



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي



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

جامعة سعد دحلب البليدة
Université SAAD DAHLEB - Blida 1

كلية التكنولوجيا
Faculté de Technologie

قسم الهندسة المدنية
Département de Génie Civil

Mémoire de Fin de Cycle
En vue de l'obtention du diplôme de Master en
Génie Civil

Option : structures

Thème

ETUDE D'UN HÔPITAL EN R+5+SS EN BÉTON
ARMÉ AVEC ANALYSE THERMIQUE

Présenté par :

Mr. **CHERKAOUI MOHAMMED RIADH**

M^{lle} **BENCHABANE SALIMA**

Promoteur :

M^{me}. **AOUALI. Nawel**

Co-promoteur:

Mr. **ABED Mohamed**

Septembre 2020

UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

MEMOIRE DE MASTER EN GÉNIE CIVIL

Spécialité : Structure

**ETUDE D'UN HÔPITAL EN R+5 EN BÉTON ARMÉ AVEC
ANALYSE THERMIQUE**

Soutenu par

**CHERKAOUI MOHAMMED RIADH
BENCHABANE SALIMA**

Devant le jury composé de :

- Mme BADIS
- Mme BELAHAOINE
- Mme N. AOUALI
- Mr. ABED Mohamed

Promoteur

Co-Promoteur

Blida, septembre 2020



TABLE DES MATIERES

RESUME	
DEDICACE	
REMERCIEMENT	
LISTE DES TABLEUAX	
LISTES DES FIGURES	
LISTE DES SYMBOLES ET DES ABREVIATIONS	
INTRODUCTION GENERAL	1
I. PRESENTAION DU PROJET	3
I.1 Introduction	3
I.2 Présentation du projet	3
I.2.1 Présentation de l'ouvrage	3
I.2.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	3
I.2.3 Caractéristiques géotechnique du sol	4
I.3 Conception de la structure	4
I.3.1 Contreventement	4
I.3.2 Plancher	4
I.3.3 Escalier	5
I.3.4 Maçonnerie	5
I.3.5 Acrotère	5
I.3.6 Ascenseur	5
I.3.7 Les revêtements	5
I.3.8 Le système de coffrage	6
I.3.9 Fondation	6
I.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux	6
I.4.1 Béton	6
I.4.2 Acier	8
I.4.3 Actions	10
I.5 Hypothèse de calcul	11
I.6 Conclusion	12
II. PREDIMENSIONNEMENTS DES ELEMENTS	13
II.1 Introduction	14
II.2 Les charges permanentes et les surcharges d'exploitations	14
II.2.1 Charges permanentes	14
II.2.2 Charges d'exploitations	15
II.3 Prédimensionnements des éléments structuraux et secondaires	16
II.3.1 Prédimensionnements des planchers	16
II.3.2 Prédimensionnements des poutres	17
II.3.3 Prédimensionnements des poteaux	18
II.3.4 Prédimensionnements des voiles	20
II.4 Conclusion	21
III. ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES	
III.1 Introduction	23
III.2 Etude de l'acrotère	23
III.2.1 Calculs des efforts	23
III.2.1 Ferrailage de l'acrotère	24

III.2.3 Schéma de ferrailage de l'acrotère	26
III.3 Etude des plancher en corps creux	27
III.3.1 Etude des poutrelles	27
III.3.2 Etude de la dalle de compression	32
III.3.3 Schéma de ferrailage des poutrelles	34
III.4 Etude des escaliers	35
III.4.1 Dimensions des éléments de l'escalier	35
III.4.2. Evaluation des charges	36
III.4.3 Ferrailage des escaliers	36
III.4.4 Etude de la poutre palière	38
III.4.5 Schéma de ferrailage des escaliers	41
III.5 Etude d'ascenseur	42
III.5.1 Introduction	42
III.5.2. Evaluation des charges	42
III.5.3. Etude de plancher	44
III.5.4 Ferrailage de la dalle machine	45
III.6 Conclusion	46
IV. ETUDE SISMIQUE ET DYNAMIQUE	
IV.1 Introduction	48
IV.2 Méthodes d'estimation des forces sismiques	48
IV.3 Modélisation	49
IV.3.1 Présentation du logiciel de calcul ETABS	49
IV.3.2 Etapes de modélisation	50
IV.3.3 Caractéristiques dynamiques	52
IV.4 VERIFICATION	52
IV.4.1 Vérification du RPA	52
IV.4.2. Vérification de la période fondamentale	52
IV.4.3 Vérification de la résultante des forces sismique	53
IV.4.4 Vérification des déplacements inter étage	54
IV.4.5 Vérification de l'effet P-Delta	55
IV.4.6 Vérification de l'effort normal réduit	56
IV.4.7 Vérification de Choix de coefficient de comportement R	56
IV.5 Conclusion	57
V. ANALYSE THERMIQUE	
V.1 Introduction	59
V.2 Effet de la température	59
V.3 Application de l'analyse thermique	59
V.4 Hypothèses de calcul	59
V.5 Détermination de la température	60
V.6 Elément exposée aux effets de la température	60
V.7 Résultat de calcul	61
V.8 Conclusion	62
VI. FERRAILAGE DES ELEMENTS RESISTANS	
VI.1 Introduction	64
VI.2 Ferrailage des poteaux	64

VI.2.1 Introduction	64
VI.2.2 Recommandation selon le RPA99version2003,BAELet le CBA93	65
VI.2.3 Calcul de ferrailage des poteaux	66
VI.2.4 Vérifications	68
VI.2.5 Schéma de ferrailage des poteaux	69
VI.3 Ferrailage des poutres	70
VI.3.1 Introduction	70
VI.3.2 Recommandation du RPA99/V03et du BAEL91	70
VI.3.3 Calcul des armatures longitudinal	72
VI.3.4 Calcul des armatures transversal	73
VI.3.5 Vérifications	74
VI.3.6 Schéma de ferrailage des poutres	76
VI.4 Ferrailage des voiles	77
VI.4.1 Introduction	77
VI.4.2 Procédure de ferrailage des linteaux	78
VI.4.3 Procédure de ferrailage des trumeaux	78
VI.4.4 Préconisation du règlement parasismique algérien	78
VI.4.5 Calcul des ferrailages dans les déférents types de voiles	79
VI.4.6 Schéma de ferrailage des voiles	92
VI.5 Conclusion	94
VII. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	
VII.1 Introduction	96
VII.2 Choix de type de fondation	97
VII.3 Radier général	98
VII.3.1 Introduction	98
VII.3.2 Prédimensionnement du radier	98
VII.3.3 Détermination des efforts	99
VII.3.4 Vérifications	101
VII.3.5 Ferrailage du radier	105
VII.3.5.1 Ferrailage de la dalle	105
VII.3.5.2 Ferrailage de la nervure	107
VII.3.5.3 Ferrailage des débords	109
VII.4 Etude du voile périphérique	110
VII.4.1 Introduction	110
VII.4.2 Predimensionnemet	110
VII.4.3 Evaluation des charges	110
VII.4.4 Calcul du ferrailage	111
VI.4.5 Vérification de l'effort tranchant	111
VII.5. Schéma de ferrailage	113
VII.5.1 Schéma de ferrailage de la nervure	113
VII.5.2 Schéma de ferrailage du radier	113
VII.5.3 Schéma de ferrailage du voile périphérique	114
VII.6 Conclusion	114
CONCLUSION GENERAL	115
REFERANCES	
ANNEXES	

المخلص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع استشفائي تتألف من طابق ارضي +5 طوابق + طابق ارضي سفلي، يتم انجازها بولاية الجزائر العاصمة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم 03 حسب الكود الجزائري المضادة للزلازل RPA 99 v 2003

تتكون هذه الدراسة من تحليل تأثير الزلزال على الهيكل والنظر في الحلول الوقائية التي تساهم في استقرار الهيكل وإدخال تأثير درجة الحرارة على الأسطح الخارجية للمبنى.

يتم ضمان استقرار الهيكل بواسطة الجدران الحاملة المشكلة من مادة الخرسانة المسلحة تم إنشاء دراسة وتحليل هذا المشروع بواسطة برنامج (ETABS الإصدار 17).

يتوافق حساب الأبعاد وحساب تسليح جميع العناصر المقاومة عن طريق القواعد المعمول بها، وهي (RPA99 version 2003 ،BAEL91 modifier99).

للتحقق وحساب تسليح جميع العناصر المقاومة استخدمنا برنامج (Socotec)

أخيراً، تعتبر دراسة عناصر البنية التحتية، أي الأساسات، جزءاً من هذا المشروع أيضاً.

الكلمة المفتاحية: الدراسة الديناميكية، الدراسة الحرارية، الزلزال، التسليح، الاستقرار.

RESUME

Le projet de fin d'étude est intitulé : « Etude d'un hôpital en R+5+SS en béton armé avec analyse thermique » qui consiste à faire une expertise sur un ouvrage médical, implantée à la willaya d'ALGER.

Cette étude consiste à analyser l'effet du séisme sur la structure et envisager les solutions préventives contribuant à la stabilité de l'ouvrage et introduire l'effet de la température sur les surfaces extérieures du bâtiment.

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les voiles.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (ETABS v.17).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (BAEL91 modifier99, RPA99 version 2003).

Pour la vérification du ferrailage nous avons utilisées un logiciel (Socotec).

En fin, l'étude des éléments de l'infrastructure, à savoir les fondations, fait également partie de ce projet

Mot clé : Etude dynamique, étude thermique, séisme, ferrailage, stabilité.

SUMMARY

Building has always been one of man's first concerns and one of his privileged occupations.

. The construction of structures has always been the subject of many questions centered mainly on the choice of the type of structure. Unfortunately, these works and constructions are always damaged by natural risks, such as: earthquakes, cyclones, volcanoes...etc... And in order to build structures that allow reliability with respect to these natural hazards, it is necessary to follow the new techniques of construction.

Seismic construction is one of these new techniques, and it is undoubtedly the safest way to prevent seismic risk. It requires prior compliance with the normal rules of good construction, but is also based on specific principles due to the particular nature of seismic loads. These principles and their modes of application are generally gathered, with more or less details, in the earthquake rules. The objective of these regulations is to ensure an acceptable protection of human lives and constructions.

In the current state of things, it is a question of predicting the modes of deformation of constructions under the effect of earthquake, temperature and to control the importance of these deformations and stresses on the whole load-bearing structure and on each of the elements that make it up. Then, the resistance of the materials used, their implementation and their characteristics defined by the engineer, must allow the construction to respond to stresses of seismic and thermal origin.

Therefore, for the calculation of the elements constituting a structure, we will follow regulations and known methods based on the knowledge of materials (concrete, steel) and the dimensioning and reinforcement of the resistant elements of the structure. These regulations aim to ensure an acceptable level of safety for human life and property against seismic actions through appropriate design and dimensioning.

Among these regulations are the following:

- The Algerian Seismic Regulations (RPA): it is a document that sets the rules of design and calculation of constructions in seismic zones.
- Reinforced Concrete Design and Calculation Rules (CBA): introducing the formulas for the calculation of reinforced concrete elements.

Regulatory Technical Document (DTR) which gives us the different permanent loads and operating loads for each type of structure.

Our engineering training having been completed, in order to put our knowledge into practice and to acquire experience in the field of the study and design of buildings, we have chosen as the theme of our final project "Study of a reinforced concrete hospital with thermal analysis" composed of a basement, ground floor and 5 floors of regular behavior in plan and braced by sails.

This document is organized as follows:

In the first part we first present the work, its constituents and construction materials. Then make a pre-dimensioning of the elements. Finally, we will calculate the reinforcement of the secondary elements.

The building under study is a public health establishment building classified in use group A1, of vital importance. The structure is of type R+5 with 1 basement, the bracing is provided by sails. The building is located in the willaya of ALGIERS (ALGERIA). This area is classified as a zone of high seismicity (zone III) according to the earthquake-proof regulations in force in Algeria (RPAversion 2003). The hospital will be composed of a basement for parking use, the first floor and the other floors will be made up of offices, waiting room, consultation room, hospital rooms The terrace

of this building is an accessible technical terrace equipped with a technical room and an acroterion. The movement between floors is provided by stairwells and also by elevator shafts and freight elevators.

For any study of a structure, the pre-sizing of the resistant elements (columns, beams and walls) is done in the first step in order to start the dynamic study, the pre-sizing is very important, its goal is to determine sections preliminary in order to avoid one over more steel and concrete. It will be done according to BAEL91 and RPA99 / version2003. This is the second chapter where we made a pre-dimensioning of the floors of the beams of the columns and walls the pre-dimensioning, the evaluation of loads and the descent of loads are necessary steps to be completed, in order to be able to begin the rest of our study.

This chapter allowed us to pre-dimension the load-bearing elements (beams, columns, walls) and the secondary elements, the sections adopted in pre-dimensioning can be increased after dynamic calculation

There are two types of elements in any structure:

- The main resistant elements that contribute to the bracing directly.
- Non-structural elements that do not contribute directly to bracing.

However, the latter must have an adequate behavior in case of an earthquake, so they must be made in accordance with the recommendations of the earthquake regulations.

In the third chapter we will look at the following elements:

Accelerator, the floors, the stairs, the assessor.

The calculation of these elements is carried out according to the codes: CBA93 / BAEL99 / RPA 2003

The second part will aim at determining the reinforcement of the main elements. To achieve this, we will first carry out a dynamic and thermal analysis.

The north of Algeria is a violent zone where earthquakes can occur causing important damages (material, human), for that, and for common works, the noticed objectives consist in endowing the structure with a Rigidity and a sufficient resistance to limit the damages by an essentially plastic behavior of the structure in front of a moderate earthquake. Relatively frequent. With a ductility and energy dissipation capacity adequate to allow the structure to undergo inelastic displacements with limited damage and without collapse or loss of stability, in the face of a major earthquake, which is rarer.

Thus, the behavior of a structure under seismic action depends on both its strength and ductility, the difficulty lies in choosing the optimal combination of these two parameters according to the situation. Sometimes strength with a minimum of ductility may be sufficient, while in other cases the combination of reduced strength and high ductility may be indicated.

The dynamic analysis of a structure is essentially based on the principle of free undamped vibrations (VLNA), i.e. subjecting the structure to vibrations; without any external force, in order to study its behavior by means of these dynamic characteristics peculiar to it. The initial objective of the dynamic study of a structure is the determination of the dynamic characteristics of the structure during its free vibrations. The dynamic study of a structure as it appears is often very complex, which is why models are often used to simplify the problem sufficiently to be able to analyze it. After several tests on the arrangement of the bracing sails which were modelled balancing between the criterion of resistance and economy, we were able to satisfy all the requirements of the regulations. In order to have a sail layout that ensures a good dynamic behavior of the building.

After a dynamic building analysis in the fifth chapter we are interested in thermal analysis. The location and maximum dimensions of buildings (or blocks of buildings between joints) allowing to neglect or apply the effects of shrinkage and outside temperature variations. According to the layout (ALGER) and the dimensions of our structure we will make the thermal analysis for block B because these dimensions in plan exceed the limit of 30m ($L_x=36.60$, $L_y=33.90$). The temperature has an influence on the life of the structure following seasonal changes, a significant increase in temperature causes a shortening of the latter. The value of these thermal effects depends on the local climatic conditions, as well as on the orientation of the structure, its total mass, finishes (e.g. exterior cladding in buildings), and even on the conditions of heating and ventilation, as well as thermal insulation. The temperature distribution inside a structural element according to "Eurocode 1 part 5.1" which gives the principles and rules for the calculation of temperature actions and their effects on buildings. By comparing the values of the stresses "bending moment, shear force and normal force" with the different combinations (thermal, dynamic), it is noticeable that the elements are more stressed under the effect of the dynamic load. Therefore, the elements of the structure are scrapped with the dynamic effect.

In order for the structure to resist the different solicitations, the reinforcement of its resistant elements must be calculated, based on the results obtained by the dynamic analysis, which will be the sixth chapter. The structure is a three-dimensional set of columns, beams and sails, rigidly connected and capable of taking up the totality of the vertical and horizontal forces. In order to be able to reinforce the elements of the structure, the computer tool ETABS (17) was used through the structural analysis software ETABS, which allows the determination of the different internal forces of each section of the elements for the different calculation combinations.

The reinforcement of the resistant elements must comply with the regulations in force, in this case B.A.E.L. 91 modified 99, CBA 93 and RPA99 version 2003.

Our structure is essentially composed of three structural elements, namely: Posts; Beams; Sails

The main elements play a major role in the resistance and transmission of stress; therefore, they must be correctly dimensioned and well reinforced, in order to achieve a durable structure that is economical and efficient in relation to dynamic loading.

Finally, the last chapter consists in dimensioning and reinforcing the foundations (the lower part of a structure resting on a foundation to which all the loads and surcharges supported by the structure are transmitted). The study of the infrastructure is an important step in the calculation of the structures. Thus, the choice of the foundation depends on several parameters such as the importance of the structure, the loads and the nature of the soil.

We proceeded to a calculation with a ribbed raft which was calculated as an inverted plank, the adopted reinforcement was checked and proved to be satisfactory.

A peripheral veil is provided to support the earth pushing action exerted on the subsoil. This veil was calculated as a solid slab resting on 4 supports.

The theme of seismic and thermal study of a hospital was for us a great experience on the development of a building of major importance with large spans and under the thermal effect given the size of the project, and the unpredictable action of the earthquake which allowed us to have an idea on the dimensions of the elements constituting the hospital in question.

Key word: dynamic analysis, thermal analysis, earthquake, reinforcement, stability.

**** Dédicace ****

Enfin ; voilà ce jour après tant d'années d'études Je dédie ce modeste travail à

A mes parents :

« Vous avez manifesté beaucoup de sacrifice afin de me voir grandir devant vos yeux. Aujourd'hui vient mon tour pour vous remercier en vous offrant ce travail qui vous rend fiers de moi. Je vous dois toute ma vie. Que dieu vous gardes et vous protège ».

A mes très chers frères ZAKI et FAYÇAL, mes grands-mères et a toute ma famille

A Mon binôme ^ SELMA ^ et sa famille.

A Mes très chers amis, toute la promotion sortante : 2019-2020 « structures ».

A Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.

Et toutes les personnes qui nous avoir aidé durant toutes la période de mon projet fin d'étude.

A tous ceux qui me sont chères.

A tous ceux qui m'aiment.

A tous ceux que j'aime.

Je dédie ce travail



**** Dédicace ****

Je dédie ce modeste travail à :

A mes parents :

« Vous avez manifesté beaucoup de sacrifice afin de me voir grandir devant vos yeux. Aujourd'hui vient mon tour pour vous remercier en vous offrant ce travail qui vous rend fiers de moi. Je vous dois toute ma vie. Que dieu vous garde et vous protège ».

*Mes très chères sœurs, mon frère, mes neveux et mes nièces, mes chères cousines **Sarah** et **Mouna** à qui je dois tout l'amour.*

*Toute la famille **BENCHABANE** et **TALHA***

*Mon binôme **Riadh** et sa famille*

Mes très chers amis, toute la promotion sortante, et toutes les personnes qui nous avoir aidé durant toutes la période de mon projet fin d'étude.

A tous ceux qui me sont chères.

A tous ceux qui m'aiment.

A tous ceux que j'aime.

Je dédie ce travail

BENCHABANE Salima

**** Remerciement ****

Tout d'abord, Merci Allah de nous avoir donné la capacité d'écrire et de réfléchir, la force d'y croire, la patience d'aller jusqu'au bout du rêve et la volonté et la patience de mener à terme le présent travail.

*Nous tenons à exprimer nos profonds remerciements à notre promoteurs **Mme AOUALI Nawal et Mr ABED Mohamed**, pour leurs temps qu'ils nous ont accordé, de leurs confiances, leurs aides, leurs remarques, ainsi que leurs précieux conseils lors de l'élaboration de cette étude.*

Nous sommes aussi reconnaissants envers les membres du Jury qui nous ont donné l'immense honneur de présider et d'examiner ce modeste travail, et d'avoir su donner une critique professionnelle sur ce projet.

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions **Mr TALEB Rafik**, et tout l'ensemble des enseignants de département génie civil pour leurs conseils, pour l'expérience enrichissante, qu'ils nous ont apportée durant ce travail.*

*Nous remercions particulièrement les membre de groupe **Ingénieur Génie Civil Algérien (IGCA)** pour leurs orientations.*

*Nous remercions également tous les membres de la société du **CTC BLIDA** pour leurs aides et surtout pour l'accueil qu'ils nous ont réservé, malgré leurs obligations professionnelles*

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la concrétisation de ce travail et à toute la promotion de Master génie civil.

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1: Plancher terrasse (technique)	14
Tableau II.2: Plancher étage courant corps creux	14
Tableau II.3: Paillasse d'escalier	15
Tableau II.5: Palier d'escalier	15
Tableau II.6: l'acrotère	15
Tableau II.7: Charge d'exploitation	15
Tableau II.8: Tableau récapitulatif des poutrelles	17
Tableau II.9: Descente des charges	20
Tableau III.1 : vérification des contraintes à ELS	25
Tableau III.2 : Combinaison des charges	28
Tableau III.3 : Efforts internes	28
Tableau III.4 : Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant et l'effort tranchant à ELU	29
Tableau III.5 : Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant et l'effort tranchant à ELS	29
Tableau III.6 : Ferrailage longitudinal des poutrelles	31
Tableau III.7 : Vérification des contraintes	31
Tableau III.8 : Calcul des sollicitations	36
Tableau III.9 : Ferrailage longitudinal	37
Tableau III.10 : vérification des contraintes à ELS	38
Tableau III.11 : Ferrailage de la poutre palière	39
Tableau III.12 : Vérifications des contraintes à ELS	40
Tableau III.13 : Ferrailage de la dalle machine dans les deux sens	45
Tableau III.14 : vérifications des contraintes à l'ELS	46
Tableau IV.1 : Résultats de prédimensionnement	50
Tableau IV.2 : Périodes et pourcentages de participation massique bloc A	52
Tableau IV.3 : Périodes et pourcentages de participation massique bloc B	52
Tableau IV.4 : Vérification des déplacements inter étages (Bloc A)	54
Tableau IV.5 : Vérification des déplacements inter étages (Bloc B)	54
Tableau IV.6 : Vérification de l'effet P-Delta (Bloc A)	55
Tableau IV.7 : Vérification de l'effet P-Delta (Bloc B)	55
Tableau IV.8 : Charge verticale bloc A	56
Tableau IV.9 : Charge horizontale bloc A	56
Tableau IV.10 : Charge verticale bloc B	56
Tableau IV.11 : Charge horizontale bloc B	56
Tableau V.1 : L'implantation et les dimensions maximales des bâtiments	59
Tableau V.2 : Combinaison des charges à l'ELU et l'ELS	59
Tableau V.3 : La variation saisonnière de la température dans le cas courant	60
Tableau V.4 : Détermination de la température de calcul	60
Tableau V.5 : Les sollicitations thermique et dynamique max dans les poteaux.	61
Tableau V.6 : Les sollicitations thermique et dynamique max dans pp	61
Tableau V.7 : Les sollicitations thermique et dynamique max dans pc.	61
Tableau V-8 : Les sollicitations thermique et dynamique max dans les voiles	61

Tableau VI.1 : Situation durable et accidentelle.	64
Tableau VI.2 : Ferrailage maximale et minimale.	66
Tableau VI.3 : Ferrailages longitudinaux des poteaux	66
Tableau VI.4 : Ferrailages transversaux pour les poteaux.	67
Tableau VI.5 : Vérification des contraintes de cisaillement.	68
Tableau VI.6 : Vérification des contraintes	69
Tableau VI.7 : Armatures longitudinales des poutres principaux.	72
Tableau VI.8 : Choix des armatures longitudinales des poutres principaux.	72
Tableau VI.9 : Armatures longitudinales des poutres de chainage	72
Tableau VI.10 : Choix des armatures longitudinales des poutres de chainage	73
Tableau VI.11 : Vérification des contraintes tangentielles Poutres porteuses	74
Tableau VI.12 : Vérification des contraintes tangentielles Poutres de chainages	74
Tableau VI.13 : Vérification des contraintes Poutres porteuses à ELS.	75
Tableau VI.14 : Vérification des contraintes Poutres de chainages à ELS.	75
Tableau VI.15 : Vérification des flèches pour les poutres.	75
Tableau VI.16 : Ferrailage vertical des trumeaux	82
Tableau VI.17 : Ferrailage horizontal des trumeaux	84
Tableau VI.18 : Vérification de la contrainte de l'état limite de service.	86
Tableau VI.19 : Ferrailage final vertical des trumeaux	86
Tableau VI.20 : Ferrailage final horizontal des trumeaux	86
Tableau VI.21 : Ferrailage de linteaux de voile V1	88
Tableau VI.22 : Ferrailage de linteaux de voile V2.	89
Tableau VI.23 : Ferrailage de linteaux de voile V3-V4-V6	90
Tableau VI.24 : Choix de ferrailage vertical des voiles d'ascenseurs	90
Tableau VI.25 : Choix de ferrailage horizontal des voiles d'ascenseurs	91
Tableau VI.26 : Vérification de la contrainte de l'état limite de service	91
Tableau VII.1 : Vérification Condition de cisaillement de radier	101
Tableau VII.2 : Vérification des contraintes du premier genre -radier	102
Tableau VII.3 : Moment à la base de l'ouvrage Sens longitudinal	102
Tableau VII.4 : Moment à la base de l'ouvrage Sens transversal	103
Tableau VII.5 : Les coordonnées du centre de gravité et I_{xx} et I_{yy} de la structure	103
Tableau VII.6 : Vérification des contraintes -radier- Sens longitudinal	103
Tableau VII.7 : Vérification des contraintes -radier- Sens Transversal	103
Tableau VII.8 : Vérification des contraintes -radier- Sens longitudinal	103
Tableau VII.9 : Vérification des contraintes -radier- Transversal	103
Tableau VII.10 : Vérification au renversement sens (x-x)	104
Tableau VII.11 : Vérification au renversement sens (y-y)	104
Tableau VII.12 : Le ferrailage à L'ELU	106
Tableau VII.13 : Vérification des contraintes à l'ELS. Sens xx	107
Tableau VII.14 : Vérification des contraintes à l'ELS Sens yy	107
Tableau VII.15 : Ferrailage des nervures (sens longitudinal)	108
Tableau VII.16 : Ferrailage des nervures (sens transversal)	108
Tableau VII.17 : Contraintes de béton et d'acier	108
Tableau VII.18 : Ferrailage du voile périphérique	111
Tableau VII.19 : Vérification des contraintes à l'ELS	112

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Dimensions en plan de bâtiment	3
Figure I.2 : Détail de Planchers corps creux	4
Figure I.3 : Détail des escaliers	5
Figure I.4 : Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU	8
Figure I.5 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS	8
Figure I.6 : Diagramme contraintes déformations	9
Figure I.7 : Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots	11
Figure II.1 : Plancher en corps creux	16
Figure II.2 : Surface revenant au poteau central	19
Figure II.3 : Coupe de voile en élévation	20
Figure III.1 : Coupe transversale sur l'acrotère	23
Figure III.2 : Schémas statiques de l'acrotère	24
Figure III.3 : Schéma de ferrailage de l'acrotère	26
Figure III.4 : Coupe d'un plancher à corps creux	27
Figure III.5 : Types de poutrelles	28
Figure III.6 : Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant et l'effort tranchant à ELU	30
Figure III.7 : Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant et l'effort tranchant à ELS	30
Figure III.8 : Schémas de ferrailage de plancher	34
Figure III.9 : Treillis soudés (20x20) cm ²	34
Figure III.10 : Type d'escalier dans notre structure	35
Figure III.11 : les charges des escaliers	37
Figure III.12 : Ferrailage des escalier et poutre palière	41
Figure III.13 : Ascenseur	42
Figure III.14 : Schéma de la surface d'impact	44
Figure III.15 : panneau de la dalle machine	45
Figure III.16 : Schéma de ferrailage de la dalle machine	46
Figure IV.1 : Modèle initial bloc A et B	51
Figure V.1 : Le moment dans les poutres par analyse dynamique et thermique	62
Figure V.2 : Les efforts dans le voile par analyse dynamique et thermique	62
Figure VI.1 : Modèle général d'un poteau	64
Figure VI.2 : Longueur de recouvrement	68
Figure VI.3 : La zone nodale	68
Figure VI.4 : Ferrailage de poteau	69
Figure VI.5 : Ferrailage des poutres principales	75
Figure VI.6 : Ferrailage des poutres de chainages	75
Figure VI.7 : Modèle général d'un voile	77
Figure VI.8 : Disposition des voiles pour les 2 blocs	78
Figure VI.9 : Disposition des armatures dans les voiles	78
Figure VI.10 : Ferrailage des voiles 03-05-06	92
Figure VI.10 : Ferrailage des ascenseurs 01 et 02	93
Figure VI.12 : Ferrailage transversal du voile 06	93
Figure VI.13 Ferrailage du linteau de voile 06	93

Figure VII.1: Schéma des Fondations superficielles	96
Figure VII.2: La coupe verticale de radier avec le remblayage et la plateforme.	99
Figure VII.3: Périmètre utile des voiles et des poteaux	101
Figure VII.4: Contraintes sous le radier	102
Figure VII.5: Schéma statique du bâtiment	104
Figure VII.6: Schéma statique	107
Figure VII.7 : Coupe verticale du voile périphérique	110
Figure VII.8 : Schéma de ferrailage de la nervure	113
Figure VII.9 : Schéma de ferrailage du radier	113
Figure VII.10 : Schéma de ferrailage du voile périphérique	114

LISTE DES SYMBOLES ET NOTATIONS

A', A_{ser} : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.
A_u : Section d'aciers à l'ELU.
A_t : Section d'armature transversale.
A : Coefficient d'accélération de zone
B : Aire d'une section de béton.
B_r : Section réduite.
B : La largeur (m).
C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage
D : Facteur d'amplification dynamique moyen.
ELS : Etat limite de service.
ELU : Etat limite ultime.
E : Module d'élasticité longitudinale, Séisme.
E_b : Module de déformation longitudinal de béton.
E_i : Module de déformation instantanée (E_{ij} à l'âge de j jours).
E_s : Module d'élasticité de l'acier.
F : Force.
F_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).
F_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).
G : Action permanente.
I : Moment d'inertie (m)
I_f : Inertie fictive pour les charges de longue durée
I₀ : Moment d'inertie de la section homogène
Q : Charge variable (d'exploitation)
Q : Facteur de qualité
L : Longueur ou portée.
L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).
M : Moment en général.
M_a : Moment sur appui.
M_u : Moment de calcul ultime.
M_{ser} : Moment de calcul de service.
M_t : Moment en travée.
N_s : Effort normal de service.
N_u : Effort normal ultime
N : Effort normale du aux charges verticales.
N_{Tot} : Poids total transmis par la superstructure (KN).
P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).
P_{radier} : Poids du radier (KN).
R : Coefficient de comportement global.
S : Section.
S : Surface du radier (m)..
St : Espacement des armatures.
T : température uniforme
T₂ : Période caractéristique, associé à la catégorie du site.
V : Effort tranchant.
V_{ser} : Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite de service.
V_u : Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.
W : Poids propre de la structure.
W_{Qi} : Charges d'exploitation.
X, Y et Z : Coordonnées en général.
a : Une dimension (en général longitudinale).
b_o : Epaisseur brute de l'âme de la poutre

d : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée
d' : Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée
e : Excentricité, épaisseur.
f: Flèche
fe : Limite d'élasticité
h: Hauteur total du radier (m).
 σ_{bc} : Contrainte du béton comprimé
 $\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé
v: Coefficient de poisson
 σ : Contrainte normale.
 σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).
qs max : Frottement latéral unitaire limite
q: Contrainte transmise par la structure au sol (bars).
k: Coefficient de portance

INTRODUCTION GENERALE

Construire a été toujours l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, le sujet de beaucoup de questions centrées Principalement Sur le choix du type d'ouvrage. Malheureusement ces ouvrages et ces constructions sont toujours endommagés par des risques naturels, tel que : les séismes, les cyclones, les volcans...etc. Et pour construire des structures qui permettent une fiabilité vis à vis ces aléas naturels, il faut suivre les nouvelles techniques de constructions.

