hauteur de la poutre.

\emptyset : Diamètre maximale des barres d'acier longitudinales.

V.3.4. Calcul du ferraillage :

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par le logiciel **ETABS**.

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

V.3.4.1 Poutre porteuse 30x35 :

✓ Situation durable : **1.35G+1.5Q**

Tableau IV.18 : ferraillages des poutres porteuse (30x35) situation durable

ETAGE	Section (cm²)	Position	M^{max} ELU (KN.m)	As (cm²)	As' (cm²)
9^{ème}	30x35	Travée	55.9	5.83	0
		Appui	-70.08	0	7.51
8^{ème} / RDC	30x35	Travée	48.6	5.01	0
		Appui	-75.33	0	8,15

✓ Situation accidentelle : $0.8G\mp E$

Tableau IV.19 : ferrailages des poutres porteuse (30x35) situation accidentelle $0.8G\mp E$

ETAGE	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
9 ^{ème}	30x35	Travée	34.81	3.01	0
			-28.18	0	2.42
		Appui	38.20	3.32	0
			-102.63	0	9.72
8 ^{ème} / RDC	30x35	Travée	38.03	3.3	0
			-15.57	0	1.32
		Appui	58.32	5.19	0
			-121.03	0	11.81

✓ Situation accidentelle : $G+Q\mp E$:

Tableau IV.20 : ferrailages des poutres porteuse (30x35) situation accidentelle $G+Q\mp E$

ETAGE	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
9 ^{ème}	30x35	Travée	44.91	3,93	0
			-6.88	0	0.58
		Appui	39.24	3,41	0
			-116.83	0	11.32
8 ^{ème} / RDC	30x35	Travée	44.75	3.92	0
			-10.75	0	0.91
		Appui	53.36	4.72	0
			-136.26	0	13.67

Choix d'armature :

Tableau IV.21 : choix des armatures pour les poutres porteuse (30x35)

Etage Section (cm ²)	Position	A _s ^{max} (ZC) cm ²	A _s ^{max} (ZN) cm ²	A _s ^{min} (RPA) cm ²	A _s ^{cal} cm ²	A _s ^{'cal} cm ²	Choix D'armatures Supérieures	Choix D'armatures Inferieure	A _s ^{adop} cm ²	A _s ^{'adop} cm ²
9 ^{ème} 30x35	Appui	42	63	5.25	3,41	9.72	3T16+3T14	3T16	6.03	10.65
	Travée				5.83	2.42	3T16	3T16	6.03	6.03
8 ^{ème} - RDC 30x35	Appui	42	63	5.25	4.72	13.67	3T20+3T14	3T16	6.03	14.04
	Travée				5.01	1.32	3T20	3T16	6.03	9.42

IV.3.4.2 Poutre non porteuse 30x30 :

✓ Situation durable : 1.35G+1.5Q :

Tableau IV.22 : ferrailages des poutres non porteuse (30x30) situation durable

ETAGE	Section (cm ²)	Position	M ^{max} ELU (KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
9 ^{ème}	30x30	Travée	9.49	1.11	0
		Appui	-10.01	0	1.17
8 ^{ème} / RDC	30x30	Travée	14.09	1,67	0
		Appui	-27.49	0	3.35

✓ Situation accidentelle : 0.8G+E :

Tableau IV.23 : ferrailages des poutres non porteuse (30x30) situation accidentelle 0.8G+E

ETAGE	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
9 ^{ème}	30x30	Travée	41.82	4,48	0
			-39.87	0	4,26
		Appui	76.17	8,75	0
			-84.5	0	9,91
8 ^{ème} / RDC	30x30	Travée	44.15	4,75	0
			-39.78	0	4,25
		Appui	72.75	8.3	0
			-91.49	0	10,92

✓ Situation accidentelle : G+Q+E :

Tableau IV.24 : ferrailages des poutres non porteuse (30x30) situation accidentelle G+Q+E

ETAGE	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
9 ^{ème}	30x30	Travée	42.63	4,57	0
			-39.32	0	4,19
		Appui	76.11	8,75	0
			-86.95	0	10,26
8 ^{ème} / RDC	30x30	Travée	44.66	4,81	0
			-39.27	0	4,19
		Appui	72.18	8,22	0
			-94.18	0	11.32

Choix d'armature :

Tableau IV.25 : choix des armatures pour les poutres non porteuse (30x30)

Etage Section n (cm ²)	Position	A _s ^{max} (ZC) cm ²	A _s ^{max} (ZN) cm ²	A _s ^{min} (RPA) cm ²	A _s ^{cal} cm ²	A _s ^{'cal} cm ²	Choix D'armatures Supérieures	Choix D'armatures Inferieure	A _s ^{adop} cm ²	A _s ^{'adop} cm ²
9 ^{ème} 30x30	Appui	36	54	4.5	8,75	10,2 6	3T16+3T1 4	3T16+2T1 4	9.11	10.65
	Travée				4,57	4,19	3T16	3T16	6.03	6.03
8 ^{ème} - RDC 30x30	Appui	36	54	4.5	8,22	11.3 2	6T16	3T16+2T1 4	9.11	12.06
	Travée				4,81	4,19	3T16	3T16	6.03	6.03

IV.3.4.3 poutres principales 1 (30x65) :

✓ Situation durable : 1.35G+1.5Q

Tableau IV.26: ferrailages des poutres principales (30x65) situation durable

ETAGE	Section (cm ²)	Position	M ^{max} ELU (KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
6 ^{ème}	30x65	Travée	83,5177	4.12	0
		Appui	-75.71	0	3,73
5 ^{ème} / RDC	30x65	Travée	49,3453	2.41	0
		Appui	-64,5691	0	3.16

✓ Situation accidentelle : 0.8G+E

Tableau IV.27 : ferrailages des poutres principale (30x65) situation accidentelle
0.8G+E

ETAGE	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
6 ^{ème}	30x65	Travée	84.35	3,59	0
			-14.85	0	0.62
		Appui	104,7184	4,49	0
			-185,3765	0	8,13
5 ^{ème} / RDC	30x65	Travée	70.84	3,01	0
			-22.04	0	0.92
		Appui	128,6679	5,55	0
			-196,346	0	8,64

✓ Situation accidentelle : $G+Q\mp E$

Tableau IV.28 : ferraillages des poutres principale (30x65) situation accidentelle $G+Q\mp E$

ETAGE	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
6 ^{ème}	30x65	Travée	96.75	4,14	0
			-2.45	0	0.1
		Appui	102,86	4.41	0
			-200,56	0	8,84
5 ^{ème} / RDC	30x65	Travée	76.07	3,23	0
			-16.81	0	0.7
		Appui	119,3413	5,14	0
			-205,6802	0	9,08

Choix d'armature :

Tableau IV.29 : choix des armatures pour les poutres principales (30x65)

Etage Section (cm ²)	Position	A _s ^{max} (ZC) cm ²	A _s ^{max} (ZN) cm ²	A _s ^{min} (RPA) cm ²	A _s ^{cal} cm ²	A _s ^{'cal} cm ²	Choix D'armatures Supérieures	Choix D'armatures Inferieure	A _s ^{adop} cm ²	A _s ^{'adop} cm ²
6 ^{ème} 9 ^{ème} (30x65)	Appui	78	117	9.75	4.41	8,84	5T16	5T16	10.05	10.05
	Travée				4,14	0.62	5T16	5T16		
5 ^{ème} - RDC (30x65)	Appui	78	117	9.75	5,55	9,08	5T16	5T16	10.05	10.05
	Travée				3,23	0.92	5T16	5T16		

IV.3.4.4 Poutre principale 2 (30x45) :

✓ Situation durable : $1.35G+1.5Q$:

Tableau IV.30: ferraillages des poutres principales2 (30x45) situation durable

ETAGE	Section (cm ²)	Position	M ^{max} ELU (KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
9 ^{ème}	30x45	Travée	20.71	1,51	0
		Appui	-23.57	0	1,73
8 ^{ème} / RDC	30x45	Travée	68.95	5,25	0
		Appui	-85.96	0	6,64

✓ Situation accidentelle : $0.8G\bar{+}E$:

Tableau IV.31: ferraillages des poutres principales2 (30x45) situation accidentelle $0.8G\bar{+}E$

ETAGE	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
9 ^{ème}	30x45	Travée	21.23	1,34	0
			-4.25	0	0,27
		Appui	26.67	1,69	0
			-50.24	0	3,24
8 ^{ème} / RDC	30x45	Travée	49.51	3,19	0
			-111.28	0	7,47
		Appui	48.45	3,12	0

✓ Situation accidentelle : $G+Q\bar{+}E$:

Tableau IV.32: ferraillages des poutres principales2 (30x45) situation accidentelle $G+Q\bar{+}E$

ETAGE	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
9 ^{ème}	30x45	Travée	24.7	1,57	0
			-0.78	0	0,05
		Appui	22.27	1,41	0
			-55.62	0	3,6
8 ^{ème} / RDC	30x45	Travée	56.62	3,66	0
			-123.03	0	8,33
		Appui	52.6	3,39	0

Choix d'armature :

Tableau IV.33 : choix des armatures pour les poutres principales 2 (30x45)

Etage Section (cm ²)	Position	A _s ^{max} (ZC) cm ²	A _s ^{max} (ZN) cm ²	A _s ^{min} (RPA) cm ²	A _s ^{cal} cm ²	A _s ^{'cal} cm ²	Choix D'armatures Supérieures	Choix D'armatures Inferieure	A _s ^{adop} cm ²	A _s ^{'adop} cm ²
9 ^{ème} (30x45)	Appui	54	81	6.75	1,69	3,6	3T14+2T12	3T14+2T12	6.88	6.88
	Travée				1,57	0	3T14+2T12	3T14+2T12	6.88	6.88
8 ^{ème} - RDC (30x45)	Appui	54	81	6.75	3,39	8,33	3T16+2T14	3T14+2T12	6.88	9.11
	Travée				5,25	0	3T16+2T14	3T14+2T12	6.88	9.11

IV.3.4.5 Poutre secondaire 30x45 :

✓ Situation durable : 1.35G+1.5Q

Tableau IV.34: ferrailages des poutres secondaires (30x45) situation durable

ETAGE	Section (cm ²)	Position	M ^{max} ELU (KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
9 ^{ème}	30x45	Travée	41.23	3,06	0
		Appui	-36.97	0	2,74
8 ^{ème} / RDC	30x45	Travée	52.11	3,91	0
		Appui	-61.19	0	4,62

✓ Situation accidentelle : 0.8G+E

Tableau IV.35: ferrailages des poutres secondaires (30x45) situation accidentelle 0.8G+E

ETAGE	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
9 ^{ème}	30x45	Travée	29.59	1,88	0
			-2.35	0	0,15
		Appui	32.85	2,09	0
			-54.36	0	3,51
8 ^{ème} / RDC	30x45	Travée	49.04	3,16	0
			-15.17	0	0,96
		Appui	59.45	3,85	0
			-106.07	0	7,1

✓ Situation accidentelle : G+Q+E :

Tableau IV.36: ferrailages des poutres secondaires (30x45) situation accidentelle G+Q+E

ETAGE	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
9 ^{ème}	30x45	Travée	37.75	2,41	0
		Appui	35.42	2,26	0
			-60.64	0	3,93
8 ^{ème} / RDC	30x45	Travée	56.85	3,68	0
			-8.54	0	0,54
		Appui	58.97	3,82	0
			-119.12	0	8,05

Choix d'armature :

Tableau IV.37 : choix des armatures pour les poutres secondaire (30x45)

Etage Section (cm ²)	Positio n	A _s ^{max} (ZC) cm ²	A _s ^{max} (ZN) cm ²	A _s ^{min} (RPA) cm ²	A _s ^{cal} cm ²	A _s ^{'cal} cm ²	Choix D'armatures Supérieures	Choix D'armatures Inferieure	A _s ^{adop} cm ²	A _s ^{'adop} cm ²
9 ^{ème} (30x45)	Appui	54	81	6.75	2,26	3,93	3T14+2T12	3T14+2T12	6.88	6.88
	Travée				2,41	0,15	3T14+2T12	3T14+2T12	6.88	6.88
8 ^{ème} - RDC (30x45)	Appui	54	81	6.75	3,85	8,05	3T16+2T14	3T14+2T12	6.88	9.11
	Travée				3,91	0,96	3T16+2T14	3T14+2T12	6.88	9.11

IV.4.3.6 Poutre de chaînage 30×30 :

✓ Situation durable : 1.35G+1.5Q

Tableau IV.38: ferraillages des poutres de chaînages (30x30) situation durable

ETAGE	Section (cm ²)	Position	M ^{max} ELU (KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
9 ^{ème}	30x30	Travée	18,931	2,26	0
		Appui	-5,5105	0	0,64
8 ^{ème} / RDC	30x30	Travée	21,7405	2,62	0
		Appui	-7,4752	0	0,87

✓ Situation accidentelle : 0.8G+E

Tableau IV.39: ferraillages des poutres de chaînages (30x30) situation accidentelle 0.8G+E

ETAGE	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
9 ^{ème}	30x30	Travée	16,2319	2,5	0
		Appui	-10,3708	0	1,58
8 ^{ème} / RDC	30x30	Travée	19,3252	2,99	0
		Appui	-13,4001	0	2,05

✓ Situation accidentelle : $G+Q+E$

Tableau IV.40: ferraillages des poutres de chainages (30x30) situation accidentelle $G+Q+E$

ETAGE	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
9 ^{ème}	30x30	Travée	19,5108	3,02	0
		Appui	-11,6057	0	1,77
8 ^{ème} / RDC	30x30	Travée	22,3311	3,47	0
		Appui	-14,8154	0	2,27

Choix d'armature :

Tableau IV.41: choix des armatures pour les poutres de chainages (30x30)

Etage Section (cm ²)	Position	A _s ^{max} (ZC) cm ²	A _s ^{max} (ZN) cm ²	A _s ^{min} (RPA) cm ²	A _s ^{cal} cm ²	A _s ^{'cal} cm ²	Choix D'armatures Supérieures	Choix D'armatures Inférieure	A _s ^{adop} cm ²	A _s ^{'adop} cm ²
9 ^{ème} (30x30)	Appui	36	54	4.5	0	1.77	3T14	3T14	4.62	4.62
	Travée				3.02	0	3T14	3T14		
8 ^{ème} - RDC (30x30)	Appui	36	54	4.5	0	2.27	3T14	3T14	4.62	4.62
	Travée				3.47	0	3T14	3T14		

V.3.5. Vérifications :

V.3.5.1. Condition de non-fragilité :

$$A_s \geq A_s \text{ min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$f_{t28}=2.1 \text{ MPa}$ $f_e=400 \text{ MPa}$

Tableau IV.43: vérification de condition de non fragilité

Type	Section	A _s ^{choisis} _{min}	A _s ^{min}	Obser
Poutre porteuse	30x35	6.03	1.14	vér
Poutre non porteuse	30x30	6.03	0.97	vér
Poutre principale 1	30x 65	10.05	2.11	vér
Poutre principale 2	30x45	6.88	1.45	vér
Poutre secondaire	30x45	6.88	1.45	vér
Poutre de chaînage	30x30	4.62	0.97	vér

IV.3.5 Vérification des contraintes à l'ELS :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

- **Béton.**

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

- **Acier.**

Fissuration préjudiciable :
$$\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})\right)$$

Où : $\eta = 1,60$ pour les aciers à HA.

Dans notre projet la fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d-y) + \sigma_a^t < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

IV.3.5.1 Poutre porteur 30x35 :

Tableau IV.43: vérification des poutre porteuse (30x35) à l'ELS

Etage	Position	M_{ser} (KN)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
9 ^{ème}	Appui	-51,154	8.45	15	74.5	201.63	Vérifiée
	Travée	40,8428	8.19	15	-257	201.63	Non Vérifiée
8 ^{ème} ...RDC	Appui	-54,572	8,3	15	78,3	201.63	Vérifiée
	Travée	35,2269	6,58	15	-222,1	201.63	Non Vérifiée

Remarque :

L'ELS n'est pas vérifiée alors on augmente la section des armatures :

Tableau IV.44: corrections des contrainte dans les poutres porteuses (30x35) à l'ELS

Etage	Position	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vér
9 ^{ème}	Appui	3T16= 6.03	3T16+3T14=10.65	8.45	15	74.5	201.63	Vér
	Travée	5T16 = 10.05	3T16=6.03	6,87	15	-157,5	201.63	Vér
8 ^{ème} ...RDC	Appui	3T16= 6.03	3T20+3T14=14.04	8,3	15	78,3	201.63	Vér
	Travée	5T16 = 10.05	3T20=9.42	5,48	15	-135,8	201.63	Vér

IV.3.5.2 Poutre non porteuse 30×30 :

Tableau IV.45: vérification des poutres non porteuses (30x30) à l'ELS

Etage	Position	M_{ser} (KN)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
9 ^{ème}	Appui	-25,567	5.37	15	41,7	201.63	Vérifiée
	Travée	15,0435	4.11	15	-115.4	201.63	Vérifiée
8 ^{ème} ...RDC	Appui	-27,1751	5.49	15	44.4	201.63	Vérifiée
	Travée	17,3807	4.75	15	-133.23	201.63	Vérifiée

IV.3.5.3 Poutre principale 1 (30×65) :

Tableau IV.46: vérification des poutres principales 1 (30x65) à l'ELS

Etage	Position	M_{ser} (KN)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
6 ^{ème}	Appui	-55,5168	2.77	15	29,6	201.63	Vérifiée
	Travée	61,318	3,06	15	-112,1	201.63	Vérifiée
5 ^{ème} ...RDC	Appui	-47,7838	2,38	15	25,5	201.63	Vérifiée
	Travée	36,6023	1,82	15	-66,9	201.63	Vérifiée

IV.3.5.4 Poutre principale 2 (30×45) :

Tableau IV.47: vérification des poutres principales 2 (30x45) à l'ELS

Etage	Position	M_{ser} (KN)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
9 ^{ème}	Appui	- 17,1947	2	15	17,5	201.63	Vérifiée
	Travée	15,1333	1,76	15	-61,5	201.63	Vérifiée
8 ^{ème} ...RDC	Appui	-63,6781	6,72	15	63,5	201.63	Vérifiée
	Travée	51,0831	5,66	15	-207,5	201.63	Non Vérifiée

Remarque :

L'ELS n'est pas vérifiée alors on augmente la section des armatures :

Tableau IV.48: corrections des contraintes dans les poutres principales 2 (30x45) à l'ELS

Etage	Position	A_s (cm^2)	A_s' (cm^2)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
9 ^{ème}	Appui	3T14+2T12=6.88	3T14+2T12=6.88	2	15	17,5	201.63	Vér
	Travée	3T14+2T12=6.88	3T14+2T12=6.88	1,76	15	-61,5	201.63	Vér
8 ^{ème} RDC	Appui	3T16+2T14=9.11	3T16+2T14=9.11	6.4	15	59,3	201.63	Vér
	Travée	3T16+2T14=9.11	3T16+2T14=9.11	5,13	15	-158,2	201.63	Vér

IV.5.3.5 Poutre secondaire 30×45 :

Tableau IV.49: vérification des poutres secondaires (30x45) à l'ELS

Etage	Position	M_{ser} (KN)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
9 ^{ème}	Appui	-27,158	3,16	15	27,7	201.63	Vérifiée
	Travée	30,1765	3,51	15	-122,7	201.63	Vérifiée
8 ^{ème} ...RDC	Appui	-44,632	4,71	15	44,5	201.63	Vérifiée
	Travée	37,9616	4,21	15	-154,2	201.63	Vérifiée

IV.5.3.6 Poutre de chaînage 30×30 :

Tableau IV.50: vérification des poutres de chaînages (30x30) à l'ELS

Etage	Position	M_{ser} (KN)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
9 ^{ème}	Appui	-4,022	1,01	15	9,52	201.63	Vérifiée
	Travée	13,8175	3,48	15	-123,4	201.63	Vérifiée
8 ^{ème} ...RDC	Appui	-5,4871	1,38	15	13	201.63	Vérifiée
	Travée	15,9231	4,01	15	-142,2	201.63	Vérifiée

✚ Choix finals des armatures :

Tableau IV.51: choix finals des armatures des poutres

<i>Poutres section (cm²)</i>	<i>Etage</i>	<i>Position</i>	<i>Armature inférieure</i>	<i>Armature supérieure</i>
<i>Poutre porteuse (30x35)</i>	9 ^{ème}	<i>Appui</i>	3T16	3T16+3T14
		<i>Travée</i>	5T16	3T16
	8 ^{ème}RDC	<i>Appui</i>	3T16	3T20+3T14
		<i>Travée</i>	5T16	3T20
<i>Poutre non porteuse (30x30)</i>	9 ^{ème}	<i>Appui</i>	3T16+2T14	3T16+3T14
		<i>Travée</i>	3T16	3T16
	8 ^{ème}RDC	<i>Appui</i>	3T16+2T14	6T16
		<i>Travée</i>	3T16	3T16
<i>Poutre principale 1 (30x65)</i>	6 ^{ème}	<i>Appui</i>	5T16	5T16
		<i>Travée</i>	5T16	5T16
	5 ^{ème}RDC	<i>Appui</i>	5T16	5T16
		<i>Travée</i>	5T16	5T16
<i>Poutre principale 2 (30x45)</i>	9 ^{ème}	<i>Appui</i>	3T14+2T12	3T14+2T12
		<i>Travée</i>	3T14+2T12	3T14+2T12
	8 ^{ème}RDC	<i>Appui</i>	3T16+2T14	3T16+2T14
		<i>Travée</i>	3T16+2T14	3T16+2T14
<i>Poutre secondaire (30x45)</i>	9 ^{ème}	<i>Appui</i>	3T14+2T12	3T14+2T12
		<i>Travée</i>	3T14+2T12	3T14+2T12
	8 ^{ème}RDC	<i>Appui</i>	3T14+2T12	3T16+2T14
		<i>Travée</i>	3T14+2T12	3T16+2T14
<i>Poutre de chaînage (30x30)</i>	9 ^{ème}RDC	<i>Appui</i>	3T14	3T14
		<i>Travée</i>	3T14	3T14

IV.3.6 Vérification de l'effort tranchant :

Vérification de la contrainte de cisaillement :

On doit vérifier : $\tau = \frac{T_s}{b \times d} < \bar{\tau}$

Avec : Ts : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

Selon le BAEL 91 modifié 99 : $\bar{\tau} = (\text{Min } 0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$ (Fissuration préjudiciable).

IV.3.6.1 Poutre porteuse 30×35 :**Tableau IV.52:** vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres porteuse (30x35)

<i>Etage</i>	<i>Section (cm²)</i>	<i>Ts (KN)</i>	<i>τ (MPa)</i>	<i>$\bar{\tau}$ (MPa)</i>	<i>Observation</i>
9 ^{ème}	30×35	92,1342	0,975	2.5	Vérifiée
8 ^{ème}RDC	30×35	104,9994	1,111	2.5	Vérifiée

IV.3.6.2 Poutre non porteuse 30×30:**Tableau IV.53** vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres non porteuse (30x30)

<i>Etage</i>	<i>Section (cm²)</i>	<i>Ts (KN)</i>	<i>τ (MPa)</i>	<i>$\bar{\tau}$ (MPa)</i>	<i>Observation</i>
9 ^{ème}	30×30	53,9661	0,666	2.5	Vérifiée
8 ^{ème}RDC	30×30	64,9447	0,802	2.5	Vérifiée

IV.3.6.3 Poutre principale 1 (30×65) :**Tableau IV.54:** vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres principales 1(30x65)

<i>Etage</i>	<i>Section (cm²)</i>	<i>Ts (KN)</i>	<i>τ (MPa)</i>	<i>$\bar{\tau}$ (MPa)</i>	<i>Observation</i>
6 ^{ème}	30×65	112,60	0,642	2.5	Vérifiée
5 ^{ème}RDC	30×65	93,035	0,530	2.5	Vérifiée

IV.3.6.4 Poutre principale 2 (30×45):**Tableau IV.55:** vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres principales 2 (30x45)

<i>Etage</i>	<i>Section (cm²)</i>	<i>Ts (KN)</i>	<i>τ (MPa)</i>	<i>$\bar{\tau}$ (MPa)</i>	<i>Observation</i>
9 ^{ème}	30×45	43,6085	0,359	2.5	Vérifiée
8 ^{ème}RDC	30×45	97,9225	0,806	2.5	Vérifiée

IV.3.6.3 Poutre secondaire 30×45 :

Tableau IV.56: vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres secondaires (30x45)

Etage	Section (cm ²)	Ts (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
9 ^{ème}	30×45	54,5078	0,505	2.5	Vérifiée
8 ^{ème}RDC	30×45	100,7746	0,933	2.5	Vérifiée

IV.3.7 Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE40 (fe=400MPa).

Selon le BAEL 91 modifié 99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} St = \min (0.9d ; 40cm) \\ \frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{t28} k}{0.8 f_e} \quad k=1 \\ \frac{A_t f_e}{b \times S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4 MPa \right) \end{array} \right.$$

Selon le RPA 99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0.003 S_t b \\ S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\varnothing_l \right) \quad \text{Zone Nodal} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \quad * \quad \text{Zone Courante} \end{array} \right.$$

Avec : $\varnothing_t = \min \left(\frac{h}{35} ; \varnothing_l ; \frac{b}{10} \right)$

On prend $\varnothing_t = 8mm$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.57: choix des armatures transversales pour les poutres

Sens	Section (cm ²)	Tu (KN)	τ (MPa)	BAEL	RPA99/2003		S _t ^{ado} (cm)		A _t ^{max} (cm ²)	choix
				S _t (cm)	S _t (cm) ZN	S _t (cm) ZC	ZN	ZN		
Poutre porteuse	30×35	104,99	1,111	28.8	8.75	17.5	10	15	1.35	4T8
Poutre non porteuse	30×30	64,94	0,802	24.3	7.5	15	10	15	1.35	4T8
Poutre principale 1	30×65	112,60	0,642	54	16.25	32.5	10	20	1.8	4T8
Poutre principale 2	30×45	97,92	0,806	36	11.25	22.5	10	20	1.8	4T8
Poutre secondaire	30×45	100,77	0,933	36	11.25	22.5	10	20	1.8	4T8

IV.3.8 Recouvrement des armatures longitudinales :

La longueur minimale de recouvrement est de : L_r = 50Øl en zone III.

Ø=20mm.....L_r=100cm

Ø=16mm.....L_r=80cm

Ø=14mm.....L_r=70cm

Ø=12mm.....L_r=60cm

IV.3.9 Arrêt des barres :

- Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

- Armatures supérieures : $\left. \begin{array}{l} \frac{L^{max}}{4} \text{ Appui en travée de rive} \\ \frac{L^{max}}{5} \text{ Appui en travée intermédiaire} \end{array} \right\}$

Avec : $L = \max (L_{\text{droite}} ; L_{\text{gauche}})$

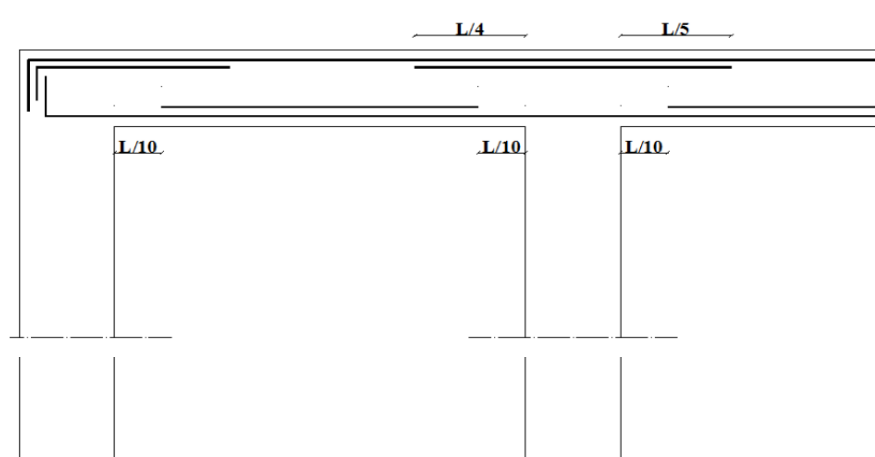


Figure IV.11 : les arrêtes des barres

IV.3.10 Vérification de la flèche :

Les calculs sont conduits selon la méthode exposée à l'article B.6.5.2 des règles **BAEL 91**

Flèche totale : $\Delta ft = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \leq \bar{f}$

f_{gv} : Flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes.

$$f_{gv} = \frac{M L^2}{10 \times E_{iv} \times I_{fv}}$$

f_{gi} : Flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes.

$$f_{gi} = \frac{M L^2}{10 \times E_{ij} \times I_{fi}}$$

f_{ji} : Flèche instantanée due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (nulle).

$$f_{ji} = \frac{M L^2}{10 \times E_{ij} \times I_{fi}}$$

f_{pi} : Flèche instantanée due à l'ensemble des charges (G+Q).

$$f_{pi} = \frac{M L^2}{10 \times E_{ij} \times I_{fi}}$$

-Moment d'inerte de la section rectangulaire homogène I_0 :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \times [A_s \times (d-y)^2 + A_s' \times (y-d')^2]$$

-Calcul des moments d'inerte fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu}$$

avec : $\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})}$: coefficient pour la déformation instantané

$\lambda_i = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})}$: Coefficient pour la déformation différée.

$\rho = \frac{A}{b \times d}$: Pourcentage des armateurs

$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s \times f_{t28}}$

σ_s : contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré

Tableau IV.58: vérification de la flèche

sens	Section (cm ²)	Δ_f (mm)	f_{adm} (mm)	Observ
Porteur	30×35	4.39	10	Vérifiée
Non porteur	30×30	2.18	8	Vérifiée
Principale 1	30×65	2.94	12.4	Vérifiée
Principale 2	30×45	6.83	11.34	Vérifiée
Secondaire	30×35	2.76	10.6	Vérifiée
Chainage	30×30	2.39	6.88	Vérifiée

IV.3.11. Schéma de ferrailages des poutres :

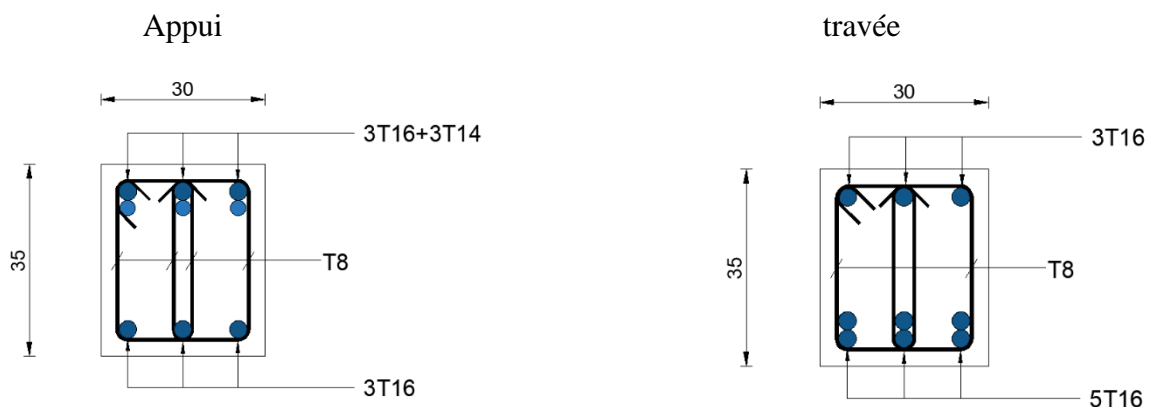


Figure IV.12 : schéma de ferrailages des poutres porteuse (9^{ème} étage)

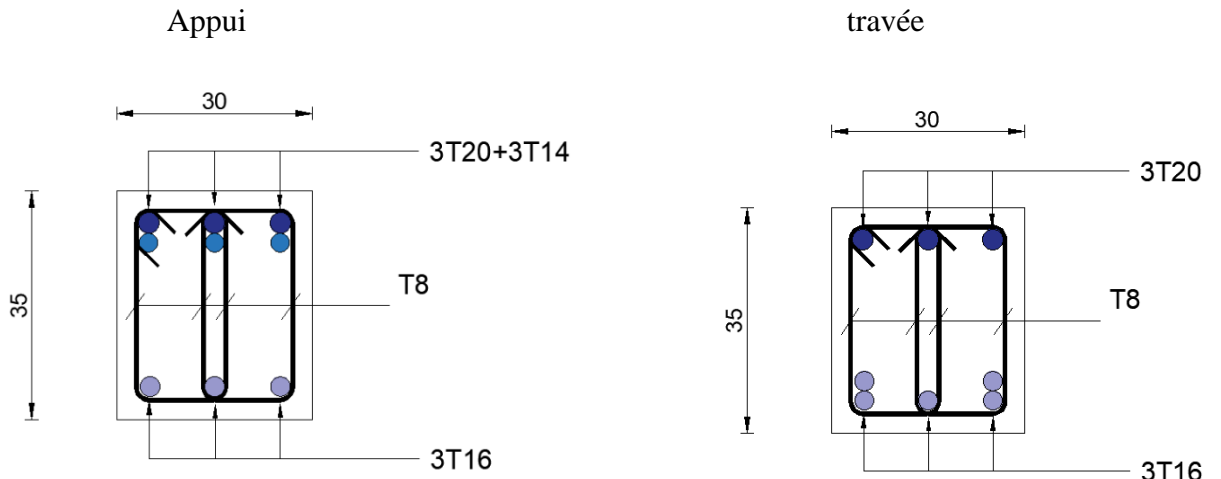


Figure IV.14 : schéma de ferrailages des poutres porteuse (8^{ème} étage---RDC)

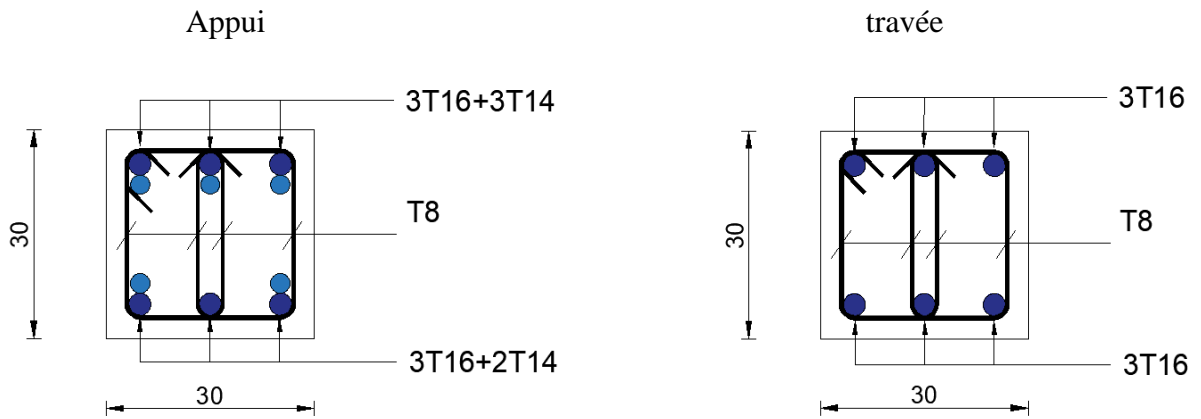


Figure IV.15 : schéma de ferrailages des poutres non porteuse (9^{ème} étage)

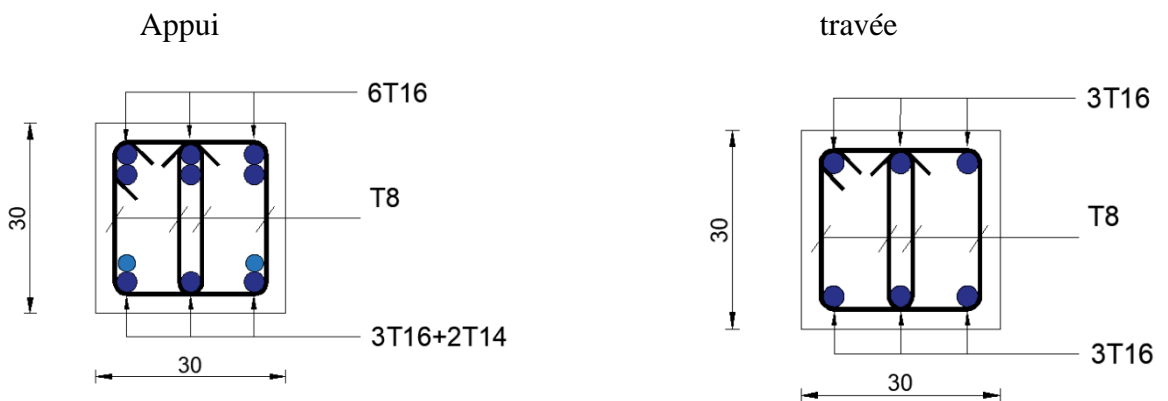


Figure IV.16 : schéma de ferrailages des poutres non porteuse (8^{ème} étage---RDC)

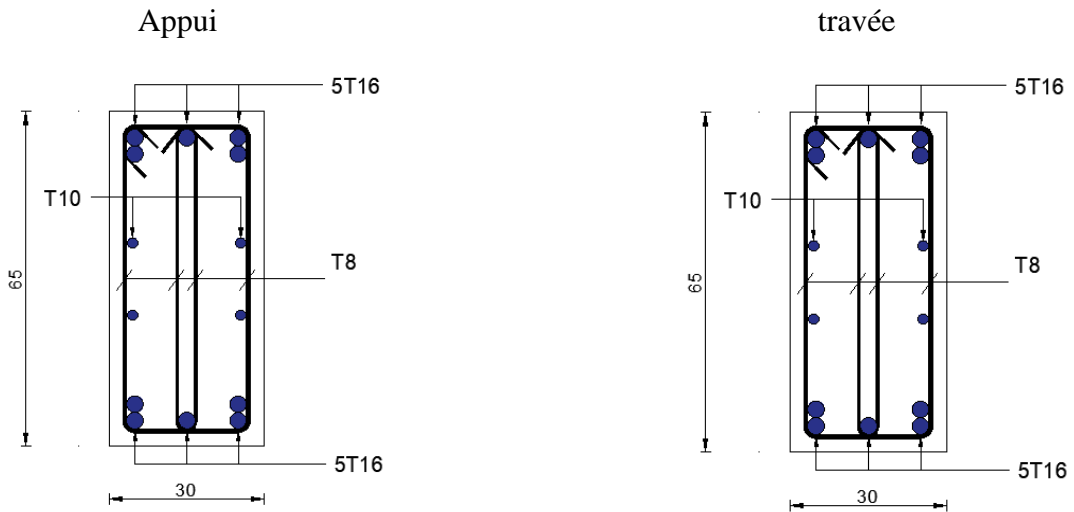


Figure IV.17 : schéma de ferrailages des poutres principales 1 (6^{ème} étage---RDC)

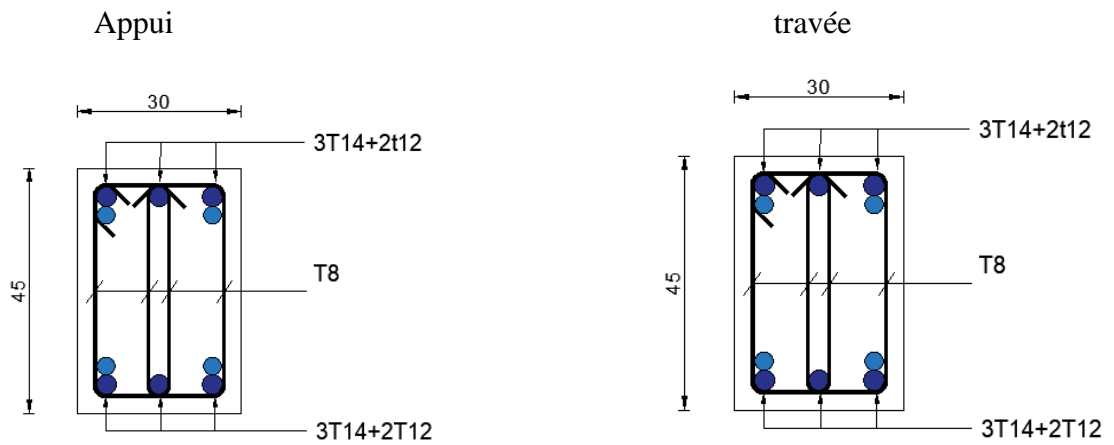


Figure IV.18 : schéma de ferrailages des poutres principales 2 (9^{ème} étage)

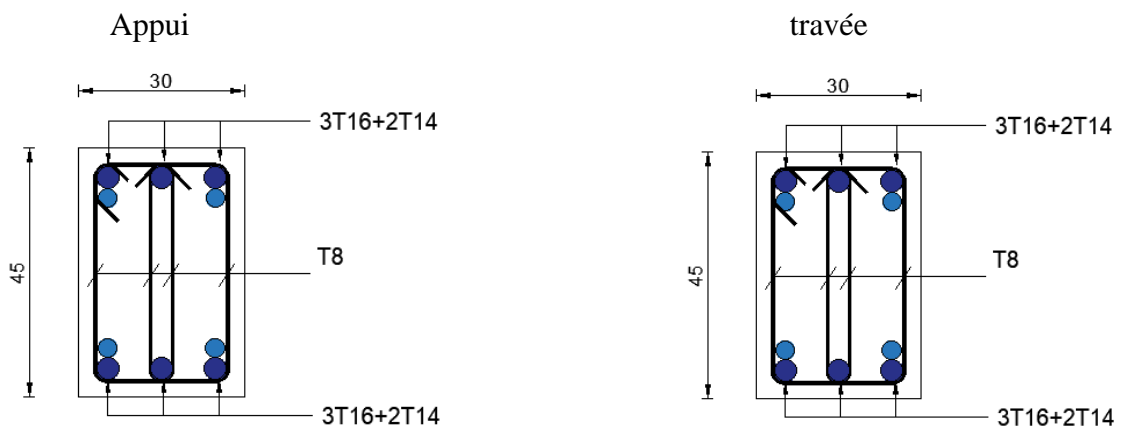


Figure IV.19: schéma de ferrailages des poutres principales 2 (8^{ème} étage---RDC)

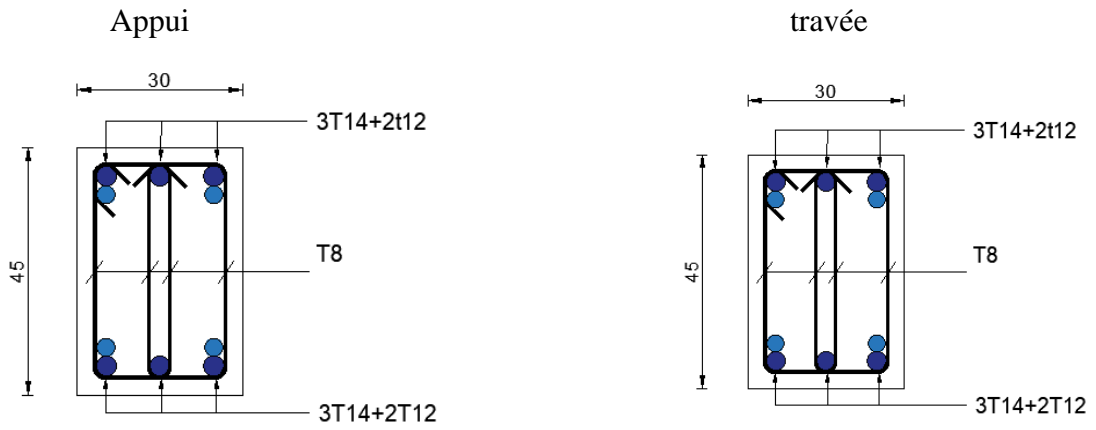


Figure IV.20 : schéma de ferrailages des poutres secondaire (9^{ème} étage)

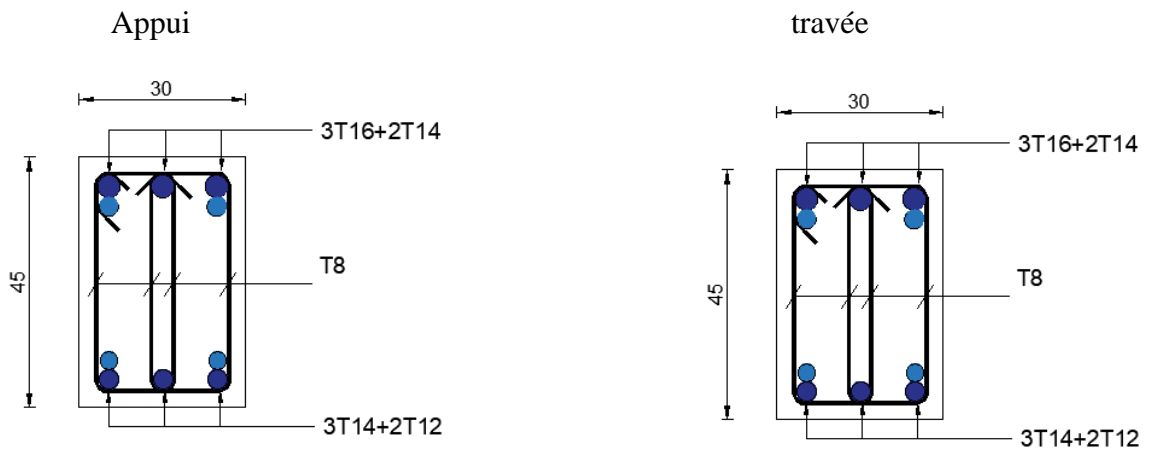


Figure IV.21 : schéma de ferrailages des poutres secondaire (8^{ème} étage---RDC)

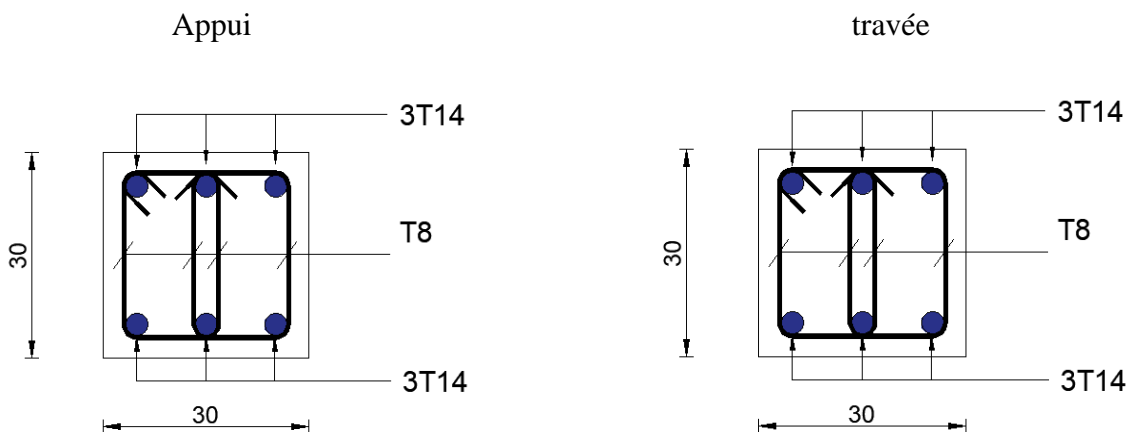


Figure IV.22 : schéma de ferrailages des poutres de chainages (9^{ème} étage---RDC)

IV.4. Ferrailage des voiles :**IV.4.1. Introduction :**

Les voiles sont des écrans rigides ayant deux dimensions en plan (longueur, largeur) plus importantes que la troisième dimension (épaisseur).

Les voiles sont chargés dans leur plan et ont pour principales fonctions :

- De reprendre une partie des charges verticales revenant des planchers.
- De participer au contreventement de la structure.
- Protection contre les incendies (cages d'escaliers et ascenseurs).
- Isolation acoustique.

V.4.2. Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à la base.

La figure suivante montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

Le ferrailage des voiles est constitué :

- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile et d'armatures verticales uniformément réparties.
- D'armatures horizontales, parallèles au plan du mur, uniformément réparties
- D'armatures transversales (**épingles**) (perpendiculaires aux parements du voile).

Les extrémités des voiles sont soumises à d'importants efforts de traction et de compression, ce couple est repris par les armatures disposées dans ces zones. Des armatures horizontales et verticales distribuées au long de l'âme du voile auront pour rôle de reprendre l'effort tranchant. Les cadres et épingles permettent d'assurer le confinement des armatures verticales.

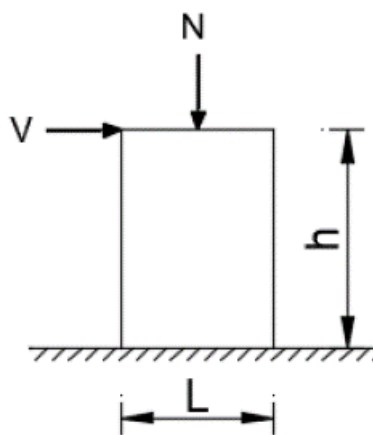


Figure IV.23 : éléments soumis à la flexion composée

IV.4.2.1 Longueur de flambement (murs non raidis latéralement) :

Soit :

l : la hauteur libre du mur.

l_f : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi

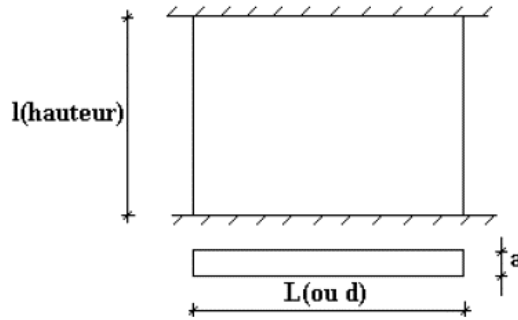


Figure IV.24: dimension en élévation d'un mur

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de Flambement l_f déduit de la hauteur libre du mur l , en fonction de ses liaisons avec le plancher.

Les valeurs du rapport ($\frac{l_f}{l}$) sont données par le tableau suivant :

Tableau IV.59: valeur de coefficient K

Liaisons du mur		Mur armé Verticalement	Mur non armé Verticalement
Mur encastré en tête et en pied	Présence de plancher de part et d'autre	0,80	0.85
	Présence de plancher d'un seul coté	0.85	0.9
Mur articulé en tête et en pied		1	1

L'élancement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{a}$$

IV.4.2.2. Efforts de compression en ELU :

Soient :

- l_f : longueur de flambement (§.V.4.2.2.2).

- a : Épaisseur du voile.

- d : Longueur du voile.

- f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à 28 jours.

f_e : Limite élastique de l'acier.

- $\gamma_b = 1,5$ (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_b = 1,15$).

- $\gamma_s = 1,15$ (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_s = 1$).

NB : Les valeurs de α données par le tableau ci-dessous sont valables dans le cas où plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours.

Tableau IV.60 : calcul de σ_b et σ_{bna}

	Notation	Unité	Voile armé verticalement	Voile non armé verticalement
Elancement	λ	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
Section réduite	B_r	m ²	$d \times (a - 0,02)$	
$\lambda \leq 50$	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2}$
$50 \leq \lambda \leq 80$			$\frac{0,6 \times (50)^2}{\lambda}$	
Effort ultime ELU	$N_{u\lim}$	kN	$\alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} \right]$
Contraintes limites	σ	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u\lim}}{a \times b}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u\lim}}{a \times b}$

Remarque :

Si la contrainte moyenne de compression dépasse la contrainte de béton armé σ_{ba} , on devra

Augmenter les dimensions du voile.

IV.4.2.3. Procédure De Ferraillage Des Trumeaux :

IV.4.2.3.1 Introduction :

Pour le ferraillage des trumeaux, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements **B.A.E.L [2]** et **RPA [1]**.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure mais aussi, l'obtention directe des efforts et des contraintes (dans les voiles) en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenue, l'adoption d'un bon ferraillage (ou ferraillage adéquat).

IV.4.2.3.2 Aciers verticaux :

- Zone comprimée :

Si $\sigma < 0 \rightarrow$ compression.

Dans ce cas le Voile n'est pas armé à la compression, on prend :

$$A_s = \text{Max} (\text{Min} \ll \mathbf{BAEL} \gg ; \text{Min} \ll \mathbf{RPA} \gg).$$

- **Zone tendue :**

Si $\sigma > 0 \rightarrow$ traction.

Lorsqu'une partie (zone) du voile est tendue, la contrainte de traction (moyenne) σ_m vaut :

$$\sigma_m = \frac{F_t}{e \times l_m}$$

Avec :

F_t : Force de traction.

e : Épaisseur du voile.

l_m : Longueur de la section considérée (maille).

Cette contrainte entraîne une section d'acier A_s tel que :

$$\frac{A_s}{s} = \frac{\sigma_m}{f_e} \Delta_s = A_v$$

Avec :

$$\Delta_s = e \times l_m$$

$\frac{A_s}{s}$: Quantité d'acier répartie sur les deux faces d'une surface S du voile.

Dans le modèle numérique, les voiles sont modélisés comme élément « shell » à 4 noeuds, afin d'obtenir des résultats plus fiables, on procède à un maillage en petits éléments « shell » aux dimensions « a » et « b » de façon à ce que le rapport « a/b » soit proche de l'unité.

Les valeurs des contraintes moyennes σ_m sont lues au milieu des mailles.

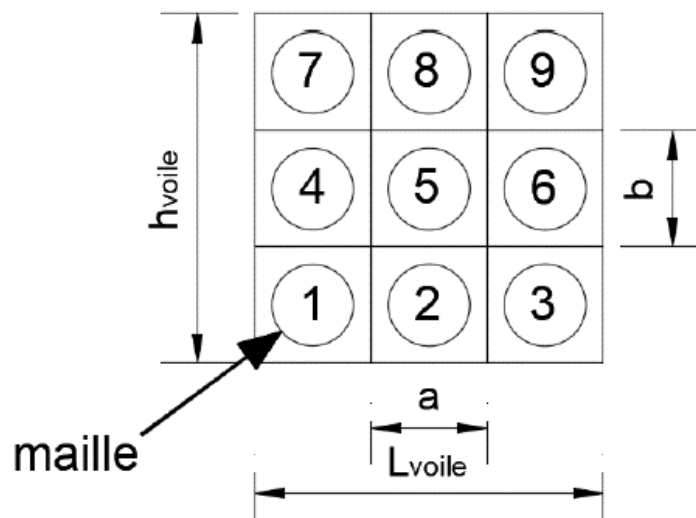


Figure IV.25 : maillage d'un voile

IV.4.2.3.3 Aciers horizontaux :

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v$$

$$A_{h1} = \frac{\overline{\tau_u} \times b_0 \times S_t}{0.8(0.8 \times f_e)} = \frac{1.4 \times \tau_u \times a \times S_t}{0.8 \times f_e} \quad 1.25$$

τ_u : Est donnée par l'interface graphique du ETABS

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v

$b_0 = a$ (épaisseur du trumeau)

$A_h \geq \text{Max} (A_{h1} ; A_{h2})$

IV.4.2.4. Recommandations du RPA 99 pour le ferrailage des voiles :**a. Armatures verticales (Article 7.7.4.1) [2]**

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20% (0.2%.Lt. e).
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- Chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

b. Armatures horizontales (Article 7.7.4.2) [2] :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10φ.

c. Règles communes (Article 7.7.4.3) [2]

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - En zone courante 0,10 %.
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S_t \leq \min (1.5a ; 30 \text{ cm})$.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- 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 ($\phi < e/10$).

- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

IV.4.2.5. Présentation des résultats :

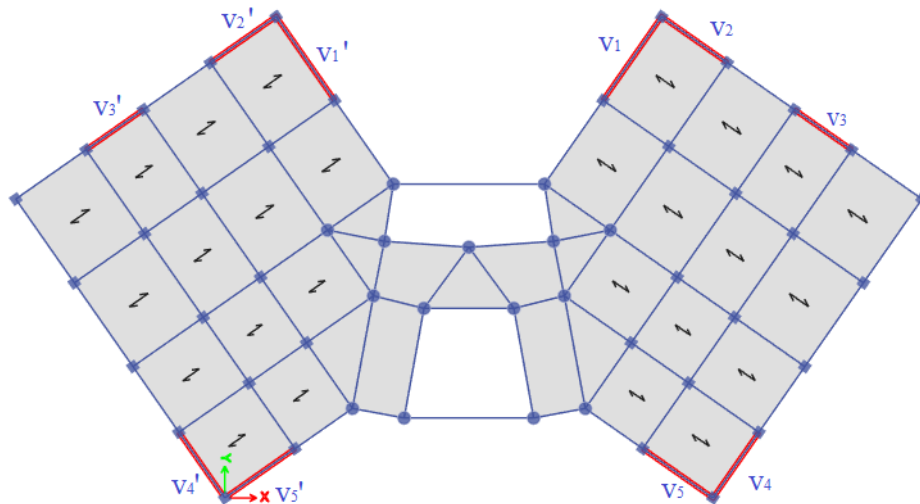


Figure IV.26 : disposition des voiles

Tableau présente les caractéristiques des voiles :

Tableau IV.61 : caractéristiques des voiles

Voile	e (cm)	L_i (m)	Longueur de voile (m)
Voile 1 et 1'	20	0.83	5
Voile 2 et 2'	20	1	3.93
Voile 3 et 3'	20	0.8575	3.43
Voile 4 et 4'	20	0.653	3.92
Voile 5 et 5'	20	1	4.2

IV.4.2.5.1. Exemple de calcul Voile 1 Voile 1' :

Soit le voile de longueur
 $L = 3.93\text{m}$
 $a = 0.2\text{ m}$ (épaisseur)
 $h_e = 3.74\text{ m}$ (hauteur de RDC)

✚ **Contraintes limites :**

Pour une hauteur d'étage de 3.74d où la hauteur libre est égale à :
 $h_e = 3.74 - 0.35 = 3.39\text{m}$ (0.35m : hauteur de la poutre)

Tableau IV.62 : calcul de σ_b et σ_{ba} pour les voiles V1 et V1'

	Béton armé	Béton non armé
Longueur de flambement l_f	$0.85 \times 3.39 = 2.8815$	$0.9 \times 3.39 = 3.051$
Élancement λ	$\lambda = \frac{2.8815\sqrt{12}}{0.2} = 49.91$	$\lambda = \frac{3.051\sqrt{12}}{0.2} = 52.84$
Coefficient α	0.60	0.40
Section réduite B_r $B_r = d \times (a - 0.02)$ $d = 0.83\text{m}$	0.1494	0.1494
Contraintes limites $\sigma_{ba} = \frac{N_{ulim}}{a \times b}$	$\sigma_{ba} = 13.28 \text{ MPa}$	$\sigma_{ba} = 8.69 \text{ MPa}$

Tableau IV.63 : calcul des armatures verticales pour les voiles V1 et V1'

Maile L_i (m)	1	2	3	4	5	6
L_i (m)	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83
Dimension ($S_j = a \times L_i$) (m^2)	0.166	0.166	0.166	0.166	0.166	0.166
Contrainte moyenne par bande σ_j (MPa)	6.55	4.17	2.15	1.93	3.75	5.97
Force de traction $F_t = \sigma_{mi} \times S_j$	1.09	0.69	0,36	0,32	0,62	0.99
Section d'acier (cm^2) $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ (Situation accidentelle $\gamma_s = 1$)	27.28	17.43	8.95	8.04	15.62	24.87
Aciers minimaux (cm^2) :	1.66	1.66	1.66	1.66	1.66	1.66
1. Selon BAEL : $0,1\% S_{b\text{éton}}$	3.32	3.32	3.32	3.32	3.32	3.32
2. Selon RPA99 : $0,2\%$ $\% S_{b\text{éton}}$						

Choix	2 × 9T14	2 × 6T14	2 × 4T12	2 × 4T12	2 × 6T14	2 × 9T14
A_v adopté (cm²)	27.72	18.48	9.04	9.04	18.48	27.72
S_i : espacement (cm)	10.42	16.66	27.77	27.77	16.66	10.42
S_i ≤ (1,5a ; 30cm) S_i ≤ 30cm	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

IV.4.2.4.3. Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture) :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \qquad \bar{V} = 1,4 \times V_{cal} \qquad V_{cal} = S_{12} \times a \times L_i$$

$$V_{ucal} = S_{12} \times a \times L_i = 2.09 \times 200 \times 833 = 348.194 \text{ KN}$$

$$\bar{V} = 487.47 \text{ KN}$$

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} = 1.1 \frac{487470}{400} = 13.4 \text{ cm}^2$$

IV.4.2.4.4. Aciers horizontaux :

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \times a \times S_t}{0.8(0.8 \times f_e)} \qquad \bar{\tau}_u = 1.4 \times \tau_u = 1.4 S_{12} \qquad S_{t \min} = 300 \text{ mm}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v \qquad A_v = \{ \text{section d'acier vertical de la bande la plus armé} \}$$

$$\bar{\tau}_u = 1.4 \times \tau_u = 1.4 S_{12} = 1.4 \times 2.09 = 2.93 \text{ MPa}$$

$$A_{h1} = \frac{2.93 \times 200 \times 300}{0.8(0.8 \times 400)} = 6.86 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (27.72) = 18.48 \text{ cm}^2$$

D'après le **R.P.A 99/ version 2003** on a :

$$A_{h \min} = 0,15\% B = 0,0015 \times 20 \times 83.3 = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$A_h = \text{Max} (A_{h1} ; A_{h2} ; A_{h \min}) = 18.48 \text{ cm}^2$$

On prend 2×6T14 = 18.48 cm²

Les résultats de ferrailage des voiles sont regroupés dans les tableaux suivants :
voiles V1 et V1' :

Tableau IV.64 : calcul des armatures verticales pour les voiles V1et V1'

Hauteur (m)	Mailles	Li (m)	Si (m ²)	σ_j (MPa)	Ft (MN)	AS (cm ²)	Choix	$A_{v\ adop}$	St (cm)
RDC	1	0.83	0.166	6.55	1.09	27.28	2×7T14	27.72	7.5
							2×2T14		15
	2	0.83	0.166	4.17	0.69	17.37	2× 6T14	18.48	15
	3	0.83	0.166	2.15	0.36	8.95	2× 5T12	11.3	15
	4	0.83	0.166	1.93	0,32	8.04	2× 5T12	11.3	15
	5	0.83	0.166	3.75	0,62	15.62	2×6T14	18.48	15
1 ^{er} ... 5 ^{ème}	1	0.83	0.166	4.37	0.73	18.2	2×7T12	20.34	7.5
							2×2T12		15
	2	0.83	0.166	2.85	0.47	11.87	2× 6T12	13.56	15
	3	0.83	0.166	/	/	/	/	/	/
	4	0.83	0.166	/	/	/	/	/	/
	5	0.83	0.166	3.05	0.51	12.7	2× 6T12	13.56	15
6 ^{ème} ... 9 ^{ème}	1	0.83	0.166	2.15	0,36	8.95	2× 7T10	14.222	7.5
							2× 2T10		15
	2	0.83	0.166	1.67	0.28	6.96	2× 6T10	9.42	15
	3	0.83	0.166	/	/	/	/	/	/
	4	0.83	0.166	/	/	/	/	/	/
	5	0.83	0.166	1.64	0,27	6.83	2× 6T10	9.42	15
6	0.83	0.166	1.9	0,32	7.91	2× 2T10	14.22	15	
						2× 7T10		7.5	

Voiles V2 et V2' :

Tableau IV.65 : calcul des armatures verticales pour les voiles V2et V2'

Hauteur (m)	Mailles	Li (m)	Si (m ²)	σ_j (MPa)	Ft (MN)	AS (cm ²)	Choix	$A_{v\ adop}$	St (cm)
RDC--5 ^{ème}	1	1	0.2	8.8	1.76	44	2×7T16	44.22	7.5
							2×4T16		15
6 ^{ème} ... 9 ^{ème}	1	1	0.2	2.63	0.53	13.15	2×7T12	24.86	7.5
							2×4T12		15

Voiles V3 et V3' :

Tableau IV.66 : calcul des armatures verticales pour les voiles V3et V3'

Hauteur (m)	Mailles	Li (m)	Si (m ²)	σ_j (MPa)	Ft (MN)	AS (cm ²)	Choix	A _{v adop}	St (cm)
RDC— --- 5 ^{ème}	1	0.86	0.172	3.17	0.55	13.63	2× 5T14	18.47	10
							2× 1T14		20
6 ^{ème} 9 ^{ème}	2	0.86	0.172	2.94	0.51	12.64	2× 5T14	15.4	20
							2× 5T12		10
6 ^{ème} 9 ^{ème}	1	0.86	0.172	1.62	0,28	6.97	2× 1T12	13.56	20
							2× 5T12		10
6 ^{ème} 9 ^{ème}	2	0.86	0.172	1.26	0,22	5.42	2×5T12	11.3	20
							2×5T12		20

Voiles V4 et V4' :

Tableau IV.67 : calcul des armatures verticales pour les voiles V4et V4'

Hauteur (m)	Maille	Li (m)	Si (m ²)	σ_j (MPa)	Ft (MN)	AS (cm ²)	Choix	A _{v adop}	St (cm)
RDC--- --5 ^{ème}	1	0.653	0,131	5.03	0.66	16.42	2×5T14	18.47	7.5
							2× 1T14		15
	2	0.653	0,131	2.83	0.37	9.24	2× 5T12	11.31	15
							2× 4T12		15
	3	0.653	0,131	1.43	0.19	4.67	2× 4T12	9.05	15
							2× 4T12		15
4	0.653	0,131	165	0.22	5.39	2× 4T12	9.05	15	
						2× 4T12		15	
5	0.653	0,131	3.18	0.42	10.38	2×5T12	11.31	15	
						2×5T12		15	
6 ^{ème} 9 ^{ème}	1	0.653	0,131	1.09	0.14	3.56	2× 5T12	13.56	7.5
							2× 1T12		15
	2	0.653	0,131	0.63	0.08	2.06	2× 5T10	7.9	15
							2× 5T10		15
	3	0.653	0,131	0.36	0.05	1.18	2× 4T10	6.32	15
							2× 4T10		15
4	0.653	0,131	0.44	0.06	1.44	2× 4T10	6.32	15	
						2× 4T10		15	
5	0.653	0,131	0.52	0.07	1.7	2× 5T10	7.9	15	
						2× 5T10		15	
6	0.653	0,131	1.19	0.16	3.89	2× 1T12	13.56	15	
						2× 5T12		7.5	

Voiles V5 et V5' :

Tableau IV.68 : calcul des armatures verticales pour les voiles V5et V5'

Hauteur (m)	Mailles	Li (m)	Si (m ²)	σ_j (MPa)	Ft (MN)	AS (cm ²)	Choix	A _{v adop}	St (cm)
RDC----- 5 ^{ème}	1	1	0.2	8.08	1.62	40.04	2×6T16	40.2	7.5
							2×4T16		15
6 ^{ème}9 ^{ème}	1	1	0.2	2.46	0.49	12.3	2× 6T12	18.1	7.5
							2× 4T12		15

✚ Armature de joint de bétonnage (acier de couture) :

Tableau IV.69 : calcul des aciers de coutures des voiles

Voiles	Etage	\bar{V} (KN)	A_{vj}^{cal} (cm ²)	Le choix	$A_s^{adopté}$ (cm ²)	St (cm)
V1 et V1'	RDC	496.08	13.66	2× 6T14	18.48	20
	1 ^{er} / 5 ^{ème}	436.16	11.99	2× 6T12	13.56	20
	6 ^{ème} / 9 ^{ème}	286.88	7.89	2× 6T10	9.42	20
V2 et V2'	RDC/5 ^{ème}	403.2	11.09	2× 6T12	13.56	20
	6 ^{ème} / 4 ^{ème}	268.8	7.39	2× 6T10	9.42	20
V3 et V3'	RDC/5 ^{ème}	370.83	10.2	2× 6T12	13.56	20
	6 ^{ème} / 9 ^{ème}	214.32	5.89	2× 6T10	9.42	20
V4 et V4'	RDC/5 ^{ème}	239.52	6.59	2× 6T12	13.56	20
	6 ^{ème} / 9 ^{ème}	179.18	4.93	2× 6T10	9.42	20
V5 et V5'	RDC/5 ^{ème}	319.2	8.78	2× 6T12	13.56	20
	6 ^{ème} / 9 ^{ème}	246.4	6.78	2× 6T10	9.42	20

✚ Aciers horizontaux :

Tableau IV.70 : calcul des aciers horizontaux des voiles

Voiles	Etage	τ (MPa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	$A_{h\ min}$ (cm ²)	A_h (cm ²)	Choix	A_s^{ado} (cm ²)	St (cm)
V1 et V1'	RDC	2,982	6,99	18,48	2,50	18,48	2× 6T14	18,48	20
	1 ^{er} ... 5 ^{ème}	2,618	6,14	12,32	2,50	12,32	2× 6T12	13,56	20
	6 ^{ème} ... 9 ^{ème}	1,722	4,04	6,03	2,50	6,03	2× 6T10	9,48	20
V2 et V2'	RDC... 5 ^{ème}	2,016	4,73	29,48	3,00	29,48	2× 10T14	30,8	10
	6 ^{ème} ... 9 ^{ème}	1,344	3,15	10,27	3,00	10,27	2× 6T12	13,56	20
V3 et V3'	RDC... 5 ^{ème}	2,156	5,05	10,27	2,58	10,27	2× 6T12	13,56	20
	6 ^{ème} ... 9 ^{ème}	1,246	2,92	6,03	2,58	6,03	2× 6T10	9,48	20
V4 et V4'	RDC... 5 ^{ème}	1,834	4,30	12,31	1,96	12,31	2× 6T12	13,56	20
	6 ^{ème} ... 9 ^{ème}	1,372	3,22	6,03	1,96	6,03	2× 6T10	9,48	20
V5 et V5'	RDC... 5 ^{ème}	1,596	3,74	29,48	3,00	29,48	2× 10T14	30,8	10
	6 ^{ème} ... 9 ^{ème}	1,232	2,89	10,27	3,00	10,27	2× 6T12	13,56	20

VI.4.3 Schéma de ferrailage des voiles :

Voile 1 et voile 1' :

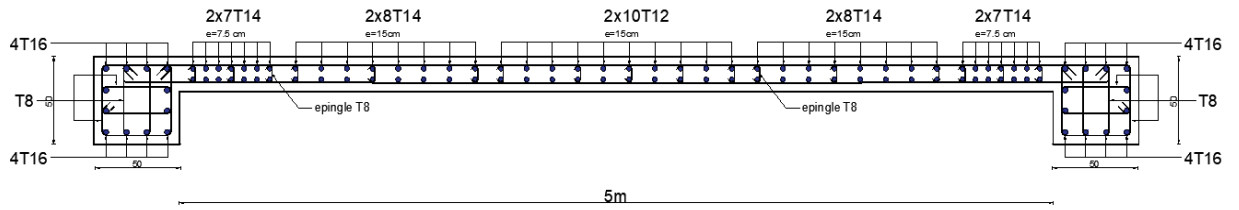


Figure IV.27: schémas de ferrailage du voile 1 et voile 1' (RDC).

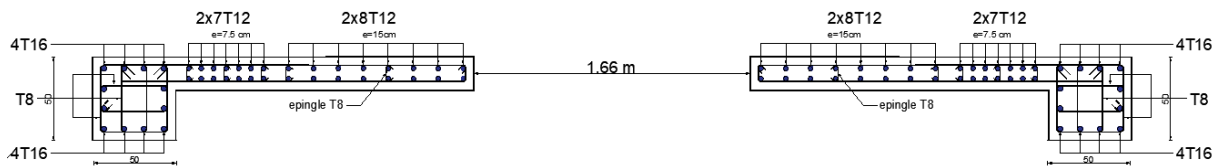


Figure IV.28: schémas de ferrailage du voile 1 et voile 1' (1^{er} - 5^{ème}).

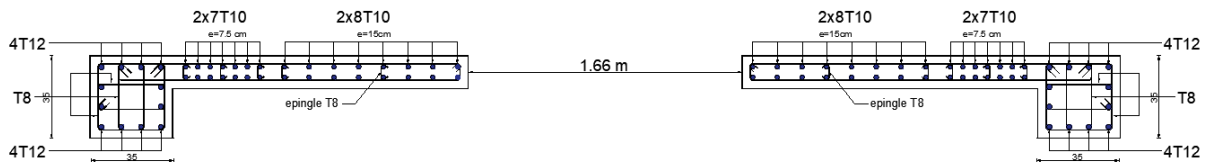


Figure IV.29: schémas de ferrailage du voile 1 et voile 1' (6^{ème} - 9^{ème}).

Voile 2 et voile 2' :

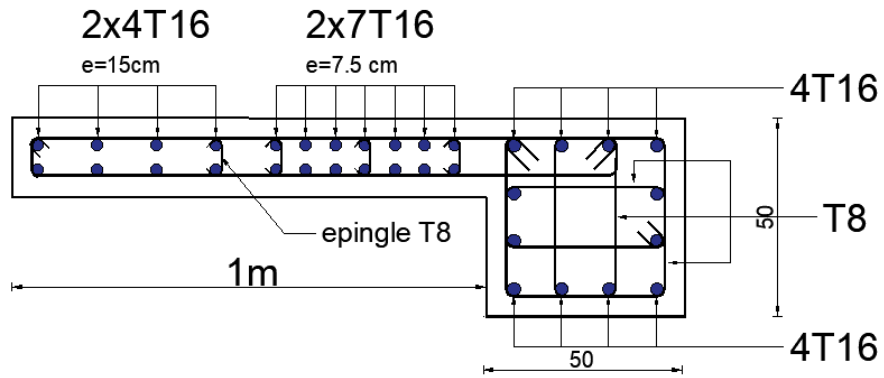


Figure IV.30: schémas de ferrailage du voile 2 et voile 2' (RDC-5^{ème}).

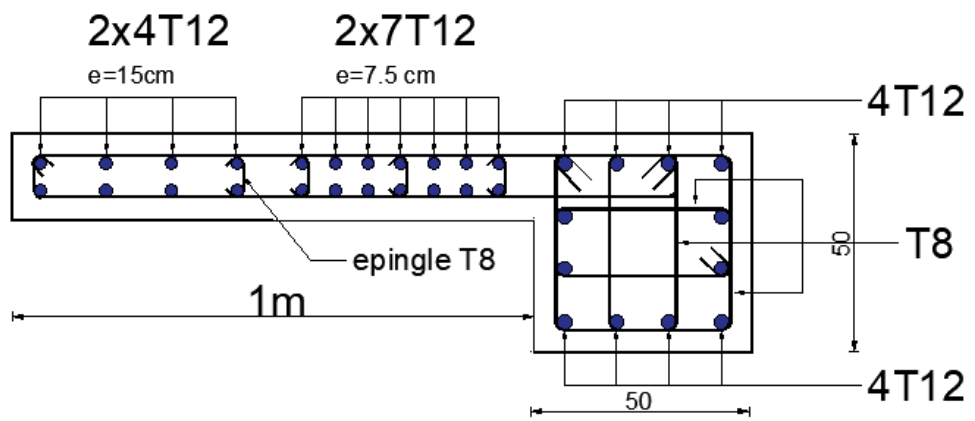


Figure IV.31 : schémas de ferrailage du voile 2 et voile 2' (6^{ème}-9^{ème}).

Voile 3 et voile 3' :

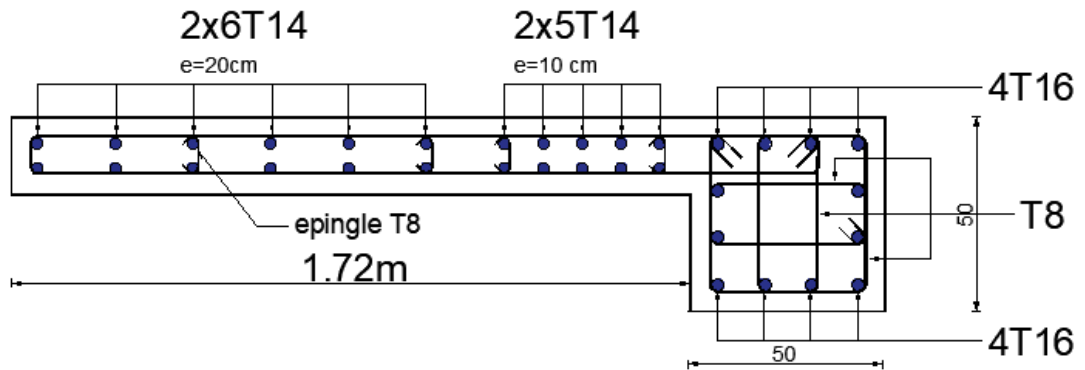


Figure IV.32 : schémas de ferraillage du voile 3 et voile 3' (RDC-5^{ème}).

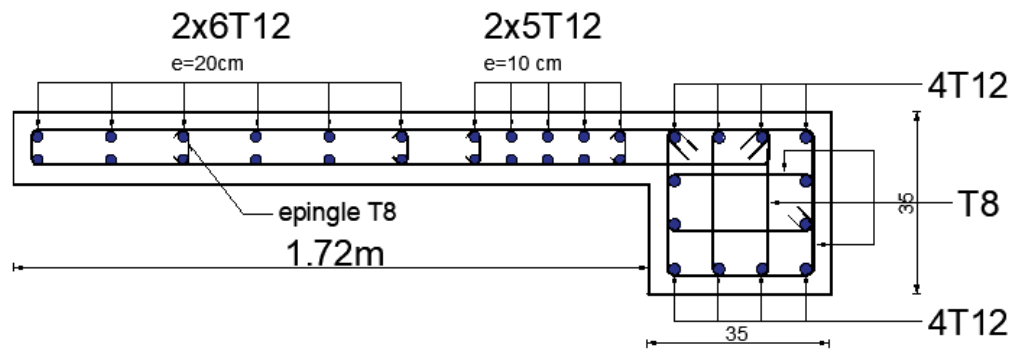


Figure IV.33 : schémas de ferraillage du voile 3 et voile 3' (6^{ème}-9^{ème}).

Voile 4 et voile 4' :

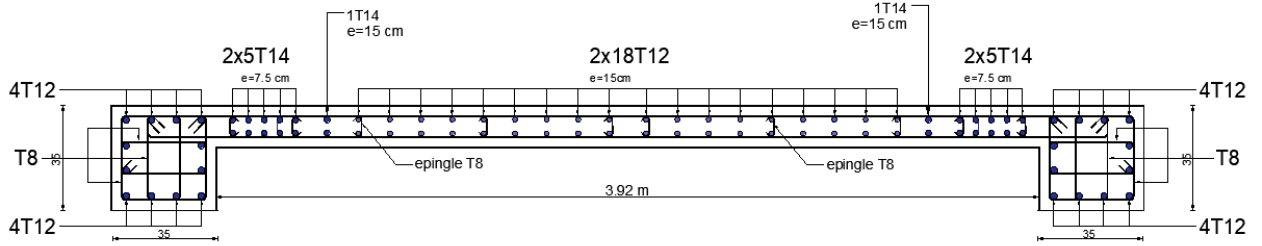


Figure IV.34 : schémas de ferrailage du voile 4 et voile 4' (RDC-5^{ème}).

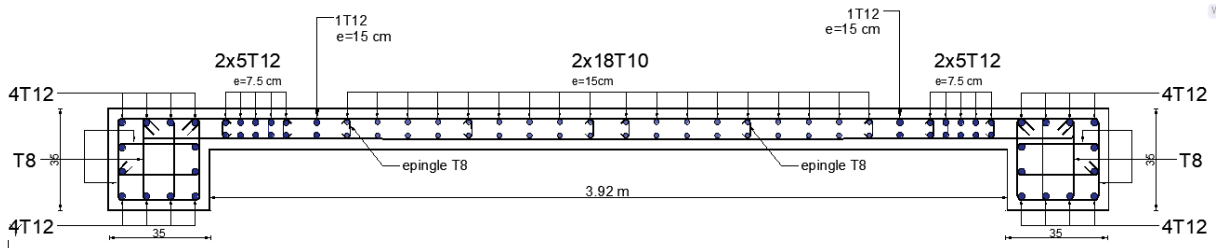


Figure IV.35 : schémas de ferrailage du voile 4 et voile 4' (6^{ème}-9^{ème}).

Voile 5 et voile 5' :

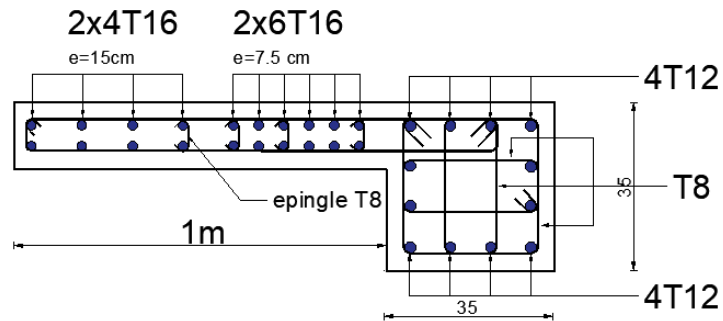


Figure IV.36: schémas de ferrailage du voile 5 et voile 5' (RDC-5^{ème}).

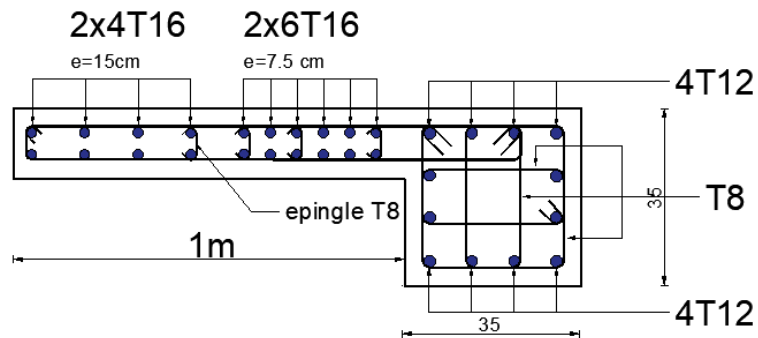


Figure IV.37 : schémas de ferrailage du voile 5 et voile 5' (6^{ème}-9^{ème}).

IV.4.4 Ferrailage des linteaux :

Les linteaux sont des éléments considérés comme des poutres courtes de faible raideur, bi encastés dans les trumeaux.

Sous l'effet d'un chargement horizontal et vertical, le linteau sera sollicité par un moment M et un effort tranchant V . Les linteaux pourront donc être calculés en flexion simple.

La méthode de ferrailage décrite ci-dessus est proposée dans le **RPA [1]**.

Les contraintes de cisaillement (dans les linteaux (et les trumeaux)) dans le béton à ;

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$$

$$\bar{\tau}_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \quad \text{avec} \quad \bar{V} = 1,4 \times V_{\text{cal}}$$

ou bien : $\tau_b = 1.4 \tau_u^{\text{cal}}$ $\tau_u^{\text{cal}} = (\text{S12 du fichiers résultants de l'Etabs})$

Avec :

b_0 : Épaisseurs du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile = 0,9 h .

h : Hauteur totale de la section brute.

IV.4.4.1Premier Cas : $\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$

- Dans ce cas les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M et V)
- On devra disposer :
 - Des aciers longitudinaux de flexion (A_l)
 - Des aciers transversaux (A_t)
 - Des aciers en partie courante, également appelés aciers de peau (A_c)

a. Aciers Longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs ou supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{Z f_e}$$

Avec : $Z = h - 2d$

Où :

h : la hauteur totale du linteau.

d : la distance d'enrobage.

M : Moment dû à l'effort tranchant ($\bar{V} = 1,4 \times V_{\text{cal}}$)

b. Aciers Transversaux :

Deux cas se présentent :

- ✓ Premier sous cas : Linteaux Longs ($\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$)

$$\text{on a : } S \leq \frac{A_t f_e Z}{\bar{V}}$$

Où : S : Représente l'espacement des cours d'armatures transversales.

At : Représente la section d'une cour d'armatures transversales.

$$Z = h - 2 d'$$

V : Représente l'effort tranchant dans la section considérée ($\bar{V} = 1,4 \times V_{cal}$)

l : Représente la portée du linteau.

- ✓ Deuxième Sous Cas : Linteaux Courts ($\lambda_g < 1$) :

$$S \leq \frac{A_t f_e Z}{V A_t f_e}$$

Avec : V = Min (V1, V2)

$$V2 = 2 V_{cal}$$

$$V1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec : M_{ci} et M_{cj} moments « résistants ultimes » des sections d'about à droite et à gauche du linteau de portée l_{ij} (voir figure suivante) et calculés par : M_c = A_t f_e Z

Où : Z = h - 2 d'

IV.4.4.2. Deuxième cas : ($\tau_b > 0,06 \times f_{c28}$)

Dans ce cas il y a lieu de disposer les ferraillages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armature de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M, V) sont repris suivant des bielles diagonales (compression et traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

Le calcul de A_D se fait suivant la formule : $A_D = \frac{V}{2 f_e \sin \alpha}$

$$\text{avec : } \text{tg } \alpha = \frac{h-2d}{l}$$

$$V = V_{u \text{ cal}} \text{ (sans majoration)} \quad \left(\tau_u = \frac{V_{u \text{ cal}}}{e h} = S12 \right)$$

$$\text{Longueur d'ancrage : } L_a = \frac{h}{4} + 50 \emptyset$$

IV.4.4.3. Ferraillage minimal :

b : Épaisseurs du linteau

h : Hauteur totale du linteau

St : Espacement des armatures transversales

IV.4.4.3.1. Armatures longitudinales A_l et A_l'

$$(A_l, A_l') \geq 0,0015 \times b \times h$$

A_l : Armatures inférieurs.