La construction parasismique est l'une de ces nouvelles techniques, et elle est incontestablement le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les règles parasismiques. L'objectif de ces règlements est d'assurer une protection Acceptable des vies humaines et des Constructions.

Dans l'état actuel des choses, il est question de prévoir les modes de déformation des constructions sous l'effet de séisme, de la température et de maîtriser l'importance de ces déformations et contraintes sur l'ensemble de la structure porteuse et sur chacun des éléments qui la composent. Puis, la résistance des matériaux utilisés, leur mise en œuvre et leur caractéristique définie par l'ingénierie, doivent permettre à la construction de répondre aux sollicitations d'origine sismique et thermique.

Toute étude de projet d'un bâtiment en béton armé doit assurer la stabilité et la sécurité des structures en fonction de la résistance des différents éléments structuraux aux différents sollicitations (compression, flexion...)

Donc, pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton, acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure. Ces règlements visent à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement approprié. Parmi ces règlementations on a :

- Le règlement parasismique Algérien (RPA) : c'est un document qui fixe les règles de conceptions et de calcul des constructions en zones sismiques.
- Règles de conception et calcul en béton armé (CBA) : introduisant les formules pour le calcul des éléments en béton armé.
- Document technique règlementaire (DTR) qui nous donne les différentes charges permanentes et charges d'exploitation pour chaque type d'ouvrage.

Notre formation d'ingénieur étant achevée, dans le but de mettre en pratique nos acquis et d'acquérir une expérience dans le domaine de l'étude et la conception des bâtiments nous avons choisis comme thème de notre projet de fin d'étude « Etude d'un hôpital en béton armé avec analyse thermique » composée d'un sous-sol, rez de chaussée et de 5 étages de comportement régulier en plan et contreventée par des voiles. Un comportement régulier n'implique pas une architecture pauvre, mais la prise en considération de la réponse dynamique de la structure aux secousses.

Notre travail est organisé comme suit :

Dans le premier chapitre nous présentons d'abord l'ouvrage, ses constituants et les matériaux de construction.

Puis nous faisons un prédimensionnement des éléments dans le 2^{ème} chapitre.

Pour le 3^{ème} chapitre nous calculons les ferraillements des éléments secondaires

Dans le 4^{ème} et 5^{ème} chapitres, nous effectuons une analyse dynamique et thermique en réalisant un modèle 3D à l'aide d'un logiciel de calcul (ETABS17) qui nous permettra de déterminer les sollicitations dans les éléments structuraux.

Le chapitre 6 aura pour objectif la détermination des ferraillements des éléments principaux

Pour y arriver Enfin dans le 7^{ème} et le dernier chapitre nous aborderons l'étude de fondation.

Nous terminons ce document par quelques conclusions et perspectives

Chapitre I

PRESENTATION DU PROJET

I.1. INTRODUCTION

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

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99modifié en2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

Le présent travail que nous avons l'honneur de soutenir a pour objectif de mettre en application les connaissances acquises durant notre cursus universitaire, par une étude génie civil d'un bâtiment.

I.2. PRÉSENTATION DU PROJET

I.2.1. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant objet de notre étude est un bâtiment d'établissement public de santé classé dans le groupe d'usage **A1**, ayant une importance vitale. La structure est de type R+5 avec 1 Sous-sol, le contreventement est assuré par des voiles.

Le bâtiment est implanté à la willaya d'ALGER (ALGERIE). Cette région est classée comme étant une zone de sismicité élevée (**zone III**) Selon le règlement parasismique en vigueur en Algérie (RPA 99-version 2003).

L'hôpital sera composé d'un sous-sol à usage parking, le Rez-de-chaussée ainsi que les autres étages seront constitués de bureaux, salle d'attente, salle de consultation, des chambres d'hospitalisationetc.

La terrasse du ce bâtiment est une terrasse technique accessible munie d'un local technique et d'un acrotère.

Le déplacement entre les étages est assuré par des cages d'escalier et aussi par des cages d'ascenseurs et monte charges.

I.2.2 Caractéristiques géométriques du bâtiment

a\ -Dimensions en élévation :

- Hauteur totale de bâtiment $H = 24,48m.$
- Hauteur de RDC $h = 4,08m.$
- Hauteur des étages courant $h = 4,08m.$
- Hauteur de terrasse $h = 3.06m.$
- Hauteur de sous-sol $h = 4,08m.$

b\ - Dimensions en plan :

La structure présente une forme rectangulaire, dont les dimensions en plan sont mentionnées sur la figure ci-après :

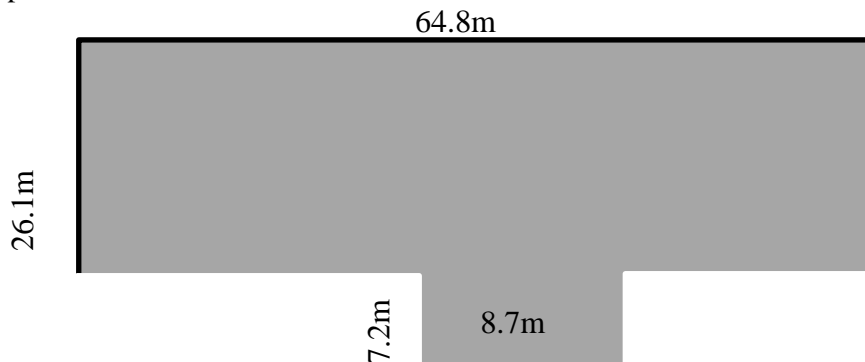


Figure I.2 : Dimensions en plan de bâtiment

I.2.3 Caractéristiques géotechniques du sol :

Le sol d'assise de la construction est un sol meuble d'après le rapport du laboratoire de la mécanique des sols :

La contrainte du sol est $\sigma_{sol} = 2$ bars .

Le poids spécifique de terre $\gamma = 18$ KN /m³.

L'angle de frottement interne du sol $\phi = 27^{\circ}$ La cohésion $C = 0$ (sol pulvérulent).

I.3. CONCEPTION DE LA STRUCTURE

I.3.1. Contreventement

Le contreventement est assuré par les éléments structuraux qui concourent à la résistance et la stabilité de construction contre les actions horizontales telle que le séisme et le vent. En utilisant pour cela :

- Des voiles intérieurs dans les deux sens longitudinal et transversal.
- Des portiques constituent par des poteaux et des poutres.

I.3.2. Plancher

Les planchers sont des éléments plans dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions. Le type de dalle au niveau des plancher a été choisi en fonction de :

- La portée de différentes travées
- Les charges à supporter
- La forme du plancher

Selon ces critères nous avons opté pour un plancher en corps creux

Planchers corps creux : Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5 cm. Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux)

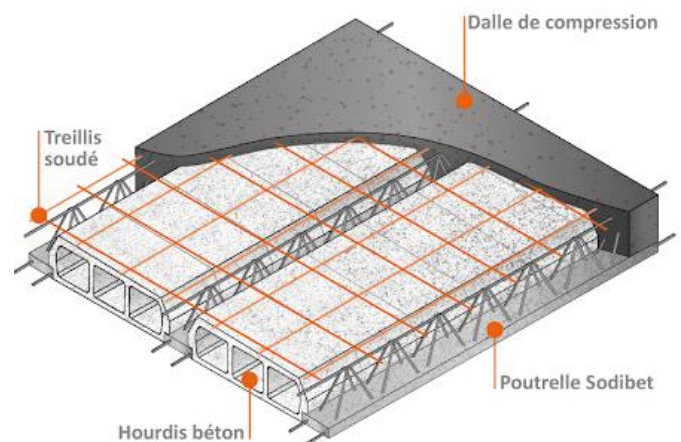


Figure I.2 : Détail de Planchers corps creux

I.3.3. Escalier

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage

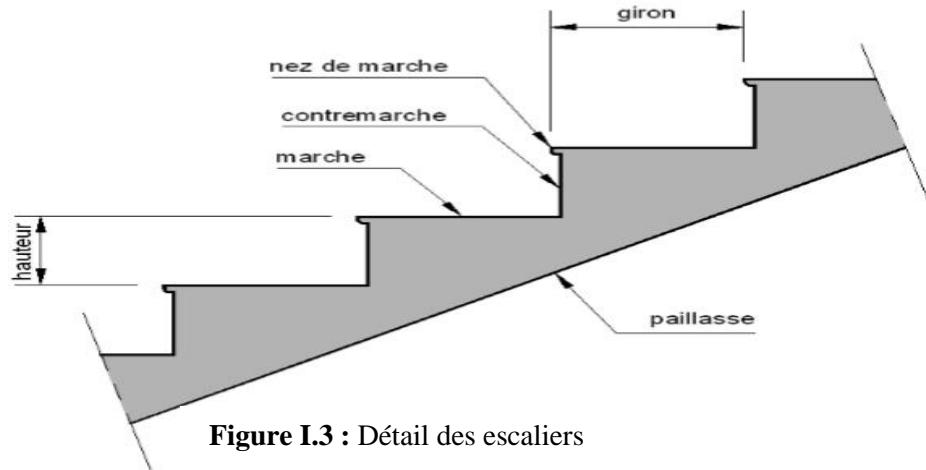


Figure I.3 : Détail des escaliers

1.3.4. Maçonnerie

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs

a. Murs extérieurs : Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques ;creuses a 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

b. Murs intérieurs : Cloison de séparation de 10 cm.

I.3.5. Acrotères

L'acrotère est un élément secondaire non structural encastré au plancher terrasse, soumis à une flexion composée due à un effort normal provoqué par son poids propre, et un moment fléchissant provoqué par la main courante. Le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.

I.3.6. Ascenseur

C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériels. Nous avons choisi un ascenseur d'un seul type.

1.3.7. Les revêtements

Les revêtements utilisés sont :

- En carrelage posés sur les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau.
- Plâtres pour les cloisons intérieurs et les plafonds.
- Mortier de ciment pour les murs de façade.

1.3.8. Le système de coffrage

- Coffrage traditionnel en bois pour les portiques.
- Coffrage métallique pour les voiles.

I.3.9. Fondation

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol. Le choix du système de fondation est en fonction de l'importance de l'ouvrage, des surcharges et de la nature du sol afin de limiter au maximum les tassements différentiels. Ce système de fondation doit être homogène.

I.4. CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé et aux règlements applicables en Algérie à savoir :

- BAEL91 modifié99.
- CBA93.
- RPA99 version 2003.

I.4.1. Le Béton

C'est un matériau de construction reconstituant artificiellement la roche, composé de granulats, de sable, de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au Monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics. Il présente une très bonne résistance à la compression. Par contre il a une mauvaise résistance à la traction.

a- Composition du béton

Le dosage de différents constituants du béton dépend de type de matériau recherché, déterminé par ses utilisations.

En effet, ses propriétés physiques et mécaniques dépendent de sa composition et de Ses facteurs extérieurs, tel que la température.

- 350 kg/m² de ciment de classe CPA 325.
- 400L de sable de diamètre 0 à 5mm.
- 800L de gravier de diamètre 15 à 25mm.
- 175L d'eau de gâchage.

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

- Une résistance mécanique élevée.
- Un retrait minimum.
- Une bonne tenue dans le temps (durabilité).

b- Résistance du béton [BAEL91 /99]

Compte tenu de la durée des réactions chimiques qui est de 28 jours (réaction achevée à 90%), on détermine à cet âge la résistance caractéristique à la traction dite f_{t28} et à la compression notée f_{c28}

➤ **Résistance du béton à la compression**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à «j» jours, généralement à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais par des éprouvettes cylindriques normalisées de 200cm² de section et de 32cm de hauteur.

Pour notre étude, on prend $f_{c28} = 30\text{MPa}$

➤ **Résistance du béton à la traction**

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais, on peut citer :
-Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction
-Traction par fendage en écrasant les cylindres précédents placés horizontalement entre les plateaux d'une presse (essais Brésilien)

-Traction par flexion ; ce test est réalisé à l'aide d'une éprouvette prismatique, de cote «a» et de longueur «4a» reposant sur 2 appuis horizontaux soumise à la flexion

La résistance à la traction est notée par « f_{tj} » ; elle est définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa.}$$

$$f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa.}$$

On a : $f_{c28} = 30\text{MPa}$

on trouve : $f_{t28} = 2,4\text{MPa}$

C- Caractéristiques Physique et Mécaniques De Béton :

➤ **Masse Volumique**

La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2400 kg/m³. cette masse Volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration. On prendra dans notre cas une masse volumique de 2500Kg/m³.

➤ **Poids volumique**

On adopte la valeur $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$

➤ **Coefficient de poisson**

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté "v". Conformément au règlement **BAEL 91** :

- À l'ELU : $v=0 \Rightarrow$ calcul des sollicitations (béton fissuré).
- À l'ELS : $v=0,2 \Rightarrow$ calcul des déformations (béton non fissuré).

➤ **Retrait Hygrométrique**

Au cours de sa vie les bétons subissent une variation de son volume lorsque le béton Conserve dans une atmosphère séché, il diminue de volume c'est le retrait.

➤ **Module de déformation longitudinale**

Ce module est connu sous le nom du module de « Young ou module de déformation longitudinale » ; il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

Ils existent deux modules de déformation déterminés d'après le **BAEL 91**.

➤ **Module d'élasticité instantanée «Eb_{ij}»**

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures on a :

$$Eb_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \quad \text{D'où : } \mathbf{Eb_{i28} = 34179.55\text{MPa}} \quad (f_{cj}; Eb_{ij}: \text{en MPa}).$$

➤ **Module d'élasticité différée «Eb_{vj}»**

Pour des charges de longue durée d'application on a :

$$E_{bvj} = 3700(f_{cj})^{1/3} \quad \text{D'ou :} \quad E_{v28} = 11496.76 \text{MPa}$$

D- Les contraintes limites de calcul :

➤ Contraintes à l'état limite ultime (E.L.U)

L'état limite est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage ; dans ce cas, la contrainte est définie par :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec γ_b = coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1.5$ pour les situations durables

$\gamma_b = 1.15$ pour les situations accidentelles

θ = coefficient fixé en fonction de la durée d'application de l'action considérée

$$\begin{cases} \text{Si } t > 24h \rightarrow \theta = 1 \\ \text{Si } 1h < t < 24h \rightarrow \theta = 0.9 \\ \text{Si } t > 1h \rightarrow \theta = 0.85 \end{cases}$$

Pour le calcul à l'ELU, on adopte le diagramme parabole- rectangle suivant :

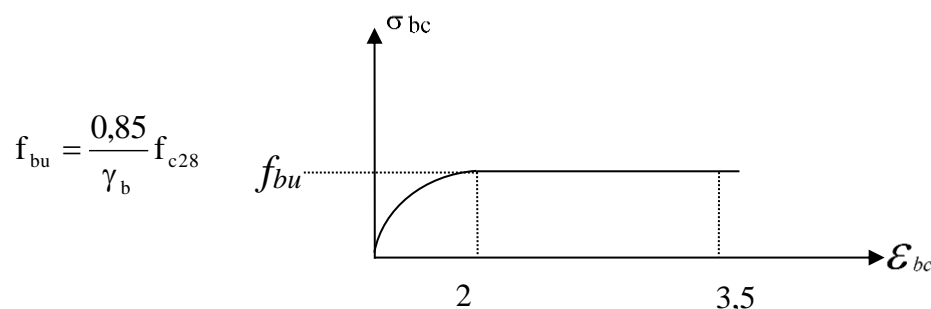


Figure I.4 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.

➤ Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton.
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.
- La contrainte limite de service est donnée par $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$

$$f_{c28} = 30 \text{MPa on trouve : } \sigma_{bc} = 17 \text{MPa}$$

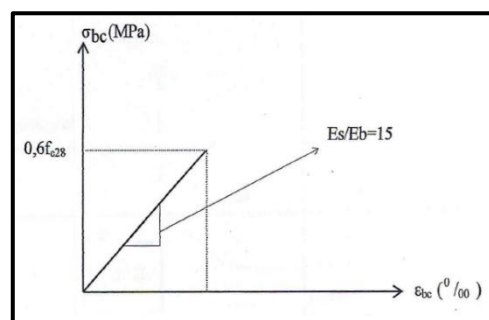


Figure I.5 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

I.4.2 Acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, On distingue deux types d'aciers :

- ♦ Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- ♦ Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

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

- Ronds lisses (R.L) : $F_e E_{24}$
- Barres à hautes adhérences (HA) : $F_e 500$
- Treillis soudés (T.S) : TLE 52 $\phi=6$ mm pour les dalles.

****Contraint limite de l'acier :**

➤ **Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.U)**

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant, avec : $\varepsilon_{es} = \left(\frac{f_e}{\gamma_s E_s} \right)$

f_e : contrainte limite élastique.

ε_s : déformation (allongement) relative de l'acier.

σ_s : contrainte de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier.

$$\gamma_s \begin{cases} = 1.15 \text{ en cas de situations durables ou transitoires.} \\ = 1.00 \text{ en cas de situations accidentelles.} \end{cases}$$

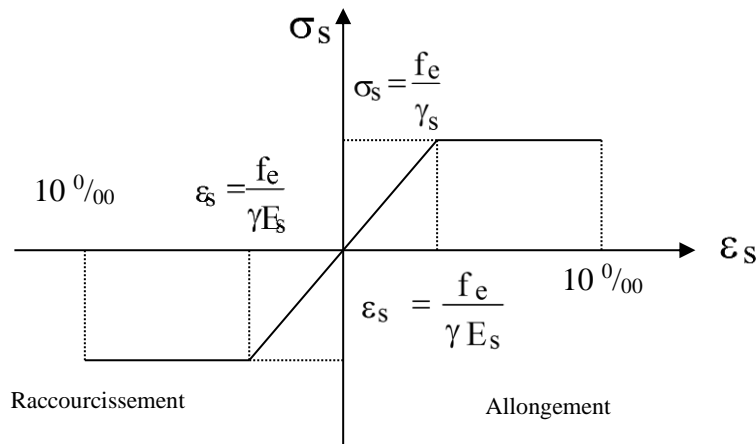


Figure I.6 : Diagramme contraintes déformations

➤ **Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)**

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

1. Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
2. Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (2/3f_e ; \max (240\text{MPa} , 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}))$ (MPa)
3. Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (1/2f_e ; \max (200\text{MPa} , 90\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}))$ (MPa)

Avec η : coefficient de fissuration.

$$\begin{cases} \eta=1 \text{ pour les aciers ronds lisses.} \\ \eta=1,6 \text{ pour les aciers à haute adhérence (HA).} \end{cases}$$

****Les limites élastiques :**

- Les ronds lisses (R.L) : $f_e=235$ MPa
- Barres à hautes adhérences (HA) : $f_e=500$ MPa
- Treillis soudés (T.S) : $f_e=520$ MPa

****Module d'élasticité des aciers :**

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

$$E_s = 2.0 \times 10^5 \text{ MPa}$$

****Le coefficient d'équivalence :**

Le coefficient d'équivalence noté « n » est le rapport : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

- n : Coefficient d'équivalence
- E_s : Module de déformation de l'acier
- E_b : Module de déformation du béton

****Protection des armatures :**

Pour protéger les armatures des effets des intempéries et autres agents agressifs, en plus d'un excellent bétonnage, on doit aussi veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux valeurs suivantes :

C ≥ 5cm pour les ouvrages exposés à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives.

C ≥ 3cm pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou susceptible de l'être) à des actions agressives, à des intempéries, et des condensations, qu'encore, en égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux...).

C ≥ 1cm pour les parois qui seront situées dans les locaux couverts et clos et qui seront non exposées aux condensations.

I-4-3 Actions :

Les actions sont l'ensemble des charges (forces, couples, charges permanentes, Climatiques et d'exploitation) appliquées à la structure, ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'état (retrait, variations de température, tassements d'appuis, etc.) Qui entraînent des déformations de la structure. Elles sont classées en trois catégories en fonction de leur fréquence d'apparition

- **Actions permanentes (G) :**

Elles sont appliquées pratiquement avec la même intensité pendant toute la durée de vie de l'ouvrage. Lorsqu'une action permanente est susceptible de subir des écarts sensibles par rapport à sa valeur moyenne, il convient d'en introduire dans les calculs la valeur escomptée la plus défavorable (maximale ou minimale) eu égard au cas considéré.

- **Actions variables (Q) :**

Ce sont des actions dont l'intensité est plus ou moins constante, mais qui sont appliquées pendant un temps court par rapport aux actions permanentes. Les valeurs représentatives sont fixées en fonction de leur durée d'application et de la nature des combinaisons dans lesquelles elles interviennent

- **Actions accidentelles (E):**

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisent rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer les chocs, les séismes, les explosions, les feuxetc.

- **Actions thermique (T):**

Elles sont appliquées pratiquement sur les éléments exposés à la nature soleil ces actions thermiques agissant sur une structure ou sur un de ses éléments qui en résulte des variations des champs de température dans les limites d'un intervalle de temps déterminé.

I.5. HYPOTHESES DE CALCUL

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements ci-après :

- ❖ **Le RPA99/version2003** : c'est le code de calcul.
- ❖ **Le règlement BAEL 91** : basé sur la théorie des états limites.

a. Etats limites ultimes (ELU) : correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique et stabilité de forme.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.

➤ **Hypothèses :**

- ♦ Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- ♦ Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- ♦ Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- ♦ L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 ‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5 ‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de la compression simple, par conséquent, le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots (A, B, C).

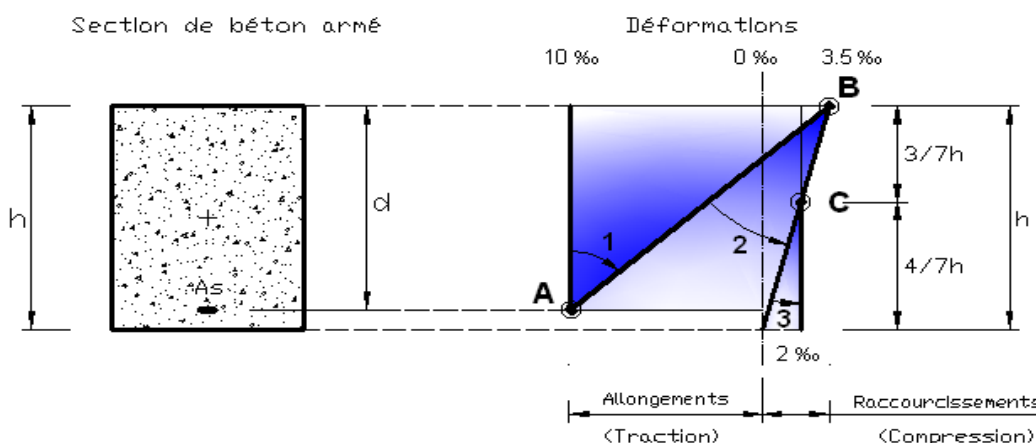


Figure I.7 : Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots

b. Etats limites de service (ELS) : constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.

➤ **Hypothèses :**

- ♦ Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- ♦ Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- ♦ Le béton tendu est négligé dans les calculs.

- ◆ Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- ◆ Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s = n \times E_b$; $n = 15$).

- ◆ Les contraintes de compressions du béton, et de leurs déformations élastiques :

$$\sigma_b = E_b * \varepsilon_b$$

$$\sigma_s = E_s * \varepsilon_s$$

- ◆ La contrainte de calcul, notée « σ_s » et qui est définie par la relation :

$$\delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Est égale a :

$$\text{Acier à haute adhérence} \begin{cases} \sigma_s = 435 \text{MPa} & \text{situation durable} \\ \sigma_s = 500 \text{M} & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

I.6. CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons présenté notre projet de fin de cycle, en déterminant l'usage et les caractéristiques géométriques.

Ensuite nous avons défini les caractéristiques mécaniques des matériaux.

A la fin nous avons expliqué les hypothèses que nous avons prises en considération pour la suite de notre étude.

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$.
- La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$.
- Le module d'élasticité différé de béton est : $E_{vj} = 11496.760 \text{ MPa}$.
- Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij} = 34179.557 \text{ MPa}$.
- Pour les armatures de l'acier :

- longitudinales : on a choisi le : « feE500 » H.A MPa $f_e = 500$

- transversales : on a choisi le : « feE235 » R.L

- treillis soudés (de la dalle de compression) : « feE500 » H.A MPa $f_e = 500$

Chapitre II

PRE ***DIMENSIONNEMENTS*** ***DES ELEMENTS***

II.1. INTRODUCTION

Le pré dimensionnement est très important, son but est de déterminer des sections préliminaires afin d'éviter un sur plus d'acier et béton. Il sera fait selon le BAEL91 et le RPA99/version2003. Mais d'abord déterminer les charges à la Réglementation. Après de pré-dimensionner les éléments (planchers, poteaux).

II.2. LES CHARGES PERMANENTES ET LES SURCHARGES D'EXPLOITATION

II.2.1. Charges Permanentes : Elles sont obtenues à partir des dimensions géométriques des éléments et des

Ouvrages déduits des plans et poids volumiques des matériaux, les constituants et les poids volumiques sont normalisés dans le DTR BC22 comme l'indique les tableaux ci-après :

a- Plancher terrasse (technique)

N	Matériau	Epaisseur (cm)	Poids volumique (Kg/m ³)
1	Revêtement	2.5	2200
2	Etanchéité multicouche	1	1000
3	Isolant thermique	3	600
4	Forme en pente	5	2200
5	Plancher à corps creux.	Selon l'épaisseur de la dalle 415 Kg/m ²	
6	Enduit plâtre	1	1400
7	Mortier de pose	2	2000
8	Sable	3	1800
$G_{\text{terrasse}} = 716\text{kg/m}^2 = 7.16\text{KN/m}^2$			

Tableau II.2: Plancher terrasse (technique).

b-Plancher étage courant

N	Matériau	Epaisseur (cm)	Poids volumique (kg/m ³)
1	Carrelage	2.5	2200
2	Mortier de pose	2	2000
3	Sable	3	1800
4	Plancher à cc (25+5)	Selon l'épaisseur de la dalle 415 Kg/m ²	
5	Enduit plâtre	1	1400
6	Cloisons	/	75kg/m ²
$G_{\text{P.courant}} = 653\text{kg/m}^2 = 6.53\text{KN/m}^2$			

Tableau II.2: Plancher étage courant corps creux.

c- L'escalier :

- Paillasse (volé) :

	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (kN/m ³)	Poids (kN/m ²)
01	Revêtement horizontale	0.013	22	0.28
02	Revêtement verticale	0.02	22	0.4
03	Mortier de pose	0.02	20	0.4
04	Lit de sable	0.02	18	1.08
05	Marches	0.17*(1/2)	22	1.85
06	Paillasse	0.15/cos31.72°	25	4.5
07	Enduit de plâtre	0.2	10	0.2
Charge permanente totale				G=8.71kN/m²

Tableau II.3: Paillasse d'escalier.

- Palier :

	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (kN/m ³)	Poids (kN/m ²)
01	Revêtement	0.02	22	0.44
02	Mortier de pose	0.02	20	0.4
04	Lit de sable	0.02	18	1.08
06	Dale en BA	0.15	25	3.75
07	Enduit de plâtre	0.2	10	0.2
Charge permanente totale				G=5.15kN/m²

Tableau II.4: Palier d'escalier.

d- L'acrotère :

Elément	Surface (cm ²)	Poids volumique ($\frac{KN}{m^3}$)	Poids surfacique (KN/m)
Acrotère	6.85	25	1.71
Revêtement en ciment (e=2cm ; $\rho=14kN/m^3$)			0.39
Total	Gt=2.14		

Tableau II.5: l'acrotère.

II.2.2. Charges d'exploitations :

Elles sont définies en fonction des servitudes futures des locaux. D'après DTR B.C2.2 :

Eléments	Surcharges KN/m ²
Plancher terrasse	1,5
Plancher courant	4,00
Escalier	2.5
Acrotère	1.00

Tableau II.6: Charge d'exploitation.

II.3.PRE- DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX ET SECONDAIRES

➤ II.3.1Pre dimensionnement des planchers :

a-Plancher en corps creux : Sont composées de corps creux et d'une dalle de compression ferrailée par treillis soudé reposant sur des poutrelles en béton armé placées suivant le sens le plus petit. Afin de limiter la flèche, l'épaisseur minimum des planchers doit satisfaire les Conditions ci-après :

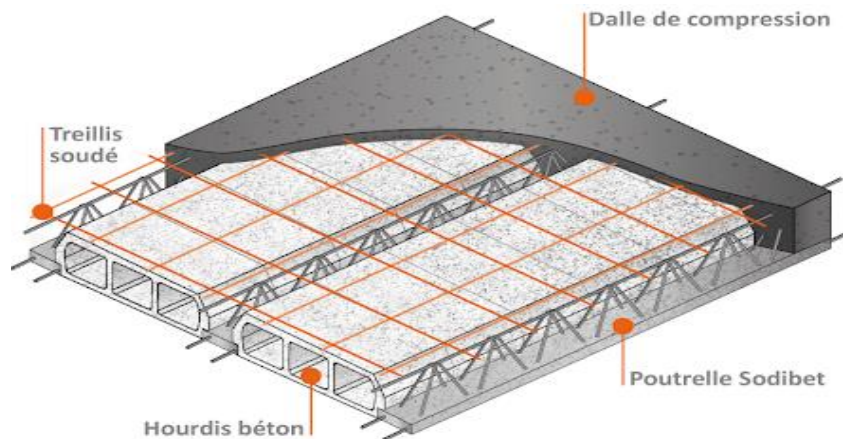


Figure II.1: Plancher en corps creux.

1. Condition de coupe-feu :

- ❖ $e = 07\text{cm}$: pour une (01) heure de coup de feu.
- ❖ $e = 11\text{cm}$: pour deux (02) heures de coup de feu.
- ❖ $E = 17,5\text{ cm}$: pour quatre (04) heures de coup de feu.

2. Condition de résistance à la flexion :

$$e \geq \frac{\min(l_{x\max}, l_{y\max})}{22,5}$$

Avec :

e : hauteur totale du plancher.

l : distance maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles (sens secondaires).

Remarque :

Comme on a des trames importantes, nous suggérons d'ajouter des poutres de chaînages dont leurs dimensions sont les mêmes que les poutres secondaires.

Donc on a Condition RPA 2003 :

$$e \geq \min(670, 430)/22.5 = 430/22.5 = 29.7\text{cm}$$

$$e \geq 19\text{ cm}$$

3. Isolation acoustique :

Pour assurer une isolation phonique minimale, l'épaisseur de plancher doit être supérieure ou égale à 13cm et le confort acoustique exige une épaisseur minimale de 16 cm.

Dans ce cas-là on va opter pour un plancher constitué de hourdis de **25cm** et une dalle de compression de **5cm. (25+5)**

b- Les poutrelles : sont des sections en T en béton armé servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

-Sont disposées parallèlement à la plus petite portée.

-Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

On a :

b : largeur totale de compression.

h : épaisseur du plancher.

L_x : distance maximale entre nus de deux poutrelles.

L_y : distance maximale entre nus des poutres perpendiculaires à L_x.

Donc: $0,4 h \leq b_0 \leq 0,6 h \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b_0 \leq 18 \text{ cm}$

On prend : **b₀ = 12cm**

On aura: $b_1 = \frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right) \Rightarrow b \leq 2 \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right) + b_0$

$L_x = 60 - 12 = 48 \text{ cm}, L_y = 670 \text{ cm} \Rightarrow b \leq 2 \times 24 + 12 = 60$

On prend : **b = 60 cm**

Tableau récapitulatif :

Epaisseur de la dalle de compression	5 cm
Epaisseur de l'entrevous	25 cm
La largeur b ₀ des nervures	12cm
Entraxe des nervures	60 cm

Tableau II.8: Tableau récapitulatif des poutrelles

➤ II.3.2 Pre dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé coulé sur place supportant les charges et surcharges. Leur prédimensionnement s'effectue par des formules données par le BAEL91 et vérifie les dimensions données par le RPA2003 version 2003 et aussi les règles de RDM pour vérifier la rigidité. On distingue les poutres principales et des poutres de chaînage. Selon les règles BAEL 91

- La hauteur de la poutre doit être : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- La largeur de la poutre doit être : $0.3h \leq b \leq 0.7h$

Selon le RPA 99(ver 2003) pour la zone III

- La hauteur de la poutre doit être : $h \geq 30 \text{ cm}$
- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20 \text{ cm}$

- Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$

Avec :

- L : portée de la poutre
- h : hauteur de la poutre
- b : largeur de la poutre

a-Poutres principales (porteuse) :

Selon les règles BAEL 91 On a : L= 800 cm

$$\frac{800}{15} \leq h \leq \frac{800}{10} \quad \text{D'où : } 53,33 \leq h \leq 80 \quad \text{on prend } \mathbf{h=70 \text{ cm}}$$

$$0,3*70 \leq b \leq 0,7*70 \quad \text{D'où : } 21 \leq b \leq 49 \quad \text{on prend } \mathbf{b=45 \text{ cm}}$$

Selon le RPA 99(ver 2003) pour la zone III

- h = 70 cm \geq 30 cm.....C . Vérifier
- b=45 \geq 20cm.....C . Vérifier
- $\frac{h}{b} = 1,5 \leq 4$C . Vérifier

b-Poutre secondaires (non porteuse) et chaînage :

Selon les règles BAEL 91 On a : L= 670 cm

$$\frac{670}{15} \leq h \leq \frac{670}{10} \quad \text{D'où : } 44,67 \leq h \leq 67 \quad \text{on prend } \mathbf{h=50 \text{ cm}}$$

$$0,3*50 \leq b \leq 0,7*50 \quad \text{D'où : } 15 \leq b \leq 35 \quad \text{on prend } \mathbf{b=35 \text{ cm}}$$

Selon le RPA 99(ver 2003) pour la zone III

- h = 50 cm \geq 30 cm.....C . Vérifier
- b=35 \geq 20cmC . Vérifier
- $\frac{h}{b} = 1,4 \leq 4$C . Vérifier

➤ II.3.3Pre dimensionnement des poteaux poteaux :

Un poteau est un élément structurel vertical qui assure la transmission des charges d'une structure soit à un autre élément porteur, soit à une fondation.

Le calcul de la section du béton se fera au flambement sous l'action de la compression centrée.

Les règles du CBA93 préconisent de prendre la section réduite afin de tenir compte de la ségrégation du béton.

On mènera le calcul à l'ELU (BAEL 91) et la vérification d'après (RPA99/V2003).

-La section du poteau est calculée aux états limites ultimes vis-à-vis de la compression du béton selon le BAEL 91.

On opte pour des poteaux de section carrée (**a=b**) pour tous les niveaux.

- Selon le "BAEL 91 modifié 99" On prend $\lambda = 35$.

Avec : $\lambda = \frac{\sqrt{12} \cdot l_f}{a}$. $l_f = 0,7 \cdot l_0$. (Poteau encasturé-appuie). l_0 : longueur initiale du poteau. On a :

$$l_0 = 4,08 \text{ m}$$

$$a = \frac{\sqrt{12} \cdot l_f}{\lambda} = \frac{\sqrt{12} \cdot 0,7 \cdot 4,08}{35} = 0,2827 \text{ m}$$

On prend a=b=30 cm=

- Le minimum requis par "RPA99 version 2003" dans la zone III :

- Min (a, b) \geq 30cm Min(30,30) \geq 30 cm
- Min (a, b) $\geq \frac{h_e}{20}$ Min(30,30) $\geq \frac{h_e}{20} = 4,25/20 = 21,25 \text{ cm}$
- $\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$0,25<1<4

- Section réduite du poteau (BAEL 91 V 99) :
$$Br \geq \frac{\beta Nu}{\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.85 \frac{A'}{Br} \sigma_s 10}$$

Br : section réduite du béton. (d'après le B.A.E.L pour des raisons d'imperfection d'exécution on place à la place de B une aire de béton réduite Br).

Nu : effort normal ultime. β : Coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique λ des poteaux

$$\beta = 0.85/\alpha = \begin{cases} 1 + 0.2 (\lambda / 35)^2 & \text{pour } \lambda \leq 50 \\ 0.85 \left(\frac{\lambda^2}{1500} \right) & \text{pour } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

On se fixe un élanement mécanique $\lambda = 35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée.....D'ou : $\beta = 1.2$

f_{bc} : résistance du béton (les charges étant appliquées après 90jours). $f_{bc} = 17 \text{MPa}$

σ_{s10} : contrainte correspondant à l'allongement maximal $\epsilon_s = 10\%$ de l'acier $\sigma_{s10} = f_e / \gamma_s$

$$0.2\% \leq \frac{A'}{Br} \leq 5\% \quad \text{on prend } \frac{A'}{Br} = 1\% \quad Br \geq \frac{1.2 Nu}{\frac{17}{0.9} + 0.85 \times 1\% \times \frac{500}{1.15}} \dots \dots \dots Br \geq 0.0531 Nu.$$

Nu est déterminé à partir de l'évaluation des charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité

- Surface des planchers supportés par ce poteau :

$$S = 7.2 \times 8.7 = 62.64 \text{m}^2$$

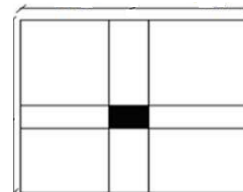


Figure II.2 : Surface revenant au poteau central

- Poteau supportant le plancher terrasse :

- Charge permanente

- Poids du plancher terrasse accessible $G_x S = 7,16 \times 62,64 = 448,50244 \text{kN}$.
- Poids de la poutre principal..... $\rho_b x.l_{pp} x h x b = 25 [8,7 \times (0,7 - 0,3) \times 0,45] = 39,15 \text{kN}$.
- Poids de la poutre secondaire..... $\rho_b x.l_{ps} x h x b = 25 [7,2 \times (0,5 - 0,3) \times 0,35] = 12,6 \text{kN}$.
- Poids du poteau $\rho_b x.l_p x a x b = 25 [(4,08 - 0,7) \times 0,30^2] = 7,605 \text{kN}$.

$$G = 539.225 \text{KN}$$

- Charge d'exploitation $Q_0 = Q_x S = 1.5 \times 62.64 = 93.96 \text{kN} \longrightarrow Q = 93,96 \text{kN}$

- Poteau supportant la bondrée :

- Charge permanente

- Poids du plancher terrasse accessible $G_x S = 7,16 \times (4.53 \times 3.6) = 116.76 \text{kN}$.
- Poids de la poutre principal..... $\rho_b x.l_{pp} x h x b = 25 [4.35 \times (0,7 - 0,3) \times 0,45] = 19.53 \text{kN}$.
- Poids de la poutre secondaire..... $\rho_b x.l_{ps} x h x b = 25 [7,2 \times (0,5 - 0,3) \times 0,35] = 12.6 \text{kN}$.
- Poids du poteau $\rho_b x.l_p x a x b = 25 [(4,08 - 0,7) \times 0,30^2] = 7,605 \text{kN}$.

$$G = 156.495 \text{KN}$$

- Charge d'exploitation $Q_0 = Q_x S = 1 \times (4.53 \times 3.6) = 16.308 \text{kN} \longrightarrow Q = 16.308 \text{kN}$

- Poteau supportant les étages :

- Charge permanente

- Poids du plancher courant $G_x S = 6,53 \times 62,64 = 409,0392 \text{kN}$.
- Poids de la poutre principal..... $\rho_b x.l_{pp} x h x b = 25 [8,7 \times (0,7 - 0,3) \times 0,45] = 39,15 \text{kN}$.
- Poids de la poutre secondaire..... $\rho_b x.l_{ps} x h x b = 25 [7,2 \times (0,5 - 0,3) \times 0,35] = 12.6 \text{kN}$
- Poids du poteau $\rho_b x.l_p x a x b = 25 [(4,08 - 0,7) \times 0,30^2] = 7,605 \text{kN}$.

$$G = 468,3942 \text{KN}$$

- Charge d'exploitation $Q_0 = Q_x S = 4 \times 62,64 = 250,56 \text{kN} \longrightarrow Q = 250,56 \text{kN}$

Résultats de la descente des charges :

	G_i [KN]	$G_{cumulé}$ [KN]	Q_i [KN]	$Q_{cumulé}$ [KN]
Biondré	156,49	156,49	16.308	16.308
Terrasse	539,225	695,715	93,96	110,26
5 ^{ème} étage	468,394	1164,109	250,56	360,82
4 ^{ème} étage	468,394	1632,503	250,56	586,324
3 ^{ème} étage	468,394	2100,897	250,56	786,772
2 ^{ème} étage	468,394	2569,291	250,56	962,164
1 ^{er} étage	468,394	3037,685	250,56	1112,5
G=3037.68kN Q=1112.5kN				

Tableau II.9: Descente des charges

$$N_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow N_u = 5769.57 \text{ kN} \quad (= -5861,8121 \text{ kN tiré par ETABS})$$

$$\text{Donc } Br \geq 0.0531 \times 5861.81 \times 10^3 \dots \dots \dots Br \geq 311262.111 \text{ mm}^2$$

$$\text{On a : } \geq (a - 2)^2 \Rightarrow a \geq \sqrt{Br} + 2 \Rightarrow a \geq \sqrt{3112.62} + 2 \Rightarrow a \geq 57.79 \text{ cm} \Rightarrow a = b = 60 \text{ cm}$$

Donc on adopte pour un poteau carré de $(a \times a) = (60 \times 60) \text{ cm}^2$

➤ **II.3.4 Pre dimensionnement des voiles :**

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

Leur pré dimensionnement se fera conformément à (Art 7-7-1 du RPA99)

a- Les voiles de contreventement :

Selon le RPA 99 version 2003, Ager appartient à la zone III, alors le voile est nécessaire lorsque :

- *Nombred'étage* ≥ 4 étages. $\Rightarrow 5$ étages.
- *La hauteur* $\geq 12 \text{ m}$. $\Rightarrow 20,4 \geq 12 \text{ m}$
- *L'épaisseur de voile doit satisfaire la condition de RPA99 (article 7-7-1)*

$$\begin{cases} l \geq 4e \\ e \geq h_e/20 \end{cases}$$

l : la longueur du voile.

e : l'épaisseur du voile.

h_e : hauteur d'étage

On a des étages identiques y compris le sous-sol donc : $h_e = 3,38 \text{ m} \Rightarrow e \geq \frac{338}{20} = 16,9 \text{ cm}$

Donc on adopte un voile d'épaisseur $e = 20 \text{ cm}$

b- Voiles périphériques de sous-sol : Selon le RPA99 l'épaisseur minimale du voile périphérique est de l'ordre de 15cm plus ; la condition de l'épaisseur en fonction de la hauteur libre :

$$\begin{cases} l_{min} = 15 \text{ cm article } (10 - 1 - 2) \\ e \geq h_e/25 \text{ article } (7 - 7 - 1) \end{cases}$$

$$h_e = 338 \text{ cm}$$

$$e \geq 338/25 = 13,52 \text{ cm}$$

Donc on adopte un voile d'épaisseur $e = 20 \text{ cm}$

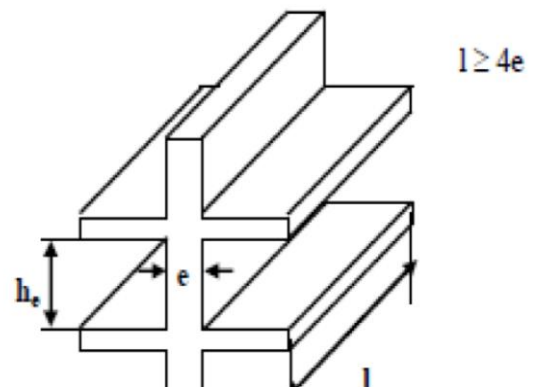


Figure II.3 : Coupe de voile en élévation

II.4. CONCLUSION

Le prédimensionnement, l'évaluation de charges et la descente de charges sont des étapes nécessaires à achever, afin de pouvoir entamer la suite de notre étude.

Ce chapitre nous a permis de pré-dimensionner les éléments porteurs (poutres, poteaux, voiles) et les éléments secondaires, les sections adoptées en prédimensionnement peuvent être augmenté après calcul dynamique.

Chapitre III

ETUDE DES
ELEMENTS
SECONDAIRES

III.1. INTRODUCTION

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments résistants principaux qui contribuent au contreventement directement.
- Les éléments non structuraux qui ne contribuent pas au contreventement directement.

Cependant, ces derniers doivent avoir un comportement adéquat en cas de séisme, ils doivent donc être réalisés conformément aux recommandations des règlements parasismiques.

On va s'intéresser dans ce chapitre aux éléments suivants :

- Les escaliers, les planchers, Acrotère, l'assesseur.

Le calcul de ces éléments s'effectue suivant les codes :

CBA93 / BAEL99 / RPA 2003

III.2. ETUDE DES L'ACROTÈRE

L'acrotère sera étudié en flexion composée, et puisqu'elle est exposée aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas, le calcul se fait à l'ELU et l'ELS.

Le calcul de l'acrotère se fait pour une bande de **1m** de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

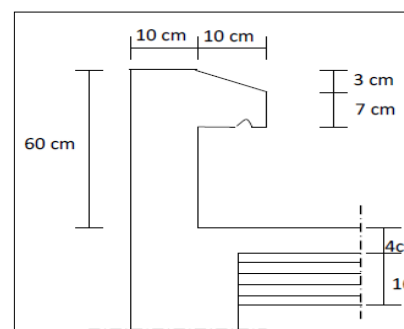


Figure III.1 : Coupe transversale sur l'acrotère.

III.2.1 calculs des efforts :

- Charge permanent :

-Poids propre de l'acrotère : $G_1 = [(0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + (0.1 \times 0.03)]$

-Revêtement en ciment ($e=2\text{cm}$; $\rho=14\text{kN/m}^3$) : $G_2 = [14 \times 0.02 \times (60+10)] \times 2 \times 10^{-2} = 0,392\text{kN/m}$

$$G_t = 2.147\text{KN/ml}$$

- Charge d'exploitation :

$$Q = 1\text{KN/ml}$$

La force sismique horizontale F_p : Le RPA99 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la Formule : $F_p = 4. A. C_p. W_p$ (Art 6.2.3 RPA99).

-A : coefficient d'accélération de zone. ($A = 0,40$, en zone III, groupe d'usage 1A)

- W_p : poids de l'acrotère ($W_p = 2.14 \text{ KN/ ml}$)

- C_p : facteur de force horizontale pour l'élément secondaire donné par le Tableaux 6-1 (RPA)

($C_p = 0,8$)

Donc : $F_p = 4 \times 0,40 \times 0,8 \times 2,14 = 2,74 \text{ KN}$

On a $Q_u = \text{Max} (F_p, 1,5 Q) = 2.74 \text{ KN} \dots \dots$. Donc pour une bande de 1m de largeur on a :

$$G = 2.14 \text{ KN/ml et } Q = 2.74 \text{ KN/ml.}$$

- Combinaisons de charges :

ELU : Effort normal de compression dû à G: $N_u = 1,35 \times G = 2.89\text{KN/ml}$

Moment de renversement dû à Q : $M_u = 1.5 Q_u \times h = 2.46\text{KN.m}$

$T_u = 1.5 Q_u = 4.11 \text{ KN}$

ELS : Effort normal de compression : $N_{ser} = G = 2.14\text{KN/ml}$

Moment de renversement :

$$T_{ser} = Q_u = 2.74 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = Q_u \times h = 2.74 \times 0.6 = 1.64 \text{ KN.m}$$

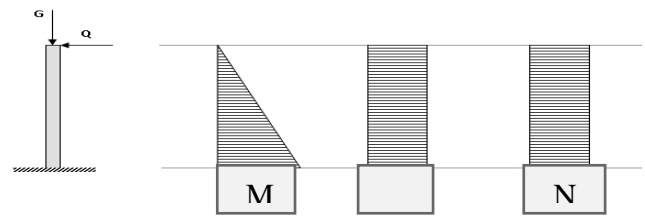


Figure III.2 : Schémas statiques de l'acrotère.

III.2.2 Ferrailage de l'acrotère :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire avec : $b=100\text{cm}$, $h=10\text{cm}$, $c=c'=2\text{cm}$,

$f_{c28}=30\text{MPa}$, $f_e=500\text{MPa}$

a) Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 2.46 / 2.89 = 85.12 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c' = 3 \text{ cm}$$

$\Rightarrow e_0 > \frac{h}{2} - c'$ D'où Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée

par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée **SPC**, elle sera calculée en flexion simple (voir annexe 1) sous l'effet d'un moment fictif.

b) Calcul de moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 2.54 \text{ KN.m}$$

c) Calcul en flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{f_b \cdot d^2} = 0.018 < \mu_R = 0.371$$

$$Z = 89.18 \text{ mm}$$

$$A_s = 65.47 \text{ mm}^2 = A_s \text{ fictif}$$

$$A'_s = A'_s \text{ fictif}$$

$$A_s \text{ réel} = A_s \text{ fictif} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 65.74 - \left(\frac{2.89 \times 10^3}{435} \right) = 59.09 \text{ mm}^2 = 0.59 \text{ cm}^2$$

- La condition de non fragilité : $A_s \geq A_{s \text{ min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \times 1000 \times 90 \times 2,4 / 500 = 0.99 \text{ cm}^2$
- La règle de maille : $A_s \geq \frac{b \cdot h}{1000} = 1 \text{ cm}^2$
- Le choix d'armateurs : $A_s \geq \text{Max} (0.59 - 0.99 - 1) \text{ cm}^2$ On adopte pour 4T8/ $A_s = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.
- Armatures de répartition : $\frac{A_s}{4} \leq A'_s \leq \frac{A_s}{2} \iff 0.50 \leq A'_s \leq 1.00 \iff$ On prend : **4T6** (1.13 cm²)

Remarque : Les forces horizontales peuvent agir sur les deux faces de l'acrotère donc on adopte la même section d'armature pour la zone comprimée soit : $A'_s = A_s = 4\text{T8} / A_s = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

- Espacement : 1. Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.
- 2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 60/3 = 20 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ Armatures transversales :

$$\begin{cases} \varphi_t \geq \frac{1}{3} \varphi_l = 2.67 \text{ mm} \\ \varphi_t < 12 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{En prend } \varphi_t = 10 \text{ mm}$$

d\ -Vérifications :

À L'ELU :

➤ **Vérification de l'effort tranchant :** (cisaillement) (voir annexe).

Avec : $v_u = T = 4.11 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{4.11 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0.045 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaire.

➤ **Vérification de l'espacement : la fissuration est peu préjudiciable donc :**

- Armature principale : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h=30 \text{ cm}, 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \dots \dots \text{ C. Vérifier}$
- Armature de répartition $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4h=40 \text{ cm}, 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \dots \dots \text{ C. Vérifier}$

À L'ELS :

➤ **Contrainte de compression dans le béton :** (voir annexe).

$n=15 ; d'=0.01 \text{ m} ; b = 1 \text{ m}, d = 0.9 \times h = 0.09 \text{ m}, f_{c28} = 30 \text{ MPa}, f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}, f_{bc} = 17 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 435 \text{ MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous:

$M_{ser}(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A'_s(\text{cm}^2)$	$y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Condition
1.64	2.01	2.01	1.67	1711.08	1.6	18	C. Vérifier

Tableau III.1 : vérification des contraintes à ELS.

➤ **Vérification des contraintes maximales dans l'acier :** (voir annexe 3).

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \text{Max}(0.5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

$n = 1,6$ pour les barres HA.

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 500; \max(0,5 \times 500, 110 \sqrt{1,6 \times 2,4}) \right\} = \min \{333.33; 250\} \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 250 \text{ MPa. /}$$

$$\sigma_{st} = nK(d - y).$$

$$\sigma_{st} = 15 \times 0,051(70 - 23,6) = 35,49 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 35,49 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 250 \text{ MPa.} \quad \dots \dots \dots \text{ CV}$$

III.2.3 Schéma de ferrailage de l'acrotère

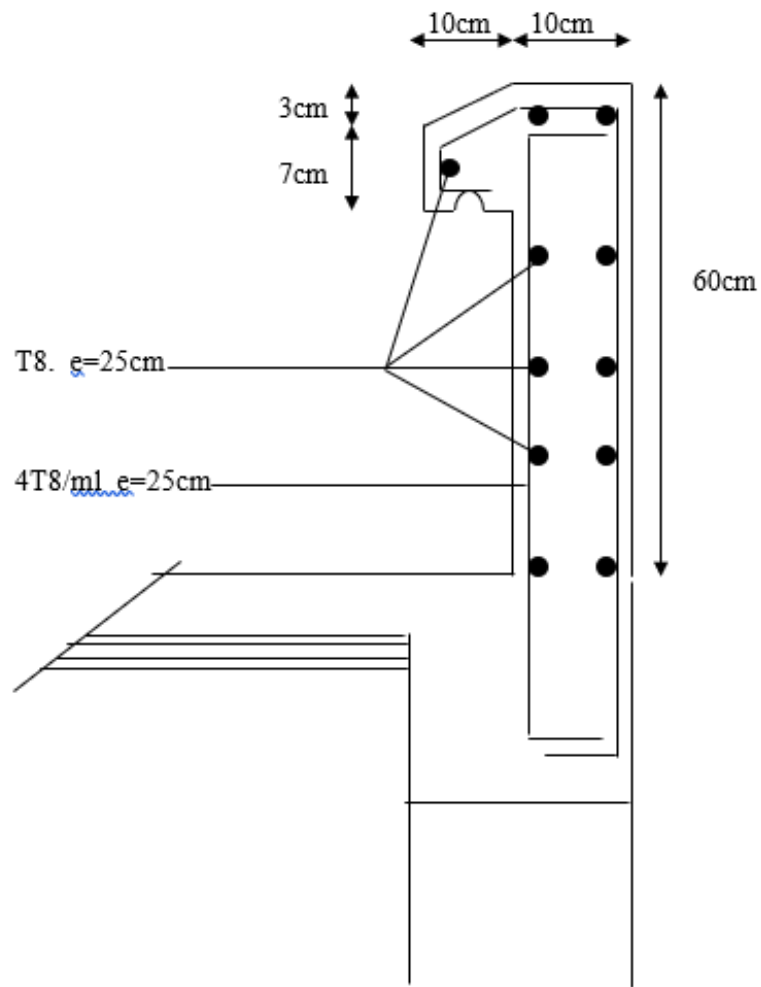


Figure III.3: Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.3. ETUDE DES PLANCHERS EN CORPS CREUX

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, supposés être infiniment rigides dans leur plan. Ils ont pour rôle :

- Transmettre les charges aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.

Les planchers sont constitués de corps creux et de la dalle de compression reposant sur des poutrelles qui sont disposées dans le sens de-là petite portée.

Ce type de plancher est constitué par deux éléments fondamentaux :

- Eléments résistants (porteurs) : poutrelles en T comportant des aciers de liaison avec la dalle de compression.
- Eléments résistants (porteurs) : poutrelles en T comportant des aciers de liaison avec la dalle de compression.
- Eléments de remplissage (de coffrage) : les entrevous en béton sur lesquels une dalle de compression en béton est coulée, armé d'un treillis soudé, qui garantit une meilleure répartition des charges.

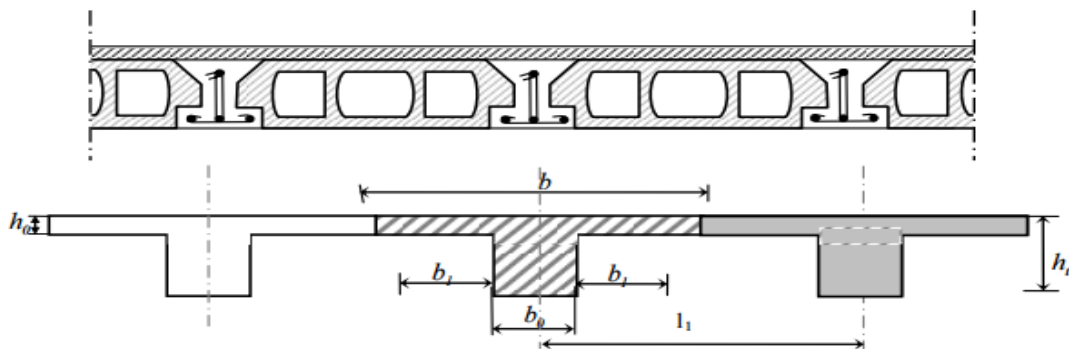


Figure III.4: Coupe d'un plancher à corps creux

III.3. 1. Etude des poutrelles

Les poutrelles sont des poutres de section en T associées à des planchers, Les planchers sont des aires horizontales qui servent limitant les étages.

Donc on a des poutrelles de : $h_t = 30\text{cm}$. $b_0 = 12\text{cm}$. $h_0 = 5\text{cm}$

1\)-Méthode de calcul des sollicitations : Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

1. Méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91) (voir annexe).
2. Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91) (voir annexe).

Les différents types de poutrelles :

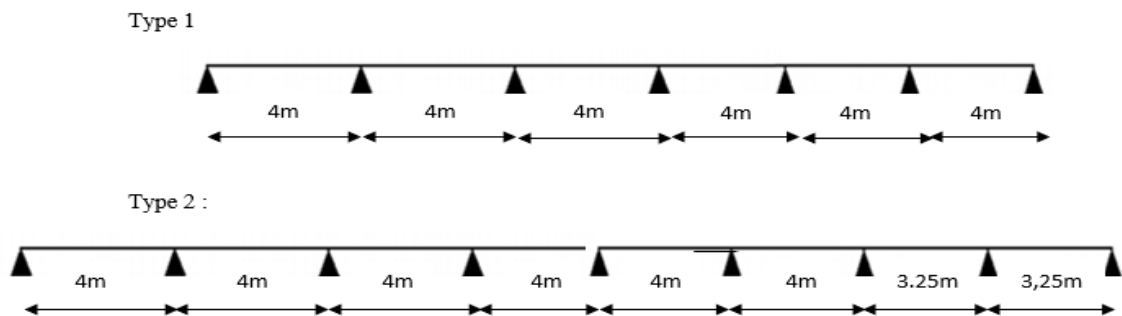


Figure III.5 : Types de poutrelles

On va étudier le type 02

2\ - Vérification des conditions de BAEL

* 1^{er} condition :

- Plancher terrasse : On a : $G=7.16\text{KN/m}^2$ $Q=1.5\text{KN/m}^2$

$1.5 \leq \min(14.32 \text{ et } 5) / \text{m}^2 \dots\dots\dots$ C. Vérifiée

- Plancher étage courant : On a : $G=6.53\text{KN/m}^2$ $Q=4\text{KN/m}^2$

$4 \leq \min(13.06 \text{ et } 5) / \text{m}^2 \dots\dots\dots$ C. Vérifiée

* 2^{ème} condition :

Type 2 : $0.8 \leq \frac{4}{4} \leq 1.25 - 0.8 \leq 1 \leq 1.25$ et $0.8 \leq \frac{4}{3.25} \leq 1.25 - 0.8 \leq 1.23 \leq 1.25 \dots\dots$ C. Vérifiée

* 3^{ème} condition : I= constante $\dots\dots\dots$ C. Vérifiée

* 4^{ème} condition : FNP $\dots\dots\dots$ C. Vérifiée

Donc on applique la méthode forfaitaire pour tous les types de poutrelles.

3\ - Charge et surcharge et La combinaison de charge :

	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	g=0.60G(KN/m)	q=0.60Q(KN/m)	q _u (KN/m)	q _s (KN/m)
Terrasses	7.16	1.5	4.29	0.9	7.15	5.2
Etage courant	6.53	4	3.91	2.4	8.89	6.32

Tableau III.2 : Combinaison des charges

$$\begin{cases} ELU: q_u = (1,35g + 1,5q) \\ ELS: q_{ser} = (g + q) \end{cases} \text{ Avec : } g=0.60G / q=0.60Q$$

Conclusion : Le plancher Etage courant est le plus sollicité

4\ - Calcul des efforts internes :

	ELU : M _{u0} [KN.m]	ELS : M _{ser0} [KN.m]
Poutrelle de 4m	17.78	12.64
Poutrelle de 3.25m	11.73	8.34

Tableau III.3 : Efforts internes.