A_l' : Armatures supérieures

IV.4.4.3.2 Armatures Transversales A_t :

$$\tau_b \leq 0.025f_{c28} \rightarrow A_t \geq 0.0015 b \times S_t$$

$$\tau_b > 0.025f_{c28} \rightarrow A_t \geq 0.0025 b \times S_t$$

$$S_t \leq \frac{h}{4}$$

IV.4.4.3.3 Armatures de Peau (ou en section courante) A_c :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égale à 0,2%

$$A_c \geq 0.0020 b \times h \quad (2 \text{ nappes})$$

IV.4.4.3.4 Armatures Diagonals A_D :

$$\tau_b \leq 0.06f_{c28} \rightarrow A_t = 0$$

$$\tau_b > 0.06f_{c28} \rightarrow A_t \geq 0.0015 b \times h$$

IV.4.4.4 exemple de calcul de linteaux LV_1 et LV_1' :

$$h = 0.765 \text{ m} \quad L = 1.66 \text{ m} \quad b = 0,20 \text{ m}$$

$$\tau_b = 4.34 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_b} = 0.2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_b} > \tau_b$$

$$0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b > 0.06 f_{c28} \rightarrow \text{on est dans 2}^{\text{ème}} \text{ cas :}$$

Dans ce cas il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinal (supérieur et inférieur), transversal et en zone courante suivant les minimums réglementaires suivants :

✚ Armatures longitudinales :

$$A_l = A_l' > 0,0015 \times 200 \times 765 = 2.295 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend 2 T14} \quad A_s = 3.08 \text{ cm}^2$$

✚ Armatures de peau :

$$A_c > 0,002 \times 200 \times 765 = 3.06 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend 4T12} \quad A_s = 4,52 \text{ cm}^2 \text{ en deux nappes.}$$

✚ Armatures transversales :

$$0,025f_c28=0,625 \text{ MPa} \rightarrow \tau_b > 0,025f_c28$$

$$\text{Alors: } A_t \geq 0,0025 \times b \times S_t = 0,0025 \times 20 \times 20 = 1 \text{ cm}^2 \quad S_{t \max} = \frac{h}{4} = \frac{0,765}{4} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{soit : } A_t = 10T8 = 5 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{166}{9} = 18 \text{ cm} < S_{t \max} = 20 \text{ cm}$$

✚ Armatures diagonales :

$$A_D = \frac{\tau_u b \times h}{2f_e \sin \alpha}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{h-2d'}{l} = \frac{76,5-2,2}{166} = 0,436 \rightarrow \alpha = 23,6^\circ$$

$$A_D = \frac{4,34 \times 200 \times 765}{2 \times 400 \times \sin 23,6} = 20,73 \text{ cm}^2$$

$$\text{on prend: } 2 \times 6T16 = 24,12 \text{ cm}^2$$

$$A_D > 0,0015 \times 200 \times 765 = 2,3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Longueur d'ancrage : } L_a \geq \frac{h}{4} + 50 \varnothing = \frac{76,5}{4} + 50 \times 1,6 = 99,125 \text{ cm} \rightarrow L_a = 100 \text{ cm}$$

Tableau IV.71 : calcul de ferrailage des linteaux

Lin teau	NIV	τ_b (MPa)	A_l (cm ²)	Choix	A_t (cm ²)	Choix	A_c (cm ²)	Choix	α	A_D (cm ²)	Choix	L_s (cm)
				A _l adop		A _t adop		A _c adop			A _D adop	
L1 et L1'	1 ^{er} ...9 ^{ème}	4,96	2,295	2T14	1,0	10T10	3,06	4T12	23,6	23,70	12T16	100
				3,08		7,9		4,52			24,12	
L2 et L2'	RDC	2,11	2,805	2T14	1,2	16T10	3,74	4T12	17,0	16,88	10T16	105
				3,08		12,64		4,52			20,1	
L3 et L3'	1 ^{er} ...9 ^{ème}	2,76	2,295	2T14	1,0	16T10	3,06	4T12	13,9	21,98	12T16	100
				3,08		12,64		4,52			24,12	
L3 et L3'	RDC	3,39	2,805	2T14	1,2	10T10	3,74	4T12	27,6	17,13	12T16	105
				3,08		7,9		4,52			20,1	
L3 et L3'	1 ^{er} ...9 ^{ème}	3,76	2,295	2T14	1,0	10T10	3,06	4T12	22,9	18,47	12T16	100
				3,08		7,9		4,52			20,1	
L4 et L4'	1 ^{er} ...9 ^{ème}	2,65	2,295	2T14	1,0	8T10	3,06	4T12	29,1	10,41	6T16	100
				3,08		6,32		4,52			12,06	
L5 Et L5'	RDC	2,52	2,805	2T14	1,2	17T10	3,74	4T12	15,6	21,87	12T16	105
				3,08		13,43		4,52			24,12	
L5 Et L5'	1 ^{er} ...9 ^{ème}	3,19	2,295	2T14	1,0	17T10	3,06	4T12	12,8	27,61	14T16	100
				3,08		13,43		4,52			28,14	

IV.4.4.5 Schéma de ferraillage des linteaux :

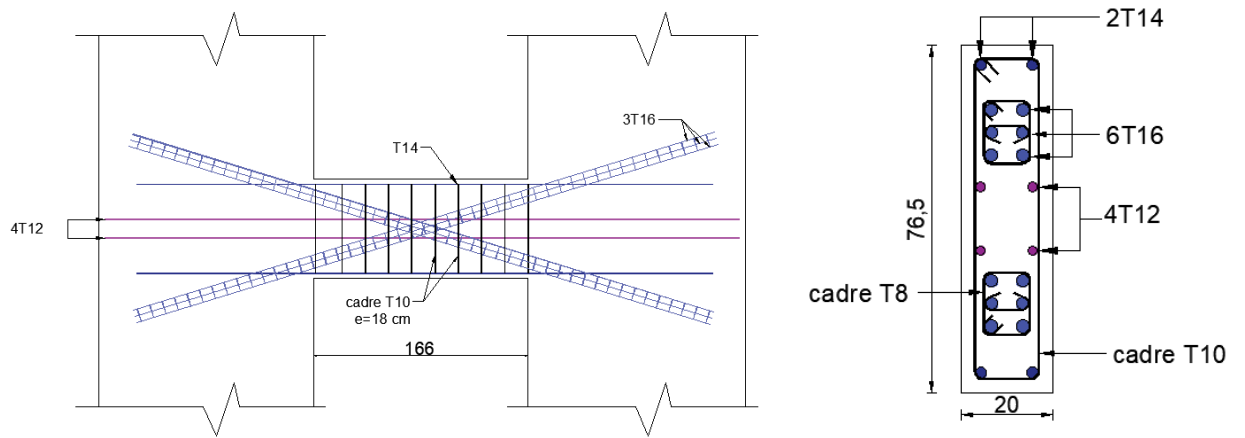


Figure IV.38 : schémas de ferraillage du linteau 1 et 1'

Chapitre V : Etude de sol

V.1 Introduction :

Les ouvrages géotechniques peuvent faire partie intégrante d'une structure, telles que les fondations superficielles, les fondations sur puits, fondation sur pieux et les parois moulée, comme ils peuvent former en eux – mêmes une structure a part, telles que les tunnels, les murs de soutènement etc...

La complexité de la conception et du calcul de tels ouvrages est principalement due à leurs interactions avec le sol a voisinant. Ce dernier présente un comportement complexe échappant à une formulation pratique simple.

Les méthodes de calcul des ouvrage géotechniques reposent sur un ensemble de principes de la mécanique des sols qu'il faut au préalable les comprendre.

La reconnaissance des sols faut appel à différentes techniques de sondage et d'essais sur site (in situ) et au laboratoire en vue de déterminer les caractéristiques principales des diverses couches de terrain rencontrées.

V.2 Reconnaissance géotechnique :

Les travaux de reconnaissance géotechnique consistent en la réalisation des :

- Essais in situ.
- Essais de laboratoire.

V.2.1 Essais in situ :

-La reconnaissance sur site a comporté :

- ✓ Deux sondages pressiométriques (**S.P**) de 16m de profondeur chacun.
- ✓ Huit (8) sondages de pénétration dynamiques lourd (**P.D.L**).
- ✓ Un sondage carotté (**S.C**) de de quinze mètre (15m) de profondeur.

Ces essais nous ont permis d'avoir des informations sur la résistance du sol et sur son degré d'homogénéité.

V.2.1.1 Les Sondages carottés :

V.2.1.1. a. Principe et but de l'essai :

Les sondages carottés permettent d'extraire des échantillons de sol en profondeur (15m).

Ces échantillons, remaniés ou intact permettent d'une part de connaitre de visu la nature géologique des terrains, et d'autre part de mener la compagne d'essais de laboratoire pour aboutir aux caractéristiques d'identification physique et mécanique du sol.

Les échantillons extraits sont dits « remaniés » lorsque les conditions de leur conservation et transport détruisent l'état et la structure du sol tel qu'il était en place. Ces échantillons

sont utilisés pour identifier les sols notamment par les essais de « granulométrie » et de « limites d'Atterberg » et de « poids volumique ».

Les échantillons extraits sont dits « intacts » lorsque l'on prend le plus grand soin dans leur extraction, conservation et de transport au laboratoire. L'opération particulière, dans ce cas, consiste à paraffiner l'échantillon de sol dès son extraction ; ce qui permettra de conserver au maximum la structure et l'état du sol tel qu'il était en place. Ces échantillons peuvent servir à à quelques essais d'identifications tels que ; les différents poids volumiques et la teneur en eau, que mécanique (compressibilité et cisaillement).

V.2.1.1. b. Résultats obtenus :

La nature lithologique du sol, déduit de sondages carottés, réalisés au site étudié et donnée ci-dessous :

Tableau V.1 : nature lithologique

<i>Sondage carotté SC01</i>	
<i>Profondeurs (m)</i>	<i>Description lithologique</i>
0.00 _ 2.50	Remblai hétérogène contenant des débris de constructions
2.50 _ 7.00	Marne limoneuse jaunâtre à grisâtre
7.00 _ 15.0	Marne grise

V.2.2 Essais de pénétration dynamique lourds (P.D.L) :

Huit (8) essais au pénétromètre dynamique lourd (P.D.L) ont été réalisés sur toute l'assiette du site afin de déterminer la résistance du Sol en place.

V.2.2.1 principe et but de l'essai :

C'est un essai qui consiste à enfoncer dans le sol par battage un train de tiges métalliques muni à son extrémité d'une pointe conique, à l'aide d'un marteau (mouton) tombant en chute libre d'une hauteur donnée,

On compte le nombre de coups « N » correspondant à chaque enfoncement de 20 cm de la tige dans le sol. L'enfoncement en profondeur de la tige est en fonction de la compacité du sol dans un sol homogène, l'enfoncement est proportionnel au nombre de coups. on dit que le « refus » est atteint lorsque le nombre de coups N, pour une pénétration inférieure ou égale à 20 cm, devient très élevé (plus de 100 coups).

Les résultats des essais sont représentés par des diagrammes donnant, en fonction de la profondeur, la résistance en pointe au battage R_p déduite de la formule des hollandais.

Cette formule est donnée par :

$$R_p = \frac{M^2 \times g \times H}{e \times (M + M') \times A}$$

- Avec : A : section droite de la pointe
e : pénétration moyenne par coup
G : accélération de la pesanteur
H : hauteur de la chute
M : masse du mouton
M' : somme des masses du train de tiges, de l'enclume et de la tige guide.

Le pénétromètre dynamique utilisée pour la réalisation de ces essais possède les caractéristiques suivantes :

- ✓ Pointe de diamètre $\varnothing_p = 50\text{mm}$, de section $A=19.63\text{cm}^2$
- ✓ Mouton de masse $M=63.5\text{ Kg}$
- ✓ Tige de masse $M=6.1\text{ Kg}$, de diamètre $\varnothing_t = 32\text{ mm}$ et de longueur de 1 m.

Cet essai a servi à :

- ✓ L'évaluation de la résistance à la pointe en fonction de la profondeur
- ✓ Donner une idée du degré d'homogénéité du sous-sol en décelant d'éventuelles anomalies (caverne, roches etc...).
- ✓ Obtenir le niveau précis du premier horizon dur rencontré pour les différentes zones.

V.2.3 Essai pressiométrique :

L'essai pressiométrique consiste à charger latéralement le terrain grâce à une sonde de mesure cylindrique descendue dans un trou préalablement foré. Cette sonde est dilatable radialement par l'application d'une pression interne croissante.

Les déformations correspondantes sont déterminées par mesure de la variation de volume de la cellule centrale.

Cette méthode sert à établir une proportionnalité entre la pression verticale limite (ou la capacité portante) q_1 et la pression pressiométrique limite P_1 . [Ali Bouafia]

V.3 Essais de laboratoire :

Outre l'investigation expérimentale in situ une campagne d'essais sont réalisées en laboratoire sur des échantillons de sol, extraits lors des sondages carottés réalisés. Les essais de laboratoire peuvent être subdivisés en trois (0.3) grandes catégories :

- ✓ **Les essais d'indentification :** ceux sont essentiellement le « poids volumique », la « teneur en eau », les « limites d'Atterberg », la « granulométrie » (par tamisage ou par sédimentométrie) et l'analyse chimique.

- ✓ **Les essais de résistance** : ceux sont des essais qui permettent d'étudier la résistance du sol, en particulier au cisaillement, d'en déduire sa capacité portante, et de conclure sur la stabilité des fondations superficielles ou profondes, des ouvrages de soutènement ..etc
Parmi ces essais, est l'essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande.
- ✓ **Les essais de compressibilité** : ceux sont des essais qui permettent d'évaluer les tassements d'un sol sous le poids d'une charge donnée (fondation, remblai,..etc). Le plus connu de ces essais est l'œdomètre qui donne certaines caractéristiques de compressibilité nécessaires pour évaluer ces tassements.

V.3.1 Les caractéristiques physiques :

- ✓ Le poids volumique secs γ_d est égale à 16.7 KN/m³ pour la marne limoneuse et 16.5 KN/m³ pour la marne grise.
- ✓ La teneur en eau $w\%$ est égale à 23.4 KN/m³ pour la marne limoneuse et 24.14 KN/m³ pour la marne grise.
- ✓ Le poids volumique des grains solides $\gamma_s=26$ KN/m³
- ✓ Le degré de saturation égale à 100% pour les deux sols, donc notre sol est complètement saturé.
D'après ces informations la teneur en eau $w\%$ correspond à un sol saturé, cela signifie que $w\%$ est égal à $w_{sat}\%$.
- ✓ Les valeurs des limites de liquidité W_L pour la marne est égale à 41.85 % et 35.85 pour la marne limoneuse.
- ✓ Les indice de plasticité I_p est égale à 22.45 % pour la marne et 15.52 % pour la marne limoneuse.

Nous présentons ici quelques formules pour la détermination des différentes caractéristiques physique :

$$\begin{aligned} \gamma_h &= \gamma_d(1+w) & ; & & w_{sat} &= \gamma_w(1/\gamma_d - 1/\gamma_s) & ; & & \gamma_{sat} &= \gamma_w + \gamma' \\ \gamma' &= \gamma_d(1 - \gamma_w/\gamma_s) & ; & & e &= (\gamma_s/\gamma_d - 1) & ; & & \gamma_w &= 10 \text{ KN/m}^3 \end{aligned}$$

Avec : γ' : est le poids volumique déjaugé. e : Est l'indice des vides.

γ_w : Est le poids volumique de l'eau.

Dans le tableau ci apes, sont présenter les valeurs des principaux paramètres physiques mesurés :

Tableau V.2 : les valeurs des paramètres physiques

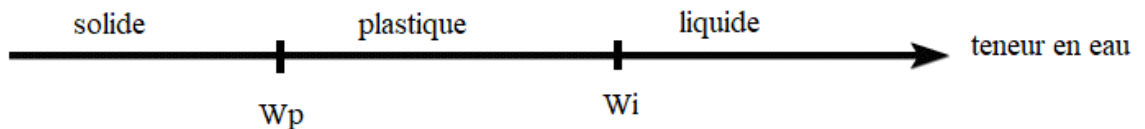
Type de sol	Sr %	Wsat%	γ_d (KN/m ³)	γ_{sat}	e
Marne limoneuse	100%	23.4	16.7	20.6	0.62
Marne grise	100%	24.14	16.5	20.4	0.73

V.3.2 Classification des sols selon le système LCPC :

La classification du LCPC repose d’abord sur l’étude de la courbe granulométrique, en utilisant l’abaques de cassagnarde pour les limites d’Atterberg.

Atterberg a défini conventionnellement à partir de la teneur en eau du sol ; les limites de divers états de consistance donnée

- La limites de liquidité w_l sépare l’état liquide de l’état plastique ;
- La limite de plasticité w_p sépare l’état plastique de l’état solide.



Les résultats concernant la classification des sols sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.3 : classification selon l’abaque de Casagrand (selon LCPC).

Type de sol	% d’Éléments de $\varnothing < 80\mu$ (%)	% d’Éléments de $\varnothing < 80\mu$ (%)	Wl	Ip	Classification selon l’abaque de Cassagnarde
Marne limoneuse	98	96	35.85	15.52	Argiles peu plastique
Marne grise	100	97	41.85	22.45	Argiles peu plastique

V.4. Essais mécaniques :**V.4.1 Essais de cisaillement rectilignes à la boîte :**

Cet essai permet de déterminer les caractéristiques mécaniques qui sont, la cohésion C_{uu} et l'angle de frottement interne ϕ_{uu} (ce sont les caractéristiques non drainées)

Le type de l'essai est non consolidé non drainé uu et consolidé drainé.

Tableau V.4 : Les caractéristiques mécaniques.

Sondage	Profondeur (m)	Essai uu		Essai CD	
		C_{uu} (KPa)	ϕ_{uu} (°)	C' (KPa)	ϕ' (°)
SC1	3.5 – 4	-	-	-	-
	6.5 – 6.9	26	8.59	-	-
	9.5 – 9.9	-	-	-	-
	14.6 – 14.9	-	-	-	-

V.4.2 Essai de compressibilité à l'œdomètre :

L'essai de compressibilité à l'œdomètre a pour but la détermination des caractéristiques de compressibilité tel que la contrainte de pré consolidation (σ_p) le coefficient de compression C_c et le coefficient de gonflement C_g .

Les résultats obtenus pour l'essai de compressibilité à l'œdomètre sont les suivant :

Tableau V.5 : l'essai de compressibilité ont l'œdomètre.

Sol	C_c (%)	C_s (%)
Marne limoneuse	14.01	9.43
Marne gris	12.68	7.54

V.4.3 les caractéristiques physiques et mécaniques :**Tableau V. 6 :** caractéristiques physiques et mécanique du sol.

Sol	γ_d (KN/m ³)	γ_{sat} (KN/m ³)	W (%)	Sr (%)	C_g (%)	C_c (%)
Marne limoneuse	16.7	20.60	23.40	100	3.81	9.43
Marne	16.5	20.40	24.14	100	1.82	7.54

V.5 lithologique du site :

les échantillons de, extrais lors de l'exécution des sondages carottés et des sondages pressiométriques, dévoilent une certaine homogénéité sur le plan lithologique du site et montrent que celui-ci est constitué, à partir de la surface du terrain naturel, des formations suivantes :

Remblais superficiels, suivie d'une couche de marne limoneuse de couleur jaune le tout surmonte une couche de marne.

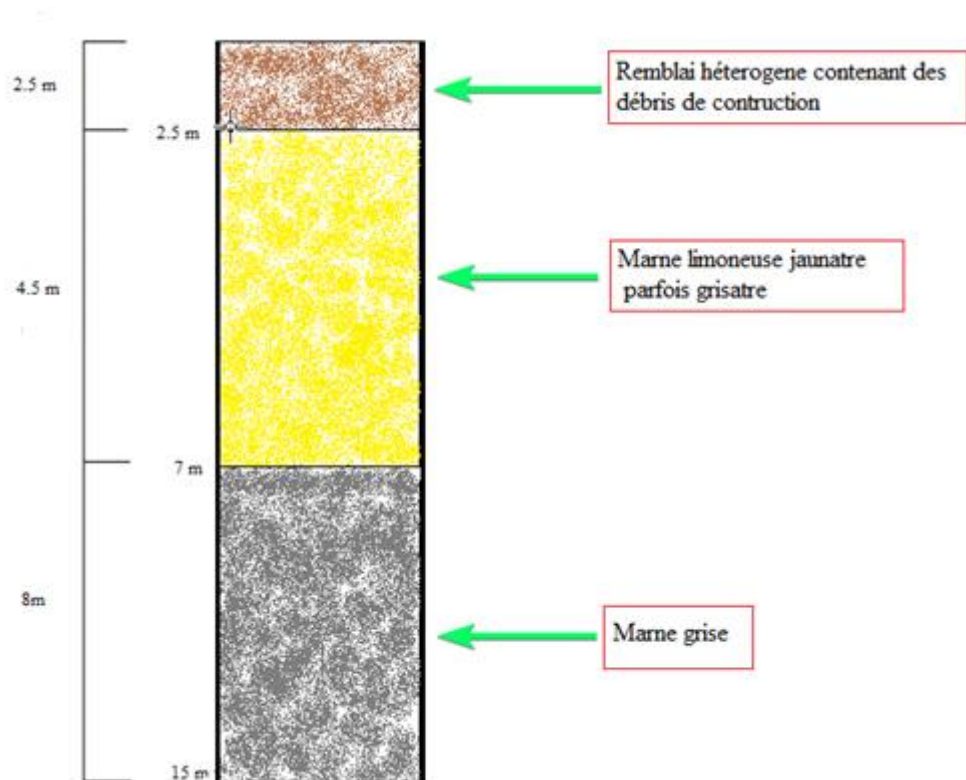


Figure V.1 : Coupe lithologique de sol.

V.6 Calcul de la capacité portante à partir de l'essai pressiométrique :

La méthode exposée ci-dessous est d'origine semi-empirique, formulée dès 1955 par Louis Ménard, inventeur de l'essai pressiométrique, suite à des essais de chargement des fondations en vraie grandeur [8].

Afin de tenir compte de la non homogénéité du sol, la méthode se base sur le concept de l'homogénéisation, en remplaçant le système « sol/fondation » par un système équivalent dans lequel le sol est caractérisé par une pression limite P_{le}^* et la fondation a une fiche équivalente D_e .

- P_{le}^* : est une moyenne arithmétique des pressions limites nettes dans une zone épaisse de $1.5B$ sous la fondation, dite zone utile de la capacité portante Z_u .

La pression limite nette p^*_1 est la différence entre p_l et la pression horizontale des terres au repos P_o a une profondeur donnée au moment de l'essai.

A une profondeur donnée dans la zone utile, si $p^*_1 > 1.5 p^*_{1min}$ donc p^*_1 est remplacée par $1.5p^*_{1min}$ dans le calcul de la pression limite équivalente P^*_{le} .

Dans les sols fins saturés, l'essai pressiométrique déclenche un comportement non drainé et les caractéristiques pressiométrique mesurées sont donc non drainées.

La pression des terres au repos doit se calculer en contrainte totales comme suit :

$$P_o = u + K_o \sigma'_v \quad \text{ou bien} \quad P_o = K_o \sigma_v$$

La capacité portante à calculer à partir de la méthode pressiométrique correspond ainsi à un comportement à court terme pour ce type de sol.

K_o : est le coefficient de pression des terres au repos : $K_o = 0.5$ pour les sols pulvérulents,

$K_o = 1$ pour le sol cohérent saturés.

La capacité portante sous une fondation superficielle soumise a une charge verticale et centrée est donnée par : $q_l = K_p \times P^*_{le} + q_o$

q_o : est la contrainte verticale initiale a la base de la fondation après travaux de fondation

K_p : est dit facteur de portance pressiométrique, fonction de la nature du sol Just sous la base de la fondation. Il est donné par la formule suivante :

$$K_p = k p^1 \frac{B}{L} + K p^0 \left(1 - \frac{B}{L}\right)$$

$k p^1$ et $K p^0$ correspondent respectivement a une semelle carrée et continue en fonction de l'élancement D/B et la nature de sol.

V.6.1 Caractéristiques pressiométriques :

- Les caractéristiques mécaniques principales déduites de ces essais sont le module de déformation « E » et la pression limite « P_l » correspondante par définition à la rupture du terrain.

- Les valeurs du module « E » et de la pression limite « P_l » ainsi que celle du rapport E/P_l sont représentées sur les tableaux ci-après :

✚ Sondage SP1 :

Tableau V.7 : caractéristique du type de sol testé par sp1

Essai	H (m)	E (bar)	Pl (bar)	E/Pl
1	2	61.58	7.9	7,79
2	4	89.19	6.71	13,29
3	6	112.15	13.11	8,55
4	8	127.12	14.13	9,00
5	10	202.11	13.74	14,71
6	12	453.27	18.38	24,66
7	14	204.7	18.29	11,19
8	16	477.31	19.65	24,29

✚ Sondage SP2:

Tableau V.8 : caractéristique du type de sol testé par sp2.

Essai	H (m)	E (bar)	Pl (bar)	E/Pl
1	2	49,87	6,57	7,59
2	4	91,60	10,37	8,83
3	6	99,73	10,80	9,23
4	8	101,49	14,18	7,16
5	10	116,88	14,33	8,16
6	12	136,47	17,65	7,73
7	14	146,17	16,30	8,97
8	16	246,93	19,03	12,98

V.6.2 Calcul de la capacité portante pour le sondage sp1 :

On suppose une semelle isolée de forme carrée de $2 \times 2 \text{m}^2$.

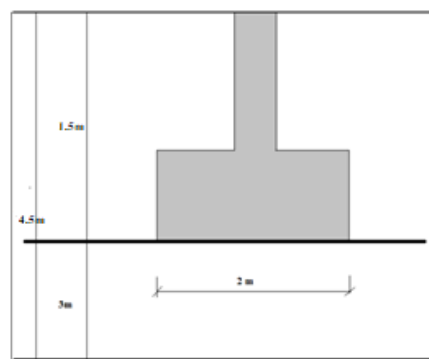


Figure V.4 : Semelle isolée

La zone utile de capacité portante sous la base de fondation étant épaisse de

$$\frac{3}{2} B \rightarrow \frac{3 \times 2}{2} = 3m$$

donc Z_u est entre (D ; D+ Z_u), c'est à dire entre (1.5 ;4.5)m

D'après les deux tableaux, nous considérons deux mesures caractérisant la zone utile de capacité portante. Le sol jusqu'à 4.5m pour les deux sondages carottiers est une marne limoneuse

L'essai pressiométrique déclenche un comportement non drainé. La pression des terres au repos $P_0(Z) = K_0 \sigma_v'(Z) + U$ ou bien $P_0(Z) = K_0 \gamma_{sat} \times Z$

U : est la pression interstitielle ;

$\sigma_v'(Z)$: est la contrainte verticale effective ;

γ_{sat} : est le poids volumique saturé ;

Z est la profondeur de la couche par rapport à la surface libre.

a. Calcul de la pression des terres au repos P_0 :

Nous considérons deux mesures caractérisant de la zone utile (4 ;7) m :

$$p_0(2) = K_0 \times \gamma_{sat} \times 2 = 20.6 \times 2 = 41.2 \text{ KPa}$$

$$p_0(4) = K_0 \times \gamma_{sat} \times 4 = 20.6 \times 4 = 82.4 \text{ KPa} = 1.24 \text{ bars}$$

b. Calcule de la pression limite nette P^*_l :

Est la différence entre P_l et P_0

$$P^*_l(2) = p_l(2) - p_0(2) = 790 - 41.2 = 748.8 \text{ KPa}$$

$$P^*_l(4) = p_l(4) - p_0(4) = 671 - 82.4 = 588.6 \text{ KPa}$$

$1.5 P^*_{lmin} = 882.9 \text{ KPa} \Rightarrow : P^*_l(2) < 1.5 P^*_{lmin}$ donc : on garde les mêmes valeurs

Tableau V.9 : les résultats de calcul.

Z(m)	2	4
P_l (KPa)	790	671
P_0 (KPa)	41.2	82.4
P^*_l (KPa)	748.8	588.6

c. Calcule la pression la pression limites équivalente :

Est une moyenne arithmétique des pressions limites nettes

$$P^*_{le} = \frac{748.8 + 588.6}{2} = 668.7 \text{ KPa}$$

d. Calcule de la capacité portante :

La capacité portante sous une fondation superficielle soumise à une charge verticale et centrée donnée par :

$$q_1 = K_p \times P^*_{le} + q_0 \rightarrow \text{pour } D/B = 1.5/2 = 0.75 \rightarrow K_p1 = 1.5 \text{ (Marne, Marno-Calcaire)}$$

[Ali Bouafia 2]

$$Kp = kp^1 \frac{B}{L} + Kp^0 \left(1 - \frac{B}{L}\right) \rightarrow Kp = kp^1 = 1.5$$

$$q_o = \gamma_{sat} \times D = 20.6 \times 1.5 = 30.9 \text{ KPa}$$

alors : $q_l = 1.5 \times 668.7 + 30.9 = 1033.95 \text{ KPa}$
 \Rightarrow La capacité portante $q_l = 1033.95$

Aux états limites ultime :

Est la capacité portante calculée à ELU :

$$q_{cal} = \frac{q_l}{F_s} \quad \text{avec: } F_s \text{ :est le facteur de sécurité égal à 2}$$

$\Rightarrow q_{cal} = 516.97 \text{ bars}$

f. En termes de contraintes admissible :

$$q_{adm} = q_o + \frac{q_l - q_o}{F_s} \quad \text{avec : } F_s = 3$$

$$q_{adm} = 30.9 + \frac{1033.95 - 30.9}{3} = 365.26 \text{ KPa} \Rightarrow q_{adm} = 3.7 \text{ bars}$$

V.6.3 Calcul de la capacité portante pour le sondage sp2 :

a. Calcul de la pression des terres au repos P_o :

Nous considérons deux mesures caractérisant de la zone utile (4 ;7) m :

$$p_o(2) = K_o \times \gamma_{sat} \times 2 = 20.6 \times 2 = 41.2 \text{ KPa}$$

$$p_o(4) = K_o \times \gamma_{sat} \times 4 = 20.6 \times 4 = 82.4 \text{ KPa} = 1.24 \text{ bars}$$

b. Calcul de la pression limite nette P^*_1 :

Est la différence entre P_l et P_o

$$P^*_1(2) = p_l(2) - p_o(2) = 657 - 41.2 = 615.8 \text{ KPa}$$

$$P^*_1(4) = p_l(4) - p_o(4) = 1037 - 82.4 = 954.6 \text{ KPa}$$

$$1.5 P^*_{lmin} = 923.7 \text{ KPa} \Rightarrow : P^*_1(4) > 1.5 P^*_{lmin} \text{ donc : } P^*_1(4) = 923.7 \text{ KPa}$$

Tableau V.10 : les résultats de calcul.

Z(m)	2	4
P_1 (KPa)	657	1037
P_o (KPa)	41.2	82.4
P^*_1 (KPa)	615.8	923.7

c. Calcul de la pression limite équivalente :

Est une moyenne arithmétique des pressions limites nettes

$$P^*_{le} = \frac{615.8 + 923.7}{2} = 769.75 \text{ KPa}$$

d. Calcul de la capacité portante :

La capacité portante sous une fondation superficielle soumise à une charge verticale et centrée donnée par :

$$q_1 = K_p \times P_{1e} + q_0 \rightarrow D/B = 1.5/2 = 0.75 \rightarrow K_{p1} = 1.5 \text{ (Marne, Marno-Calcaire)}$$

[Ali Bouafia 2]

$$K_p = k_p^1 \frac{B}{L} + K_p^0 \left(1 - \frac{B}{L}\right) \rightarrow K_p = k_p^1 = 1.5$$

$$q_0 = \gamma_{\text{sat}} \times D = 20.6 \times 1.5 = 30.9 \text{ KPa}$$

$$\text{alors : } q_1 = 1.5 \times 769.75 + 30.9 = 1185.52 \text{ KPa}$$

$$\Rightarrow \text{La capacité portante } q_1 = 1185.52$$

Aux états limites ultime :

Est la capacité portante calculée à ELU :

$$q_{\text{cal}} = \frac{q_1}{F_s} \quad \text{avec: } F_s \text{ : est le facteur de sécurité égal à 2}$$

$$\Rightarrow q_{\text{cal}} = 592.76 \text{ bars}$$

f. En termes de contraintes admissible :

$$q_{\text{adm}} = q_0 + \frac{q_1 - q_0}{F_s} \quad \text{avec : } F_s = 3$$

$$q_{\text{adm}} = 30.9 + \frac{1185.52 - 30.9}{3} = 415.77 \text{ KPa}$$

$$\Rightarrow q_{\text{adm}} = 4.16 \text{ bars}$$

En récapitulation :

Tableau V.12 : La contrainte admissible dans les deux sondages

Sondage	SP1	SP2
q₁ (bars)	10.34	11.85
q_{cal} (bars)	5.17	5.92
q_{adm} (bars)	3.7	4.16

Donc : La contrainte admissible est fixée à σ_a (admissible) = 3.7 bars.