Appliquant la méthode forfaitaire les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau ci-après :

À ELU

Type 2 : $M_{0AB} = M_{0BC} = 11.74 \text{ kN.m}$ $M_{0CD} = M_{0DE} = M_{0EF} = M_{0FG} = M_{0GH} = M_{0HI} = 17.78 \text{ kN.m}$

Travée	L(m)	Appui	M_a (KN.m)	Mt (KN.m)	V_w (KN)	V_e (KN)
A-B	3.25	A	0	10.14	16.25	-12.64
B-C	3.25	B	-5.87	13.7	14.83	-14.06
C-D	4	C	-7.11	12.69	17.78	-17.78
D-E	4	D	-7.11	12.69	17.78	-17.78
E-F	4	E	-7.11	12.69	17.78	-17.78
F-G	4	F	-7.11	12.69	17.78	-17.78
G-H	4	G	-7.11	11.8	18.22	-17.34
H-I	4	H	-8.89	15.36	15.55	-20
		I	0			

Tableau III.4 : Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant et l'effort tranchant à ELU

À ELS

Type 2 : $M_{0AB} = M_{0BC} = 8.34 \text{ kN.m}$ $M_{0CD} = M_{0DE} = M_{0EF} = M_{0FG} = M_{0GH} = M_{0HI} = 12.64 \text{ kN.m}$

Travée	L(m)	Appui	M_a (KN.m)	Mt (KN.m)
A-B	3.25	A	0	7.21
B-C	3.25	B	-4.17	9.74
C-D	4	C	-3.34	9
D-E	4	D	-3.34	9
E-F	4	E	-3.34	9
F-G	4	F	-3.34	9
G-H	4	G	-3.34	8.39
H-I	4	H	-6.32	10.92
		I	0	

Tableau III.5 : Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant et l'effort tranchant à ELS

5)-Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant :

****ELU :**

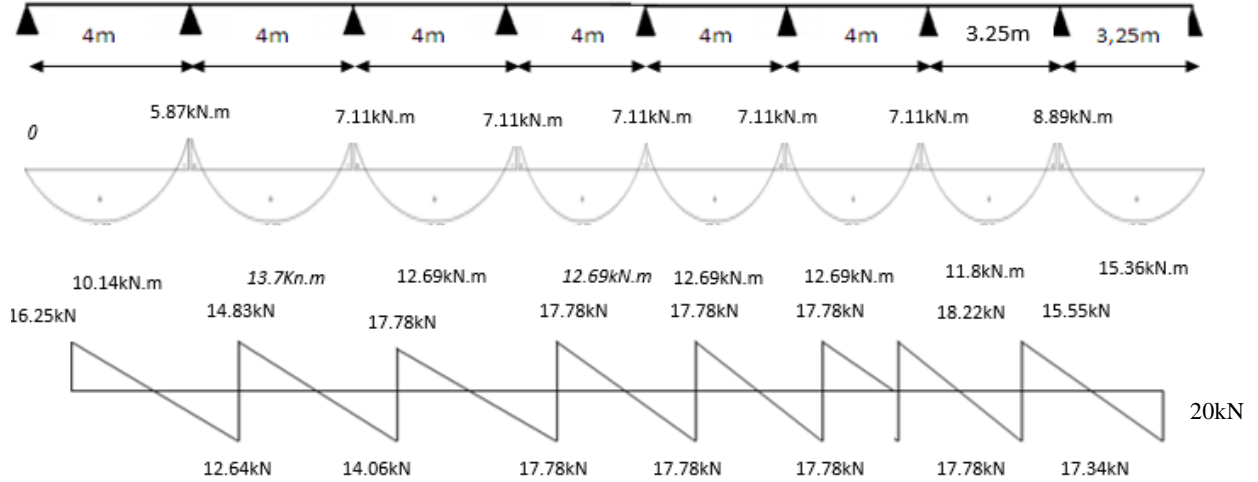


Figure III.6: Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant et l'effort tranchant à ELU

****ELS :**

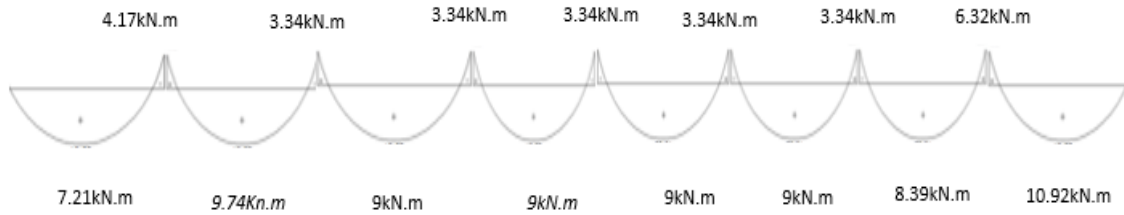


Figure III.7: Diagramme des efforts moments fléchissant et l'effort tranchant à ELS

6)-Ferrailage à l'ELU :

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, Le ferrailage se fera à l'ELU en prenant le moment maximal sur appuis et en travée.

Le calcul des sections en forme de « Té » s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.

Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure

$$M_{Tab} = b h_0 f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \dots \text{KN.m (Moment équilibré par la table de compression)}$$

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot (d - h_0/2) = 600 \cdot 50 \cdot 17 \cdot (270 - 50/2) = 124.950 \text{ KN.m}$$

Le moment en travée max, $M_{t \max} = 15.36 \text{ KN.m} < 124.95 \text{ KN.m}$

Le moment en travée max, $M_{app \max} = -8.89 \text{ KN.m} < 124.95 \text{ KN.m}$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression dans l'appui et la travée.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table « b ». Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b \times h_t$) en flexion simple.

$b = 60 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $h_t = 30 \text{ cm}$; $h_0 = 5 \text{ cm}$; $d = 27 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 17 \text{ MPa}$..

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion (voir annexe), on aura :

Les résultants dans le tableau :

	$M_U(KN.m)$	μ_u	μ_R	$Z_b(cm)$	$A(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	Choix des barres	$(cm^2)A_{adp}$
Travée	15.63	0.02	0.371	23.95	1.47	1.79	3T12	3.39
Appui	8.89	0.059	0.371	26.16	0.78	0.35	2T10	1.57

Tableau III.6 : Ferrailage longitudinal des poutrelles.

8)- Ferrailage transversal :

Calcul des armatures transversales

$$\Phi t \leq \min (h/35 ; \Phi t_m ; b_0/10). \text{ Avec } \Phi t = 1,2 \text{ cm.}$$

$$\Phi t \leq \min (30/35 ; 1,2 ; 12/10)$$

$$\Phi t \leq \min (0.86 ; 1.2 ; 1)$$

Le choix est de $\Phi 8$ comme armature transversales. $A_t = 2 \times \Phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2$

➤ Calcul des espacements

D'après le R.P.A 99 V2003 on a :

- Zone nodale

$$St \leq \min (h/4, 12 \times \Phi t_{min}, 30) (\Phi t_{min} = 1 \text{ cm}^2)$$

$$St \leq 7.5 \Rightarrow St = 5 \text{ cm}$$

La distance pour les armatures de la zone nodale est : $L = 2 \times h = 60 \text{ cm}$

- Zone courante

$$St \leq h/2$$

$$St \leq 15 \text{ cm} \Rightarrow St = 15 \text{ cm.}$$

Condition de non fragilité

L'acier utilisé pour les armatures transversales est le: FeE215

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

$$\frac{1.02 \times 10^{-4} \times 215}{0.15 \times 0.12} = 1.2 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des armatures au niveau d'appuis.

7)-Vérification :

Ce type de poutrelle est soumis à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on ne vérifie que les Contraintes dans le béton.

Dans ces conditions, la vérification des contraintes se simplifie comme suite : $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} +$

$$\frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } : \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

	α	M_U (kN.m)	M_S (kN.m)	γ	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Remarque
Travée	0.281	15.36	10.92	1.4	0.5	CV
Appui	0.077	8.89	6.32	1.4	0.5	CV

Tableau III.7 : Vérification des contraintes

Alors les contraintes du béton σ_{bc} et σ_{st} sont vérifiées :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = \min(333.33 ; 215.55) = 215.55 \text{ MPa} \text{ Donc le ferrailage à ELU convient à ELS.}$$

➤ **Vérification de contraintes de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{20 \times 10^3}{120 \times 270} = 0.62 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 4 \text{ MPa}$$

Donc $\tau_u < \overline{\tau_u} \dots \dots \dots \text{C.V}$

➤ **Vérification au glissement**

En appui

$$T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} \leq 0 \quad \text{avec } (T_u = 20 \text{ KN} ; M_u = 8.89 \text{ KN.m})$$

$$-36.56 \leq 0$$

Donc il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des armatures au niveau d'appuis.

➤ **Vérification de la flèche :**

$$f \leq f_{adm} \text{ avec } f_{adm} = \frac{L_{max}}{500} = \frac{4000}{500} = 8 \text{ mm}$$

- $I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A_{st} \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$
 $= \frac{0.6 \times 0.3^3}{12} + 15 \times 3.39 \times 10^{-4} \left(\frac{0.3}{2} - 0.03 \right)^2$
 $= 1.423 \times 10^{-3} \text{ m} = 1423 \times 10^6 \text{ mm}^4$

- $\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{3.39 \times 10^{-4}}{0.12 \times 0.27} = 0.01$

- $\lambda i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = \frac{0.05 \times 2.4}{0.01 \left(2 + 3 \frac{0.12}{0.6} \right)} = 4.61$

- $\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st} + f_{t28}} = 0.79 \text{ avec } \sigma_{st} = 435 \text{ MPa}$

- $I_{Fi} = \frac{1.1 \times I_0}{(1 + \lambda i \times \mu)} = 337 \times 10^6 \text{ mm}^4 \text{ Inertie fissure}$

$$f = \frac{M_{st} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{Fi}} = \frac{10.92 \times 10^6 \times 4000^2}{10 \times 34179.557 \times 337 \times 10^6} = 1.51 \text{ mm}$$

Donc $f = 1.51 \text{ mm} \leq f_{adm} = 8 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{C.V}$

III.3. 2. Etude de la dalle de compression : (BAEL 91/B.6.8,423)

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 5 cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles seront au plus égales :

20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures (poutrelles).

33 cm pour les armatures parallèles aux nervures (poutrelles).

En pratique (en Algérie on considère un maillage de **20cm**).

1\ - Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

➤ Si : $L_1 \leq 50 \text{ cm}$

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en cm^2/ml doit être au moins égale à :

$$A_{\perp \text{ nervures}} = \frac{200}{f_e}$$

➤ Si : $50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm}$

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en cm^2/ml doit être au moins égale

$$\text{à : } A_{\perp \text{ nervures}} = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e}$$

Avec : L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1 = 60 \text{ cm}$).

$A_{\perp \text{ nervures}}$: Diamètre perpendiculaire aux poutrelles,

$f_e = 520 \text{ MPa}$ (f_e : limite élastique des aciers utilisées).

Quadrillage de treilles soudé (**TLE 520**).

$$A_{\perp \text{ nervures}} = \frac{4 \times 60}{520} = 0,46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_{\perp} = 5T5 = 0,98 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

2\ - Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,98/2 = 0,49 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{//} = 5T5 = 0,98 \text{ cm}^2$; avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension ;(5 × 5 × 200 × 200)

III.3. 3. Schéma de ferrailage des poutrelles

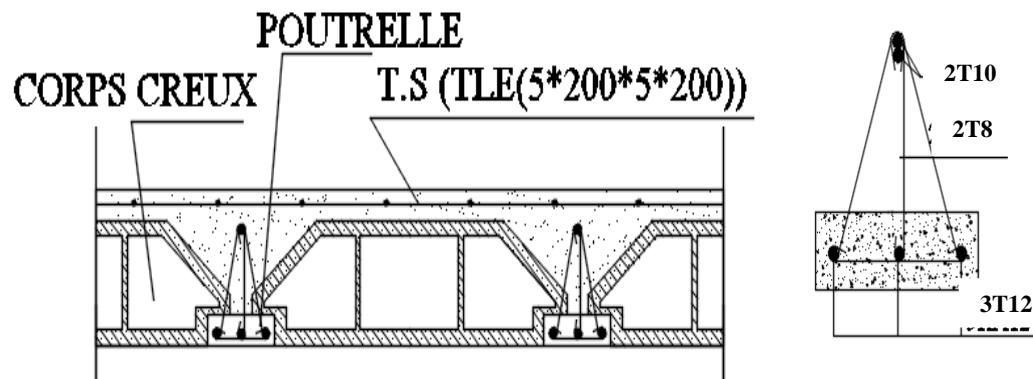


Figure III.8 : Schémas de ferrailage de plancher.

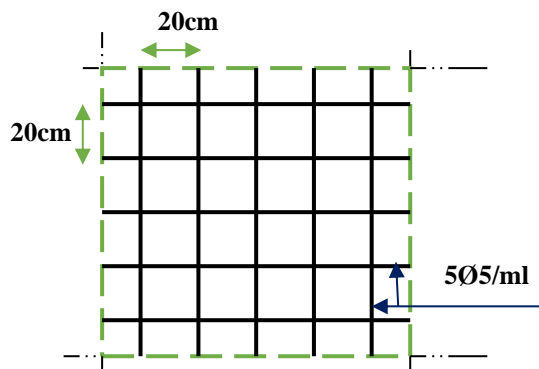


Figure III.9 : Treillis soudés (20x20) cm²

III.4. ETUDE DES ESCALIER

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. L'escalier se compose d'une volée ou plus comportant des marches, des paliers d'arrivée et de départ et même des paliers intermédiaires.

- Les éléments d'un escalier :

La volée : C'est la partie d'escalier comportant une suite ininterrompue de marches égale et située entre deux paliers successifs. Une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins 3 marches.

Le palier : C'est la partie horizontale d'un escalier, arrêtant la suite des marches au droit d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire, ou simplement pour permettre aux usages de marquer un point d'arrêt lors de la montée ou de la descente des escaliers.

La paillasse : C'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée.

L'embranchement : C'est la largeur utile d'une volée. Elle est fonction de la destination de l'escalier.

La marche : C'est la surface délimitée par la foulée et l'embranchement.

La contremarche : C'est la partie verticale prenant place entre deux marches.

- Type d'escalier

_ 1^{er} type d'escaliers : escalier droit

_ 2^{ème} type d'escaliers : Escalier tournant

L'escaliers qu'on étudie est un escalier de secours de 1^{er} type

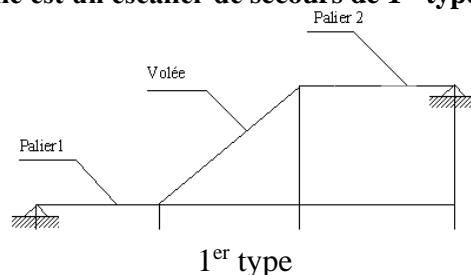


Figure III.10 : Type d'escalier dans notre structure.

- L'escalier est calculé à la flexion simple et puisqu'il n'est pas exposé aux intempéries les fissurations sont considérées non préjudiciables

III.4.1. Dimensions des éléments de l'escalier :

- Dimension des emmarchements :

L'embranchement est en fonction de la destination et du nombre d'utilisation. On compte 60-50 cm par personne. Ainsi on admet les valeurs suivantes :

- 70 cm à 90 cm pour un escalier de service
- 100 cm pour un escalier de caves
- 120 cm à 200 cm pour un escalier de bâtiments à usage public
- 90 cm à 120 cm pour un escalier de bâtiments à usage d'habitation

Dans notre cas en pendre -140 cm

- Dimension de la marche et contremarche :

Le rapport entre la hauteur et le giron a une grande importance. Plus l'escalier est raide plus il est fatiguant à monter. Afin que la montée d'un escalier soit sûre et agréable, il faut adapter les marches à la longueur des pas d'un adulte.

La formule de Rondelet permet de déterminer le giron d'une marche(**g**) et sa hauteur(**h**) en fonction de l'amplitude d'un pas humain admis pour chaque type d'utilisation d'escalier d'une part et de l'encombrement maximal que l'on peut lui impartir.

Elle assimile le giron de la marche avec la distance parcourue en plan horizontale et d'autre part, la différence de niveaux avec la hauteur de la marche.

La formule de Rondelet s'énonce de la manière suivante : $54 \leq 2h + g \leq 66$

BLONDEL admet la formule suivante : $2h+g=64$

Cette formule de base est insuffisante, car elle permet théoriquement de construire des escaliers inutilisables, elle est complétée par une autre formule. Formule de sécurité : $g+h=46$ cm

BLONDEL admet les formules suivantes

$$2h + g = 64 \quad H = n \times h \dots \dots h = H/n$$

$$L_1 = (n-1) \times g \rightarrow g = \frac{L_1}{(n-1)}$$

Avec :

h: la hauteur de la marche variée entre 14 et 20 cm. **On prend 17 cm**

g : la largeur de la marche variée entre 22 et 33 cm. **On prend 30 cm**

H : hauteur libre d'étage

On prend : $14\text{cm} \leq h=17\text{cm} \leq 20\text{cm}$

$22\text{cm} \leq g=30\text{cm} \leq 33\text{cm}$

$$59 \leq g+2h \leq 66 \dots \dots \dots 59 \leq 64 \leq 66 \quad \text{CV}$$

Nombre des contre marches : $N = H/2h = 408/2 \times 17 = 12$ donc on a **12 Contre marches**

Nombre des marches : $12-1 = \mathbf{11 \text{ marches}}$

Langueur de volée : $L_v = 11 \times 30 = \mathbf{330 \text{ cm}}$

L'épaisseur de la paillasse : $L/30 \leq e \leq L/20$

$$330/30 \leq e \leq 330/20 \quad 11 \leq e \leq 16.5$$

On adopte : **e=15cm** (pour la raison de la vérification de la flèche)

L'angle d'inclinaison : $\alpha = \arctg(h/l) = \arctg(204/330) = \mathbf{31.72^\circ}$

III.4.2. Evaluation des charges :

(Voire Chapitre 02)

III.4.3. Ferrailage des escaliers :

- a\)- Calcul des sollicitations :

Eléments	G (KN/ m ²)	Q (KN/ m ²)	ELU	ELS
Palier	5.15	2.5	10.70	7.65
Volée	8.71	2.5	15.50	11.21

Tableau III.8 : Calcul des sollicitations.

On dimensionnera avec la charge la plus défavorable

Diagramme des efforts tranchants et des moments :

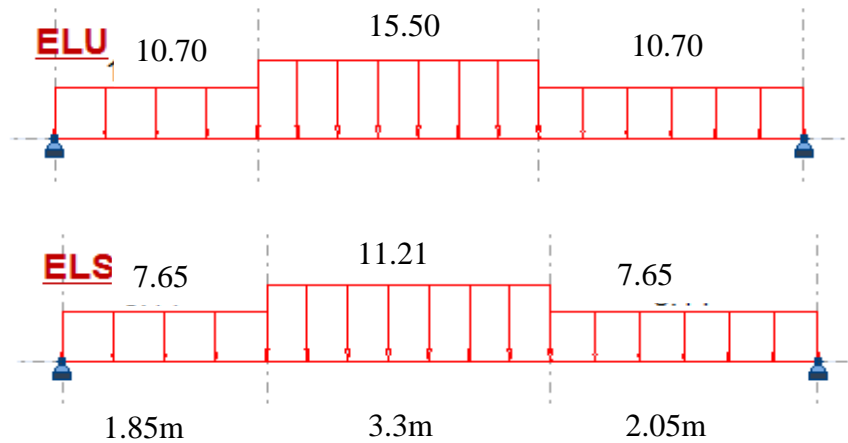


Figure III.11 : Les charges des escaliers

La poutre est isostatique, pour le calcul des réactions on utilise la méthode de la résistance des matériaux.

$$\text{ELU : } M_{\max} = 91.43 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_{\max} = 70.38 \text{ KN.m}$$

- b\ -Correction des moments :

A l'ELU : $M_{t_{\max}} = 91,43 \text{ KNm}$

Aux appuis : $M_{uA} = -0.5 M_z^{\max} = -45,71 \text{ KN.m.}$

En travée : $M_{UT} = 0.85 M_z^{\max} = 73,14 \text{ KN.m.}$

A l'ELS : $M_{t_{\max}} = 70,38 \text{ KNm.}$

Aux appuis : $M_{SA} = -0.5 M_z^{\max} = -35,19 \text{ KNm.}$

En travée : $M_{ST} = 0.85 M_z^{\max} = 56.30 \text{ KNm.}$

- c\ -calcul du Ferrailage:

Le ferrailage se fera pour une bonde d'un mètre à la flexion simple par les sollicitations maximales à l'ELU et on fera la vérification à l'ELS.

- Armatures longitudinales :

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension $(b \times h)$ Tel que : $b=1\text{m}$; $h=15\text{cm}$

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; f_{bc} = 17 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,4 \text{ MPa} ; \sigma_{s10} = 435 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15 \quad f_e = 500 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1,5$$

Les résultants dans le tableau :

	$M_U (\text{KN.m})$	μ_u	μ_R	$Z_b (\text{cm})$	$A (\text{cm}^2)$	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	Choix des barres	$(\text{cm}^2) A_{adp}$	$S_t (\text{cm})$
Travée	73,14	0.236	0.371	11.65	14.43	1.5	10HA14	15.39	10
Appui	45,71	0.147	0.371	12.42	8.46	1.5	8HA12	9.04	12

Tableau III.9 : Ferrailage longitudinal.

- Espacement maximal :

$$S_t \leq \min(3h, 25\text{cm}) = 25\text{cm}$$

- Armatures de répartitions (*armatures de Montage*) :

En travée

$$\frac{A_s}{4} \leq A'_s \leq \frac{A_s}{2} \dots\dots\dots 4.02 \leq A'_s \leq 8.04 \quad \text{On prend : } 4\text{HA}12(4.52\text{cm}^2) \quad \text{et un espacement de } S_t = 100/4 = 25\text{ cm}$$

Sur appui

$$\frac{A_s}{4} \leq A'_s \leq \frac{A_s}{2} \dots\dots\dots 2.30 \leq A'_s \leq 4.61 \quad \text{On prend : } 4\text{HA}12(4.52\text{cm}^2) \quad \text{et un espacement de } S_t = 100/4 = 25\text{ cm}$$

- Armatures transversales :

$$\begin{cases} \varphi_t \geq \frac{1}{3} \varphi_l & = 4,67\text{mm} \\ \varphi_t < 12\text{mm} \end{cases} \quad \varphi_t = 8\text{mm} \ll \text{Pour travée et appui}$$

d)-Vérifications :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{s\min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 1000 \times 135 \times 2,4 / 500 = 1.5\text{cm}^2$$

En travée: $A_s = 16.08\text{cm}^2 > A_s^{\min} \dots\dots\dots$ vérifié

Sur appui : $A_s = 9.23\text{ cm}^2 > A_s^{\min} \dots\dots\dots$ vérifié

- **Vérifications des contraintes à l'ELU :** contraintes de cisaillement (voir annexe)

$$\tau_u = \frac{46660}{1000 \times 135} = 0.34\text{MPa} \quad \gamma_b = 1,5 \text{ situation courante.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \{4\text{MPa} ; 5\text{MPa}\} = 4\text{ MPa.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaire.

- **Vérification des contraintes a ELS :** (voir annexe)

$$n=15 ; d'=1,5\text{cm} ; b = 1\text{ m}, d = 0.9 \times h = 0.135\text{m}, f_{c28} = 30\text{ MPa}, f_{t28} = 2,4\text{ MPa}, f_{bc} = 14,17\text{ MPa}, \sigma_{st} = 435\text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc}	Condition
Travée	56.30	16.08	4.52	5.65	22092.18	14.39	18	C. Vérifier
Appui	-35.19	9.23	4.52	4.6	14663.78	11.04	18	C. Vérifier

Tableau III.10 : vérification des contraintes à ELS.

III.4.4. Etude de la poutre palière :

La poutre palière est une poutre qui supporte les réactions des escaliers et les transmettent directement au poteau est encadrée à deux extrémités. On propose des poteaux de (30×30)cm pour supporter la poutres paliers.

1. Pré dimensionnement :

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est La hauteur h de la poutre doit satisfaire la condition de la flèche :

1.1. Selon les règles BAEL 91

On a : L= 300 cm

$$\frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10}$$

D'où : $20 \leq h \leq 30$ on prend h=35 cm

$$0.3 \cdot 30 \leq b \leq 0.7 \cdot 30$$

D'où : $9 \leq b \leq 21$ on prend b=25 cm

1.2. Selon le RPA 99(ver 2003) pour la zone III

$$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$b = 25 \geq 20 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} = 1.2 \leq 4 \dots \dots \dots \text{Vérifier.}$$

2. Charge supportée par la poutre :

La poutre palière est soumise à :

a. Le poids propre de la poutre : $0,35 \times 0,25 \times 25 = 2.18 \text{ KN/ml}$

b. La réaction du palier : $R_{ser} = 34.85 \text{ KN}$ et $R_u = 46.22 \text{ KN}$

À ELU : $P_u = 1.35G + R_u = 49.75 \text{ KN/ml}$

À ELS : $P_s = G + R_{ser} = 36.63 \text{ KN/ml}$

3. Calcul des sollicitations :

$$\text{Moment en travée : } M_t \text{ ELU} = 0.85M_{0u} = 0.85 \times \frac{49.75 \times 3^2}{8} = 47.57 \text{ KN.m} / \text{ ELS} = 0.85M_{0s}$$

$$= 0.85 \times \frac{36.63 \times 3^2}{8} = 35.02 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en appuis : } M_a \text{ ELU} = 0.4M_{0u} = 0.4 \times \frac{49.75 \times 3^2}{8} = 22.38 \text{ KN.m} / \text{ ELS} = 0.4M_{0s}$$

$$= 0.4 \times \frac{36.63 \times 3^2}{8} = 16.48 \text{ KN.m}$$

4. Calcul de ferrailage :

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h) Tel que : $b = 250 \text{ mm}$; $h = 350 \text{ mm}$; $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 17 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$; $\sigma_{s10} = 435 \text{ MPa}$; $\gamma_s = 1,15$; $f_e = 500 \text{ MPa}$; $\gamma_b = 1,5$; $d = 0,9h = 315 \text{ mm}$

	$M_U \text{ (KN.m)}$	μ_u	μ_R	$Z_b \text{ (cm)}$	$A \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	Choix des barres	$(\text{cm}^2) A_{adp}$
Travée	47.57	0.108	0.391	29.7	3.54	0.8	3T14	4.62
Appui	22.38	0.053	0.391	30.6	1.68	0.8	2T12	2.26

Tableau III.11 : Ferrailage de la poutre palière.

Armatures de montage :

$$\frac{A_s}{4} \leq A'_s \leq \frac{A_s}{2}$$

$$\text{Travée : } 1.15 \text{ cm}^2 \leq A'_s \leq 2.31 \text{ cm}^2 \implies \text{On adopte : } 2T12 \quad A'_s = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Appui : } 0.565 \text{ cm}^2 \leq A'_s \leq 1.13 \text{ cm}^2 \implies \text{On adopte : } 2T14 \quad A'_s = 3.08 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

- Diamètre des armatures transversales : (Art, 7, 4,2,2,3 BAEL91)

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l \right) \qquad \phi_t \leq \min \left\{ \frac{35}{35}, \frac{25}{10}, 12 \right\} = 1 \text{ cm}$$

ϕ_l : Diamètre maximal des armatures longitudinales

On choisit 4HA8 = 2.01cm²

- Espacement des armatures transversales : A partir des conditions de CBA 93 les armatures transversales doivent respectées les conditions suivantes : $S_t \leq \min (0.9d ; 40\text{cm})$

$$S_t \leq \min (31.5 \times 0.9 ; 40\text{cm}) = 28.35 \text{ cm}$$

A partir d'Art(7,5,2,2 de RPA99/version2003), les armature doivent respectées les conditions suivantes :

zone courante : $S_t \leq h/2 = 17.5 \text{ cm}$.

zone nodale : $S_t \leq \min (h/4, 12\Phi_l) = 8.75\text{cm}$.

on adopte les espacements suivants :

zone courante : $s_t = 15\text{cm}$; zone nodale : $s_t = 10\text{cm}$.

- Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91 Art 5-1,2) (voir annexe)

$$v_u = T = \frac{P \times L}{2} = 70.12 \text{ KN} \implies \tau_u = \frac{70.12 \times 10^3}{250 \times 315} = 0.89 \text{ MPa} \quad \bar{\tau}_u = \text{Min} \{4\text{MPa} ; 5\text{MPa}\} = 4\text{MPa}.$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \implies$ Pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaire.

- Vérification à L'ELS :

Contrainte de compression dans le béton (voir annexe3)

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	(MPa)σ _{bc}	(MPa)σ̄ _{bc}	Condition
Travée	47.57	4.62	2.26	10.055	41798.45	11.44	18	C. Vérifier
Appui	22.38	2.26	3.08	7.401	23581.94	7.02	18	C. Vérifier

Tableau III.12 : Vérifications des contraintes à ELS.

- Vérification de la flèche : (voir annexe).

Dans notre poutre porteuse $L = 3 \text{ m} \rightarrow f_{adm} = \frac{300}{500} = 6 \text{ mm}$

$$f_{max} = \frac{5}{384} * \frac{qL^4}{EI}$$

$$E = 3700 \sqrt[3]{f_c 28} = 3700 \sqrt[3]{30} = 11496.67 \text{ Mpa}$$

$$q_s = G + Q = 36.63 \text{ KN/ml}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{250 \times 350^3}{12} = 893229166.7 \text{ mm}^4$$

$$f_{max} = 3 \text{ mm} \leq f_{adm} = 6 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{C. vérifier}$$

III.4.5. Schéma de ferrailage des escaliers :

Remarque : pour des raisons constructives on prend le ferrailage de la poutre Palier 3T14 pour travée et appui et pour la nappe supérieure et inférieure

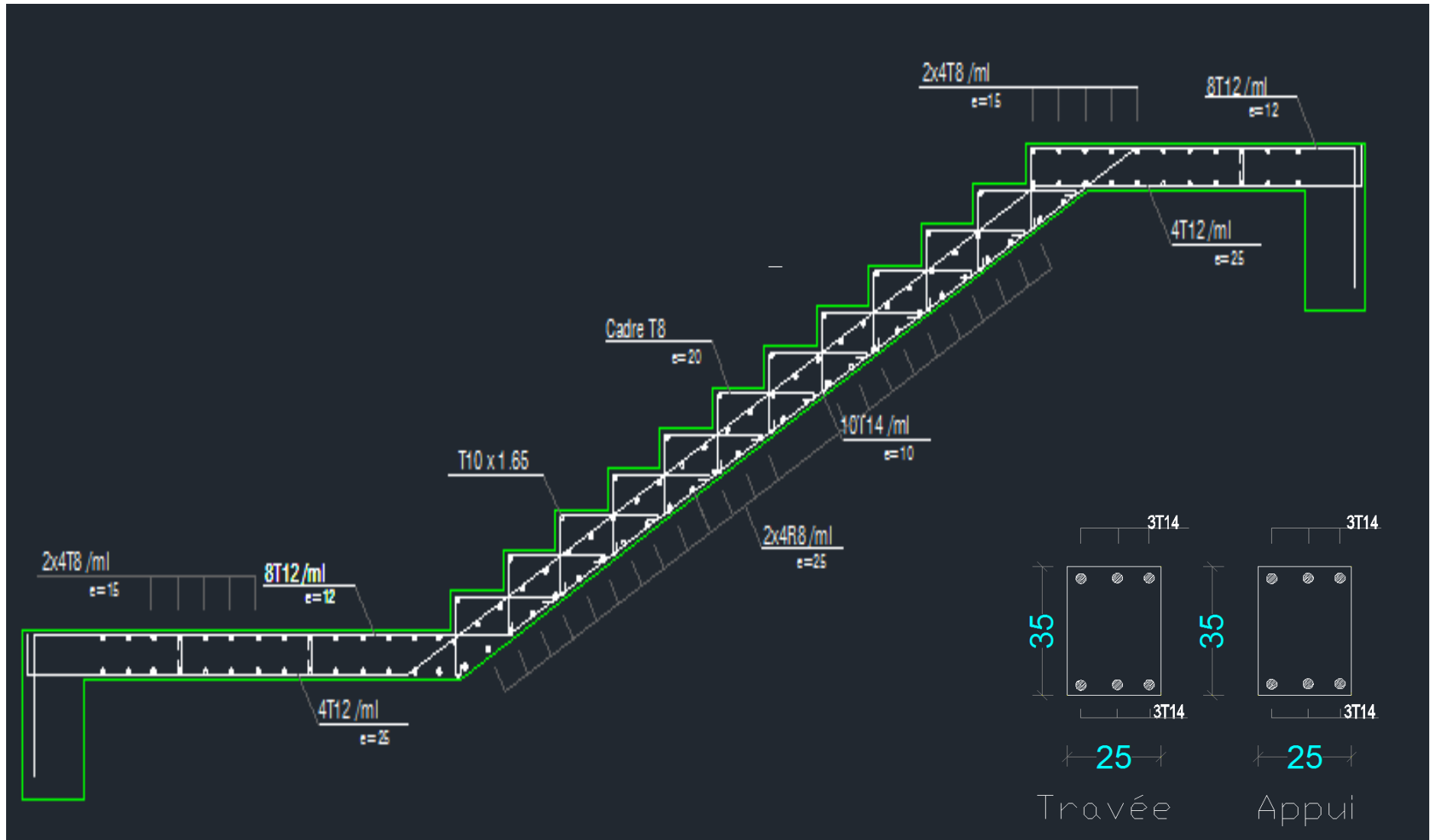


Figure III.12 : Ferrailage des escaliers et poutre palière

III.5. ETUDE D'ASCENSEUR

III.5. 1. Introduction :

Un ascenseur est un dispositif mobile ou semi-mobile assurant le déplacement des personnes en hauteur sur des niveaux définis d'une construction. Les dimensions, la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes, L'ascenseur moderne est mécaniquement composé de trois constituants essentiels :

Le treuil de levage : est un cylindre horizontal mobile autour de son axe, sur lequel se roule ou déroule un câble qui sert à entrainer la cabine et roule ses mouvements de monté et de descendes.

La cabine : destiné à recevoir les personnes et les charges à transporter.

Le contre poids : a pour but d'équilibrer la cabine et la charge utile.

La cabine et le contre poids sont réunis aux extrémités par une nappe de câble d'acier qui portent dans les gorges de la poulie du treuil elle est composee essentiellement de trois constituants :

Dans notre projet, on à 4 ascenseurs réservés principalement pour le transport des personnes et des malades ils sont donc de classe I d'après la norme (NF-P82.201),

3 ascenseurs transportant **16** personnes au maximum, la charge nominale est de **1200kg** caractérisé par une surface utile maximale de **(1,2 × 2,2)** et un ascenseur transportant 8 personnes, la charge nominale est de **600 kg** caractérisé par une surface utile maximale de **(1,10 × 1,40)**.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 8 personnes, dont les caractéristiques sont les suivantes :

-Largeur de la cabine :	$L_c = 1.10m$
-Profondeur de la cabine :	$P_c = 1.40m$
-Largeur de la gaine :	$L_G = 1.50m$
-Profondeur de la gaine :	$P_G = 1.70m$
-Hauteur de la cabine :	$H_c = 2.20m$
-Largeur du passage libre :	$L_p = 0.80m$
-Hauteur du passage libre :	$H_p = 2.00m$

Les dimensions de l'ascenseur sont prises en assurant la protection contre le feu et le bruit, pour cela on prend l'épaisseur de la dalle machine égale à 15cm ; et une gaine d'ascenseur de vitesse supérieure à 1 m/s.

III.5.2. Evaluation des charges :

A-Charge d'exploitation :

$$Q = 6 \text{ KN}$$

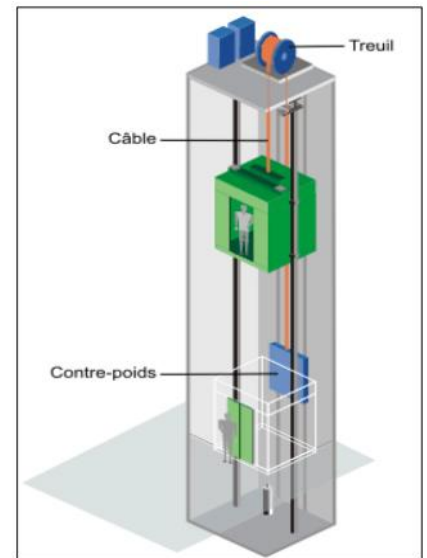


Figure III.13 : Ascenseur

B- Charge permanente :

1. Masse de la cabine : est composé de la somme des masses suivantes :

- Masse des côtés :

La masse de la surface des côtés, augmentée de 10% à raison de 11.5 daN/m² :

$$S_1 = (L_C + 2 \cdot P_C) \cdot H_C = (1.10 + 2 \times 1.40) \times 2.20 = 8.58m^2$$

$$M_1 = (11.5 + 0.1 \times 11.5) \times 8.58 = 108.54daN$$

- Masse du plancher :

La masse du plancher à raison de 70 daN/m² pour appareils de 300 à 600daN de charge :

$$S_2 = L_C \cdot P_C = 1.10 \times 1.40 = 1.54m^2$$

$$M_2 = 70 \times 1.54 = 107.8daN$$

- Masse du toit :

La masse du toit a raison de 20 daN/m² :

$$S_3 = L_C \cdot P_C = 1.10 \times 1.40 = 1.54m^2$$

$$M_3 = 20 \times 1.54 = 30.8daN$$

- Masse de l'arcade :

La masse de l'arcade à raison de partie fixe de 60 daN plus 60 daN/m de largeur de cabine de 300 daN à 600 daN de charge :

$$M_4 = 60 + (60 \times 1.10) = 126daN$$

- Masse de La porte de la cabine :

Partie fixe de 80 daN plus 25 daN/m² de surface de porte

$$M_5 = 80 + (25 \times 0.8 \times 2) = 120daN$$

- Masse du parachute :

Parachute à prise amortie $\Rightarrow M_6 = 100daN$

- Masse des accessoires :

$$M_7 = 80daN$$

- Masse des poulies de mouflage :

Deux poulies supplémentaires $\Rightarrow M_8 = 30 \times 2 = 60daN$

Donc le poids mort est égal à :

$$P_T = \sum M_i = 108.54 + 107.80 + 30.8 + 126 + 120 + 100 + 80 + 60 = 733.14daN$$

2. Masse du contre poids :

$$M_p = P_T + \frac{Q}{2} = 733.14 + \frac{600}{2} = 1033.14daN$$

3. Masse du treuil :

$$M_g = 1200daN$$

4. Masse du câble :

On a une poulie donc deux câbles. $\frac{D}{d} > 40$ d D Avec : D : Diamètre de poulie (D = 550mm) et d : Diamètre de câble.

$$D/d = 40 \Rightarrow d = D/40 = 500/40 \Rightarrow d = 12.5\text{mm.}$$

Masse totale des câbles M_c :

$$M_c = M_L \cdot n \cdot C$$

Avec :

M_L : masse linéaire du diamètre d'un seul câble $d = 12.5\text{mm}$ tableau <norme> $M_L = 0.515 \text{ daN/m}_L$ et

C : course du câble (hauteur du course) \Rightarrow La longueur de câble $C = H_{\text{batiment}} - H_{\text{cabin}} \Rightarrow C = 28.56 - 2,2 = 26.36\text{m}$

$$M_c = 0.515 \times 2 \times 26.36 = 27.15 \text{ daN.}$$

• **Résumé :**

Poids mort = 733.14 daN

Masse du câble = 27.15 daN

Masse du contre poids = 1033.14 daN

Treuil en haut + moteur = 1200 daN

$$G = 2993.43 \text{ daN} = 29.93\text{KN}$$

C- Combinaison de charge :

Etat limite ultime :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 29.93 + 1.5 \times 6 = 49.40 \text{ KN.}$$

Etat limite de service :

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 29.93 + 6 = 35.93 \text{ KN.}$$

III.5.3. Etude du plancher :

a. Vérification de poinçonnement : (voir annexe 3)

Il y a un risque de poinçonnement de la dalle à cause de la force concentrée appliquée par l'un des appuis de moteur (supposé à 4 appuis), chaque appui prend un quart (1/4) de la charge totale

Pour chacun des quatre appuis :

$$q_a^u = \frac{q_u}{4} \Rightarrow q_a^u = 12.35\text{KN}$$

$$q_a^{\text{ser}} = \frac{q_{\text{ser}}}{4} \Rightarrow q_a^{\text{ser}} = 8.98\text{KN}$$

La charge q_u s'applique, compte tenu de la diffusion à 45 degrés dans le béton.

La surface impact ($a \times b$) est de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

$$U = a + 2 \cdot \frac{h}{2} = 10 + 2 \times \frac{15}{2} \Rightarrow U = 25\text{cm}$$

$$V = b + 2 \cdot \frac{h}{2} = 10 + 2 \times \frac{15}{2} \Rightarrow V = 25\text{cm}$$

Donc :

$$U_c = 2 \times [U + V] \Rightarrow U_c = 100\text{cm.}$$

$$q_a^u = 12350 \text{ N} < \frac{0.045 \times 1000 \times 30 \times 150}{1.5} = 135000\text{N}$$

Condition vérifiée La dalle résiste au poinçonnement.

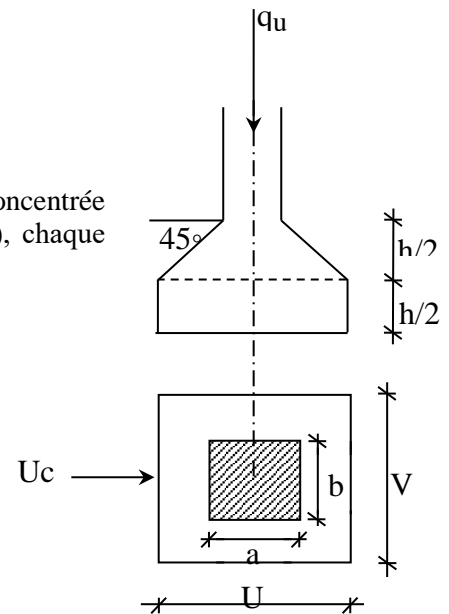


Figure III.14: Schéma de la surface d'impact

III.5.4. Ferrailage de la dalle machine :

a) Identification du panneau :

$$S_{\text{panneau}} = 8.40 \text{ m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.95}{2.85} = 1 > 0.4 \dots \dots \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

b) : Identification des charges :

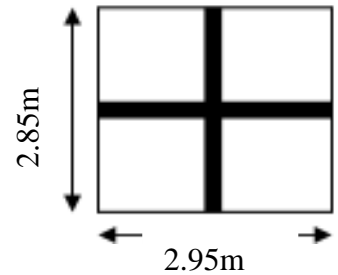
$$G_{pl} = 4.84 \text{ kN/m}^2 \quad G = 29.93 \text{ kN}$$

$$Q_{pl} = 1 \text{ kN/m}^2 \quad Q = 6 \text{ kN}$$

➤ Calcul à l'état limite ultime :

$$P_u = 1.35G + 1.55Q = 1.35(4.84 + 29.93/8.40) + 1.5(1 + 6/8.40) = 13.92 \text{ kN/m}^2$$

Figure III.15: panneau de la dalle machine



Les abaques de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y :

$$\rho = 1 \implies \mu_x = 0.0368 \quad \text{et} \quad \mu_y = 1$$

$$M_x = \mu_x \times P_u \times l_x^2 = 4.46 \text{ kN.m} \quad M_y = \mu_y \times M_x = 4.46 \text{ kN.m}$$

Moment isostatique suivant la direction principal et secondaire

- Moment sur appuis : $M_a = -0,5 M_{0x} = -2.23 \text{ kN.m}$

- Moment en travée : $M_t = 0,75 M_{0x} = 3.35 \text{ kN.m}$

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 (voir annexe), dans ce cas on a le même ferrailage dans les deux directions.

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,4 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 17 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; \sigma_s = 435 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

		M_u (kNm)	A_s (cm ²)	$A_{s\text{min}}$ (cm ²)	Choix de Φ	A_s adopté (cm ²)	Espacement (cm)
Panneau	Travée	3.35	0.52	1.92	5T10	3.93	25
	Appui	2.23	0.34	1.92	5T10	3.93	25

Tableau III.13 : Ferrailage de la dalle machine dans les deux sens.

Pourcentage minimal : $A_{s\text{min}} = 1.2(0.8 \text{‰}bh)$

c) Vérifications :

➤ **Vérification des espacements :**

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

$$S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

➤ **Vérification des contraintes à L'ELS :**

$v = 0.2$ et $P_s = 9.76 \text{ kN/m}^2$

$$\rho = 1 \rightarrow \mu_x = 0.0441 \quad \text{et} \quad \mu_y = 1$$

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0441 \times 9.76 \times 2.95^2 = 3.75 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 1 \times 3.75 = 3.75 \text{ KN.m}$$

Sens x - x et Sens y - y :

$$M_a = 0,5 M_{0x} = 1.88 \text{ kN.m} \quad - \quad M_t = 0,75 M_{0x} = 2.81 \text{ kN.m}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	Condition
Travée	2.81	3.93	1.09	18	C. Vérifier
Appui	1.88	3.93	0.74	18	C. Vérifier

Tableau III.14 : vérifications des contraintes à l'ELS.

a) **Vérification de la flèche** (voir annexe)

$$\begin{cases} 0,067 > 0,038 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ 0,067 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ 1,74 \cdot 10^{-3} < 4 \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

Les trois conditions sont vérifiées. Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.5.5. Schéma de ferrailage :

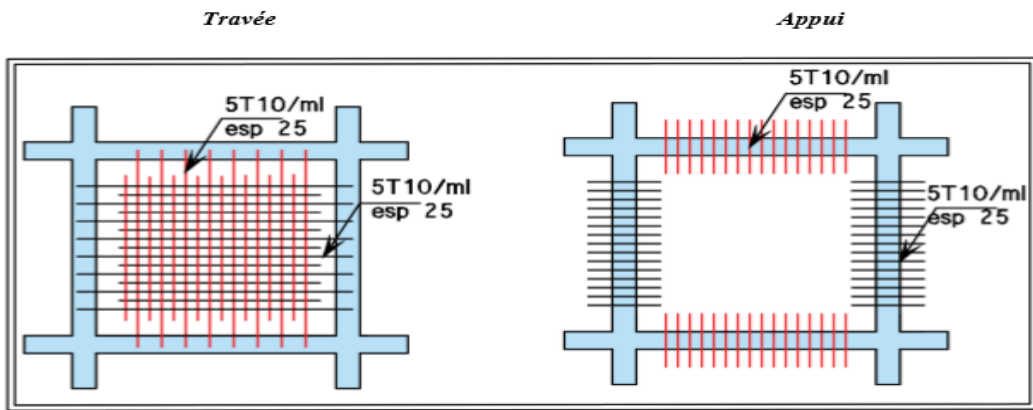


Figure III.16: Schéma de ferrailage de la dalle machine

III.6. CONCLUSION

La résistance de la structure dépend de la rigidité de chaque élément qui la constitue, concernant les éléments secondaires, en plus des conditions qu'on a vérifiées, il faut assurer le confort et le bien-être.

Chapitre IV

ETUDE SISMIQUE
ET DYNAMIQUE

IV-1 INTRODUCTION

Le nord de l'Algérie est une zone violente où des séismes peuvent se produire en provoquant des dégâts importants (matériel, humains), pour cela, et pour des ouvrages courants, les objectifs remarquables consistent à doter la structure d'une rigidité et d'une résistance suffisante pour limiter les dommages par un comportement essentiellement plastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent. Avec une ductilité et une capacité de dissipation d'énergie adéquate pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrement, ni perte de stabilité, face à un séisme majeur, plus rare.

Donc le comportement d'une structure sous l'action sismique dépend à la fois de sa résistance et de sa ductilité, la difficulté consiste à choisir la combinaison optimale de ces deux paramètres selon les situations. Parfois la résistance avec un minimum de ductilité peut suffire, alors que dans d'autres cas, la combinaison d'une résistance réduite et d'une grande ductilité peut être indiquée. L'analyse dynamique d'une structure est basée essentiellement sur le principe des vibrations libres non amorties (VLNA) c'est-à-dire soumettre la structure à des vibrations ; sans aucune force extérieure, dans le but d'étudier son comportement par le biais de ces caractéristiques dynamiques propre à cette dernière.

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations libres. L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente est souvent très complexe, c'est pourquoi ; on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV-2 METHODES D'ESTIMATION DES FORCES SISMQUES

Différentes méthodes ont été élaborées pour estimer les forces sismiques pouvant solliciter une structure. On citera :

➤ **La méthode statique équivalente :**

- Principe de la méthode :

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 au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

- Modélisation :

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan, les masses sont supposées concentrées au centre de gravité des planchers présentant un seul degré de liberté ' translation horizontale ' par niveau.

La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

- Domaine d'application :

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article 4.1.2 du RPA 99.

➤ **La méthode d'analyse modale spectrale :**

- Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

- Modélisation :

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques.

La modélisation se base essentiellement sur quatre critères propres à la structure et au site d'implantation :

1. La régularité en plan.
2. - La rigidité ou non des planchers.
3. - Le nombre de degrés de liberté des masses concentrées.
4. - La déformabilité du sol de fondation.

➤ **La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :**

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogramme réels. Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique cas par cas pour les structures stratégiques (centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

Choix de la méthode de calcul : D'après le RPA99V2003, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique **III** groupes d'usage **A1**, Nous avons utilisé une méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale) en utilisant le logiciel de calcul de structures (ETABS).

IV-3 MODELISATION

Une structure est composée de membrures flexibles reliées par des nœuds et supportée par une fondation rigide. Cette définition implique que le modèle choisi n'est qu'une idéalisation mathématique de la structure réelle. L'étude de la réponse dynamique d'une structure (période et mode propre) nécessite le choix d'un modèle dynamique adéquat traduisant le plus concrètement possible la nature du système réel.

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre infini de degré de liberté (DDL) par un modèle ayant un nombre fini de DDL, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes ; La modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

Le modèle dynamique que nous avons adopté pour le calcul de notre ouvrage est une console verticale encastrée à sa base. Les masses seront considérées concentrées au niveau du centre de gravité de chaque niveau et qui travaille en trois (3) DDL deux translation suivant (x,y) et une rotation suivant (z) .

IV.3.1Présentation du logiciel de calcul ETABS

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. On a fait appel pour la modélisation de notre bâtiment à un logiciel appelé **ETABS** Pour déterminer :

- Les périodes propres
- Les coefficients de participation

- Les déplacements du plancher
- Les forces sismiques

IV.3.2 Etapes de modélisation

Pour modéliser notre bâtiment nous avons considéré les étapes suivantes :

1. Introduction de la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivité des éléments).
2. Spécification et assignement des caractéristiques mécaniques et géométriques aux différents éléments.
3. Définition des différents cas de charges (statique et dynamique). Assignement de ces charges aux nœuds et aux éléments.
4. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes,).
5. Lancement de l'exécution du problème, apporter des corrections au modèle s'il y a lieu.
6. Visualisation des résultats (à l'écran, sur fichier, etc...).
7. Interprétation des résultats.

Remarque :

- ❖ Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément de type FRAME (élément barre) deux nœuds, chaque nœud possède six degrés de liberté (trois translations et trois rotations), Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i), Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1)
- ❖ Chaque voile est modélisé par un élément WALL à quatre nœuds (rectangulaire)
- ❖ Les planchers sont modélisés par un élément SLAB à quatre nœuds (rectangulaire).
- ❖ Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (3DDL bloqués).
- ❖ La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ avec $(\beta=0,6)$ pour un bâtiment à usage Vitale.
- ❖ La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $2,5t/m^3$.
- ❖ La masse des murs extérieurs (maçonnerie) est concentrée au niveau des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers. A l'exception le plancher terrasse pour l'acrotère.
- ❖ La modélisation se fait à partir des données précédentes, (résultats de prédimensionnement)

Poteaux	60*60 (cm)	Voiles	e=20cm
Poutres Principal	70*45 (cm)	Planchers Dalle plaine	e=20cm
Poutres chaînage	50*35 (cm)	Planchers CC	25+5 (cm)

Tableau IV.1 : Résultats de prédimensionnement

- ❖ Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

Combinaisons aux états limites :

$$ELU : 1.35G+1.5Q.$$

$$ELS : G+Q$$

Combinaisons accidentelles du RPA :

$$G+Q\pm E.$$

$$0,8G\pm E.$$

- ❖ Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS. Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .
- ❖ **Détermination des paramètres du spectre de réponse :**

- Coefficient d'accélération A :

Zone3., groupe 1A, (D'après la classification sismique de wilaya d'ALGER : RPA 99 Version 2003) ; alors d'après les deux critères précédents on obtient : $A=0.4$

- Coefficient de comportement global de la structure R :

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A99/2003 Dans notre structure on a un système de contreventement Voile porteur Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : $R=3.5$

- Classification du site :

Les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent Le site de notre projet est considéré Site S3

- Facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité Q est essentiellement fonction des qualités de la structure qui sont :

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

Dans notre cas $Q_x = Q_y = 1 + \sum p = 1.2$

- Pourcentage d'amortissement critique (ξ) :

Donné par le tableau 4.2 RPA, en fonction du type de structure, matériau constitutif et l'importance des remplissages. Béton Armé Remplissage dense $\Rightarrow \xi = 7\%$

- ❖ Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des épaisseurs des voiles on a retenu la disposition représentée ci-dessous Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des épaisseurs des voiles on a retenu la disposition représentée ci-dessous

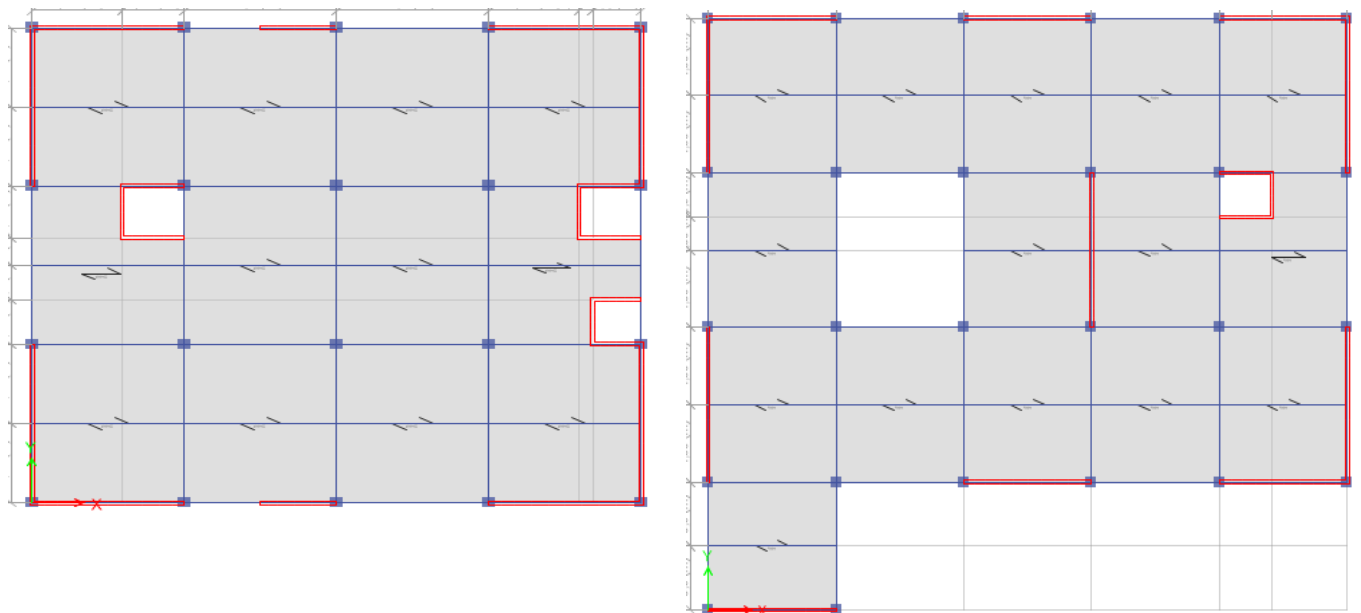


Figure IV.1 : Modèle initial bloc A et B

IV.3.3 Caractéristiques dynamiques

Les valeurs des périodes et facteurs de participations modales calculés par logiciel ETABS Sont données dans le tableau suivant :

TABLE: Modal Participating Mass Ratios Bloc A						
Case	Mode	Période(s)	UX	UY	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0,376	0,7316	0,0003	0,7316	0,0003
Modal	2	0,301	0,0003	0,7053	0,7319	0,7056
Modal	3	0,197	3,151E-05	0,0542	0,7319	0,7598
Modal	4	0,106	0,12	0,0001	0,852	0,7599
Modal	5	0,092	0,0666	0,0064	0,9185	0,7663
Modal	6	0,086	0,0024	0,155	0,9209	0,9213
Modal	7	0,061	7,418E-07	0,0122	0,9209	0,9335
Modal	8	0,052	0,0143	0,0087	0,9352	0,9422
Modal	9	0,05	0,0323	0,0039	0,9675	0,946
Modal	10	0,042	0,0002	0,0325	0,9677	0,9785
Modal	11	0,037	0,0136	0,0001	0,9812	0,9786
Modal	12	0,032	0,0063	0,0001	0,9876	0,9787

Tableau IV.2 : Périodes et pourcentages de participation massique bloc A

TABLE: Modal Participating Mass Ratios Bloc B						
Case	Mode	Period(s)	UX	UY	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0,407	0,646	0,0646	0,646	0,0646
Modal	2	0,35	0,0719	0,6558	0,7179	0,7204
Modal	3	0,241	0,0053	0,0129	0,7232	0,7334
Modal	4	0,109	0,0496	0,0333	0,7728	0,7667
Modal	5	0,103	0,1449	0,0065	0,9177	0,7732
Modal	6	0,089	0,0002	0,1544	0,9178	0,9276
Modal	7	0,066	0,0001	0,0002	0,9179	0,9279
Modal	8	0,059	0,0291	0,0013	0,947	0,9292
Modal	9	0,05	0,0099	0,0208	0,9569	0,95
Modal	10	0,045	0,0203	0,0098	0,9771	0,9598
Modal	11	0,044	0,0012	0,0172	0,9784	0,977
Modal	12	0,034	0,0136	0,001	0,9919	0,978

Tableau IV.3 : Périodes et pourcentages de participation massique bloc B

IV-4 VERIFICATION

IV.4.1. Vérification du RPA

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T=0.376s$, bloc A et $T=0.407 s$ bloc B
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 6^{ème} mode,
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à X-X pour les 2 blocs
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y pour les 2 blocs
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation pour les 2 blocs

IV.4.2. Vérification de la période fondamentale

On doit vérifier que la valeur de période numérique ne dépasse pas la valeur de la période empirique approprié de 30% ($T_N < 1,3 T_e$). Tel que T_e : période empirique de la structure :
La formule empirique à utiliser selon les cas est : $T_e = \min [C_T h_n^{3/4} ; 0,09 * h_n / \sqrt{D}]$

- h_n : hauteur mesurée de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ;
- C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage CT est donné par le tableau 4.6 RPA; $C_T=0.05$
- D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction du calcul ;
 - Bloc A : on a $T_N=0,376s$
- $T=C_T h_n^{3/4}=0.05 \times 27.68^{3/4} = 0.603 s$
- Pour le sens X-X : $h_n=27.68 m.$ $D_x=28.8 m.$ Alors : $T_x=0.463 s$
- Pour le sens Y-Y : $h_n=27.68 m.$ $D_y=26.1 m.$ Alors : $T_y=0.487 s.$

$T_e = \min(T_x, T_y) = 0.463 s$ $T_N = 0,376s < 1,3T_e = 0.601 s \dots\dots\dots C. \text{ vérifié.}$

- Bloc B : on a $T_N=0.407 s$
- $T=C_T h_n^{3/4}=0.05 \times 27.68^{3/4} = 0.603 s$
- Pour le sens X-X : $h_n=27.68 m.$ $D_x=36 m.$ Alors : $T_x=0.415 s$
- Pour le sens Y-Y : $h_n=27.68 m.$ $D_y=33.3 m.$ Alors : $T_y=0.431 s.$

$T_e = \min(T_x, T_y) = 0.415 s$ $T_N = 0,407s < 1,3T_e = 0.593 s \dots\dots\dots C. \text{ vérifié.}$

IV.4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques :

En raison de comparaison avec la méthode dynamique nous allons évaluer la force sismique totale.

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

- $A=0.4$ $Q=1.2$ $R=3,5$
- Calcul du facteur d'amplification dynamique D : D'après le RPA 99/V.2003, le facteur d'amplification dynamique s'écrit comme suit :

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

- T_1 et T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site. (RPA art 4.7).