V.7 Calcul de la capacité portante à partir de pénétromètre dynamique lourd PDL :

-En pratique, les méthodes de dimensionnement des fondations partir de l'essai DPT sont purement empirique.

- Sanglerat 1965 a recommandé pour l'évaluation de la contrainte admissible pour une fiche de la fondation, dans les sols pulvérulents ou purement cohérents, de prendre $q_d/20$. Le coefficient de sécurité correspondant est alors de l'ordre de 4. [9], [10]

- Selon Nguyen 1973, si la distance de la base de la fondation est au moins égale à une largeur B, il est recommandé d'estimer la contrainte admissible à $q_d/20$. [8]

- Sur le plan réglementaire, le document DTU13.12 stipules que pour une semelle soumise à une charge verticale centrée de largeur B, de longueur L et d'une fiche D, la valeur ultime q_l peut être estimée à $q_d / (5a7)$.

Ainsi, en adoptant un coefficient de sécurité de 3, la contrainte admissible se situe entre $q_d/15$ et $q_d/21$.

- On peut par analogue calculer une résistance dynamique q_{de} en prenant la valeur moyenne sur une épaisseur de $3*B/2$ sous la fondation ce ci-après avoir écrêté les valeurs élevées par rapport à la valeur moyenne dans cette zone.

- La zone utile de la capacité portante pour cet essai est estimée à $3/2B$ sous la base de la fondation.

B: étant la largeur de la semelle est de 2m : $Z_u = (D ; D + 3B/2) = (4 ; 7) m$. C à d de 4m à 7m. Donc les valeurs prises dans les calculs sont à 4m, à 5m et à 6m, mais à 7m les valeurs des résistances en pointe ne sont pas représentatives, car le sol étant sous la nappe d'eau et cette méthode n'est pas applicable [8].

Remarque :

- Pour les sols fins immergé dans la nappe phréatique les valeurs des résistances en pointe ne sont pas représentatives car une grande partie de l'Energie de battage sera absorbée par l'eau et non par le sol.

- A l'état limite ultime la capacité portante est estimée par $q_l = q_{de}/6$ et la contrainte calculée est $q_{cal} = q_l/2$.

- En conclusion, la contrainte admissible sous fondation superficielle peut être approchée par $q_{adm} = q_{de}/20$ [8].

Le tableau suivant regroupe les résistances pénétrométriques en fonction de la profondeur ans les différentes stations après avoir écrêté les valeurs élevées :

Tableau V.13 : les résistances pénétrométriques.

Profondeurs (m)	SP7 qd(Bars)	SP8 qd(Bars)	SP9 qd(Bars)	SP10 qd(Bars)	SP11 qd(Bars)	SP12 qd(Bars)	SP13 qd(Bars)	SP14 qd(Bars)
1,4	20,4	20,4	10,2	45,9	101,99	30,6	40,8	30,6
1,6	20,4	30,6	20,4	30,6	20,4	30,6	45,9	30,6
1,8	20,4	45,9	10,2	30,6	20,4	25,5	40,8	35,7
2	20,4	15,3	30,6	30,6	35,7	35,7	45,9	35,7
2,2	14,43	14,43	14,43	38,47	33,66	24,04	52,89	28,85
2,4	14,43	19,23	24,04	24,04	38,47	19,23	38,47	33,66
2,6	19,23	28,85	28,85	19,23	38,47	19,23	19,23	28,85
2,8	14,43	28,85	28,85	9,62	33,66	19,23	14,43	28,85
3	19,23	28,85	38,47	19,23	76,93	24,04	28,85	28,85
3,2	18,19	18,19	31,84	22,74	400	31,84	22,74	18,19
3,4	22,74	18,19	40,94	22,74	/	31,84	22,74	22,74
3,6	27,29	18,19	45,49	22,74	/	36,39	31,84	27,29
3,8	27,29	22,74	181,94	22,74	/	31,84	22,74	36,39
4	40,94	36,39	45,49	27,29	/	45,49	31,84	45,49

4,2	38,84	51,78	51,78	30,21	/	38,84	34,52	47,47
4,4	47,47	25,89	51,78	30,21	/	43,15	47,47	38,84
4,6	51,78	25,89	56,1	34,52	/	43,15	47,47	34,52
qd _{moy} (bars)	25,76	26,45	41,85	27,15	79,97	31,22	34,63	32,51

✚ **La contrainte moyenne :**

$$q_{\text{moy}} = \frac{25.76+26.45+41.85+27.15+79.97+31.22+34.63+32.51}{8} = 37.44 \text{ Bars}$$

$$q_{\text{moy}} = 37.44 \text{ Bars}$$

✚ **La contrainte admissible :**

$$q_{\text{adm}} = \frac{37.44}{20} \approx 1.9 \text{ bars}$$

V.8 Calcule de la capacité portante à partir des essais de laboratoire (à partir de C et ϕ) :

Un essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrand de type UU (essai non consolidé non drainé, a été effectué au laboratoire. Les valeurs des Caractéristiques mécaniques *C* et ϕ déduites de cet essai sont récapitulés dans le tableau v.4.

Nous remarquons que le prélèvement de l'échantillon a été fait à une profondeur entre 6 à 6,5m qui est loin de la fondation. La valeur de la capacité portante calculée à partir de ces caractéristiques sera une valeur erronée.

V.9 Conclusion :

Pour rester dans la sécurité nous choisissons la valeur la plus faible celle calculée par la méthode de pénétromètre dynamique lourd PDL $\sigma_a=1.9\text{bars}$.

Chapitre VI : Étude des fondations

VI.1. Introduction :

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur le terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges engendrées par la superstructure, soit le cas des fondations superficielles : semelles isolées, semelles filantes, radier général) soit le cas des fondations profondes : semelles sur pieux par exemple...

Le choix du type de fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- ✓ Capacité portante du sol (σ_{sol}).
- ✓ Le tassement du sol
- ✓ Distance entre axes des poteaux.
- ✓ Profondeur du bon sol.

VI.2. Calcul des fondations :

La conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure. Compte tenu les charges appliquées sur notre fondation et le poids de la structure, nous avons constaté que le type de fondation superficielles approprié à notre bâtiment est un radier général.

VI.2.1. Introduction :

Un radier est un plancher renversé recevant des charges de la superstructure et du sous-sol. Il assure une bonne répartition des charges sous le sol évitant ainsi, le tassement différentiel.

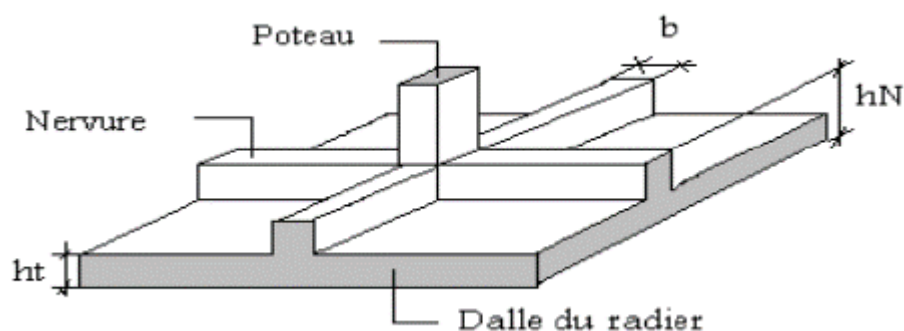


Figure VI.1 : Schéma du radier nervuré.

Pour opter un radier général il faut que : $\frac{S_{néc}}{S_{bat}} \geq 50\%$

$$\sigma_{max} = : \frac{N}{S_{néc}} \leq \sigma_{sol} \rightarrow S_{néc} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Afin de prendre en considération le poids propre des fondations on devra majorer la charge

Permanente leur revenante de 10%.

Alors : $N = 1,1 N_G + N_Q$

$$\text{Avec : } \begin{cases} N_G = 61361,66 \text{ KN} \\ N_Q = 7443,33 \text{ KN} \\ \sigma_{\text{sol}} = 1,9 \text{ bars} \end{cases}$$

$$\rightarrow S_{\text{néc}} \geq \frac{1,1 \times 61361,66 + 7443,33}{190} = \frac{74941,15}{190} = 394,43 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 630,53 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{\text{néc}}}{S_{\text{bat}}} = \frac{394,43}{630,53} = 62,55 \% \geq 50\% \quad \text{alors on peut opter un radier général.}$$

$$S_{\text{néc}} = 394,43 \text{ m}^2 < S_{\text{batiment}} = 630,53 \text{ m}^2$$

Alors $S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}}$ plus un débord de 50 cm pour chaque coté

$$S_{\text{radier}} = 693,31 \text{ m}^2$$

VI.2.2. Pré dimensionnement de radier :

VI.2.2.1. Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

a. Condition forfaitaire :

$$h_1 \geq \frac{L_{\text{max}}}{20}$$

Avec :

Lmax: La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\text{max}} = 5 \text{ m} \rightarrow h_1 \geq 25 \text{ cm} \rightarrow h_1 = 30 \text{ cm}$$

b. Condition de cisaillement

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4 \text{ MPa})$

$$\text{Avec : } T_u = \frac{ql}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u 1 \text{ ml}}{S_{\text{rad}}}$$

$$\tau_u = \frac{ql}{2bd} = \frac{N_u L 1 \text{ ml}}{2 S_{\text{rad}} b d} = \frac{N_u L 1 \text{ ml}}{2 S_{\text{rad}} b (0,9h)} \leq \bar{\tau}_u$$

$$h_2 \geq \frac{N_u L 1 \text{ ml}}{2 S_{\text{rad}} b (0,9\bar{\tau}_u)}$$

On a : $L = 5 \text{ m}$; $b = 1 \text{ m}$; $S_{\text{radier}} = 693,31 \text{ m}^2$

$$N_u = 94003,2395 \text{ KN}$$

$$h_2 \geq 15,06 \text{ cm}$$

Conclusion : $h \geq \text{Max}(h_1 ; h_2) = 30 \text{ cm}$.

VI.2.2.2 dimensionnements des Nervures :

a. Condition de coffrage :

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{500}{10} = 50 \text{ cm}$$

b. La hauteur de nervure :

b.1 Condition forfaitaire :

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche :

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

On a: $L_{max} = 5 \text{ m} \rightarrow 33.33 \text{ cm} < h_N < 50 \text{ cm}$ on prend: $h_N = 40 \text{ cm}$.

b.2 Condition de la raideur :

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la largeur définie par l'expression suivante : $\frac{\pi}{2} \times L_e \geq L_{max}$

avec :

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4EI}{b_{sf} K}}$$

Où : E : Module d'élasticité du béton. E = 20000 Mpa

I : Inertie de la section du radier. $I = \frac{b_N h_N^3}{12}$

Bsf : Largeur de la surface de contact de la nervure. $B_{sf} = \frac{L_G + L_D}{2}$

K: Coefficient de réaction du sol. K = 5 MPa/ml pour un très mauvais sol.

K = 40 MPa/ml pour un sol moyen.

K = 120 MPa/ml pour un très bon sol.

Pour un sol moyen on prendra K = 40 MPa/ml.

Devient :

$$h_N \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times b_{sf} \times L_{max}^4}{E \times b_N \times \pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 0.5 \times 5^4}{20000 \times 0.5 \times \pi^4}} = 1.83 \text{ m}$$

VI.2.2.3. Condition de flèche :

$$f_{nervure} = \frac{5 \times q_{sol} \times L_{max}^4}{384 \times E \times I} \leq \bar{f} = 0.5 + \frac{500}{1000} = 1 \text{ cm}$$

Avec :

qsol : Charge linéaire du sol. $q_{sol} = \sigma_{sol} \times B_{sf} = 190 \times 5 = 950 \text{ kN/ml}$

E : Module de YOUNG différée du béton .

I : Inertie de la section du radier. . $I = \frac{b_N h_N^3}{12}$

L : Longueur libre de la nervure.

$$h_N \geq \sqrt[3]{\frac{5 \times 950 \times 10^3 \times 5^4}{384 \times 10818.87 \times 10^6 \frac{0.5 \times 1 \times 10^{-2}}{12}}} \geq 1.20 \text{ m}$$

$$h_N = 1.20 \text{ m}$$

$$h_N \geq \max (h_1, h_2, h_3) = 1.83 \text{ m}$$

On prend : $h_N = 1.85 \text{ m}$.

VI.2.2.4. Conclusion :

Les dimensions du radier et de nervure sont les suivantes :

- Épaisseur de la dalle du radier $h = 30 \text{ cm}$

- Les dimensions de la nervure : $\left\{ \begin{array}{l} b_N = 50 \text{ cm} \\ h_N = 1.85 \text{ cm} \end{array} \right.$

VI.2.3. Caractéristiques géométriques du radier :

Tableau VI.1 : Caractéristiques géométriques du radier.

<i>Position de centre de gravité (m)</i>		<i>Moment d'inertie (m4)</i>	
X_G	Y_G	I_{xx}	I_{yy}
23.192	12.657	131679.464	465829.112

VI.2.4. Vérifications Nécessaires :

VI.2.4.1. Vérification de la stabilité du radier :

VI.2.4.1.1 Méthode forfaitaire :

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5

Avec

M_s : Moment stabilisant sous l'effet du poids propre.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

1-Moment de renversement M_R :

$$M_R = \Sigma M_o + V_0 h$$

Avec :

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure

M_0, V_0 sont tirés à partir du fichier du logiciel *ETABS*.

h : Ancrage de l'ouvrage.

2-Moment stabilisant Ms :

La seule action qui stabilise le bâtiment contre le renversement est celle qui est due au poids de l'ouvrage.

$$M_s = N \times X_G \quad \text{ou} \quad M_s = N \times Y_G \text{ (selon le sens)}$$

$$N = N_G + N_Q$$

Avec :

$$N_G = N_{G1} + N_{G2}$$

N_{G1} : Poids propre de la structure.

N_{G2} : Poids propre du radier y compris la nervure et le remblai.

N_Q : Poids de la surcharge d'exploitation de la structure.

On a :

$$N_{G1} = 61361,6613 \text{ KN}$$

$$N_{G2} = N_{G \text{ radier}} + N_{G \text{ nervure}} + N_{G \text{ remblais}}$$

$$N_{G \text{ radier}} = S_{\text{radier}} \times \rho_{\text{béton}} \times h_{\text{radier}} = 693.31 \times 25 \times 0.3 = 5199.825 \text{ KN}$$

$$N_{G \text{ remblais}} = V_{\text{remblais}} \times \gamma_{\text{remblais}} = 668.267 \times 17 = 11360.54 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } V_{\text{remblais}} = S_{\text{remblais}} \times h_{\text{remblais}} = 431,14 \times 1.55 = 668.267 \text{ m}^3$$

$$N_{G \text{ nervure}} = \sum S_{\text{nervure}} \times \rho_{\text{béton}} \times h_{\text{nervure}} = 177.24 \times 25 \times 1.55 = 6868.05 \text{ KN}$$

$$N_{G2} = 23428.415 \text{ KN}$$

$$\text{Alors : } N_G = 84790.07 \text{ KN}$$

$$N_Q = 7443,33 \text{ KN}$$

$$N = N_G + N_Q = 92233.41 \text{ KN}$$

Sens x-x

$$M_0 = 111751,5205 \text{ KN.m} ; V_0 = 6062,4703 \text{ KN} ; h = 1.85 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M_R = 122967.09 \text{ kN.m}$$

$$M_s = N \times X_G = 92233.41 \times 23.192 = 2139077,01 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 17.4 > 1.50 \dots \dots \dots \text{ Vérifiée.}$$

Sens y-y

$$M_0 = 127806,3269 \text{ KN.m} ; V_0 = 5339,6594 \text{ KN} ; h = 1.85 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M_R = 137684.7 \text{ kN.m}$$

$$M_s = N \times Y_G = 92233.41 \times 12.657 = 1167398,27 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 8.48 > 1.50 \dots \dots \dots \text{ Vérifiée.}$$

VI.2.4.1.2 Méthode des « RPA 99 modifié 2003 » :

Il convient que l'excentricité des charges soit inférieure au quart de la dimension de la Structure dans le sens de calcul.

on doit vérifier : $e_0 = \frac{M_R}{N_R} \leq \frac{B}{4}$

Suivant le sens x-x :

$$e_0 = \frac{122967.09}{92233.41} = 1.33 \text{ m} \leq \frac{B}{4} = \frac{45}{4} = 11.25 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

Suivant le sens y-y:

$$e_0 = \frac{137684.7}{92233.41} = 1.49 \text{ m} \leq \frac{B}{4} = \frac{24.44}{4} = 6.11 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

Par conséquent, le bâtiment est stable vis-à-vis du renversement.

VI.2.4.2. Calcul et vérification des contraintes :

On a : $\sigma_{sol} = 1.9$ bars

Les contraintes du sol sont données par :

a. Sollicitation du premier genre :

$$\text{À l'ELS : } \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{Radier}} = \frac{92233.41}{693.31} = 133.03 \text{ KPa} < \overline{\sigma_{sol}} = 190 \text{ KPa}$$

b. Sollicitation du second genre :

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

$$\text{Avec : } \sigma_{1/2} = \frac{N}{S_{Radier}} \pm \frac{M_R}{I} V_x$$

$$\sigma_{1/2} = \frac{N}{S_{Radier}} \pm \frac{M_R}{I} V_y$$

V_x : Fibre extrême par rapport à XG suivant la direction x-x.

V_y : Fibre extrême par rapport à YG suivant la direction y-y.

✓ Les inéquations suivantes doivent être vérifiées :

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$ ($\sigma_1 \leq 1,5 \times \overline{\sigma_{sol}} = 285 \text{ kPa}$).

σ_2 : Reste toujours positif pour évite des tractions sous le radier. ($\sigma_2 \geq 0$)

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } \frac{4}{3} \overline{\sigma_{\text{sol}}} \quad \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} < \frac{4}{3} \overline{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{4}{3} \cdot 1,9 =$$

2.53 Bars

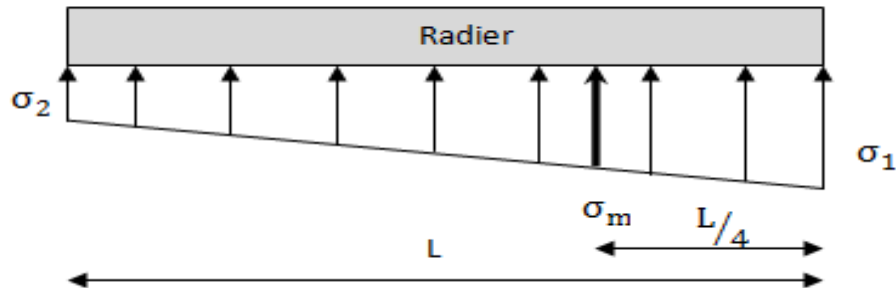


Figure VI.2 : Contraintes sous le radier.

ELU :

$$N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q = 1,35 \times 84790,07 + 1,5 \times 7443,33 = 125631,59 \text{ kN}$$

Tableau VI.2 : Contraintes sous le radier à l'ELU

	σ_1 (KPa)	σ_2 (KPa)	σ_{moy} (KPa)
Sens x-x	202,86	159,55	192,03
Sens y-y	184,95	177,46	183,08
Vérification	$\sigma_1 \leq 1,5 \times \overline{\sigma_{\text{sol}}}$	$\sigma_2 \geq 0$	$\sigma_{\text{moy}} < \frac{4}{3} \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 253,33 \text{ KPa}$
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

ELS :

$$N_u = N_G + N_Q = 84790,07 + 7443,33 = 92233,41 \text{ kN}$$

Tableau VI.3: Contraintes sous le radier à l'ELS.

	σ_1 (KPa)	σ_2 (KPa)	σ_{moy} (KPa)
Sens x-x	154,69	111,38	143,86
Sens y-y	136,77	129,29	134,90
Vérification	$\sigma_1 \leq 1,5 \times \overline{\sigma_{\text{sol}}}$	$\sigma_2 \geq 0$	$\sigma_{\text{moy}} < \frac{4}{3} \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 253,33 \text{ KPa}$
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

c. Détermination des sollicitations les plus défavorables :

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivante :

- ELU : $\sigma_u = 192.03$ KPa
- ELS : $\sigma_{ser} = 143.86$ KPa

VI.2.5 Ferrailage du radier :

Un radier peut être représenté par un plancher renversé constitué d'une dalle en béton armé chargée uniformément par la pression du sol, de nervures qui jouent le rôle des poutres, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait de la même manière que celui du plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

VI.2.5.1 Détermination des efforts :

Si $0.4 < \frac{L_x}{L_y} < 1.00 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$M_x = \mu_x \cdot q L_x^2$ Sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y \cdot M_x$ Sens de la grande portée.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

On applique le calcul pour le panneau le plus sollicité ayant des dimensions plus grandes que les autres panneaux.

On applique le calcul pour le panneau le plus sollicité ayant des dimensions plus grandes que les autres panneaux.

- Panneau intermédiaire :

- Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.75 \times M_x$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_y$$

- Moments sur appuis :

$$M_{ax} = 0.50 \times M_x$$

$$M_{ay} = 0.50 \times M_x$$

a. Valeur de la pression sous radier :

- ELU : $q_u = \sigma_{mu} \times 1 = 192.03$ KN/m
- ELS : $q_s = \sigma_{mser} \times 1 = 143.86$ KN/m

b. Calcul des moments en travée et sur appuis :

$L_x = 3.5 \text{ m}$; $L_y = 4.5 \text{ m}$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire $\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.77$

Les panneaux travaillent dans deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.4: Calcul des moments à l'ELU

Sens	L (m)	ρ	μ	q_u (kN/m)	M_0 (kNm)	M_t (kN.m)	M_a (kN.m)
x-x	3.5	0.78	0.0584	192.03	137,38	103,03	68,69
y-y	4.5	0.78	0.5608		77,04	57,78	68,69

Tableau VI.5: Calcul des moments à l'ELS

Sens	L (m)	ρ	μ	q_u (kN/m)	M_0 (kNm)	M_t (kN.m)	M_a (kN.m)
x-x	3.5	0.78	0.0650	143.86	114,55	85,91	57,27
y-y	4.5	0.78	0.6841		78,36	58,77	57,27

Tableau VI.6: Moments maximaux de la dalle

	ELU		ELS	
	M_t (kN.m)	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)	M_a (kN.m)
Sens x-x	103,03	68,69	85,91	57,27
Sens y-y	57,78	68,69	58,77	57,27

c. Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis. On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple (organigramme, voire annexe).

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa} ;$$

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 30 \text{ cm} ; d = 0,9h = 27 \text{ cm}.$$

Tableau VI.7 : Calcul du ferrailage de la dalle.

	Sens	M_u (kN.m)	μ	$\frac{\mu < \mu_R}{\mu_R}$	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	$A_{s \text{ cal}}$ (cm ²)	$A_{s \text{ min}}$ (cm ²)	Choix	$A_{s \text{ adp}}$ (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	103,03	0,1	oui	0	0,132	25,58	11,57	3,26	8T14	12,31	15
	y-y	57,78	0,056	oui	0	0,072	26,22	6,33	3,26	5T14	7,7	20
Appui	x-x	68,69	0,066	oui	0	0,0861	26,07	7,57	3,26	5T14	7,7	20
	y-y											

d. Vérifications :

✚ Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{s \text{ min}} = 0,23(f_{t28}/f_e)b.d = 3.26 \text{ cm}^2$$

✓ En travée : x-x $A_s = 12.31 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 3.26 \text{ cm}^2$ Vérifiée.

$$y-y \quad A_s = 7.7 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 3.26 \text{ cm}^2$$
Vérifiée.

✓ Sur appui : $A_s = 7.7 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 3.26 \text{ cm}^2$ Vérifiée.

✚ Espacement :

✓ Suivant x-x : $Esp \leq \min(4h, 40 \text{ cm}) = \min(120, 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$ Vérifiée.

✓ Suivant y-y : $Esp \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = \min(90, 40 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ Vérifiée.

✚ Vérification des contraintes à l'ELS :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

• **Béton.**

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

• **Acier.**

Fissuration préjudiciable :
$$\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})\right)$$

Où : $\eta = 1,60$ pour les aciers à HA.

Dans notre projet la fissuration est considérée préjudiciable.
On doit vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d-y) + \sigma_a^t < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Tableau VI.8 : vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
Travée	x-x	85.91	12.31	8,47	15	282,3	201.63	Non vérifiée
	y-y	58.77	7.7	6,96	15	308,7	201.63	Non vérifiée
Appui	x-x	57.27	7.7	6,79	15	300,8	201.63	Non vérifiée
	y-y							

Remarque :

L'ELS n'est pas vérifiée alors on augmente la section des armatures :

Tableau IV.9: corrections des contraintes à l'ELS

	Sens	A_s (cm ²)	sp (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	9T16= 18.1	15	7,46	15	199,7	201.63	Vérifiée
	y-y	8T14= 12.31	15	5,84	15	197	201.63	Vérifiée
Appui	x-x	8T14= 12.31	15		15	1921	201.63	Vérifiée
	y-y			5,69				

Remarque :

La séparation entre les deux nappes est assurée par des armatures de diamètre T12 généralement, appelées CHAISES donc on prévoit :
4 chaises de T12 / m².

✚ Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier : $\tau = \frac{T_u^{max}}{b \times d} < \bar{\tau} = (\text{Min } 0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

Avec : $T_u^{max} = \text{Max} \{ T_x ; T_y \}$

$$T_x = \frac{P_u \times L_x \times L_y}{2 L_x + L_y} = \frac{192.03 \times 3.5 \times 4.5}{2 \times 3.5 + 4.5} = 263 \text{ KN/ml}$$

$$T_y = \frac{P_u \times L_x}{3} = \frac{192.03 \times 3.5}{3} = 224.03 \text{ KN/ml}$$

$$T_u^{max} = \text{Max} \{T_x ; T_y\} = T_x = 263 \text{ KN/ml}$$

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{263 \times 10^3}{1000 \times 270} = 0.97 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifier.}$$

e. Schéma ferrailage :

- Sur travées :

- Sens x-x

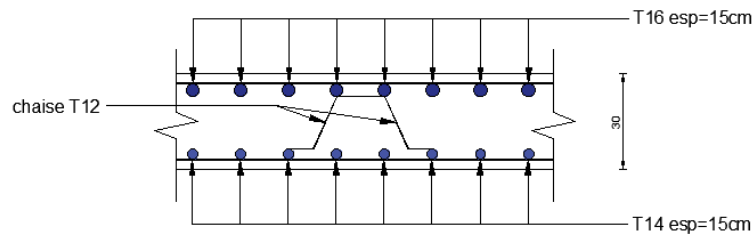


Figure VI.3 : Schéma de ferrailage de la dalle du radier sur travée sens x-x.

- Sens y-y

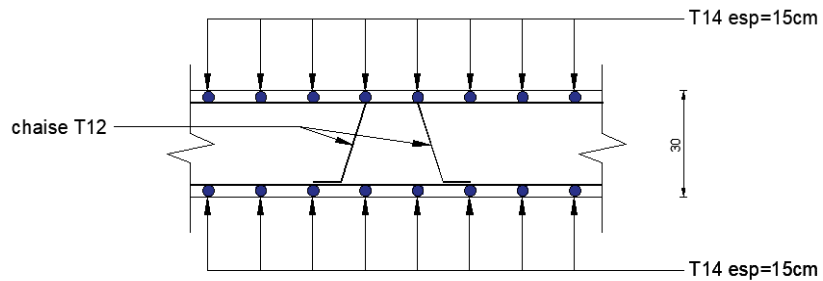


Figure VI.4 : Schéma de ferrailage de la dalle du radier sur travée sens y-y.

- Sur appui :

- Sens x-x

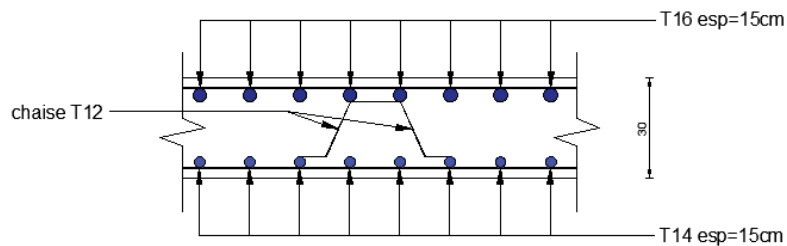


Figure VI.5 : Schéma de ferrailage de la dalle du radier sur appui sens x-x.