Terrain meuble (S3) \Rightarrow $T_1 = 0,15sec$ et $T_2 = 0,5 sec.$

On a $T_2 (S3) = 0,5 s.$ DZns les 2 sens et les 2 bloc on a $0 \leq T \leq T_2$ Donc on utilise la formule (I).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} \geq 0,7 \quad \eta = 0,88 \text{ donc : } D = 2,5 \times 0,88 = 2.2 \text{ Pour les 2 bloc}$$

- Poids total de la structure W :

Selon le RPA99/V.2003, il faut prendre la totalité des charges permanente avec une fraction des charges d'exploitation d'après le tableau 4.5 (RPA99/V.2003. p41) $W_i = W G_i + \beta W Q_i.$ Avec β coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation selon le tableau 4.5, RPA99/version 2003 : $\beta = 0,6$

Les résultats des différents poids correspond à chaque bloc sont déterminés par le ETABS et ils sont comme suit :

Bloc A : $W = 71008,775KN$

Bloc B : $W = 86857,823 KN$

Donc :

➤ Bloc A : $V_{stat} = \frac{0.4 \times 2.2 \times 1.2}{3.5} \times 71008.775 = 21424.362 kN$

Sens X-X : $V_{dyn} = 52462.089 kN$ $80\% V_{stat} = 17139.48 kN$

Sens Y-Y : $V_{dyn} = 51017.165 kN$ $80\% V_{stat} = 17139.48kN$

On remarque que la condition de RPA (article 4.3.6) est vérifiée dans les deux sens

$V_{dyn} > 80\% V_{stat}$

➤ Bloc B : $V_{stat} = \frac{0.4 \times 2.2 \times 1.2}{3.5} \times 86857,823 = 26206.24 \text{ KN}$

Sens X-X : $V_{dyn} = 60649,9793 \text{ kN}$

80% $V_{stat} = 20964.99 \text{ kN}$

Sens Y-Y : $V_{dyn} = 60062,8228 \text{ kN}$

80% $V_{stat} = 20964.99 \text{ kN}$

On remarque que la condition de RPA est vérifiée dans les deux sens $V_{dyn} > 80\% V_{stat}$

IV.4.4. Vérification des déplacements inter étage :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents, ne doivent pas dépasser (1,0%) de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau 'K' de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R * \delta_{eK}$$

δ_{eK} : déplacement dû aux forces sismiques R : coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1' est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

➤ Bloc A

SENS X-X						SENS Y-Y				
Stor y	δ_{eK}^x (mm)	δ_K^x (mm)	Δ_K^x (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation	δ_{eK}^y (mm)	δ_K^y (mm)	Δ_K^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation
6 Etage	57,612	201,642	30,478	30,6	Vérifier	42,621	149,173	17,878	30,6	Vérifier
5 Etage	48,904	171,164	30,954	40,8	Vérifier	37,513	131,295	22,9495	40,8	Vérifier
4 Etage	40,06	140,21	33,2045	40,8	Vérifier	30,956	108,346	24,9235	40,8	Vérifier
3 Etage	30,573	107,005	33,859	40,8	Vérifier	23,835	83,4225	25,5605	40,8	Vérifier
2 Etage	20,899	73,1465	31,8185	40,8	Vérifier	16,532	57,862	24,2375	40,8	Vérifier
1 Etage	11,808	41,328	26,25	40,8	Vérifier	9,607	33,6245	20,461	40,8	Vérifier
RDC	4,308	15,078	15,078	40,8	Vérifier	3,761	13,1635	13,1635	40,8	Vérifier

Tableau IV.4 : Vérification des déplacements inter étages (Bloc A)

➤ Bloc B

SENS X-X						SENS Y-Y				
Stor y	δ_{eK}^x (mm)	δ_K^x (mm)	Δ_K^x (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation	δ_{eK}^y (mm)	δ_K^y (mm)	Δ_K^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation
6 Etage	63,696	222,936	9,261	30,6	Vérifier	16,167	56,5845	2,2505	30,6	Vérifier
5 Etage	61,05	213,675	39,7565	40,8	Vérifier	15,524	54,334	9,5725	40,8	Vérifier
4 Etage	45,321	158,63	31,045	40,8	Vérifier	12,789	44,7615	10,4055	40,8	Vérifier
3 Etage	36,451	127,578	38,269	40,8	Vérifier	9,816	34,356	10,647	40,8	Vérifier
2 Etage	25,517	89,3095	39,1965	40,8	Vérifier	6,774	23,709	10,045	40,8	Vérifier
1 Etage	14,318	50,113	31,913	40,8	Vérifier	3,904	13,664	8,421	40,8	Vérifier
RDC	5,2	18,2	18,2	40,8	Vérifier	1,498	5,243	5,243	40,8	Vérifier

Tableau IV.5 : Vérification des déplacements inter étages (Bloc B)

IV.4.5. Vérification de l'effet P-Delta : (RPA99/Art 5.9)

Il faut calculer le coefficient : $\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$ et le comparer avec le nombre 0,1 tel que :

-Si $\theta_K < 0,10$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.

-Si $0,10 < \theta_K < 0,20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal à $1/(1 - \theta_K)$.

-Si $\theta_K > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

V_K : effort tranchant d'étage au niveau « K ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau « K-1 ».

h_K : hauteur de l'étage « K »

➤ Bloc A

Story	SENS X-X					SENS Y-Y				
	P_K	Δ_k	$V_k(x)$	θ_x	Observation	P_K	Δ_k	$V_k(y)$	Θ_y	Observation
6 Etage	1001,593	30,478	2082,9901	0,0047	Vérifier	1001,59	17,878	2079,10	0,0028	Vérifier
5 Etage	11594,59	30,954	15760,545	0,0055	Vérifier	11594,5	22,949	15143,9	0,0043	Vérifier
4 Etage	23477,42	33,2045	28942,409	0,0066	Vérifier	23477,4	24,923	27698,5	0,0051	Vérifier
3 Etage	35360,26	33,859	38829,675	0,0075	Vérifier	35360,2	25,560	37077,3	0,0059	Vérifier
2 Etage	47243,10	31,8185	45908,220	0,0080	Vérifier	47243,1	24,237	44024,1	0,0063	Vérifier
1 Etage	59125,93	26,25	50401,042	0,0075	Vérifier	59125,9	20,461	48699,3	0,0060	Vérifier
RDC	71008,77	15,078	52462,089	0,0050	Vérifier	71008,7	13,163	51017,1	0,0044	Vérifier

Tableau IV.6 : Vérification de l'effet P-Delta (Bloc A)

➤ Bloc B

Story	SENS X-X					SENS Y-Y				
	P_K	Δ_k	$V_k(x)$	θ_x	Observation	P_K	Δ_k	$V_k(y)$	Θ_y	Observation
6 Etage	1697,500	9,261	3125,8055	0,0016	Vérifier	1697,50	2,2505	2728,97	0,0004	Vérifier
5 Etage	14590,42	39,7565	19101,273	0,0074	Vérifier	14590,4	9,5725	18537,1	0,0018	Vérifier
4 Etage	29200,75	42,2345	33868,833	0,0089	Vérifier	29200,7	10,405	33677,2	0,0022	Vérifier
3 Etage	43813,74	42,3745	44602,366	0,0102	Vérifier	43813,7	10,647	44696,0	0,0025	Vérifier
2 Etage	58426,73	39,1965	52449,927	0,0107	Vérifier	58426,7	10,045	52647,6	0,0027	Vérifier
1 Etage	73039,72	31,913	57770,468	0,0098	Vérifier	73039,7	8,421	57961,6	0,0026	Vérifier
RDC	87652,72	18,2	60388,779	0,0064	Vérifier	87652,7	5,243	60611,2	0,0018	Vérifier

Tableau IV.7 : Vérification de l'effet P-Delta (Bloc B)

IV.4.6. Vérification de l'effort normal réduit : (RPA99version2003art 7.4.3)

$$N = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30 \quad \text{Avec : } N_d: \text{ l'effort normal maximal}$$

B_c : l'aire de section brute

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton

Vue qu'on a un système de contreventement composé de voiles porteurs on néglige cette vérification et on prend un poteau dont les dimensions sont celle de prédimensionnement (60*60) cm.

IV.4.7. Vérification de Choix de coefficient de comportement R :

Il faut déterminer le pourcentage de répartition des charges verticales et horizontales entre les portiques et les voiles pour choisir la valeur du coefficient de comportement.

Les tableaux ci-dessous représentent la répartition des charges entre les voiles et les portiques au niveau RDC.

➤ Bloc A

Charge verticale :

La charge verticale reprise par l'élément.			
PORTIQUE (KN)	VOILE (KN)	PORTIQUE%	VOILE%
34830.55	36108.02	49.15%	50.85%

Tableau IV.8 : Charge verticale bloc A.

Charge horizontale :

La charge horizontale suivant X.			
PORTIQUE(KN)	VOILE (KN)	PORTIQUE%	VOILE%
8839.77	43637.50	16.83%	83.2%
La charge horizontale suivant Y .			
PORTIQUE (KN)	VOILE (KN)	PORTIQUE%	VOILE%
3740.56	47277.98	06.33%	92.67%

Tableau IV.9 : Charge horizontale bloc A.

➤ Bloc B

Charge verticale :

La charge verticale reprise par l'élément.			
PORTIQUE (KN)	VOILE (KN)	PORTIQUE%	VOILE%
46369.19	40488.63	53.38%	46.61%

Tableau IV.10 : Charge verticale bloc B.

Charge horizontale :

La charge horizontale suivant X.			
PORTIQUE(KN)	VOILE (KN)	PORTIQUE%	VOILE%
14404.31	47312.53	23.34%	76.69%
La charge horizontale suivant Y .			
PORTIQUE (KN)	VOILE (KN)	PORTIQUE%	VOILE%
7166.73	53132.77	11.8%	88.12%

Tableau IV.11 : Charge horizontale bloc B.

Donc : Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. et On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles (d'après RPA99). Ce qui implique que la structure a un coefficient de comportement $R=3,5$.

IV-5 CONCLUSION

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement qui ont été modélisés équilibrant entre le critère de la résistance et de l'économie, nous avons pu satisfaire toutes les exigences des règlements.

Afin d'avoir une disposition des voiles assurant un bon comportement dynamique du bâtiment.

Chapitre V

ANALYSE
THERMIQUE

V.1. INTRODUCTION

Les variations journalières et saisonnières de la température de l'air, les rayonnements solaires, les rayonnements réémis, etc., entraînent des variations de la distribution de la température l'intérieur des différents éléments particuliers d'une structure, ces actions thermiques agissant sur une structure ou sur un de ses éléments qui en résulte des variations des champs de température dans les limites d'un intervalle de temps déterminé.

V.2. EFFET DE LA TEMPERATURE

La température a une influence sur la vie de la structure suivant les changements saisonniers, une augmentation sensible de la température provoque un raccourcissement de ces derniers.

La valeur de ces effets thermiques dépend des conditions climatiques locales, ainsi que de l'orientation de la structure, de sa masse totale, des finitions (par exemple les revêtements extérieurs dans les bâtiments), et même des conditions de chauffage et ventilation, ainsi que de l'isolation thermique. La distribution de la température à l'intérieur d'un élément de structure d'après « Eurocode1 partie 5.1 » qui donne les principes et les règles pour le calcul des actions de la température et de leurs effets sur les bâtiments.

V.3. APPLICATION DE L'ANALYSE THERMIQUE

L'implantation et Les dimensions maximales des bâtiments (ou blocs de bâtiments entre joints) permettant de négliger ou appliqué les effets du retrait et des variations de température extérieures

Le tableau ci dessous montre les valeurs

Implantation	L (m)
Wilayas côtières (Excepté Oran, Ain T'émouchent et Tlemcen)	30
Wilayas de Tell, Hauts plateaux de l'Atlas Saharien	25
Le moyen et extrême sud	20

Tableau V.1 : L'implantation et les dimensions maximales des bâtiments.

D'après l'implantation (ALGER) et les dimensions de notre structure on va faire l'analyse thermique pour le bloc B car ces dimensions en plan dépassent la limite de 30m ($L_x=36.60$, $L_y=33.90$).

V.4. HYPOTHESES DE CALCUL

- Coefficient de dilatation du béton armé 10^{-5} .
- La température est généralement considérée comme une charge lentement variable qui est donc introduit avec le module de déformation longitudinal différée E_v .
- Pour prendre en compte l'effet de la température, on va faire une modélisation par ETABS17 d'où ont défini les combinaisons thermiques de tel façon on sélectionne tous les éléments qui sont exposés au soleil ou bien à la chaleur externe, et on applique sur les faces la chaleur uniforme T.
- **Combinaison d'action :**

Etat limite ultime ELU	
Q action variable de base	T action variable de base
1.35G+1.5Q+0.8T	1.35G+ Q +1.35T
Etat limite de service ELS	
G+T	

Tableau V.2 : Combinaison des charges à l'ELU et l'ELS.

Remarque ; Dans le cas d'un dépassement de ces limites de dimension, il est admis de ne prendre en compte qu'une fraction α des effets des variations de température.

$$\alpha = \begin{cases} 0 & \text{si } l \leq 1.25l_{max} \\ 4 \left(\frac{l}{l_{max}} - 1 \right) & \text{si } l_{max} < l \leq 1.25l_{max} \\ 1 & \text{si } l > 1.25l_{max} \end{cases}$$

Dans notre cas $l_x=36.60$, $l_y=33.90$ et $l_{max}=30 \dots\dots 1,25l_{max}=37.5$

Donc :

- $\alpha_x = 4 \left(\frac{36.6}{30} - 1 \right) = 0.88$
- $\alpha_y = 4 \left(\frac{33.9}{30} - 1 \right) = 0.52$

Donc :

ELU : **1.35G+1.5Q+0.8(0.88) T**
1.35G+ Q +1.35T

ELS : **G+T**

V.5. DETERMINATION DE LA TEMPERATURE

La variation uniforme de la température ΔT pour une structure ou un élément structural donné est calculée comme la différence entre la température moyenne T en raison des températures climatique (en hiver ou en été) et la température T_0 à l'instant initial au moment de la réalisation de l'ouvrage

D'après CBA l'article A.3.1.3.3 et selon le site du projet on a

Implantation	T (°C)
Algérie du nord	$T_{max}=+35^\circ\text{C}$ et $T_{min}= -15^\circ\text{C}$
Proche et le moye sud	$T_{max}=+45^\circ\text{C}$ et $T_{min}= -20^\circ\text{C}$
Extrême sud	$T_{max}=+55^\circ\text{C}$ et $T_{min}= -30^\circ\text{C}$

Tableau V.3 : La variation saisonnière de la température dans le cas courant

- **Donc dans notre cas $T_{max}=+35^\circ\text{C}$ et $T_{min}= -15^\circ\text{C}$**
- **Les températures initiales moyennes au moment de la réalisation de l'ouvrages sont entre $T_0=+10^\circ$ et $+25^\circ$**
-

Donc :

	$T_{max}-T_0$	$T_{min}-T_0$	Température ΔT
Cas 1	$\Delta T = (+35-(+10)) = +25^\circ\text{C}$	$\Delta T = (-15-(+10)) = -25^\circ\text{C}$	$\Delta T_1 = +25^\circ\text{C}$ $\Delta T_2 = -40^\circ\text{C}$
Cas 2	$\Delta T = (+35-(+25)) = +10^\circ\text{C}$	$\Delta T = (-15-(+25)) = -40^\circ\text{C}$	

Tableau V.4 : Détermination de la température de calcul

V.6. ELEMENT EXPOSEE AUX EFFETS DE LA TEMPERATURE

L'effet de la température est généralement plus prononcé pour les poutres induisant des efforts de traction ou de compression

Les poutres qui sont sollicités généralement en flexion simple sous les autres cas de charges, se trouvent sollicité en flexion composée lorsque l'effet de la température est pris en compte.

Dans les logiciels de calcul la température est à appliquer sur l'enveloppe du bâtiment donc sur tout les éléments expose en permanence aux conditions climatique extérieur

1. Poutre extérieure
2. Poteaux et voiles extérieur
3. Plancher terrasse et la buanderie

V.7. RESULTAT DE CALCUL

Les efforts résultants maximaux qui agissent sur les différents éléments ont été effectuées par le logiciel ETABS et ils sont résumés dans les tableaux ci-dessous avec une comparaison avec les résultats tiré a partir de l'étude dynamique :

➤ Poteaux :

	P _{max} (kN)	M _{cor} (kN.m)	M ₂ (kN.m)	P _{corr} (kN)	M ₃ (kN.m)	P _{corr} (kN)
Etude dynamique	-5534.60	42.35	-274.51	-682.47	95.75	-308.35
Etude thermique	-5705.85	47.18	-332.78	-575.43	178.61	-50.31

Tableau V.5 : Les sollicitations thermique et dynamique max dans les poteaux.

➤ Poutres principales :

	M _{max} (travée) (kN.m)	M _{max} (Appui) (kN.m)
Etude dynamique	1150,9491	-1541.28
Etude thermique	416.10	-814.90

Tableau V.6 : Les sollicitations thermique et dynamique max dans poutres principales.

➤ Poutres chainage :

	M _{max} (travée) (kN.m)	M _{max} (Appui) (kN.m)
Etude dynamique	623,0752	-783,57
Etude thermique	92.76	-143.25

Tableau V.7 : Les sollicitations thermique et dynamique max dans poutres chainages.

➤ Voiles : (prenant comme exemple les voiles V01 et V04

Voile		P (kN)	M (kN.m)
V01	Etude dynamique	18556.71	29715.96
	Etude thermique	6018.27	1393.02
V04	Etude dynamique	6912.56	3870.16
	Etude thermique	1390.60	581.64

Tableau V-8 : Les sollicitations thermique et dynamique max dans les voiles.

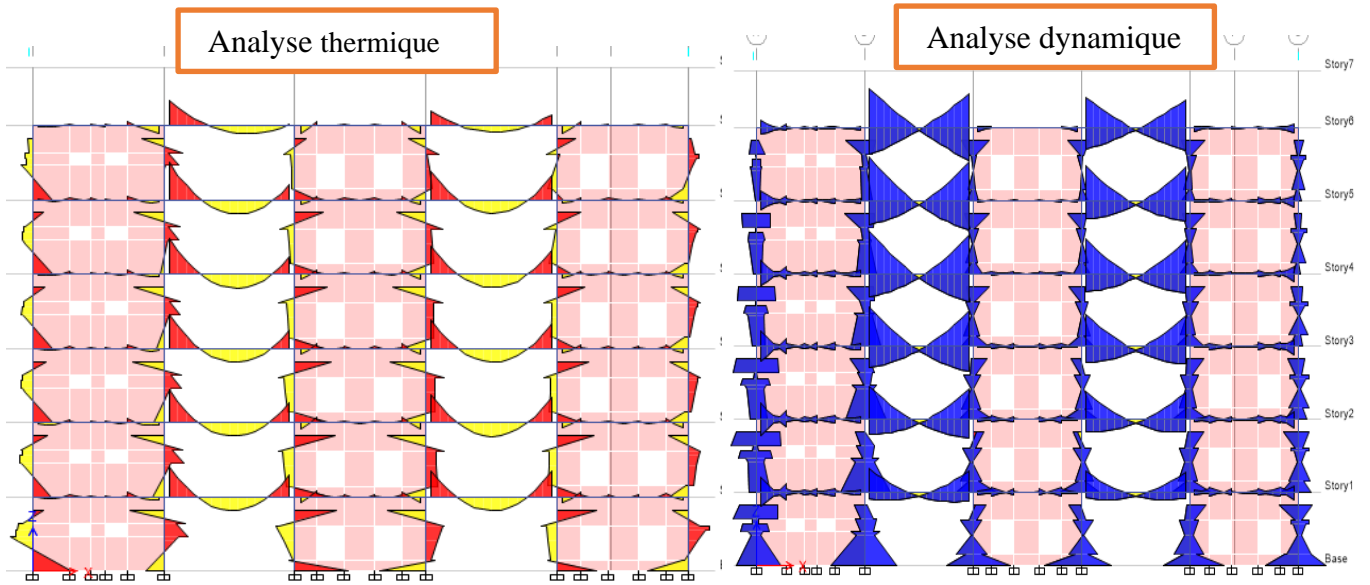


Figure V.2 : Le moment dans les poutres par analyse dynamique et thermique

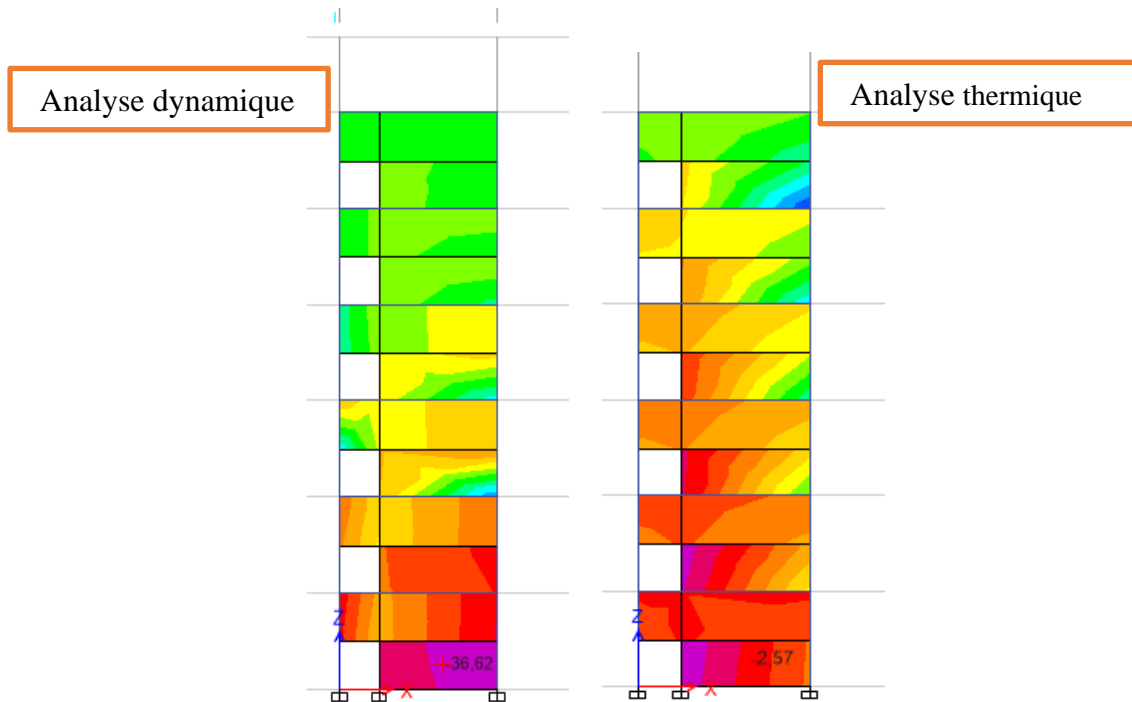


Figure V.2 : Les efforts dans le voile par analyse dynamique et thermique

V.8. CONCLUSION

En comparant les valeurs des sollicitations « moment fléchissant, effort tranchant et l'effort normal » aux différentes combinaisons (thermique, dynamique), on remarque que les éléments sont plus sollicités sous l'effet de la charge dynamique.

Donc on ferraille les éléments de la structure avec l'effet dynamique.

Chapitre VI

FERRAILLAGE
DES ELEMENTS
RESISTANTS

VI.1. INTRODUCTION

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales. Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures ETABS (17) qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

Le ferrailage des éléments résistants doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **B.A.E.L. 91 modifié 99**, **CBA 93** et le **RPA99 version 2003**.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

1. Poteaux
2. Poutres
3. Voiles

VI.2. FERRAILAGE DES POTEAUX

VI.2. 1.Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal " N " par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant " M " dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

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

➤ Combinaison des charges :

Combinaisons fondamentales : $1,35xG + 1,5Q$ (ELU)
 $G + Q$ (ELS)

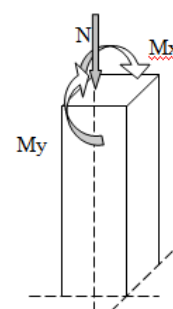


Figure VI-1 : modèle général d'un poteau

Situation durable et accidentelle :

Situation	Béton				Acier		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	θ	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	30	1	17	1,15	500	435
Accidentelle	1,15	30	0,85	26.08	1	500	500

Tableau VI- 3: Situation durable et accidentelle.

Les sections d'armatures sont déterminées et calculées selon les sollicitations les plus défavorables

$$P_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$$

$$P_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$$

$$M_{\max} \rightarrow P_{\text{cor}}$$

VI.2. 2.Recommandation selon le RPA99 version 2003, BAEL et le CBA93 :

Armatures longitudinales :

- Pourcentage d'armature minimum : BAEL exige : $A_{s \min} \geq \max(4u ; 0.2\%B)$
RPA exige : $A_{s \min} = 0.9\%B$ en zone IIb et III
- Pourcentage d'armature maximum : BAEL exige : $A_{s \max} \leq 5\%B$
RPA exige : $A_{s \max} = 4\%B$ en dehors de la zone de recouvrement
 $A_{s \max} = 6\%B$ dans la zone de recouvrement

- Ferrailage minimum d'après le CBA93 :

Condition de non fragilité :

$$A_{l \min} = 0,23.b.d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- Le diamètre minimum des armatures longitudinales $\varphi_{\min} = 12 \text{ mm}$.
- La longueur minimale de recouvrement $L_r = 50\varphi$ en zone III

Armatures transversales :

Ces aciers sont disposés de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois des poteaux, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.
- Maintenir les armatures longitudinales
 - Dans la zone nodal $St \leq 10\text{cm}$ Zone III.
 - Dans la zone courante $St \leq \min(b_1/2 ; h_1/2 ; 10\varphi_1)$ Zone III.
 - Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de φ_t minimum.
 - $\begin{cases} \varphi_t > \frac{1}{3}\varphi l \\ \varphi_t < 12\text{mm} \end{cases}$

φl : le diamètre de la plus grosse armature longitudinal.

Selon RPA (l'article 7.4.2.2)

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_U}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

- $\rho_a = \begin{cases} 2.5 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$
- $\lambda_g = \frac{l_f}{a} ; \lambda_g = \frac{l_f}{b}$
- $l_f = 0.7 \times h_0$

- La quantité d'armatures transversales minimales :

$$\frac{A_t}{b.t} \geq \begin{cases} 0,30\% \dots \dots \dots si \lambda_g \geq 5 \\ 0,80\% \dots \dots \dots si \lambda_g \leq 3 \\ \text{int erpolation} \dots \dots \dots si 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

VI.2. 3. Calcul du ferrailage des poteaux :

A. Armatures longitudinales :

Bloc	Section	BAEL 91		CBA 93	RPA99/2003		
		A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{con} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) Zone courante	A _{max} (cm ²) Zone de recouvrement
A	(60x60)	9.6	180	3.64	32.4	144	216
B	(60x60)	9.6	180	3.64	32.4	144	216

Tableau VI- 4: Ferrailage maximale et minimale.

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « **Socotec** ».

$$A_{adopté} = \max(A_{Cal}, A_{CNF}, A_{min(RPA)})$$

Les résultats du ferrailage longitudinal sont résumés dans le tableau suivant :

Bloc	P(KN)		M (KN.m)		Section (cm ²)	A _{cal} /face (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{dp} (cm ²)	choix des barres
	P _{max} =	P _{corr} =	M _{corr} =	M ₂ =					
A	P _{max} =	-	M _{corr} =	8.96	(60x60)	0	32.4	37.68	12T20
	P _{corr} =	6594,03	M ₂ =	263.74		8.42			
	P _{corr} =	-278	M ₃ =	168.66		0			
B	P _{max} =	-	M _{corr} =	42.35	(60x60)	0	32.4	37.68	12T20
	P _{corr} =	5534.60	M ₂ =	-274.51		4.55			
	P _{corr} =	-682.47	M ₃ =	95.75		0.36			

Tableau VI- 3 : Ferrillages longitudinaux des poteaux.

B. Armatures transversales :

$$\varphi_t > \frac{1}{3} \varphi l = \frac{1}{3} \times 16 = 5.33 \text{ mm}$$

$$\varphi_t < 12 \text{ mm} \quad \text{On prend :} \quad \varphi_t = 10 \text{ mm}$$

➤ **Zone courante :**

$$V = 147.34 \text{ KN.}$$

Dans la zone courante : $S_t \leq \text{Min} (b/2 ; h/2 ; 10\phi_{\text{min}})$ en zone III $S_t \leq \text{Min} (30 ; 30 ; 16) = 15 \text{ cm}$

On prend : $t = 15 \text{ cm}$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 4.08}{0.6} = 4.76 < 5 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u \cdot S_t}{h_t \cdot f_e} = \frac{3.75 \times 147.34 \times 10^3 \times 0.15}{0.6 \times 500} \times 10^{-2} = 2.76 \text{ cm}^2.$$

Choix : **4T10** $A_t = 3.14 \text{ cm}^2$

La quantité d'armatures transversales minimale :

On a : $3 < \lambda_g = 4.76 < 5$ par interpolation $\frac{A_t}{t \times b} > 0,36 \%$ (RPA99/V2003).

Donc : $0.44\% > 0.36\%$ Vérifiée.

➤ **Zone nodale :**

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $S_t \leq 10 \text{ cm}$ en zone III

On prend : $t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u \cdot S_t}{h_t \cdot f_e} = \frac{3.75 \times 147.34 \times 10^3 \times 0.10}{0.6 \times 500} \times 10^{-2} = 1.84 \text{ cm}^2$$

Choix : **4T10** $A_t = 3.14 \text{ cm}^2$ ou bien **4T8**

La quantité d'armatures transversales minimale :

On a : $3 < \lambda_g = 4.76 < 5$ par interpolation $\frac{A_t}{t \times b} > 0,36\%$ (RPA99/V2003).

Donc : $0.52 \% > 0.36\%$ Vérifiée.

Bloc	l_f (m)	λ_g (%)	ρ_a	V_u (KN)	Zone	S_t (cm)	A_t^{cal} (cm ²)	A_t/S_t (m)	Choix	A adop (cm ²)	$(A_t$ /b.t)%	Vérification
A	2.856	4.76	3.75	147.34	C	15	2.2	0.21	4T10	3.14	0.44	> 0.36%
					N	10	2.07	0.21	4T10	3.14	0.52	
B	2.856	4.76	3.75	180.56	C	15	2.70	0.22	4T10	3.14	0.44	> 0.36%
					N	10	2.25	0.22	4T10	3.14	0.52	

Tableau VI- 4 : Ferrillages transversaux pour les poteaux.

C. La disposition constructive : (Selon le RPA99/version 2003)

- **Les longueurs de recouvrement :** (Art 7.4.2.1) :

$$L_r > 50 \phi \text{ (zone III)}$$

$$\phi = 20 \text{ mm, } L_r > 50 \times 2.0 = 100 \text{ cm, on adopte: } L_r = 100 \text{ cm}$$

- **La zone nodale :**

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres ;

$$L' = 2 \times h$$

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

Avec :

h: hauteur de la poutre;

b: section d'un poteau

h_e: hauteur libre entre deux étages.

- Rdc.....5ème → l'=120cm et h'=70cm
- Buanderie → l'=120cm et h'=55cm

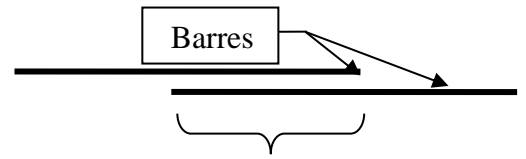


Figure VI-2 : Longueur de recouvrement

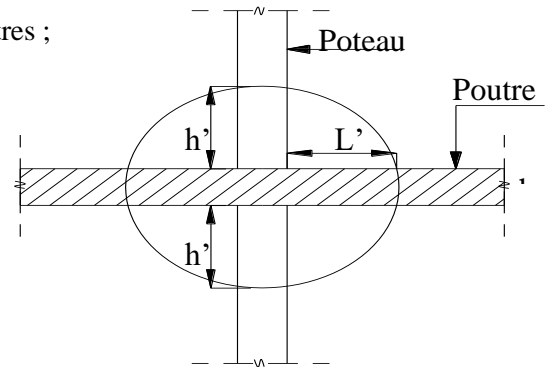


Figure VI-3 : zone nodal

VI.2. 4.Vérification :

- a) **Vérification de la contrainte de cisaillement :** (RPA2003Art 7-4-3-2)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\text{Pour fissuration peu préjudiciable. } \tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Bloc	Section (cm ²)	V _u (kN)	(MPa) τ_u	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	$\tau_u < \bar{\tau}_{bu}$
A	(60x60)	147.34	0.45	1.2	CV
B	(60x60)	180.56	0.55	1.2	CV

Tableau VI- 5 : Vérification des contraintes de cisaillement.

- b) **Vérification des contraintes :**

- Contraint limite de compression du béton (voir annexe)
- La fissuration est peu préjudiciable, nous devons vérifier seulement la contrainte de compression dans le béton (voir annexe)

Poteau : $h=60\text{cm}$ $b=60\text{cm}$ $d=55\text{cm}$ $d'=5\text{cm}$

Bloc	Nser (KN)	Mser (KN.m)	As/face (cm ²)	S (cm ²)	I (cm ⁴)	v (cm)	v' (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Condition
A	4735.30	6.34	12.56	3976.8	1315500	30	30	12.05	18	C.V
B	3978.82	30.30	12.56	3976.8	1315500	30	30	10.70		C.V

Tableau VI- 6 : Vérification des contraintes

VI.2. 5. Schéma de ferrailage de poteau :

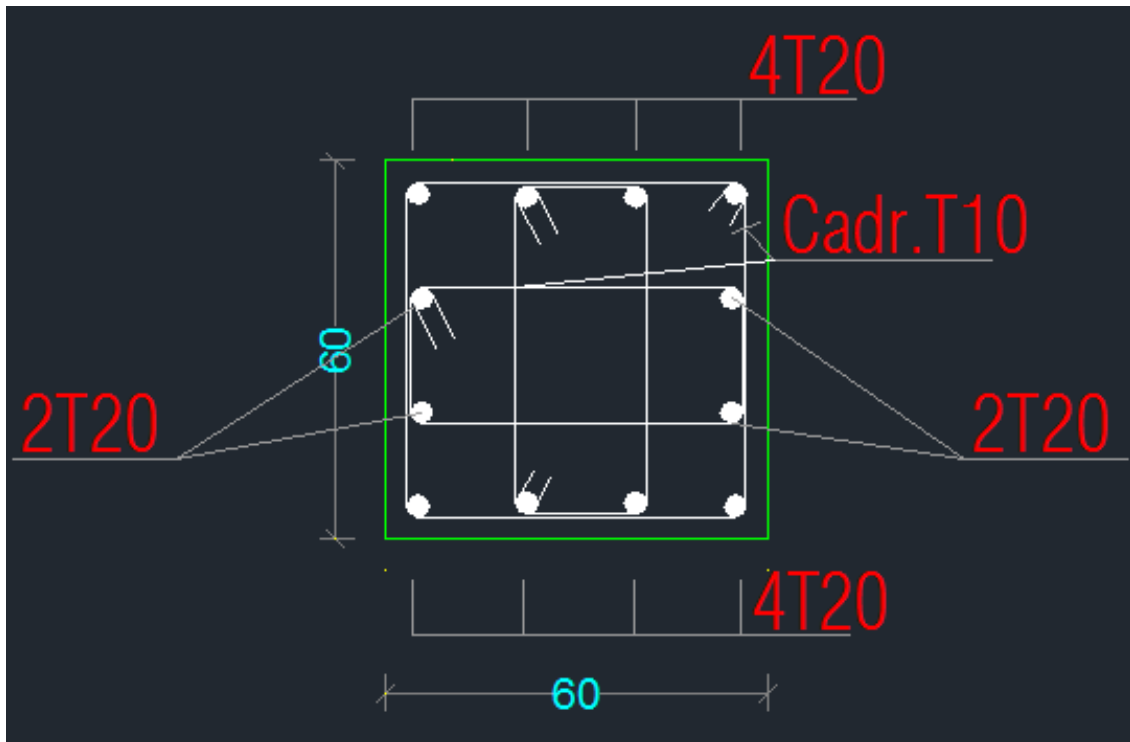


Figure VI-4 : Ferrailage de poteau

VI.3. FERRAILLAGE DES POUTRES :

VI.3. 1.Introduction

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

En considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Pour cela on considère le plus grand moment sur appuis et de même en travée pour le calcul de la section d'acier qui résulte des combinaisons les plus défavorables, présentées par le RPA 99/version 2003 et le CBA93

- $1,35G+1,5Q$ selon CBA93
- $0,8G \pm E$ selon RPA99
- $G + Q \pm E$ selon RPA99

- La combinaison ($1,35G+1,5Q$) nous permet de déterminer le moment maximum en travée.
- La combinaison ($G + Q \pm E$) donne le moment négatif maximum en valeur absolue, sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.
- La combinaison ($0,8G \pm E$) nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue.

VI.3. 2.Recommandation du RPA99/V03 et du BAEL 91 en zone III : (Art 7.5.2)

➤ Recommandation du RPA99/V03

a) Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute la section $\Rightarrow A_{\min} = 0.5\% \text{ b.h.}$
- le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$$\left\{ \begin{array}{l} 4\% \Rightarrow A_{\max} = 4\% \text{ b.h} \dots\dots\dots \text{ en zone courante.} \\ 6\% \Rightarrow A_{\max} = 6\% \text{ b.h} \dots\dots \text{ en zone de recouvrement.} \end{array} \right.$$

- La longueur minimale de recouvrement est de :

40 ϕ : En zone I et IIa.

50 ϕ : En zone IIb et III.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un rectangle ou un carré.

b) Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

- L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Dans la zone nodale.} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{En dehors de la zone nodale.} \end{array} \right.$$

La valeur du diamètre Φ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

➤ **Recommandation du BAEL 91 :**

a) Armatures longitudinales :

Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité.

$$A_{l\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

b) Armatures transversales :

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq \frac{1}{f_e} 0,4 \cdot b \cdot S_t$

Avec :

b : largeur de la poutre.

S_t: l'espace des cours d'armatures transversales.

-Diamètre des armatures d'âme :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l\min} \right\}$$

➤ **Espace maximale :**

$$S_{t\max} \leq \min (0.9d, 40\text{cm}, 15\Phi'_{l\min}).$$

- On utilise (ETABS) pour déterminer les moments. Et on a utilisé le logiciel de calcul (socotec), Pour le calcul des différentes sections de ferrailage
- Les Combinaisons utilisées sont combinaisons accidentelles du RPA (G+Q±E ; 0,8G±E) et aux états limites (l'ELU)

VI.3. 3. Calcul des armatures longitudinales :

Le calcul du ferrailage est en flexion simple, car la poutre est sollicitée par seulement un moment fléchissant M On a utilisé le logiciel de calcul (socotec) et les armature de répartition $A_r = \frac{A_s}{4}$

A. Ferrailage des poutres principaux (70 × 45)

. Les résultats du ferrailage sont résumés dans les tableaux suivants :

Bloc	M^{\max}		A travée	A appuis		BAEL	RPA
	$M_{\text{travée}}$ (KN.m)	M_{appuis} (KN.m)	A_t (cm ²)	A_{sup} (cm ²)	A_{inf} (cm ²)	A_{cnf} (cm ²)	A_{min} (cm ²)
A	945.70	-1401.43	32.7	52.36	/	3.2	15.75
B	1150,9491	-1541.28	41,11	59.26	/	3.2	15.75

Tableau VI- 7: Armatures longitudinales des poutres principaux.

Ferrailage adopté des poutres principaux : $A_{\text{adopté}} = \max(A_{\text{Cal}}, A_{\text{CNF}}, A_{\text{min(RPA)}})$

Les résultats du ferrailage longitudinal sont résumés dans le tableau suivant :

Bloc	Travée				Appuis			
	Nappe sup	A_{adp} (cm ²)	Nappe inf	A_{adp} (cm ²)	Nappe sup	A_{adp} (cm ²)	Nappe inf	A_{adp} (cm ²)
A	4T25	12.56	8T20+4T16	33.16	8T25+8T20	64.37	4T20	12.56
B	4T25	12.56	8T20+8T16	41.20	8T25+8T20	64.37	4T20	12.56

Tableau VI- 8 : Choix des armatures longitudinales des poutres principaux.

B. Ferrailage des poutres de chaînage (50 × 35)

Les résultats du ferrailage sont résumés dans les tableaux suivants :

Bloc	M^{\max}		A travée	A appuis		BAEL	RPA
	$M_{\text{travée}}$ (KN.m)	M_{appuis} (KN.m)	A_t (cm ²)	A_{sup} (cm ²)	A_{inf} (cm ²)	A_{cnf} (cm ²)	A_{min} (cm ²)
A	552.30	-557.18	30.29	30.64	/	1.9	8.75
B	623,0752	-783,57	35,65	44,92	6,12	1.9	8.75

Tableau VI- 9 : Armatures longitudinales des poutres de chaînage.

Ferrailage adopté des poutres de chaînage : $A_{\text{adopté}} = \max(A_{\text{Cal}}, A_{\text{CNF}}, A_{\text{min(RPA)}})$

Les résultats du ferrailage longitudinal sont résumés dans le tableau suivant :

Bloc	Travée				Appuis			
	Nappe sup	A _{adp} (cm ²)	Nappe inf	A _{adp} (cm ²)	Nappe sup	A _{adp} (cm ²)	Nappe inf	A _{adp} (cm ²)
A	4T20	12.56	6T20+6T16	30.9	6T20+6T16	30.9	4T20	12.56
B	4T20	12.56	8T20+6T16	37.18	10T20+8T16	47.48	4T20	12.56

Tableau VI- 10: Choix des armatures longitudinales des poutres de chaînage.

VI.3. 4. Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL91 :

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq 0,4 \cdot b \cdot St / f_e$

Avec : $St_{max} \leq \min (0,9d, 40cm, 15\Phi'_{1min}) = \min (58,5, 40cm, 15 \times 1,6) = 24 \text{ cm}$

On adopte les espacements suivants : $St = 20 \text{ cm}$

Donc : $A_t \geq 0,4 \times 0,45 \times 0,20 \times 10^4 / 500 \Rightarrow A_t \geq 0,72 \text{ cm}^2$

-Diamètre des armatures d'âme :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{lmin} \right\}$$

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{70}{35}; \frac{45}{10}; 1,2 \right\} = 1,2 \text{ cm} \quad \text{Soit : } \phi_t = 8 \text{ mm.} \quad \text{On choisir : } A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Selon le RPA99/version 2003 :

➤ Les longueurs de recouvrement : (Art 7.4.2.1) :

$$L_r > 50 \phi \text{ (zone III)}$$

$\phi = 25 \text{ mm}$, $L_r > 50 \times 2,5 = 125 \text{ cm}$, on adopte : $L_r = 125 \text{ cm}$

$\phi = 20 \text{ mm}$, $L_r > 50 \times 2,0 = 1000 \text{ cm}$, on adopte : $L_r = 100 \text{ cm}$

$\phi = 16 \text{ mm}$, $L_r > 50 \times 1,6 = 80 \text{ cm}$, on adopte : $L_r = 80 \text{ cm}$

➤ La zone nodale : La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres :

▪ Poutres :

Poutres principales $\Rightarrow (70 \times 45): L' = 140 \text{ cm}$

Poutre chaînage $\Rightarrow (50 \times 35): L' = 100 \text{ cm}$

▪ Poteaux : $(60 \times 60): h' = 70 \text{ cm}$

➤ La section minimale A_t doit vérifier : $A_t = 0,003 \times St \times b$.

L'espacement maximal :

En zone nodale : $St \leq \min (h/4 ; 12\phi_L) = \min (17,5 \text{ cm}, 19,2) = 17,5 \text{ cm}$.

En zone courante : $St \leq h/2$; $St = 20 \text{ cm}$.

On adopte les espacements suivants :

- En zone nodale : $St = 10 \text{ cm}$.

- En zone courante : $St = 20 \text{ cm}$.

On aura alors : Poutres principales : $A_t = 0,003 \times St \times b = 0,003 \times 20 \times 45 = 2,7 \text{ cm}^2 > 0,6 \text{ cm}^2$

Poutres chainage: $A_t = 0.003 \times St \times b = 0,003 \times 20 \times 35 = 2.1 \text{ cm}^2 > 0.6 \text{ cm}^2$

Le choix des barres est le suivant : $6\Phi 8$: $A_t = 3.01 \text{ cm}^2$

St (adopté) = $\text{Min} \{ S_{iB.A.E.L} \cdot S_{iR.P.A} \}$ $St = 20 \text{ cm}$.

On aura un cadre et un étrier de diamètre « $\Phi 8$ ».

- **Armatures de peau : (BAEL91, Art 4.5.34)**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section étant au moins égale à $3 \text{ cm}^2/\text{ml}$ (fissuration préjudiciable) de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en dehors des zones. Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 70 cm .

$A_p = 3 \times 0.7 \text{ m} = 2.1 \text{ cm}^2$ par paroi. Soit : $2T14 = 3.08 \text{ cm}^2$ par paroi.

VI.3. 5. Vérification :

**Vérification à l'ELU :

➤ Vérification des contraintes tangentielles conventionnelles (voir annexe)

a) Poutres porteuses (70 ; 45) :

Bloc		V_u (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Conditions
A	Appui	592.28	2.09	5	C. Vérifier
	Travée	601.20	2.12		C. Vérifier
B	Appui	550.78	1.93		C. Vérifier
	Travée	548.68	1.93		C. Vérifier

Tableau VI- 11 : Vérification des contraintes tangentielles Poutres porteuses

b) Poutres de chainages (50 ; 35) :

Bloc		V_u (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Conditions
A	Appui	329.77	2.09	5	C. Vérifier
	Travée	330.75	2.10		C. Vérifier
B	Appui	291.67	1.84		C. Vérifier
	Travée	251.55	1.59		C. Vérifier

Tableau VI- 12 : Vérification des contraintes tangentielles Poutres de chainages

**Vérification à l'ELS :

➤ L'Etat limite d'ouvertures des fissures

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

➤ État limite de compression du béton (voir annexe)

a) Poutres porteuses (70 ; 45)

$n=15$; $d'=7 \text{ cm}$; $b = 45 \text{ cm}$, $d = 0.9 \times h = 63 \text{ cm}$, $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$, $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$, $f_{bc} = 17 \text{ MPa}$, $\sigma_{st} = 435 \text{ MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

		M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	Condition
A	Travée	385.34	33.16	12.56	25.79158	1012513	9.81	18	C. Vérifier
	Appui	-578.34	64.37	12.56	32.83516	1535337	12.36		C. Vérifier
B	Travée	338,0347	41.2	12.56	28.01626	1169414	8.09		C. Vérifier
	Appui	-537,7815	64.37	12.56	32.83516	1535337	11.50		C. Vérifier

Tableau VI- 13 : vérification des contraintes Poutres porteuses à ELS.

b) Poutres de chaînages (50 ; 35)

n=15 ; d'=cm ; b = 5cm, d = 0.9 × h = 45cm , f_{c28} = 30 MPa, f_{t28} = 2,4 MPa, f_{bc} = 17 MPa, σ_{st} = 435 MPa

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

		M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	Condition
A	Travée	147.84	30.9	12.56	21.28	423140.8	7.43	18	C. Vérifier
	Appui	-158.20	30.9	12.56	21.28	423140.8	7.95		C. Vérifier
B	Travée	124,8709	37.18	12.56	22.75	472823.8	6.00		C. Vérifier
	Appui	-190,3575	47.48	12.56	24.73	542411.5	8.68		C. Vérifier

Tableau VI- 14 : vérification des contraintes Poutres de chaînages à ELS.

➤ Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le CBA93 et BAEL91, la vérification à la flèche est inutile si les conditions suivantes

sont satisfaites : $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$ $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$ $\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Il faut vérifier la flèche car la 3eme condition n'est pas vérifiée

D'après le BAEL91, il faut que les conditions soient vérifiées: f ≤ f_{adm} = Lmax/100+0.5

On tire la flèche à partir de ETABS et les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

Bloc	Types	L (cm)	Fleche (mm)	Fleche admissible(mm)	Condition
A	Poutres porteuses	870	4.18	13.7	C. Vérifier
	Poutres de chaînages	720	2.60	12.2	C. Vérifier
B	Poutres porteuses	870	3.32	13.7	C. Vérifier
	Poutres de chaînages	720	3.16	12.2	C. Vérifier

Tableau VI- 15 : vérification des flèches pour les poutres.

VI.3. 6.Schéma de ferrailage des poutres :

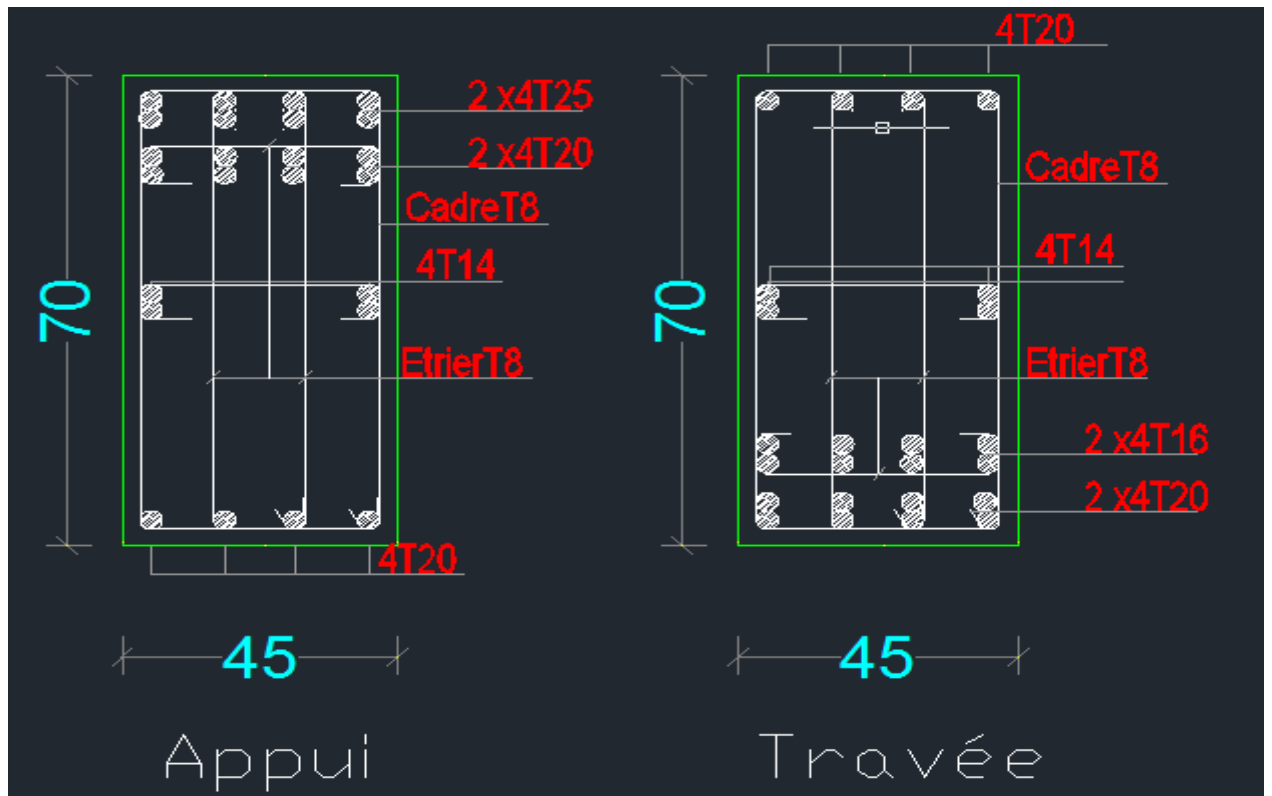


Figure VI-5 : Ferrailage des poutres principales

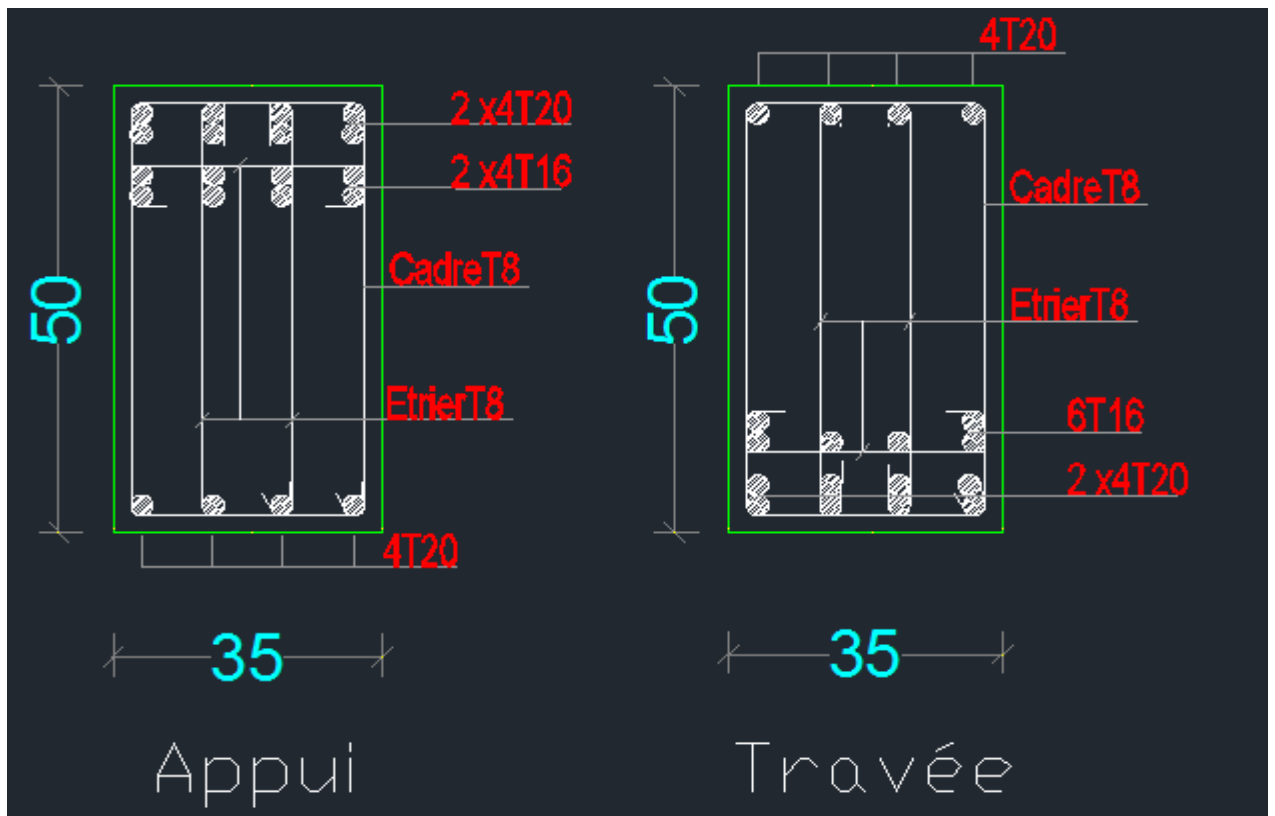


Figure VI-6 : Ferrailage des poutres de chainage

VI.4. FERRAILLAGE DES VOILES :

VI.4.1. Introduction

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à la base. La figure montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

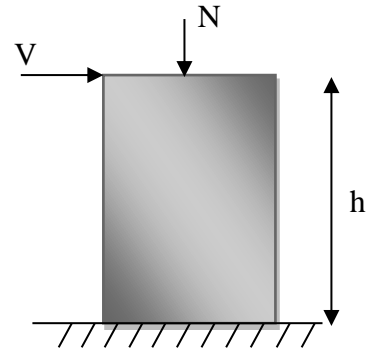


Figure VI.7: modèle général d'un voile

Le voile est donc sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile et d'armatures verticales uniformément réparties
- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs, elles aussi uniformément réparties
- 3- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

La section en flexion composée peut être : Partiellement comprimée « SPC » Entièrement comprimée « SEC » ou Entièrement tendue « SET »

Les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-après :

La réglementation en vigueur BAEL et RPA99/ V2003 exige les combinaisons ci-contre

➤ Etat limite ultime :

Situation durable et transitoire : $1,35 G + 1,5 Q$

Situation accidentelle : $G + Q \pm E$, $0,8 \pm E$

➤ Etat limite de service : $G + Q$

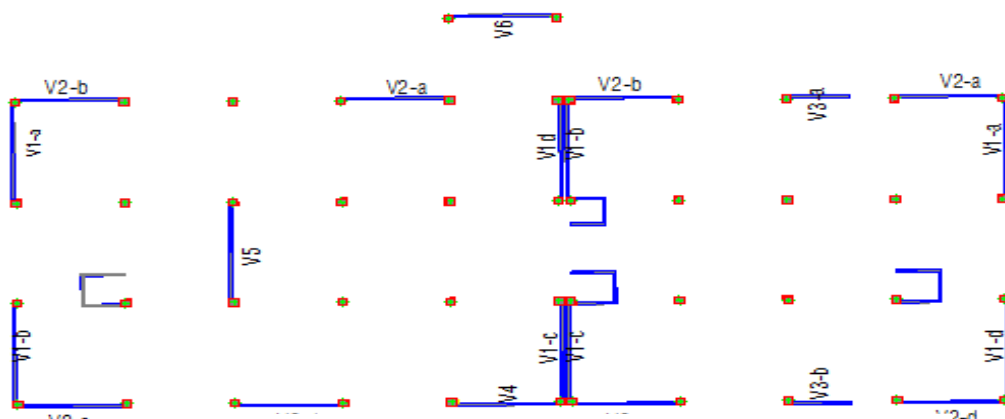


Figure VI- 8: Disposition des voiles pour les 2 blocs

VI.4.2. Procédure de ferrailage des linteaux : (voir annexe)

VI.4.3. Procédure de ferrailage des trumeaux : (voir annexe)

VI.4.4. Préconisation du règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003) :

a) Les armatures verticales :

- Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

$$A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$$

L_t : longueur de la zone tendue. e : épaisseur du voile

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{l}{10}$ de la longueur du voile. Cet espace d'extrémité doit être au plus égal à 15cm. Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure

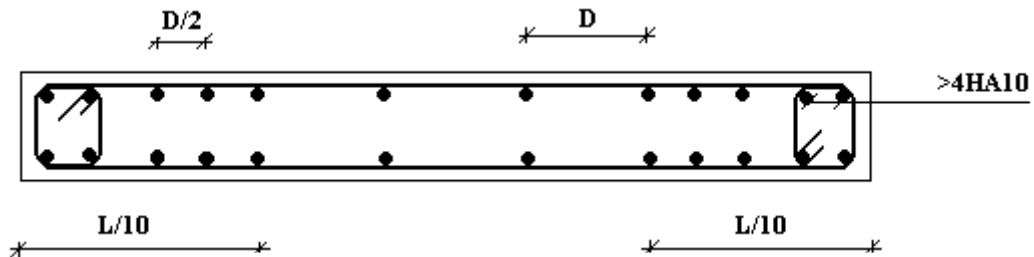


Figure VI-9: Disposition des armatures dans les voiles.

b) Les armatures horizontales :

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher le flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur $10 \times \Phi$. La section d'armature est donnée par : $A_H = 0.15 \% B$

c) Les armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par $1m^2$ au moins.

$$A_t = 4 \text{ épingles de } \Phi 8 / m^2$$

➤ **Règles communes :**

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile 0,15% $A_{\min} = 0.15\% \times b \times h$ dans la zone extrême de voile.