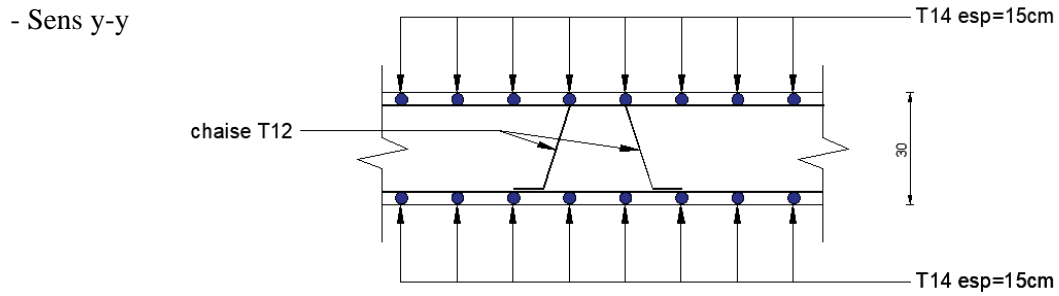


Figure VI.6 : Schéma de ferrailage de la dalle du radier sur appui sens y-y.

VI.2.5.2. Ferrailage des nervures :

a. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire.

On a : $M_0 = \frac{PL^2}{8}$

En travée : $M_t = 0.85M_0$

Sur appuis : $M_a = 0.50M_0$

b. Calcul des armatures :

b = 50 cm ; h = 185 cm ; d = 166.5 cm.

• Sens y-y : L = 4.5 m ; q = 192.03 kN/ml.

Tableau IV.10: Ferrailage des nervures sens y-y

	M_0 (kN.m)	M_u (kN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	$A_{s\text{ min}}$ (cm ²)	Choix	$A_{s\text{ adp}}$ (cm ²)
Travée		413,16	0,021	oui	0	0,0266	164,73	7,21	12,50	4T20	12.57
Appui	486,08	243,04	0,012	oui	0	0,0156	165,46	4,22	12,50	4T20	12.57

• Sens x-x : L = 3.5 m ; q = 192.03 kN/ml.

Tableau IV.11: Ferrailage des nervures sens x-x

	M_0 (kN.m)	M_u (kN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	$A_{s\text{ min}}$ (cm ²)	Choix	$A_{s\text{ adp}}$ (cm ²)
Travée		249,94	0,013	oui	0	0,0160	165,43	4,34	12,50	4T20	12.57
Appui	294,05	147,02	0,007	oui	0	0,0094	165,87	2.55	12,50	4T20	12.57

c. Vérifications nécessaires :

✚ Vérification des contraintes à l'ELS :

- Béton.

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

- Acier.

Fissuration préjudiciable :
$$\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})\right)$$

Où : $\eta = 1,60$ pour les aciers à HA.

Dans notre projet la fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d-y) + \sigma_a^t < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Avec : $M_s = \frac{P_s L^2}{8}$ et $M_t = 0.85 M_s$ et $M_a = 0.50 M_s$

Tableau VI.12 : vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
Travée	x-x	187,24	12.57	1,31	15	87,2	201.63	Vérifiée
	y-y	309,52	12.57	2,17	15	144,1	201.63	Vérifiée
Appui	x-x	110,14	12.57	0,77	15	51,3	201.63	Vérifiée
	y-y	182,07	12.57	1,27	15	84,8	201.63	Vérifiée

✚ Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier : $\tau = \frac{T_u^{max}}{b \times d} < \bar{\tau} = (\text{Min } 0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

Avec : $T_u^{max} = \text{Max} \{T_x ; T_y\}$

$P_u = 192.03 \text{ KN}$

$$T_x = \frac{P_s \times L_x \times L_y}{2 L_x + L_y} = \frac{192.03 \times 3.5 \times 4.5}{2 \times 3.5 + 4.5} = 263 \text{ KN/ml}$$

$$T_y = \frac{P_s \times L_x}{3} = \frac{192.03 \times 3.5}{3} = 224.03 \text{ KN/ml}$$

$T_u^{max} = \text{Max} \{T_x ; T_y\} = T_x = 263 \text{ KN/ml}$

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{263 \times 10^3}{500 \times 1665} = 0.31 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

d. Armatures transversales :

✚ **CBA..... [4] :**

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} K}{0.8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

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

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

RPA99 VERSION 2003 : [2].

$$A_t \geq 0.003 b_0 S_t$$

$$S_t \leq \text{Min}(h/4; 12\phi_l) = 24 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq h/2 = 92.5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec : $\phi_t \leq \text{Min}(h/35; \phi_l; b/10) = 2 \text{ cm}$

Avec :

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

ϕ_t : Diamètre minimum des armatures transversales

$f_e = 400 \text{ MPa}$; $\tau_u = 0.31 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2.10 \text{ MPa}$; $b = 50 \text{ cm}$; $d = 166.5 \text{ cm}$

$S_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$

$S_t = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$

Tableau VI.13: choix des armatures transversales.

Section	Zone	S_t (cm)	ϕ_l (cm)	A_{tcal} (cm ²)	Choix	A_{tadp} (cm ²)
50x30	Courant	30	20	4.5	4T12	4.52
	Nodal	15		2.25	4T12	4.52

e. Armatures de peau :

Dans le cas des âmes de grande hauteur, le risque d'apparition de fissures relativement Ouvertes en dehors de la zone efficacement armée par des armatures disposées au voisinage de la fibre extrême est plus important. Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne de l'âme, leur rôle est de confiner le béton et empêcher les éventuelles fissures dues à l'absence d'armatures dans les parois verticales des poutres.

Leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction [1].

$$A_c = 3 \times 1.85 = 5.55 \text{ cm}^2 \text{ on prend } \mathbf{4T14} \quad A_c = 6.16 \text{ cm}^2.$$

VI.2.5.3. Schémas de ferrailage de radier nervure :

✚ Sens x-x :

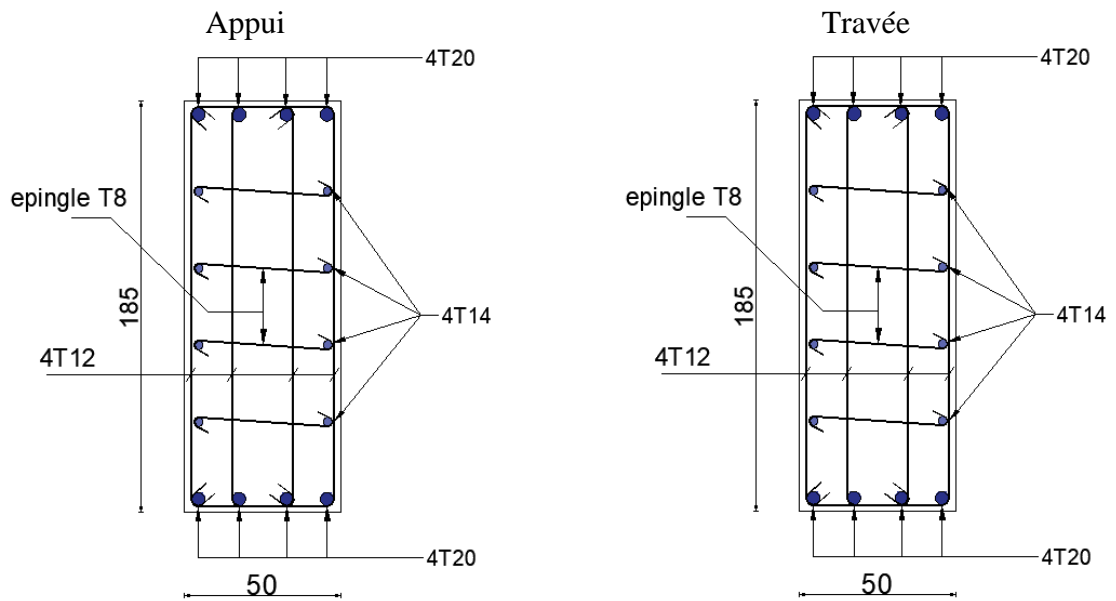


Figure VI.7 : Schéma de ferrailage de la nervure sur sens x-x.

✚ Sens y-y :

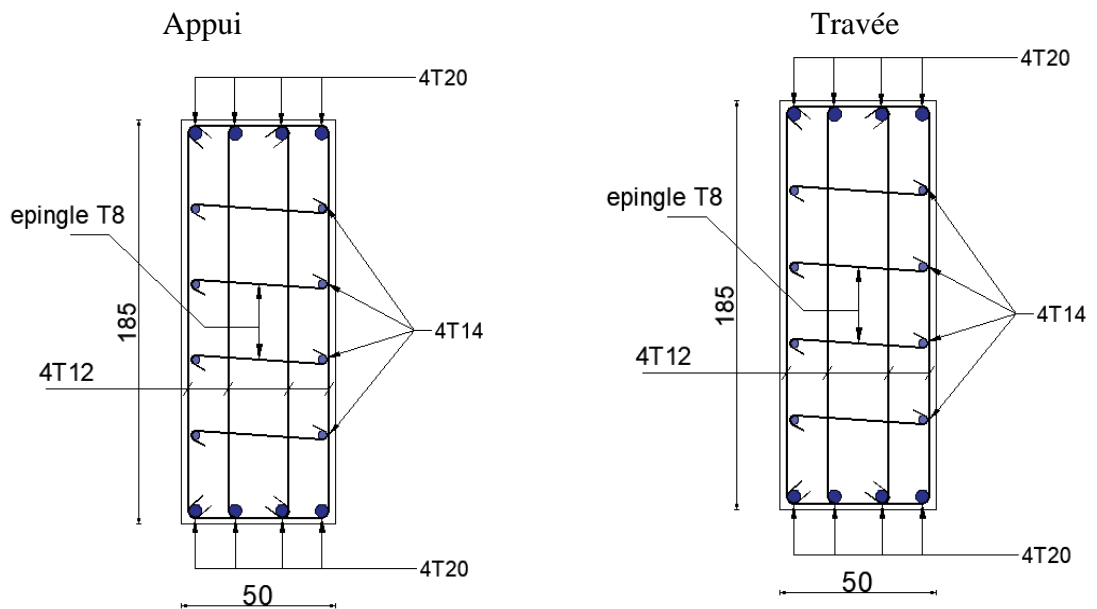


Figure VI.7 : Schéma de ferrailage de la nervure sur sens y-y

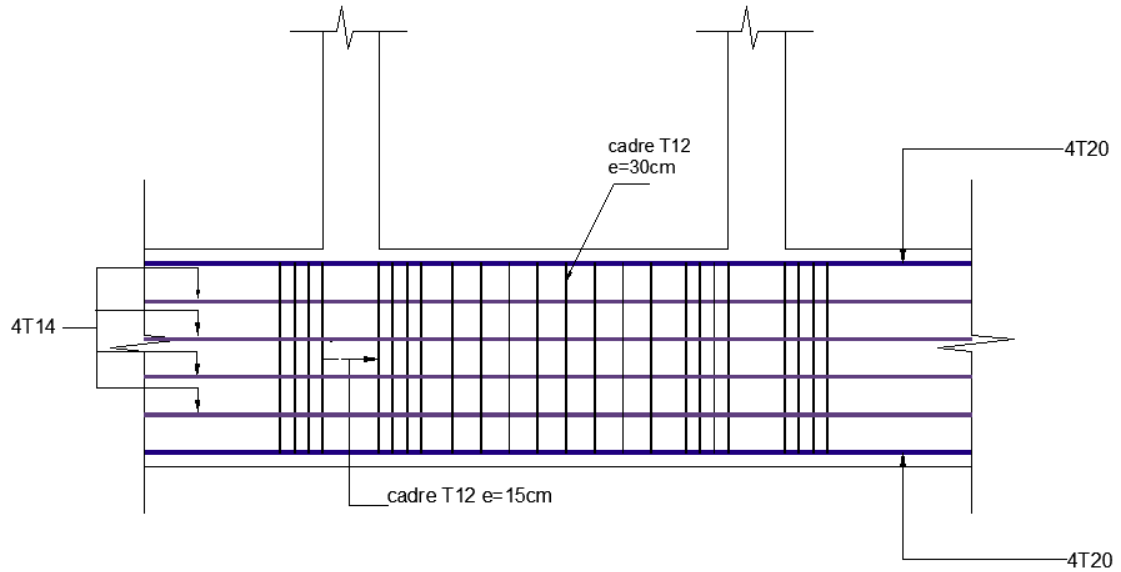


Figure VI.8 : profil en long de la nervure

VI.2.6. Ferrailage du débord :

Le calcul du débord est analogue à celui d'une poutre en console d'un mètre de largeur, on considère que la fissuration est préjudiciable.

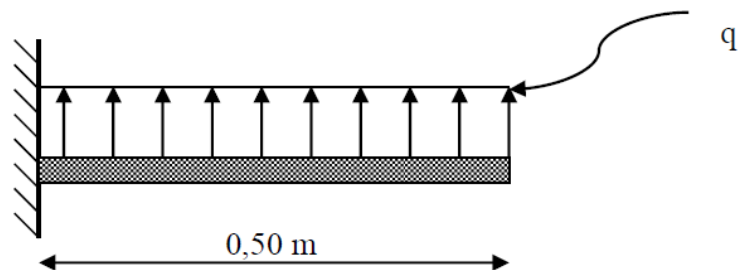


Figure VI.9 : Schéma statique du débord

VI.2.6.1 Calcul de ferrailage :

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m,
 $b = 100\text{cm}$, $h = 30\text{cm}$, $L = 50\text{ cm}$ $d = 27\text{cm}$, $f_{c28}=25\text{MPa}$, $\sigma_{bc}=14.17\text{MPa}$.

a. Évaluation des charges :

E.L.U : $q_u = 192.03\text{ KN/ml}$

E.L.S : $q_{ser}= 143.86\text{ kN/ml}$

Calcul des efforts :

$$\begin{cases} M_u = \frac{q_u L^2}{2} = \frac{192.03 \times 0.5^2}{2} = 24 \text{ KN.m} \\ T_u = -q_u \times L = -192.03 \times 0.5 = 96.02 \text{ KN} \end{cases}$$

b. Calcul de Ferrailage :

Tableau VI.14: calcul de ferrailage de débord

	M_u (kN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	$A_{s \text{ cal}}$ (cm ²)
Travée	24	0,023	oui	0	0,0294	26,68	2,58

VI.2.6.2 Vérifications :

+ Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{s \text{ min}} = 0,23(f_{t28}/f_e)b.d = 3.26 \text{ cm}^2$$

✓ $A_s = 2.11 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ min}} = 3.26 \text{ cm}^2$.

Donc on prend

$$A_s = A_{s \text{ min}} = 3.26 \text{ cm}^2.$$

Choix :

$$\text{Armatures longitudinales : } 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2.$$

+ Armatures de répartitions :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \rightarrow \frac{3.39}{4} = 0.85 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq \frac{3.39}{2} = 1.69 \text{ cm}^2.$$

On prend: $2T10 = 1.57 \text{ cm}^2$.

+ Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \bar{\tau} = (\text{Min } 0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$$

$$T_u = q_u \times L = 192.03 \times 0.5 = 96.02 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{96.02 \times 10^3}{1000 \times 270} = 0.35 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 2,5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

+ Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_s = \frac{q_s L^2}{2} = \frac{143.86 \times 0.5^2}{2} = 17.98 \text{ KN.m}$$

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

- **Béton.**

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

- **Acier.**

Fissuration préjudiciable :
$$\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})\right)$$

Où : $\eta = 1,60$ pour les aciers à HA.

Dans notre projet la fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d-y) + \sigma_a^t < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Tableau VI.15 : vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	M_{ser} (kN.m)	As (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
<i>Travée</i>	x-x	17.98	3.39	2,97	15	208,7	201.63	Non vérifiée

Remarque :

La section d'armature d'un panneau de dalle du radier est largement supérieure à celle du débord, alors, le ferrailage du débord est la continuité de celui du radier (Prolongement des barres).

CONCLUSION GENERALE

Ce travail nous a permis de voir en détails l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix de ses éléments, conformément aux règles en vigueur CBA 93, RPA 99 version 2003 et BAEL 91 modifié99.

D'après l'étude que nous avons réalisée, il convient de souligner que pour la conception Parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en Étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions Insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisé sans surcout important

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les Points suivants :

- Le pré dimensionnement des éléments n'est que temporaire lors du calcul d'une structure.
- La partie dynamique est l'étape la plus importante dans l'analyse de la superstructure, en effet, elle permet de donner une vision proche de la réalité du comportement de la structure après les vérifications nécessaires des codes réglementaires
- Pour le contreventement ; nous avons appris que la disposition des voiles est beaucoup plus importante que la quantité de voiles à disposer dans une structure. Et a un rôle déterminant dans le comportement de ce dernier vis-à-vis du séisme.
- Le séisme en tant qu'un chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et le calcul des ouvrages.
- Le ferrailage des portiques (poteaux, poutres) a été fait conformément aux règlements en vigueur en l'occurrence le **RPA99 version 2003** le **CBA93** et le **BAEL 91**.
- Le ferrailage des voiles a été fait par la méthode des contraintes.
- La reconnaissance et l'étude du sol, où va être implanté l'ouvrage, est capitale pour connaître sa capacité portante afin de trancher sur le type de fondation.
- Le choix du type de fondation dépend de la nature de sol et de la valeur des charges provenant de la structure.

CONCLUSION GENERALE

- L'utilisation des méthodes numériques tel que le logiciel ETABS, SOCOTEC et le programme EXCEL permet de diminuer les erreurs de calcul et le temps de l'étude, néanmoins, pour l'ETABS, la fiabilité de ces résultats dépend de la bonne modélisation de l'ingénieur et de sa bonne exploitation des résultats.
- Nous avons compris durant cette période qu'il nous reste beaucoup à apprendre et qu'il reste un monde de défi à surmonter, car le génie civil est un domaine où l'innovation et les problèmes techniques font partie de lui et c'est là qu'on reconnaît un bon ingénieur

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres Projets de fin d'étude et aussi un point de départ pour entamer d'autres études dans la Vie professionnelle.

Références bibliographiques.

1. Règles BAEL 91 révisées 99.
2. REGLES PARASSISMIQUES ALGERIENNES RPA 99 / VERSION 2003.
3. CBA 93.
4. Béton armé BAEL 91 modifié 99 et DTU associés
5. Formulaire du béton armé Volume 1 : Calculs, Victor DAVIDOVICI.
6. EUROCODE 2.
7. NF P 18-210 DTU 23.1 Murs en béton banché.
8. Dimensionnement des voiles en BA, R. Taleb et B.Eldjouzi.
9. ACI 318-19.
10. FEMA-356.
11. ATC-40.
12. DICTIONARY OF CIVIL ENGINEERING. JEAN PAUL KURTZ.
13. MECHEHED Zakaria, mémoire de master : ETUDE D'UN BATIMENT R+15+SS AVEC UNE ANALYSE MODALE SPECTRALE ET STATIQUE NON-LINEAIRE
14. Ali BOUAFIA Calcul des ouvrages géotechniques

ORGANIGRAMME -I-

SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

LES DONNEES
Caractéristique du béton et
l'acier
Sollicitation M_u

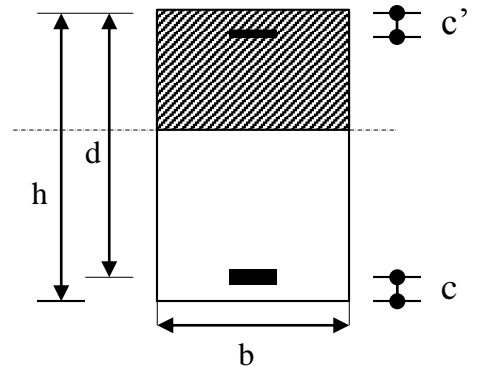
$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\zeta_{es}$$

$$\alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \cdot \zeta_{es}}$$

$$\mu_R = 0,8 \cdot \alpha_R \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$

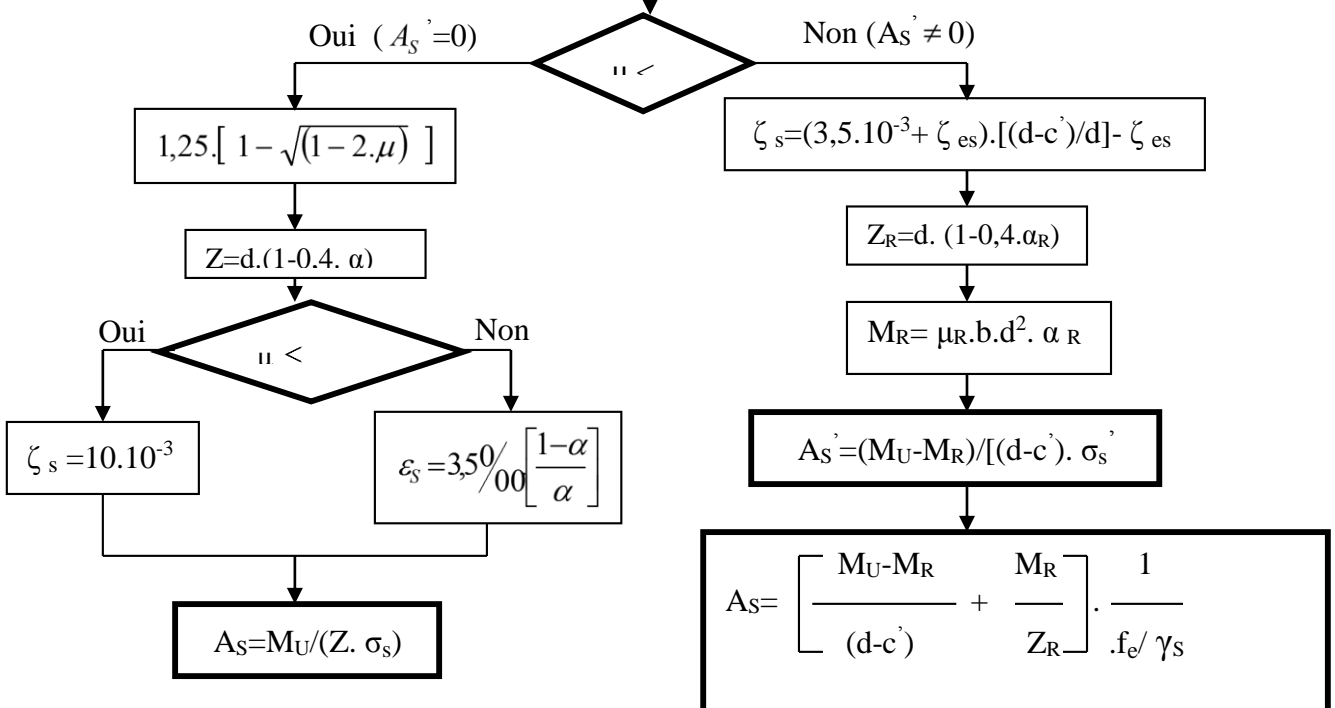


Situation durable :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \end{cases}$$

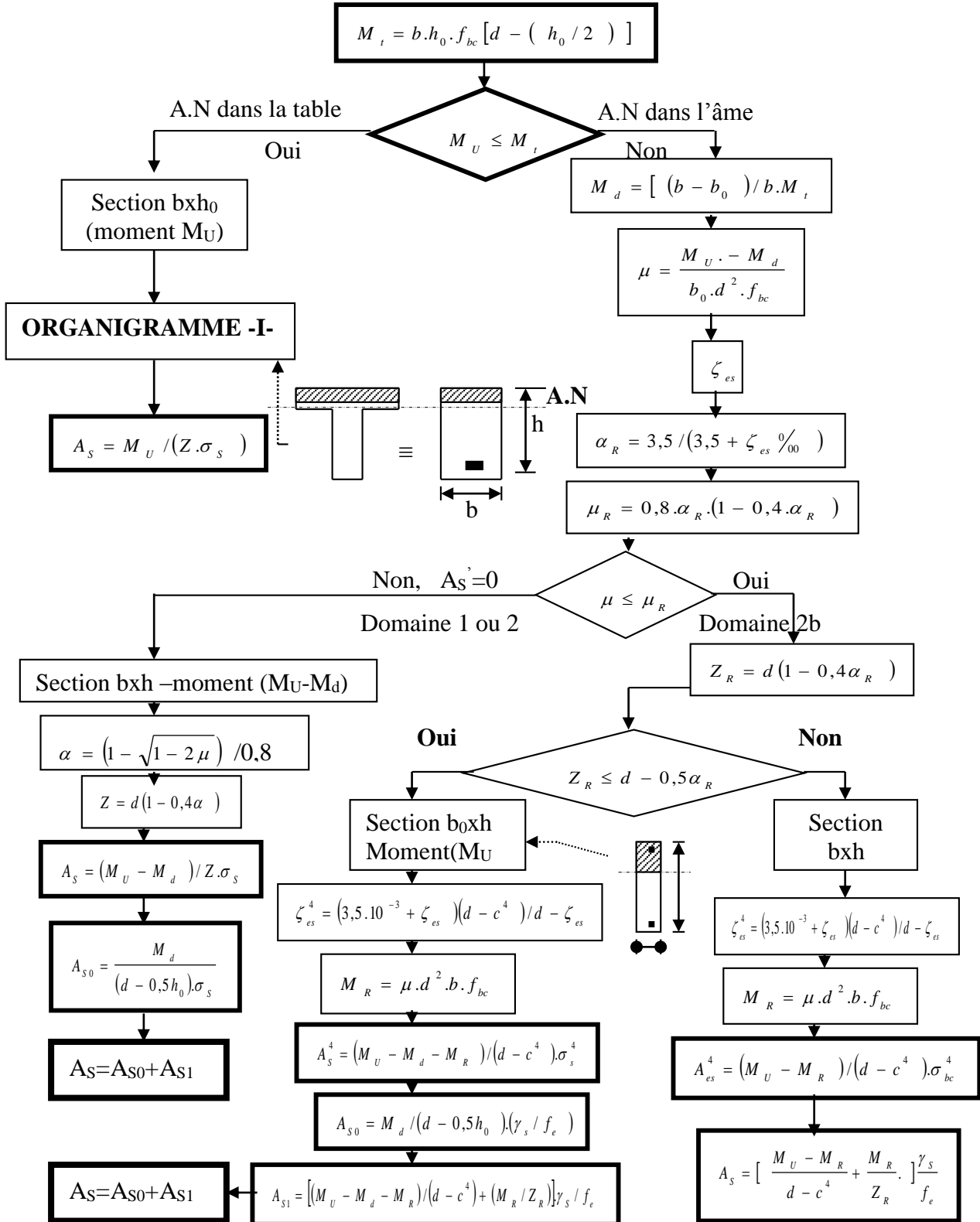
Situation accidentelle :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,15 \\ \gamma_s = 1 \end{cases}$$



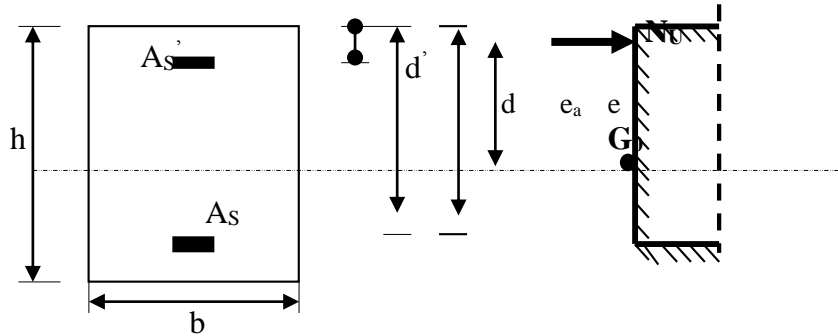
ORGANIGRAMME -II-

CALCUL D'UNE SECTION EN -Té- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



ORGANIGRAMME -III-

CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE



LES DONNEES
 $B, h, d, \sigma_{bc}, e, N_U, M_U$

$$N_U = M_U / e$$

$$\psi_1 = \frac{N_U}{b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}$$

Oui / Non
 $\psi_1 \leq 0,81$

Calculer $E_{NC} = f(\psi_1)$

$$\chi = \frac{0,5 \left(\frac{d^4}{h} \right) - \left[\frac{(d - d') \cdot N_U - M_U}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}} \right]}{\left(\frac{6}{7} \right) - \left(\frac{d'}{h} \right)}$$

Oui / Non
 $e \leq e_{NC}$

Oui / Non
 $\chi \leq 0,19$

Section entièrement comprimée **E.L.U**
 Non atteint % minimal d'armatures $A=4 \text{ cm}^2/\text{ml}$ de parement
 $0,2\% \leq A/B \leq 5\%$

Section partiellement comprimée **E.L.U**
 Pouvant ne pas être atteint si passage ...

Section entièrement comprimée **PIVOT C**

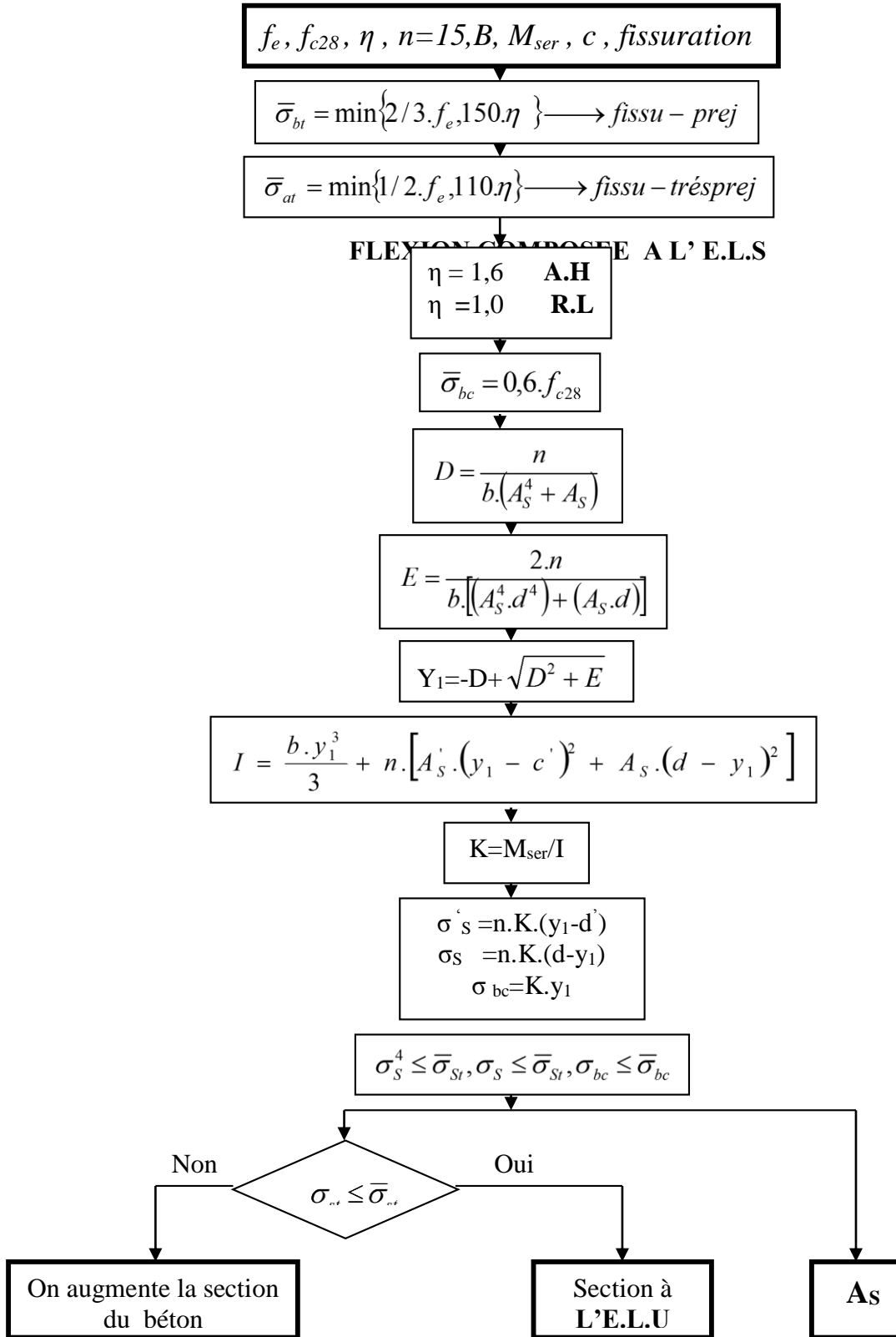
Oui / Non
 $X >$

$A_S = 0$
 $A_S' = 0$

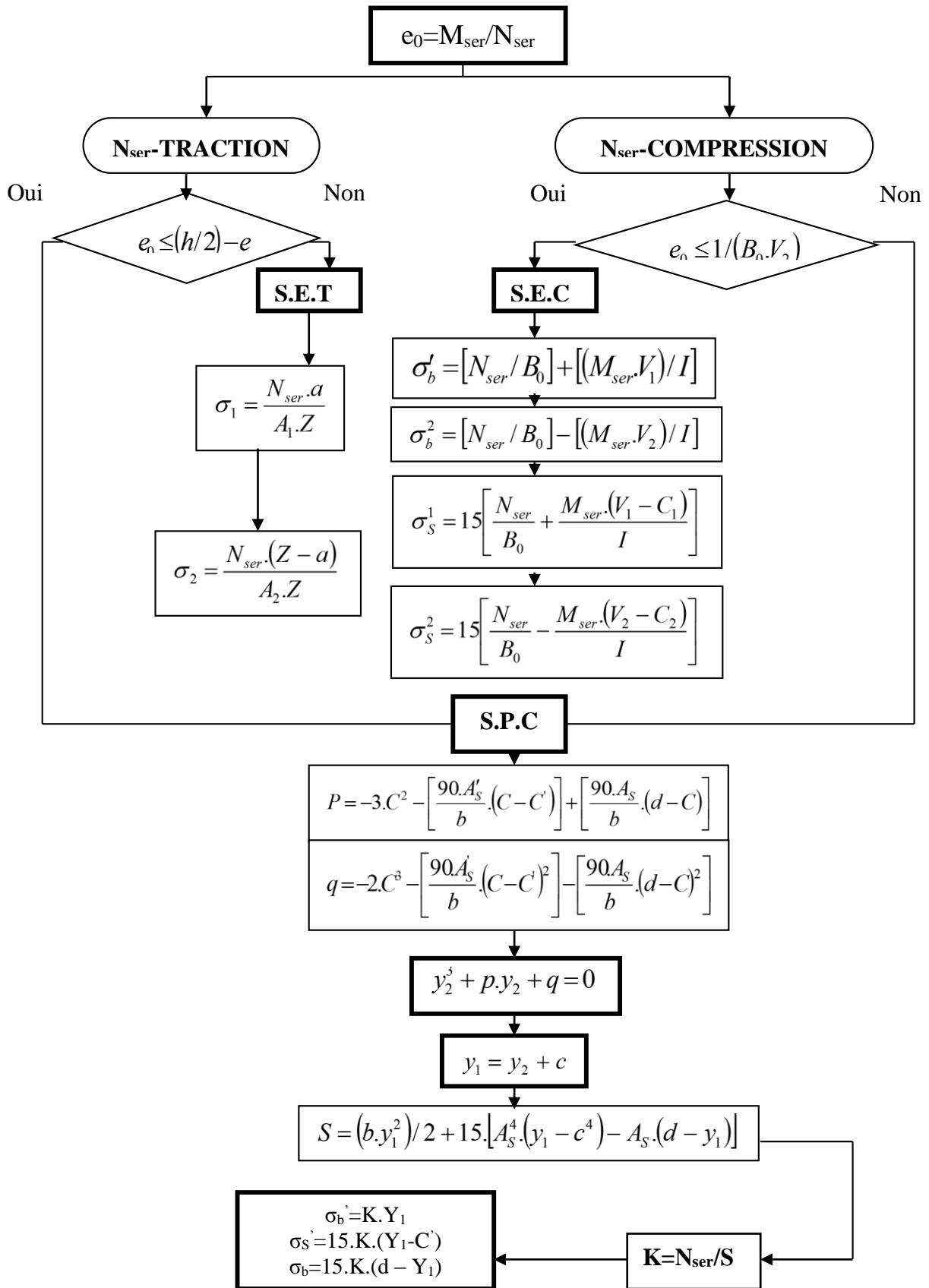
$A_S \neq 0$
 $A_S' \neq 0$

ORGANIGRAMME -IV-

VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S

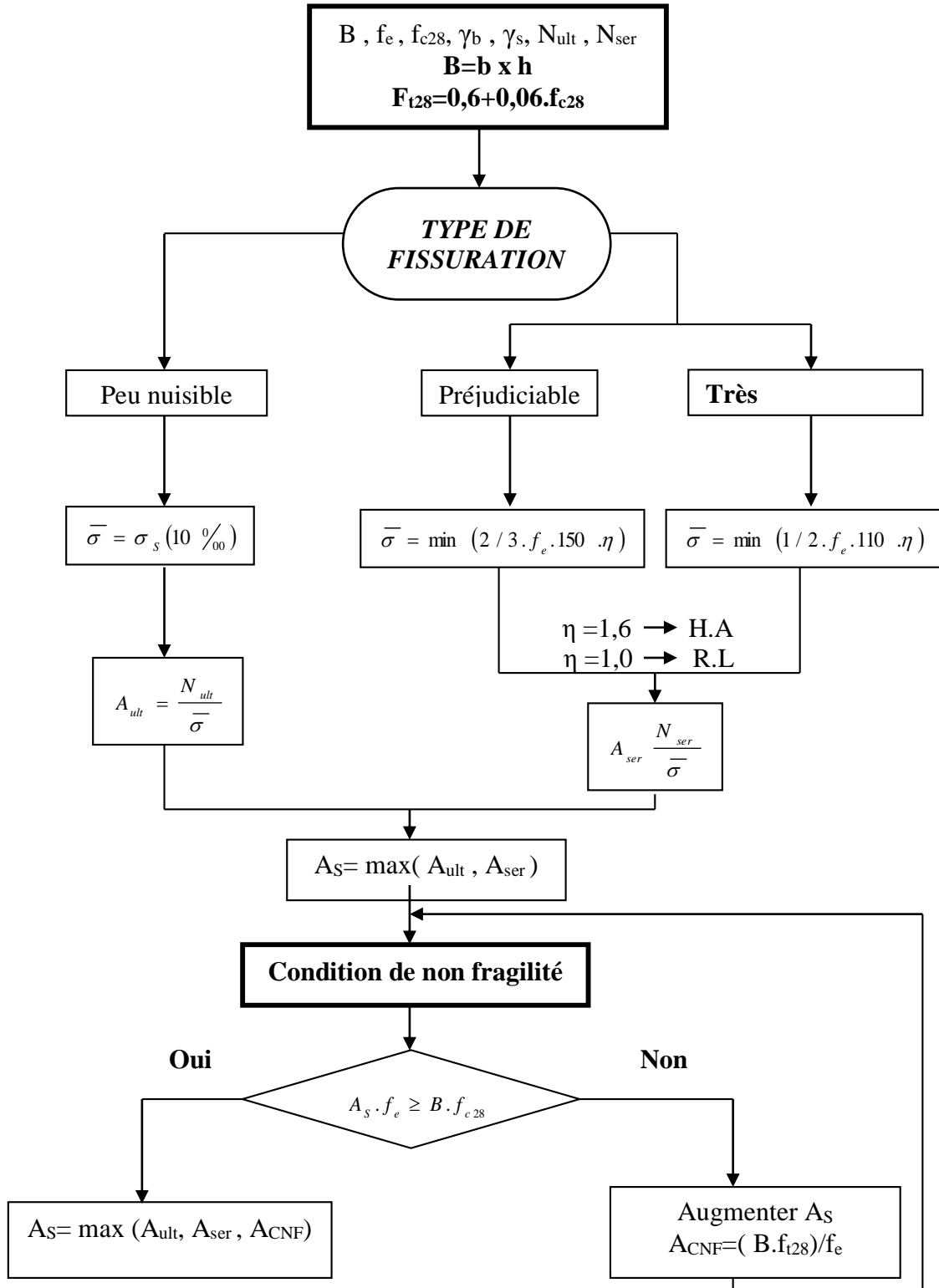


ANNEXE I



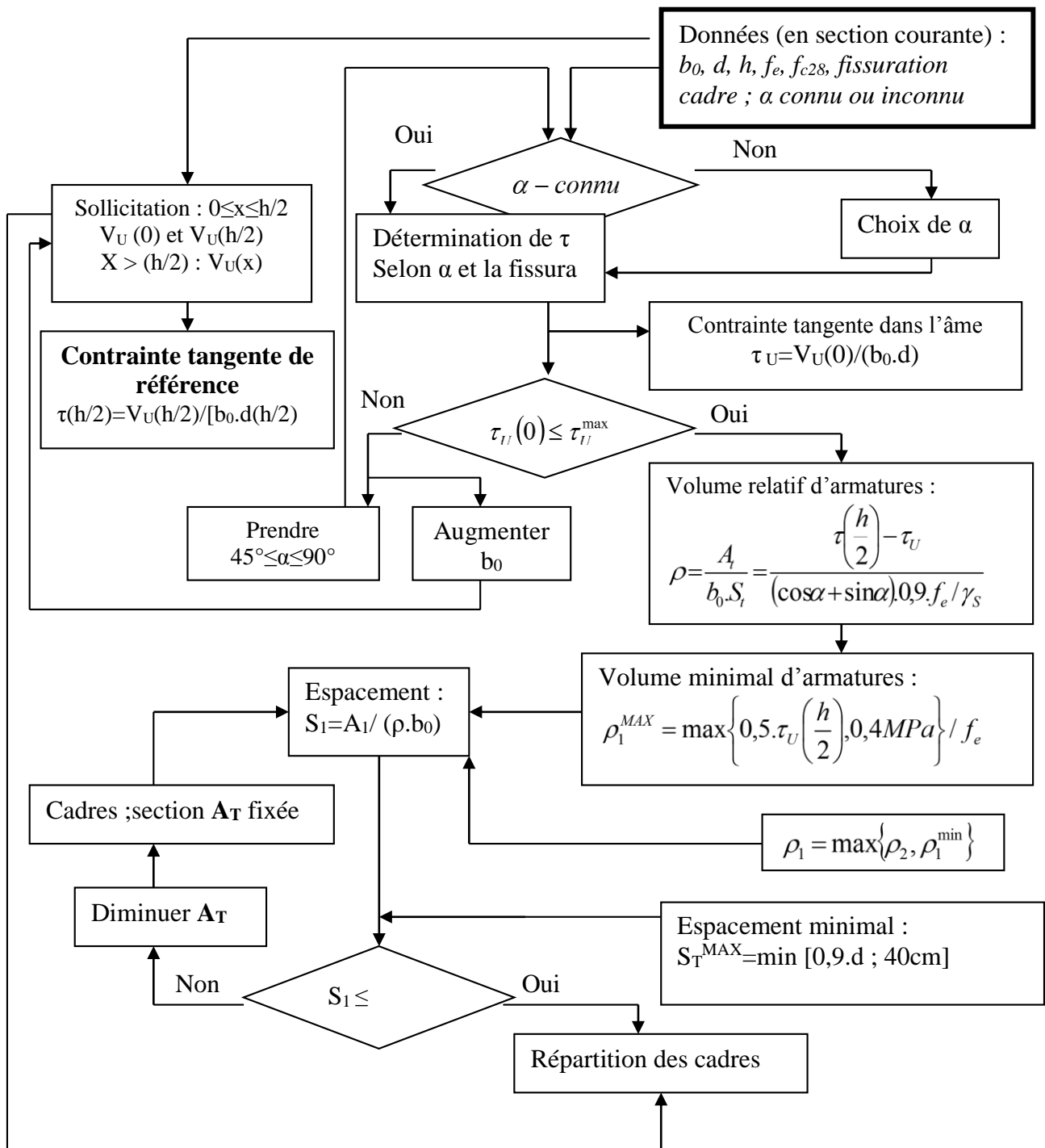
ORGANIGRAMME -VI-

TRACTION SIMPLE



ORGANIGRAMME -VII-

CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT



ANNEXE I

Section en cm² de N armatures de diamètre ϕ en mm

ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.31	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.04	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

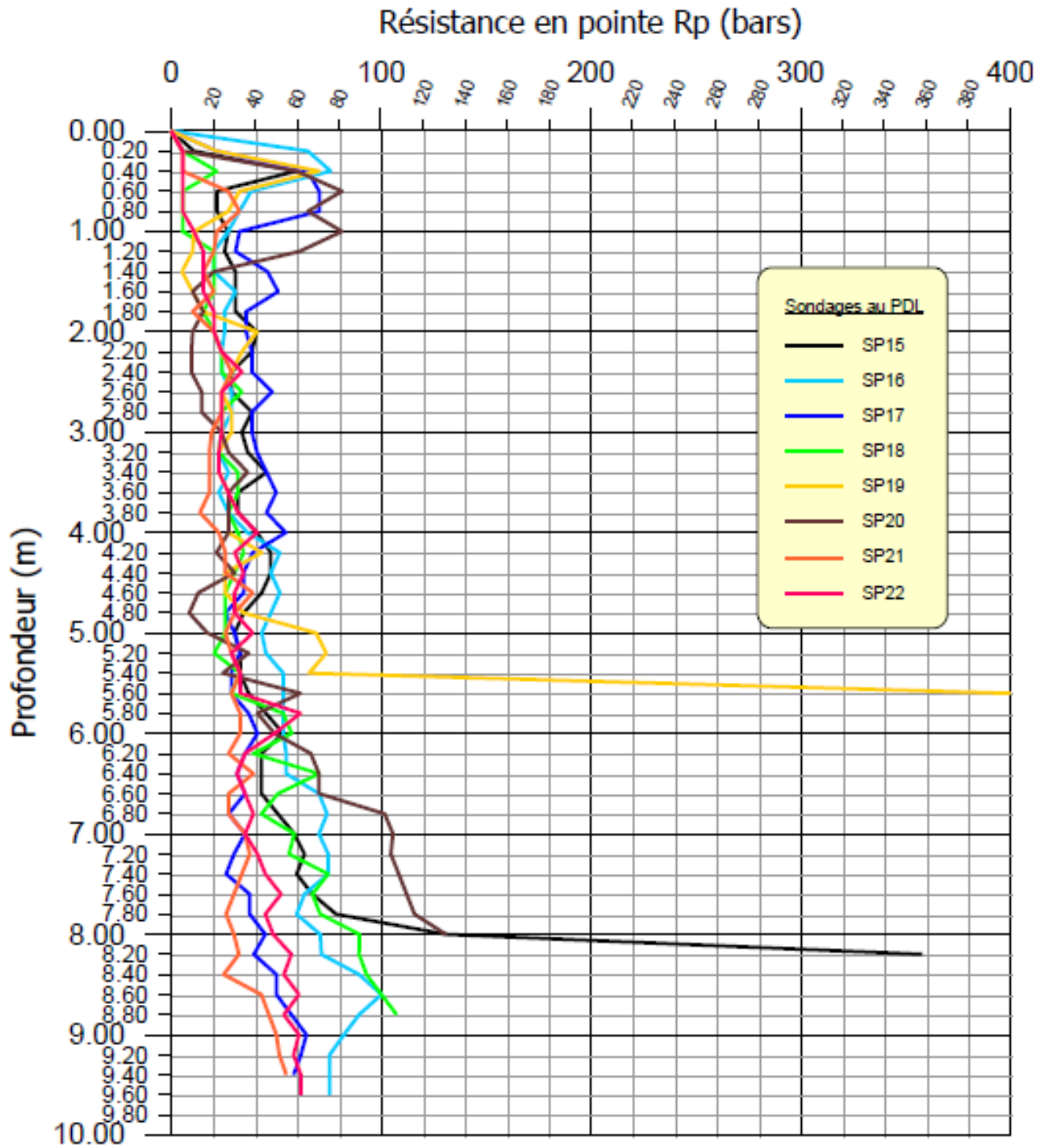
Tableau des armatures


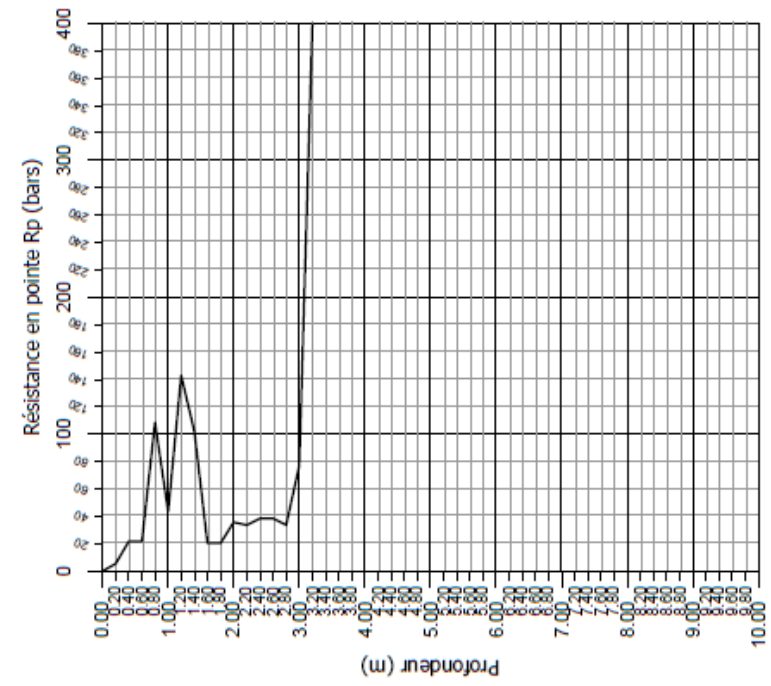
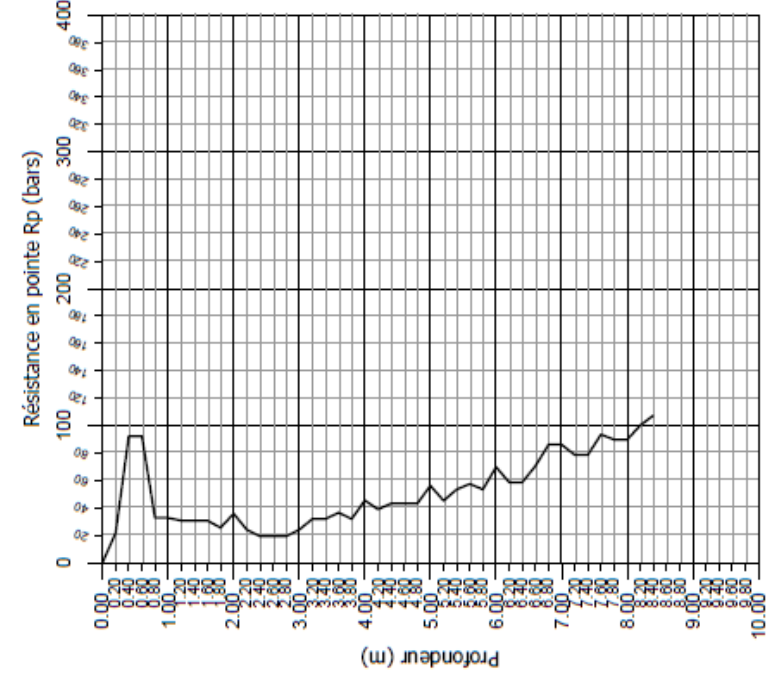
ANNEXE 1


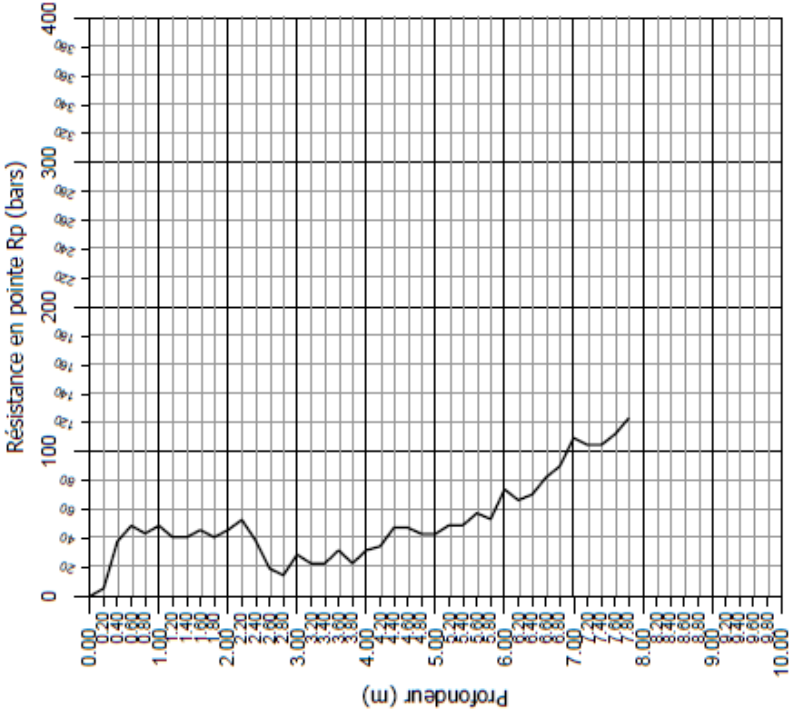
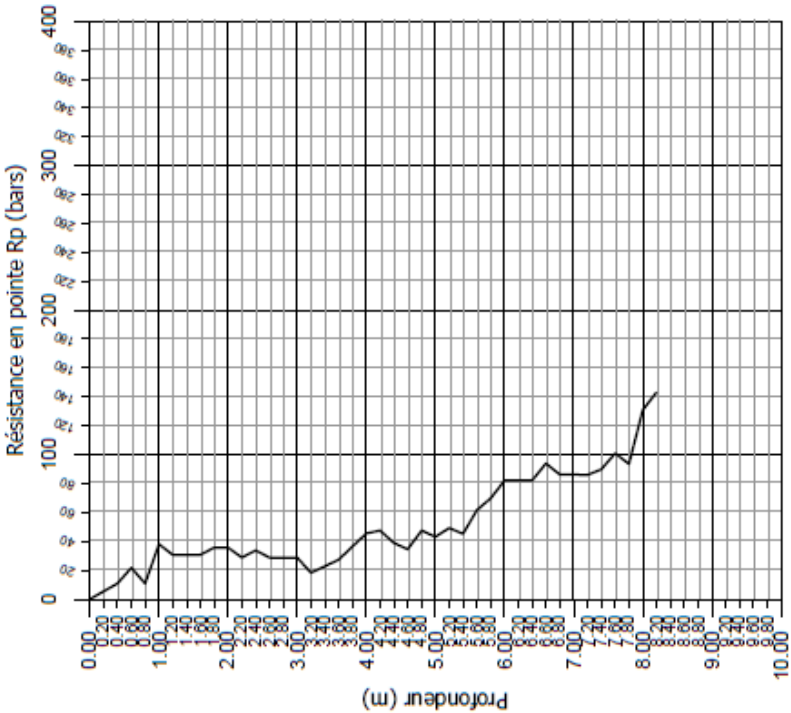
**Dalles rectangulaires uniformément chargées
articulées sur leur contour.**

$g = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

ANNEXE 2

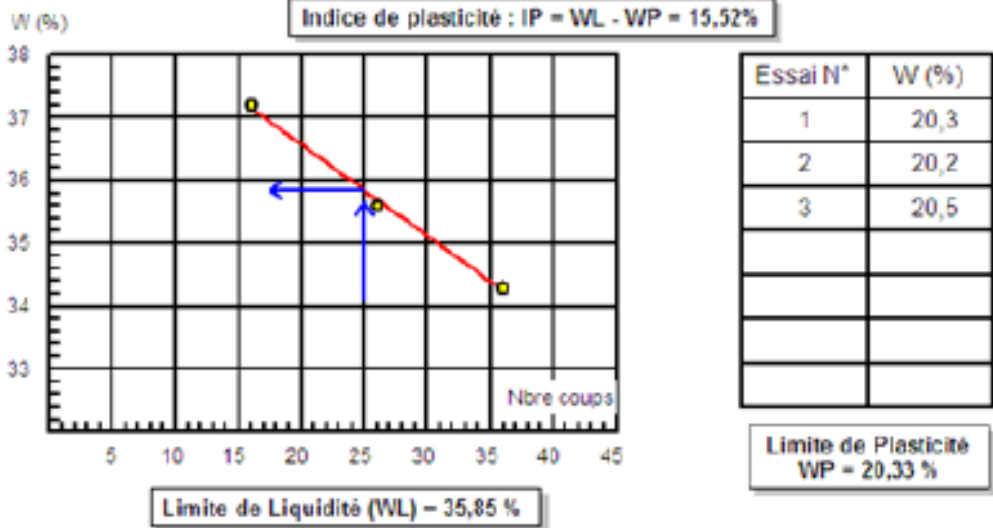


 <p> Projet : "Réalisation de 101 logements en R+5 avec sous-sols à Sebbala, El Achour, w. d'Alger " Dossier n° : ES /051/2018 Date : Décembre 2018 </p>	<p style="text-align: center;">Pénétrogrammes des sondages au P.D.L. / SP 11</p>  <p style="text-align: center;">Pénétrogrammes des sondages au P.D.L. / SP 12</p> 
--	---

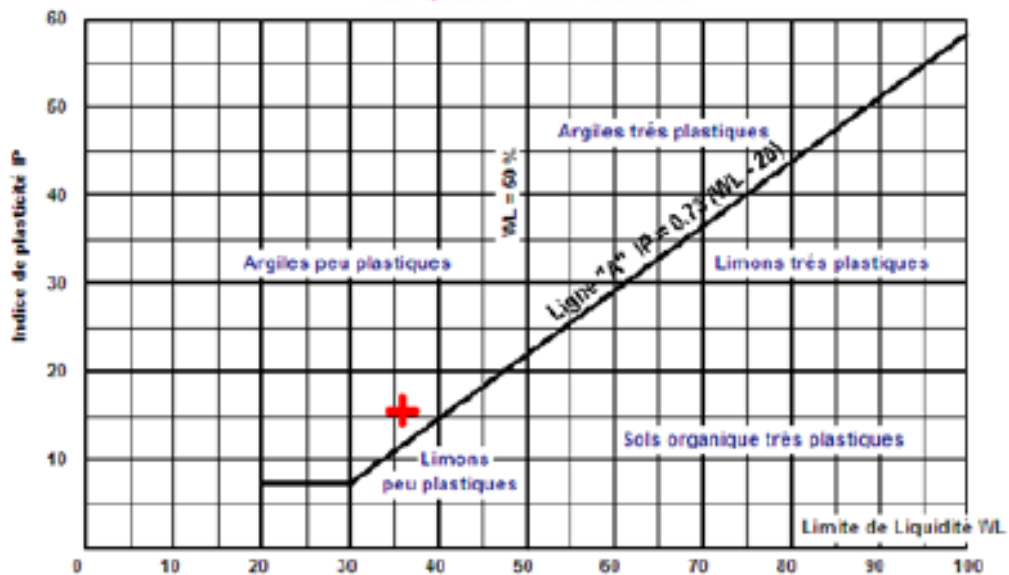
 <p>LAB & ZITOUNI Laboratoire d'analyse des sols BET Engineering des constructions</p>	<p>Projet : "Réalisation de 101 logements en R+5 avec sous-sols à Sebbala, El Achour, w. d'Alger "</p> <p>Dossier n° : ES /051/2018</p> <p>Date : Décembre 2018</p>
<p>Pénétrogrammes des sondages au P.D.L. / SP 13</p>	<p>Pénétrogrammes des sondages au P.D.L. / SP 14</p>
 <p>Résistance en pointe Rp (bars)</p> <p>Profondeur (m)</p> <p>Detailed description: This is a line graph showing the penetration resistance (Rp) in bars on the y-axis (0 to 400) against depth in meters (m) on the x-axis (0.00 to 10.00). The curve starts at 0 bars at 0m, rises to about 50 bars at 0.5m, then fluctuates between 40 and 60 bars until 3m. It then rises to about 100 bars at 6m, and finally reaches approximately 150 bars at 8m.</p>	 <p>Résistance en pointe Rp (bars)</p> <p>Profondeur (m)</p> <p>Detailed description: This is a line graph showing the penetration resistance (Rp) in bars on the y-axis (0 to 400) against depth in meters (m) on the x-axis (0.00 to 10.00). The curve starts at 0 bars at 0m, rises to about 20 bars at 0.5m, then fluctuates between 20 and 40 bars until 3m. It then rises to about 100 bars at 6m, and finally reaches approximately 150 bars at 8m.</p>

RAPPORT D'ESSAI LIMITES D'ATTERBERG: NF P 94 - 51

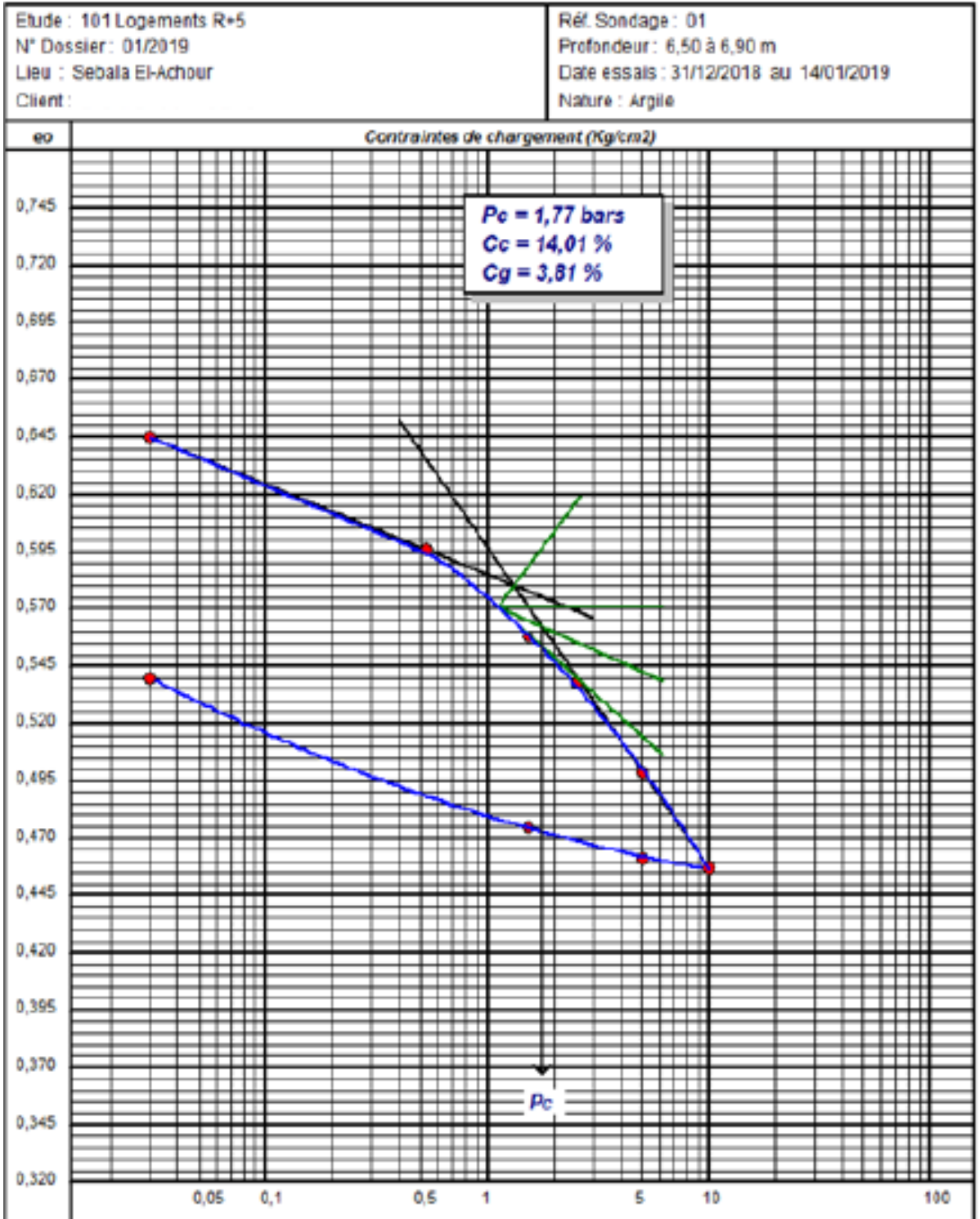
Etude : 101 Logements R+5	Réf : 01
N° Dossier : 01/2019	Profondeur : 3.50 à 4.00 m
Lieu : Sebala El-Achour	Nature : Argiles peu plastiques
Client :	Date essais : 07/01/2019 au 09/01/2019



ABAQUE DE CASAGRANDE



ANNEXE 2

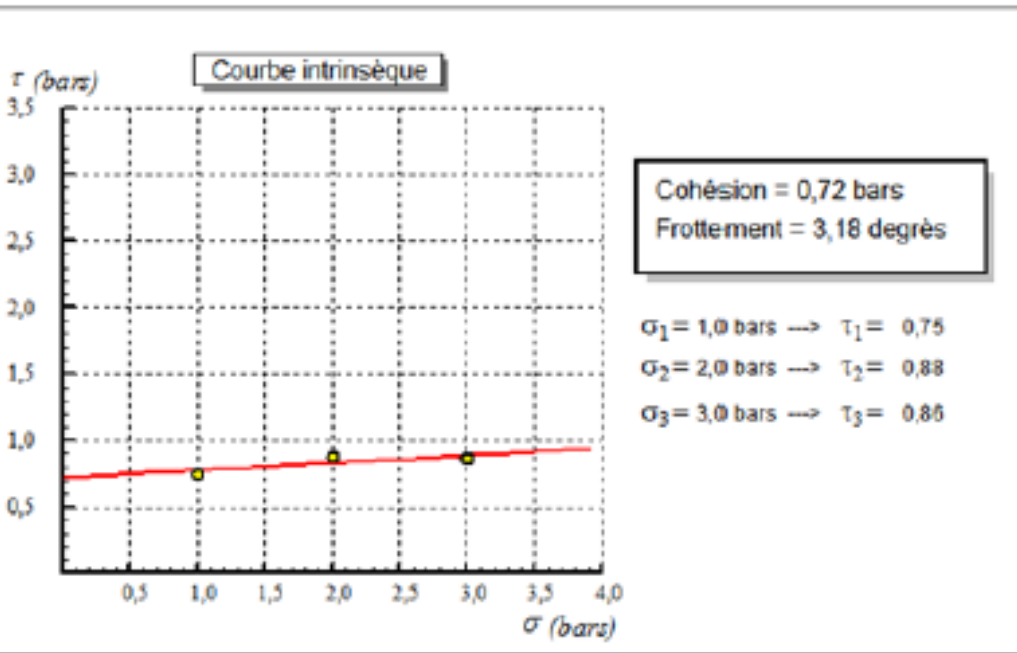
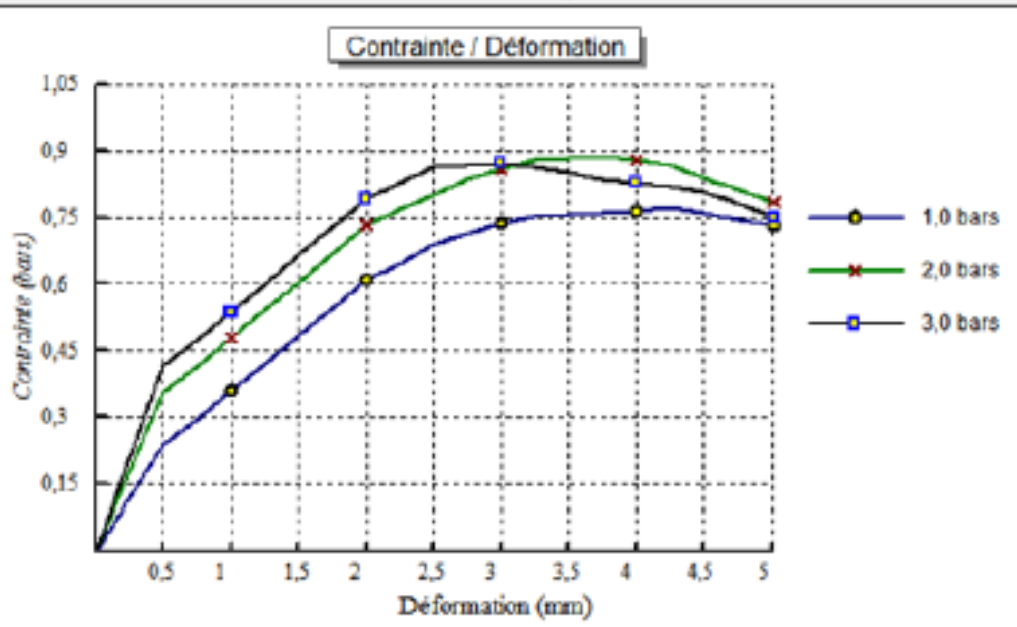


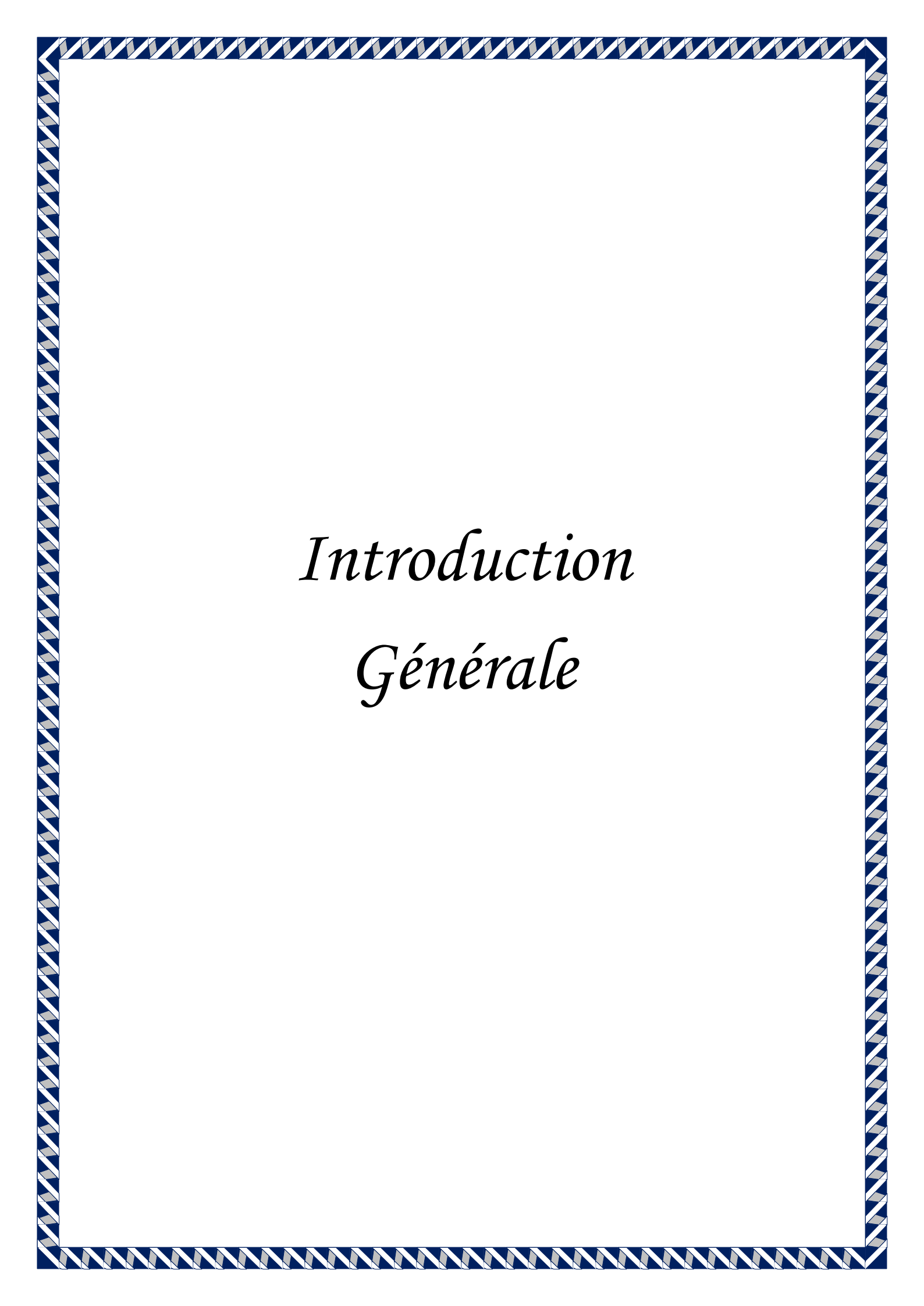
RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE: Mode opératoire MS.L3 - LCPC

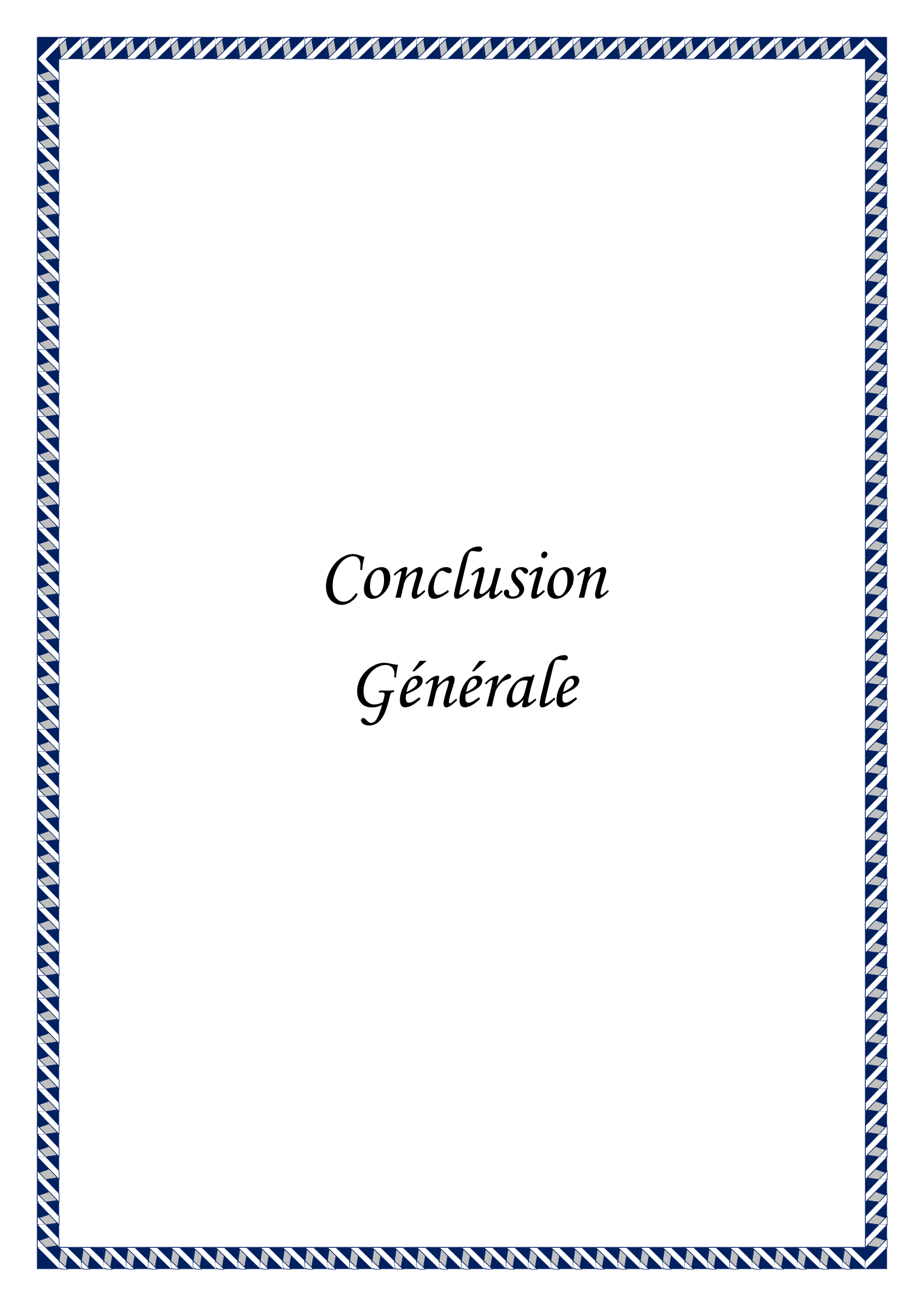
Etude : 101 Logements Sebbala El-Achour
 Dossier N° : 01/2019
 N° Sond : 02
 Prof : 1.70 à 2.00 m
 Nature sol : Argile

Type d'essai : UU
 Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn
 Date début essais : 31/12/2018
 Date fin essais : 02/01/2019

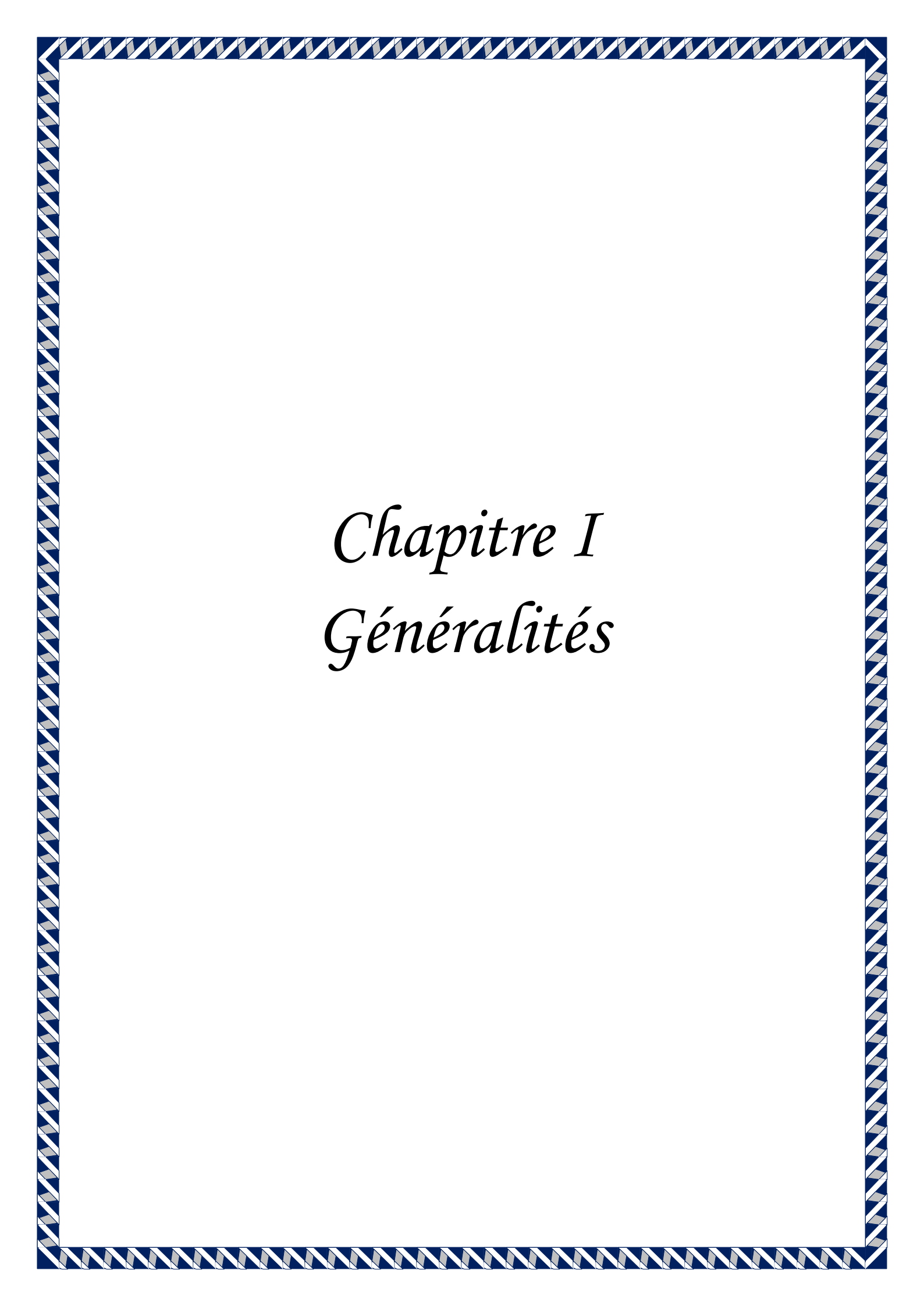




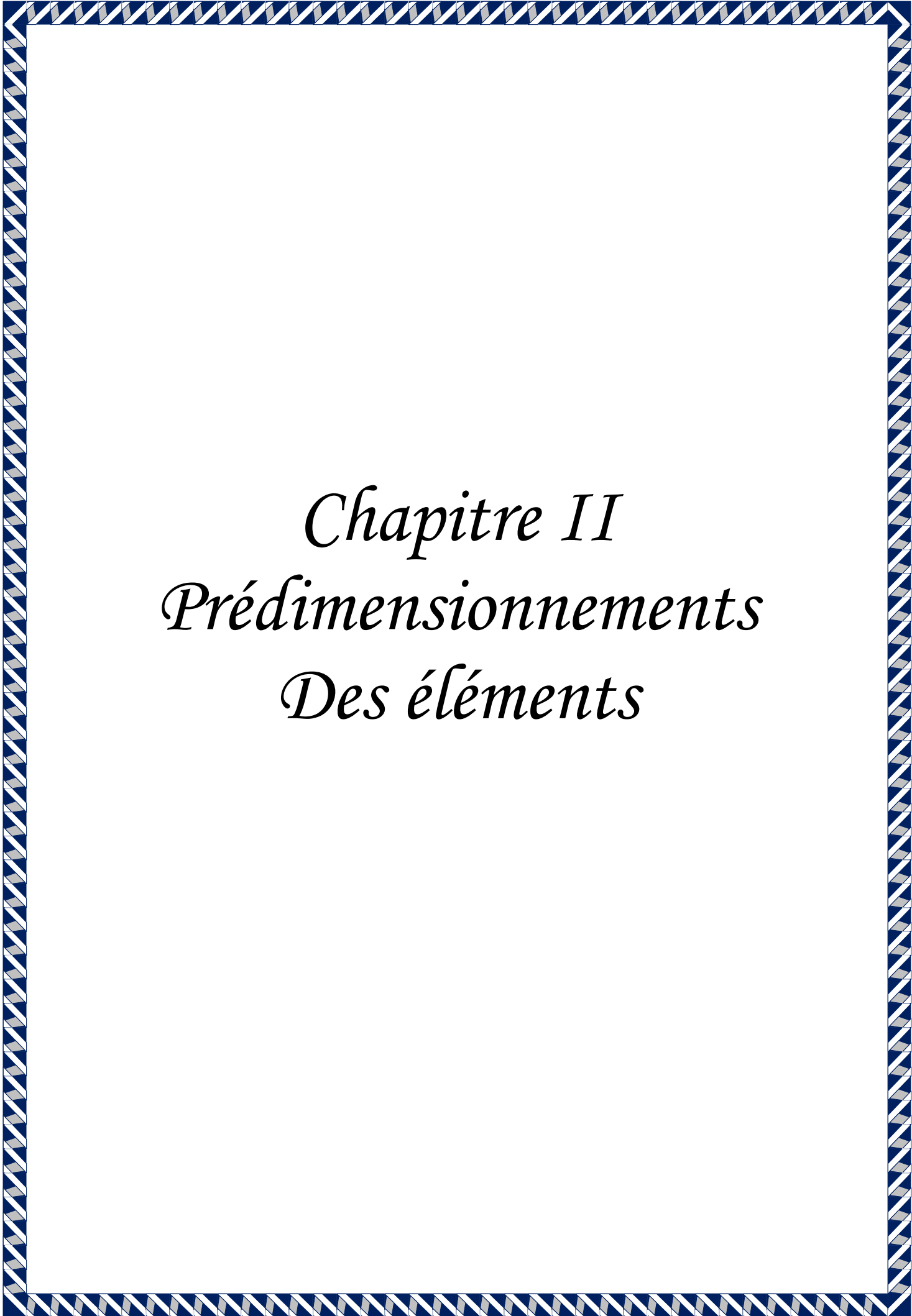
Introduction
Générale



Conclusion
Générale



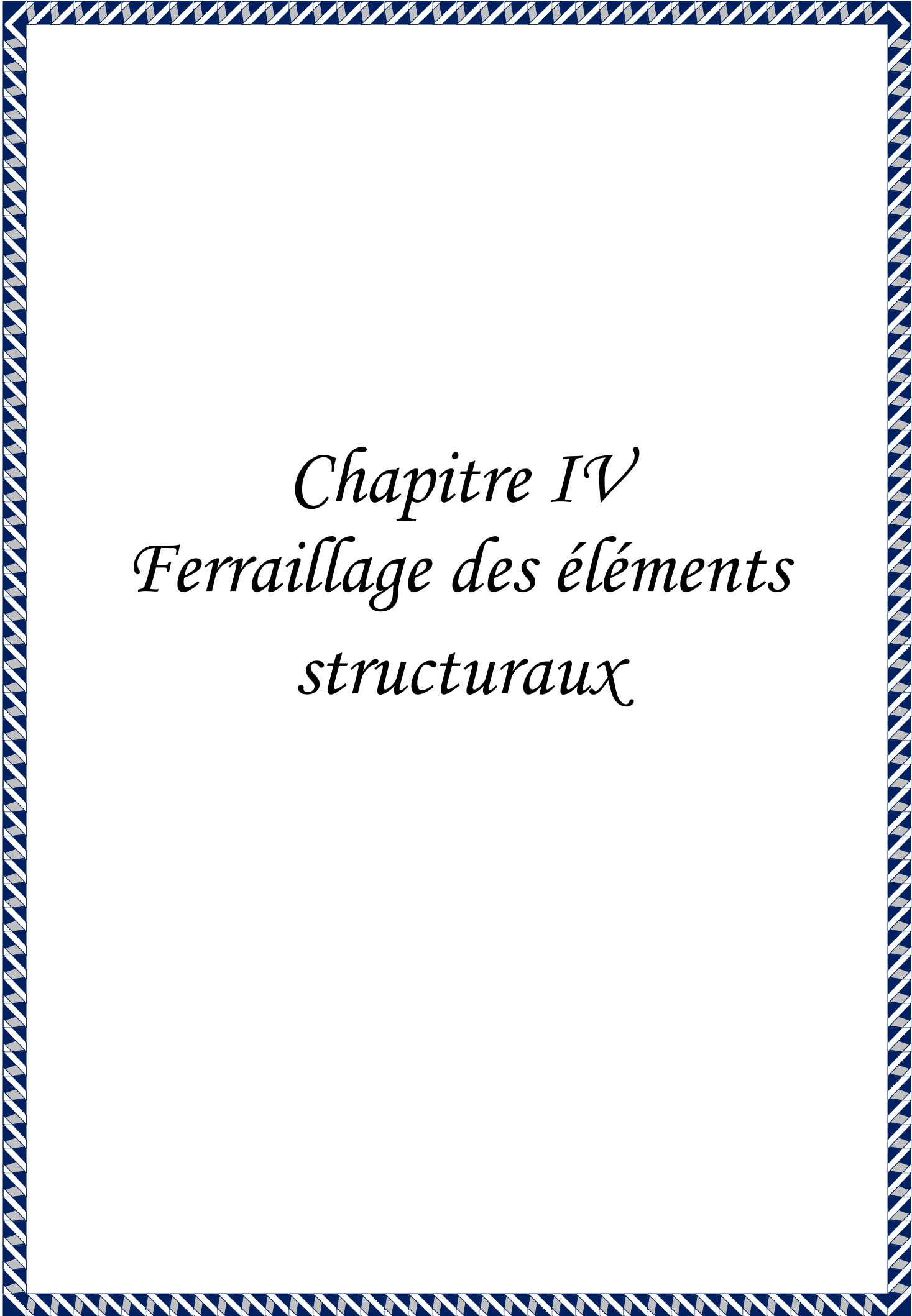
Chapitre I
Généralités



Chapitre II
Prédimensionnements
Des éléments



Chapitre III
Étude Dynamique



Chapitre IV
Ferraillage des éléments
structuraux



Chapitre V
Étude de sol



Chapitre VI
Étude des fondations



Annexes



Bibliographie