En zone courante 0,10% $A_{\min} = 0.10\% \times b \times h$ dans la zone courante du voile

On prend généralement $A_{\min} = 0.2\% \times b \times h$

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$

- 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.
- 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

VI.4.5. Calcul des ferraillements dans les différents types de voiles

A) Ferraillement des trumeaux :

Exemple de calcul de trumeaux P1 de voiles V5:

Caractéristiques géométriques : $L= 8.1m$, $S = 1.62m^2$, $Y=4,05m$; $I =8,8574m^4$

• Ferraillement vertical :

Sollicitations : $N_{max}= 7924,3634KN$, $M =30350,1698 KN.m$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_a = \frac{N}{S} + \frac{MY}{I} = \frac{7924.633}{1.62} + \frac{30350.17 \times 4.05}{8.857} = 18769.86 \text{ KN/m}^2 = 18.76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{N}{S} - \frac{MY}{I} = \frac{7924.633}{1.62} - \frac{30350.17 \times 4.05}{8.857} = -8986.33 \text{ KN/m}^2 = -8.986 \text{ MPa}$$

On a σ_a et σ_b sont des signes contraires on aura une section partiellement comprimée (SPC).

$$\text{Donc } Tg \alpha = \frac{\sigma_b}{L_T} = \frac{\sigma_a}{L-L_T} \text{ donc } L_t = \frac{\sigma_b}{\sigma_a + \sigma_b} \cdot L. \quad L_t = \frac{8.986}{18.76 + 8.98} \times 8.1 = 2.62m$$

L'effort tranchants dans la zone tendue est donné par $T = 0.5 \times \sigma_b \times L_T \times e = 2354.41 \text{ kN}$

La section d'acier nécessaire est donnée par :

$$A_s = T \times \frac{f_e}{\gamma_s} = 2354.41 \times 10^3 \times \frac{1}{500} = 47.08 \text{ cm}^2$$

Selon RPA : $A_{min} = 0.2\% \times L_t \times e = 0.2\% \times 262 \times 20 = 10.48 \text{ cm}^2$

$A_v = \max(A_{calculer}; A_{RPA}) = 47.08 \text{ cm}^2$ on prend $(2 \times 17T14) = 52,31 \text{ cm}^2 / St = 10 \text{ cm}$

• Ferraillements horizontaux :

$A_{h1} = \frac{\tau_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8 f_e) 0,8}$ τ_u : Les Contraintes de cisaillement dans le béton est donnée comme suit :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28} \quad \tau_u = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \text{ avec } \bar{V} = 1,4 V_u \text{ calcul}$$

τ_u : la lecture des contraintes moyennes de cisaillement se fait directement au milieu de chaque trumeau dans ETABS

$$\bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u \quad S_{t \max} = 300 \text{ mm}$$

On a $\tau_u = 4.01 \text{ MPa}$ on doit la comparée avec $\bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28} = 0.2 \times 30 = 6 \text{ MPa}$...vérifier

$$A_{h1} = \frac{1,4 (4.01) (200) (300)}{(0,8) (500) (0,8)} = 10.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v \quad A_{h2} = \frac{2}{3} (52.31) = 34.87 \text{ cm}^2$$

$$A_{h3} = (0,15\%) a * l = \frac{0,15}{100} (20) * 810 = 24.3 \text{ cm}^2$$

D'où : $A_h = \max(A_{h1}, A_{h2}, A_{h3}) = 34.87 \text{ cm}^2$

Résultats de calculs pour autre trumeaux des voiles sont indiqués dans les tableau suivant

➤ **Ferraillages verticaux des trumeaux :**

Voile V1 : P1 L=6.2m

Bloc	Trum- eaux	P (kN)	M (kNm)	σ_a MPa	σ_b MPa	Nature	L_t m	A_{cal}/L_t cm ²	A_{min}^{RPA} cm ²	Choix/ L_t	A_{adp}/L_t cm ²
A	P-V1a	13316.12	6230.51	5.88	15.60	SEC	/	/	/	/	/
	P-V1b	21243.38	9707.96	9.55	24.70	SEC	/	/	/	/	/
	P-V1c	21623.05	6780.65	12.14	22.73	SEC	/	/	/	/	/
	P-V1d	22568.30	7993.70	11.96	24.43	SEC	/	/	/	/	/
B	P-V1a	22819.18	18455.75	3.99	32.80	SEC	/	/	/	/	/
	P-V1b	20907.85	13748.51	6.13	27.59	SEC	/	/	/	/	/
	P-V1c	18556.71	29715.96	-8.22	38.15	SPC	1.10	18.09	4.40	2×6T14	18.46
	P-V1d	17659.85	24692.02	-5.02	33.51	SPC	0.81	8.01	3.24	2×2T16	8.04

Voile V2 : P1 L=0.9m

Bloc	Trum- eaux	P (kN)	M (kNm)	σ_a MPa	σ_b MPa	Nature	L_t m	A_{cal}/L_t cm ²	A_{min}^{RPA} cm ²	Choix/ L_t	A_{adp}/L_t cm ²
A	P-V1a	3063.76	201.50	9.55	24.48	SEC	/	/	/	/	/
	P-V1b	4858.54	1256.30	-19.53	73.52	SPC	0.2	7.38	0.66	2×2T16	8.04
	P-V1c	4851.37	1280.76	-17.09	71.10	SPC	0.2	7.96	0.70	2×2T16	8.04
	P-V1d	3011.27	187.65	9.77	23.67	SEC	/	/	/	/	/
B	P-V1a	5347.76	1366.28	-20.89	80.31	SPC	0.2	7.76	0.8	2×2T16	8.04
	P-V1b	3405.41	252.59	9.56	28.27	SEC	/	/	/	/	/
	P-V1c	3526.88	386.70	5.27	33.91	SEC	/	/	/	/	/
	P-V1d	4370.19	1153.06	-1.42	66.98	SPC	0.2	7.16	0.8	2×2T16	8.04

P2 L=1.6m

Bloc	Trum- eaux	P (kN)	M (kNm)	σ_a MPa	σ_b MPa	Nature	L_t m	A_{cal}/L_t cm ²	A_{min}^{RPA} cm ²	Choix/ L_t	A_{adp}/L_t cm ²
A	P-V1a	2260.36	1566.07	-11.28	25.41	SPC	0.50	11.02	1.96	2×2T16	12.31
	P-V1b	3113.97	479.87	4.11	15.35	SEC	/	/	/	/	/
	P-V1c	3017.70	477.33	3.83	15.02	SEC	/	/	/	/	/
	P-V1d	2228.50	1586.25	-11.62	25.55	SPC	0.50	11.63	2.00	2×2T16	12.31
B	P-V1a	1040.33	498.95	-2.59	9.09	SPC	0.36	1.84	1.42	2×2T12	4.52
	P-V1b	3122.88	683.75	1.74	17.17	SEC	/	/	/	/	/
	P-V1c	2881.85	1732.31	-11.29	29.30	SPC	0.45	10.05	1.78	2×2T16	12.31
	P-V1d	1099.44	1611.46	-15.44	22.32	SPC	0.65	20.06	2.62	2×5T16	20.10

P3 L=0.9m

Bloc	Trum- eaux	P (kN)	M (kNm)	σ_a MPa	σ_b MPa	Nature	L_t m	A_{cal}/L_t cm ²	A_{min}^{RPA} cm ²	Choix/ L_t	A_{adp}/L_t cm ²
A	P-V1a	4965.56	1231.22	-18.01	73.18	SPC	0.2	6.40	0.71	2×2T16	8.04
	P-V1b	3710.25	113.57	16.40	24.81	SEC	/	/	/	/	/
	P-V1c	3682.58	121.11	15.97	24.94	SEC	/	/	/	/	/
	P-V1d	5027.41	1249.84	-18.36	74.22	SPC	0.2	6.55	0.71	2×2T16	8.04
B	P-V1a	4943.20	1275.34	-19.77	74.69	SPC	0.2	7.45	0.8	2×2T16	8.04
	P-V1b	6547.23	1639.00	-24.33	97.07	SPC	0.2	8.00	0.72	2×2T16	8.04
	P-V1c	5772.72	1429.14	-20.86	85.00	SPC	0.2	7.40	0.71	2×2T16	8.04
	P-V1d	4257.70	1097.80	-17.00	64.31	SPC	0.2	6.40	0.8	2×2T16	8.04

Voile V3 : P1 L=0.9m

Bloc	Trum- eaux	P (kN)	M (kNm)	σ_a MPa	σ_b MPa	Nature	L_t m	A_{cal}/L_t cm ²	A_{min}^{RPA} cm ²	Choix/ L_t	A_{adp}/L_t cm ²
A	P-V1a	1993.52	680.07	-14.11	36.26	SPC	0.25	7.12	1.01	2×2T16	8.04
	P-V1b	2000.09	661.31	-13.38	35.60	SPC	0.25	6.58	0.98	2×2T16	8.04

P2 L=0.8m

Bloc	Trum- eaux	P (kN)	M (kNm)	σ_a MPa	σ_b MPa	Nature	L_t m	A_{cal}/L_t cm ²	A_{min}^{RPA} cm ²	Choix/ L_t	A_{adp}/L_t cm ²
A	P-V1a	4040.79	517.10	1.01	49.49	SEC	/	/	/	/	/
	P-V1b	3982.85	506.36	1.15	4.62	SEC	/	/	/	/	/

Voile V4 : P1 L=2m

Bloc	Trum- eaux	P (kN)	M (kNm)	σ_a MPa	σ_b MPa	Nature	L_t m	A_{cal}/L_t cm ²	A_{min}^{RPA} cm ²	Choix/ L_t	A_{adp}/L_t cm ²
B	P-V1a	9720.16	3941.56	-5.26	53.86	SPC	0.2	1.87	0.71	2×2T12	4.52

P2 L=2m

Bloc	Trum- eaux	P (kN)	M (kNm)	σ_a MPa	σ_b MPa	Nature	L_t m	A_{cal}/L_t cm ²	A_{min}^{RPA} cm ²	Choix/ L_t	A_{adp}/L_t cm ²
B	P-V1a	6912.56	3870.16	-11.74	46.30	SPC	0.4	9.5	1.62	2×4T14	12.31

Voile V5 : P1 L=8.1m

Bloc	Trum-eaux	P (kN)	M (kNm)	σ_a (MPa)	σ_b (MPa)	Nature	L_t (m)	A_{cal}/L_t (cm ²)	A_{min}^{RPA} (cm ²)	Choix/ L_t	A_{adp}/L_t (cm ²)
B	P-V1a	7924,36	30350,1	-8.98	18.76	SPC	2.62	47.08	10.48	2×17T14	52.31

Voile V6 : P1 L=5.2m

Bloc	Trum-eaux	P (kN)	M (kNm)	σ_a (MPa)	σ_b (MPa)	Nature	L_t (m)	A_{cal}/L_t (cm ²)	A_{min}^{RPA} (cm ²)	Choix/ L_t	A_{adp}/L_t (cm ²)
B	P-V1a	11007.29	35004.45	-18.44	36.19	SPC	2.09	77.19	10.49	2×20T16	80.38

Tableau VI- 16: ferrailage vertical des trumeaux

➤ **Ferrillages horizontaux des trumeaux :**

Voile V1 : P1 L=6.2m

Bloc	Trum-eaux	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	Condition	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	A_h (cm ²)	Choix	$A_h^{adopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
A	P-V1a	2.46	6.00	Vérifier	6.72	53.34	18.6	53.34	2×14T16	56.27	15
	P-V1b	4.39	6.00	Vérifier	11.52	53.34	18.6	53.34	2×14T16	56.27	15
	P-V1c	4.53	6.00	Vérifier	11.89	53.34	18.6	53.34	2×14T16	56.27	15
	P-V1d	2.58	6.00	Vérifier	6.77	53.34	18.6	53.34	2×14T16	56.27	15
B	P-V1a	4.21	6.00	Vérifier	11,051	53.34	18.6	53.34	2×14T16	56.27	15
	P-V1b	4.05	6.00	Vérifier	10,631	53.34	18.6	53.34	2×14T16	56.27	15
	P-V1c	5.17	6.00	Vérifier	13,571	53.34	18.6	53.34	2×14T16	56.27	15
	P-V1d	5.13	6.00	Vérifier	13,466	53.34	18.6	53.34	2×14T16	56.27	15

Voile V2 : P1 L=0.9m

Bloc	Trum-eaux	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	Condition	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	A_h (cm ²)	Choix	$A_h^{adopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
A	P-V1a	2.86	6.00	Vérifier	7.50	9.46	2.7	9.46	2×11T10	17.27	20
	P-V1b	4.21	6.00	Vérifier	11.05	9.46	2.7	11.05	2×11T10	17.27	20
	P-V1c	4.45	6.00	Vérifier	11.68	9.46	2.7	11.68	2×11T10	17.27	20
	P-V1d	3.09	6.00	Vérifier	8.11	9.46	2.7	9.46	2×11T10	17.27	20
B	P-V1a	3.35	6.00	Vérifier	8,793	9.46	2.7	9.46	2×11T10	17.27	20
	P-V1b	3.02	6.00	Vérifier	7,927	9.46	2.7	9.46	2×11T10	17.27	20
	P-V1c	3.17	6.00	Vérifier	8,321	9.46	2.7	9.46	2×11T10	17.27	20
	P-V1d	2.92	6.00	Vérifier	7,665	9.46	2.7	9.46	2×11T10	17.27	20

P2 L=1.6m

Bloc	Trum-eaux	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	Condit-ion	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_h^{\min} (cm ²)	A_h (cm ²)	Choix	$A_h^{\text{adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
A	P-V1a	2.78	6.00	Vérifier	7.30	7.41	4.8	7.41	2×11T10	17.27	20
	P-V1b	2.81	6.00	Vérifier	7.37	7.41	4.8	7.41	2×11T10	17.27	20
	P-V1c	2.98	6.00	Vérifier	7.82	7.41	4.8	7.41	2×11T10	17.27	20
	P-V1d	2.85	6.00	Vérifier	7.48	7.41	4.8	7.41	2×11T10	17.27	20
B	P-V1a	2.01	6.00	Vérifier	5,276	7.41	4.8	7.41	2×11T10	17.27	20
	P-V1b	1.97	6.00	Vérifier	5,171	7.41	4.8	7.41	2×11T10	17.27	20
	P-V1c	1.87	6.00	Vérifier	4,908	7.41	4.8	7.41	2×11T10	17.27	20
	P-V1d	1.65	6.00	Vérifier	4,331	7.41	4.8	7.41	2×11T10	17.27	20

P3 L=0.9m

Bloc	Trum-eaux	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	Condit-ion	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_h^{\min} (cm ²)	A_h (cm ²)	Choix	$A_h^{\text{adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
A	P-V1a	4.38	6.00	Vérifier	11.49	9.46	2.7	11.49	2×11T10	17.27	20
	P-V1b	2.94	6.00	Vérifier	7.717	9.46	2.7	9.46	2×11T10	17.27	20
	P-V1c	2.88	6.00	Vérifier	7.560	9.46	2.7	9.46	2×11T10	17.27	20
	P-V1d	4.41	6.00	Vérifier	11.57	9.46	2.7	11.57	2×11T10	17.27	20
B	P-V1a	3.65	6.00	Vérifier	9,581	9.46	2.7	9,581	2×11T10	17.27	20
	P-V1b	3.73	6.00	Vérifier	9,791	9.46	2.7	9,791	2×11T10	17.27	20
	P-V1c	3.39	6.00	Vérifier	8,898	9.46	2.7	9.46	2×11T10	17.27	20
	P-V1d	3.63	6.00	Vérifier	9,528	9.46	2.7	9,528	2×11T10	17.27	20

Voile V3 : P1 L=0.9m

Bloc	Trum-eaux	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	Condit-ion	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_h^{\min} (cm ²)	A_h (cm ²)	Choix	$A_h^{\text{adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
A	P-V1a	2.52	6.00	Vérifier	6.62	9.46	2.7	9.46	2×11T10	17.27	20
	P-V1b	2.44	6.00	Vérifier	6.40	9.46	2.7	9.46	2×11T10	17.27	20

P2 L=0.8m

Bloc	Trum-eaux	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	Condit-ion	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_h^{\min} (cm ²)	A_h (cm ²)	Choix	$A_h^{\text{adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
A	P-V1a	4.53	6.00	Vérifier	11.89	12.31	2.4	9.46	2×11T10	17.27	20
	P-V1b	4.32	6.00	Vérifier	11.34	12.31	2.4	9.46	2×11T10	17.27	20

Voile V4 : P1 L=2m

Bloc	Trum-eaux	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	Condit- ion	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	A_h (cm ²)	Choix	$A_h^{adopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
B	P-V1a	3.8	6.00	Vérifier	9.975	19.42	6.0	19.42	2×9T12	20.35	20

P2 L=2m

Bloc	Trum-eaux	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	Condit- ion	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	A_h (cm ²)	Choix	$A_h^{adopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
B	P-V1a	3.18	6.00	Vérifier	8.34	20.51	6.0	20.06	2×9T12	20.35	20

Voile V5 : P1 L=8.1m

Bloc	Trum-eaux	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	Condit- ion	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	A_h (cm ²)	Choix	$A_h^{adopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
B	P-V1a	4.01	6.00	Vérifier	10.52	34.87	24.3	34.87	2×20T12	45.22	20

Voile V6 : P1 L=5.2m

Bloc	Trum-eaux	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	Condit- ion	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	A_h (cm ²)	Choix	$A_h^{adopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
B	P-V1a	2.1	6.00	Vérifier	6.3	51.3	15.6	53.3	2×13T16	52.25	15

Tableau VI- 17: ferrailage horizontal des trumeaux.

➤ **Vérification :**

a) Contraintes de cisaillement : (RPA 99 /V2003Art7-7-2)

Les Contraintes de cisaillement dans le béton est donnée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} \quad \text{Déjà était vérifier dans le ferrailage horizontal}$$

b) Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour cet état, on considère : $N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{B+15.A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 18\text{MPa.}$$

Résultats de calculs sont indiqués dans les tableau suivant :

Voile V1 :

Bloc	Trumeaux	N_s (kN)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Condition
A	P-V1a	3276,32	2.46	18	Vérifier
	P-V1b	3542,46	2.66	18	Vérifier
	P-V1c	3858,58	2.90	18	Vérifier
	P-V1d	3298,07	2.48	18	Vérifier
B	P-V1a	3713,60	2.73	18	Vérifier
	P-V1b	3542,88	2.60	18	Vérifier
	P-V1c	4079,27	2.99	18	Vérifier
	P-V1d	4806,16	3.53	18	Vérifier

Voile V2 : P1 L=0.9m

Bloc	Trumeaux	P1				P2			
		N _s (kN)	σ _{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Condition	N _s (kN)	σ _{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Condition
A	P-V1a	352,76	1.86	18	Vérifier	491,19	1.43	18	Vérifier
	P-V1b	629,14	3.12	18	Vérifier	618,45	1.90	18	Vérifier
	P-V1c	617,06	3.06	18	Vérifier	609,07	1.87	18	Vérifier
	P-V1d	355,00	1.88	18	Vérifier	518,64	1.51	18	Vérifier
B	P-V1a	733,08	3.64	18	Vérifier	829,55	2.50	18	Vérifier
	P-V1b	395,51	2.09	18	Vérifier	692,07	2.13	18	Vérifier
	P-V1c	369,72	1.95	18	Vérifier	665,42	1.94	18	Vérifier
	P-V1d	709,45	3.52	18	Vérifier	887,99	2.50	18	Vérifier

Bloc	Trumeaux	P3			
		N _s (kN)	σ _{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Condition
A	P-V1a	449,76	2.23	18	Vérifier
	P-V1b	389,91	2.06	18	Vérifier
	P-V1c	378,50	2.00	18	Vérifier
	P-V1d	498,34	2.48	18	Vérifier
B	P-V1a	779,59	3.87	18	Vérifier
	P-V1b	720,16	3.58	18	Vérifier
	P-V1c	705,10	3.50	18	Vérifier
	P-V1d	770,07	3.83	18	Vérifier

Voile V3 :

Bloc	Trumeaux	P1				P2			
		N _s (kN)	σ _{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Condition	N _s (kN)	σ _{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Condition
A	P-V1a	830,82	4.13	18	Vérifier	525,23	2.94	18	Vérifier
	P-V1b	827,23	4.10	18	Vérifier	534,12	3.00	18	Vérifier

Voile V4 :

Bloc	Trumeaux	P1				P2			
		N _s (kN)	σ _{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Condition	N _s (kN)	σ _{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Condition
B	P-V1a	890,29	1.83	18	Vérifier	923,71	2.07	18	Vérifier

Voile V5 et V6:

Bloc	Trumeaux	V5				V6			
		N _s (kN)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Condition	N _s (kN)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Condition
B	P-V1a	7815,38	4.43	18	Vérifier	2457,86	2.94	18	Vérifier

Tableau VI.18: Vérification de la contrainte de l'état limite de service.

Remarque : Comme on a des voiles on presque les mêmes efforts et les mêmes formes don leur ferrailage est presque le même donc On propose de généralise le ferrailage pour ces voiles

Voile	Pier	L (m)	L _t (m)	L _c (m)	Choix de ferrailage par L _t	St (cm)	Choix de ferrailage par L _c	St (cm)
V1	P1	6.2	1.1	4.04	2×6T14	15	2×20T14	20
V2	P1	0.9	0.2	0.5	2×2T16	10	2×2T14	20
	P2	1.6	0.65	0.3	2×6T16	10	2×1T14	20
	P3	0.9	0.2	0.5	2×2T16	10	2×2T14	20
V3	P1	0.9	0.25	0.4	2×2T16	10	2×2T14	20
	P2	0.8	/	0.8	/	/	2×4T14	20
V4	P1	2	0.2	1.6	2×2T12	10	2×8T14	20
	P2	2	0.4	1.2	2×4T14	10	2×6T14	20
V5	P1	8.1	2.62	2.86	2×17T14	15	2×14T14	20
V6	P1	5.2	2.09	1.02	2×20T16	10	2×5T14	20

Tableau VI-19 : ferrailage final vertical des trumeaux.

Voile	V1	V2			V3		V4		V5	V6
Pier	P1	P1	P2	P3	P1	P2	P1	P2	P1	P1
A_h <i>adopté</i> (cm ²)	2×14T16	2×11T10	2×11T10	2×11T10	2×11T10	2×11T10	2×9T12	2×9T12	2×20T12	2×13T16
Choix	56.27	17.27	17.27	17.27	17.27	17.27	20.35	20.35	45.22	52.25
S_t (cm)	15	20	20	20	20	20	20	20	20	15

Tableau VI- 20 : ferrailage final horizontal des trumeaux

B) Ferrailages des linteaux :

Le ferrailage se faire selon RPA

Exemple de calcul de linteaux S1 de voiles V6 : (h=1.83m ; e = 0.2m ; l = 1.7m)

On a : $\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d}$ avec $\bar{V} = 1.4 V_u$ calcul

Avec $V_u = 569.32$ kN $b_0 = 20$ cm $d = 0.9h = 0.9 \times 183 = 164.7$ cm

Donc $1.4V_u = 797.05$ kN d'où : $\tau_b = \frac{797.05 \times 10^3}{200 \times 1647} = 2.41$ MPa on doit la compare avec $\bar{\tau}_b =$

$0,2f_{c28} = 6$ MPa

$\tau_b = 2.41$ MPa < $\bar{\tau}_b = 6$ MPa la condition de la contrainte de cisaillement est vérifiée.

Ferrailage du linteau :

On a $\tau_b = 2.41$ MPa > $0.06f_{c28} = 1.8$ MPa donc en est de le 2eme cas selon le RPA

Armatures longitudinales A_D :

Ce linteau est sollicité en flexion simple Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$A_D = \frac{V}{2f_e \sin \alpha}$ avec $\tan \alpha = \frac{h-2d'}{l}$ et $V = V$ calcul (sans majoration)

$\tan \alpha = \frac{h-2d'}{l} = \frac{1.83-2 \times 0.05}{1.7} = 1.017$ donc $\alpha = 45.48^\circ$

D'où $A_D = \frac{569.32 \times 10^3}{2 \times 500 \times \sin 45.48} = 7.91$ cm²

$A_D^{\min} = 0.0015b.h = 0.0015 \times 20 \times 183 = 5.49$ cm²

Soit 8T14=12.3cm² maintenues par des cadres Ø 6 espacés de 10 cm

A ces armatures h il y a lieu d'ajouter des armatures longitudinales (supérieures et inférieures),

armatures transversales et des armatures de peau suivant les minimums réglementaires

- Armatures minimales longitudinales A_L et A'_L :

$(A_L^{\min}, A'^{\min}_L) \geq 0.0015b.h = 0.0015 \times 20 \times 183 = 5.49$ cm² Soit 4T14=6.15cm²

- Armatures minimales transversales A_T :

$\tau_b = 2.41$ MPa > $0.025f_{c28} = 0.75$ MPa donc $A_T^{\min} > 0.025 \times b \times S$

Avec : S : espacement des armatures transversales

$S \leq h/4 = 45.75$ cm

On prend : $S = 20$ cm.

$A_T^{\min} > 0.025 \times 20 \times 20 = 1$ cm². On prend 2T10 = 1.57 cm².

On dispose le premier cadre à 5 cm et le deuxième à 20 cm.

- Armatures minimales de peau A_c : (en section courante)

$A_c \geq 0.002 b h = 0.002 \times 20 \times 183 = 7.30$ cm² disposées en 2 nappes Soit 8T12= 9.04 cm²

Ancrage des armatures dans les trumeaux :

$A_l \geq h/4 + 50\emptyset = 183/4 + 50 \times 1.6 = 125.75$ cm $A_l = 125$ cm

Résultats de calculs pour autre linteaux des voiles sont indiqués dans le tableau suivant :

Voile V1 :**S1 L=2.2m h=1.80m**

Bloc	Bloc A				Bloc B			
Linteaux	S1-V1a	S1-V1b	S1-V1c	S1-V1d	S1-V1a	S1-V1b	S1-V1c	S1-V1d
Vu	694.5	571.7	577.3	661.00	497.2	556.6	535.7	692.75
\bar{V}	972.3	800.38	808.32	925.4	696.08	779.24	749.98	969.85
τ_b	3.38	2.47	2.49	2.85	2.14	2.40	2.31	3.00
$\bar{\tau}_b$	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00
Condition	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier
$0.06f_{c28}$	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8
Cas	2 ^{eme}	2 ^{eme}	2 ^{eme}	2 ^{eme}	2 ^{eme}	2 ^{eme}	2 ^{eme}	2 ^{eme}
$\alpha(^{\circ})$	33.20	33.20	33.20	33.20	33.20	33.20	33.20	33.20
A_D (cm ²)	12.2	10.43	10.54	12.06	9.07	10.16	9.78	12.64
A_{Dmin} (cm ²)	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4
Choix	8T14	8T14	8T14	8T14	8T14	8T14	8T14	8T14
A_L^{min}, A'_{Lmin} (cm ²)	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4
Choix	4T14	4T14	4T14	4T14	4T14	4T14	4T14	4T14
Ancrage A_l (cm)	145	145	145	145	145	145	145	145
A_T (cm ²)	1	1	1	1	1	1	1	1
Choix	2T10	2T10	2T10	2T10	2T10	2T10	2T10	2T10

Tableau VI- 21 : ferrailage de linteaux de voile V1

Voile V2 :

S1 L=1.6m h=2.2m

S1 L=1.6m h=2.2m

Bloc	Bloc A				Bloc B				Bloc A				Bloc B			
	S1-V2a	S1-V2b	S1-V2c	S1-V2d	S1-V2a	S1-V2b	S1-V2c	S1-V2d	S2-V2a	S2-V2b	21-V2c	S2-V2d	S2-V2a	S2-V2b	S2-V2c	S2-V2d
Vu	611.48	642.12	635.47	601.46	871.16	685.74	760	710.80	705.15	693.08	677.44	689.56	813.63	759.87	821.32	732.73
\bar{V}	856.07	898.96	889.65	842.05	1219.6	960.04	1064	995.13	987.21	970.03	978.42	965.38	1140	1063.8	1149.8	1025.8
τ_b	2.16	2.27	2.24	2.12	3.07	2.42	2.68	2.51	2.49	2.45	2.39	2.43	2.87	2.68	2.0	2.59
$\bar{\tau}_b$	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6
Condition	Vérifie	Vérifie	Vérifie	Vérifie	Vérifie	Vérifie	Vérifie	Vérifie	Vérifie	Vérifie	Vérifie	Vérifie	Vérifie	Vérifie	Vérifie	Vérifie
$0.06f_{c28}$	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18
Cas	2 ^{ème}	2 ^{ème}	2 ^{ème}	2 ^{ème}	2 ^{ème}	2 ^{ème}	2 ^{ème}	2 ^{ème}	2 ^{ème}	2 ^{ème}	2 ^{ème}	2 ^{ème}	2 ^{ème}	2 ^{ème}	2 ^{ème}	2 ^{ème}
$\alpha(^{\circ})$	47.72	47.72	47.72	47.72	47.72	47.72	47.72	47.72	47.72	47.72	47.72	47.72	47.72	47.72	47.72	47.72
A _D (cm ²)	8.26	8.76	8.58	8.12	11.77	9.26	10.27	9.60	9.52	9.36	9.15	9.31	10.99	10.26	11.09	9.90
A _{Dmin} (cm ²)	6.60	6.60	6.60	6.60	6.60	6.60	6.60	6.60	6.60	6.60	6.60	6.60	6.60	6.60	6.60	6.60
Choix	8T14	8T14	8T14	8T14	8T14	8T14	8T14	8T14	8T14	8T14	8T14	8T14	8T14	8T14	8T14	8T14
A _L ^{min} ,A' ^{min} _L (cm ²)	6.60	6.60	6.60	6.60	6.60	6.60	6.60	6.60	6.60	6.60	6.60	6.60	6.60	6.60	6.60	6.60
Choix	4T16	4T16	4T16	4T16	4T16	4T16	4T16	4T16	4T16	4T16	4T16	4T16	4T16	4T16	4T16	4T16
Ancrage A ₁ (cm)	135	135	135	135	135	135	135	135	135	135	135	135	135	135	135	135
A _T (cm ²)	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Choix	2T10	2T10	2T10	2T10	2T10	2T10	2T10	2T10	2T10	2T10	2T10	2T10	2T10	2T10	2T10	2T10

Tableau VI- 22: ferrailage de linteaux de voile V2

Voile V3 :

S1 L=1.6m h=2.2m

Voile V4 :

S1=S2 L=1.2m h=3.38m

Voile V6 :

S1 L=1.7m h=1.83m

Bloc	Bloc A	
Linteaux	S1-V2a	S1-V2b
Vu (kN)	508.00	518.23
\bar{V} (kN)	711.2	725.52
τ_b (MPa)	1.79	1.83
$\bar{\tau}_b$ (MPa)	6.00	6.00
Condition	Vérifie	Vérifie
$0.06f_{c28}$ (MPa)	1.18	1.18
Cas	2 ^{ème}	2 ^{ème}
α (°)	47.72	47.72
A_D (cm ²)	6.86	7.50
A_{Dmin} (cm ²)	6.60	6.60
Choix	8T14	8T14
A_L^{min}, A'^{min}_L (cm ²)	6.60	6.60
Choix	4T16	4T16
Ancrage A_l (cm)	135	135
A_T (cm ²)	1	1
Choix	2T10	2T10

Bloc B	
S1-V4	S2-V4
792.9	852.93
1110.06	1194.40
1.80	1.96
6.00	6.00
Vérifie	Vérifie
1.18	1.18
2 ^{ème}	2 ^{ème}
70	70
8.43	9.07
10.14	10.14
8T14	8T14
10.14	10.14
4T16	4T16
165	165
1	1
2T10	2T10

Bloc B
S1-V4
569.32
797.05
2.41
6.00
Vérifie
1.18
2 ^{ème}
45.48
7.91
5.49
8T14
5.49
4T16
125
1
2T10

Tableau VI- 23: ferrailage de linteaux de voile V3-V4-V6

C) Ferrailage verticale des voiles des ascenseurs :

Bloc	Asc	L (m)	P (kN)	M (kNm)	σ_a (MPa)	σ_b (MPa)	Nature	L_t (m)	L_c (m)	A_{min} RPA (cm ²)	Choix	St (cm)
A	P11	2.85	11456.91	302.52	18.98	21.21	SEC	/	2.85	3	2×18T12	15
	P12	2.65	7277.18	360.00	12.19	15.26	SEC	/	2.65	3	2×17T12	15
	P13	2.95	9348.76	650.00	13.60	18.08	SEC	/	2.95	3	2×19T12	15
A	P31	2.45	8455.80	73.08	16.90	17.62	SEC	/	2.45	3	2×15T12	15
	P32	2.30	7689.00	152.04	15.85	17.57	SEC	/	2.30	3	2×14T12	15
	P33	2.00	2960.77	1000.00	1.12	10.72	SEC	/	2.00	3	2×12T12	15
B	P11	2.65	6409.52	2909.63	3.12	21.06	SEC	/	2.65	3	2×17T12	15
	P12	2.50	10594.03	1318.81	14.85	27.51	SEC	/	2.50	3	2×16T12	15
	P13	2.95	8692.56	2812.19	5.03	24.42	SEC	/	2.95	3	2×19T12	15

Tableau VI- 24: Choix de ferrailage verticale des voiles d'ascenseurs.

D) Ferrailage horizontale des voiles des ascenseurs :

Bloc	Asc	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	Condit- ion	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	A_h (cm ²)	Choix	$A_h^{adopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
A	P11	1.17	6.00	Vérifier	2.04	27.12	8.55	27.12	2×20T10	31.40	20
	P12	1.88	6.00	Vérifier	3.29	25.62	7.95	25.62	2×20T10	31.40	20
	P13	1.87	6.00	Vérifier	3.27	28.64	8.85	28.64	2×20T10	31.40	20
A	P31	1.93	6.00	Vérifier	3.37	22.60	7.35	22.60	2×20T10	31.40	20
	P32	2.32	6.00	Vérifier	4.06	21.10	6.90	21.10	2×20T10	31.40	20
	P33	1.96	6.00	Vérifier	3.43	18.08	6.00	18.08	2×20T10	31.40	20
B	P11	1.64	6.00	Vérifier	2.87	25.62	7.95	25.62	2×20T10	31.40	20
	P12	1.71	6.00	Vérifier	2.99	24.11	7.50	24.11	2×20T10	31.40	20
	P13	2.21	6.00	Vérifier	3.86	28.64	8.85	28.64	2×20T10	31.40	20

Tableau VI- 25: Choix de ferrailage horizontale des voiles d'ascenseurs.

Bloc	Trumeaux	N_s (kN)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Condition
A	P11	1152,09	1.83	18	Vérifier
	P12	1983,88	3.74	18	Vérifier
	P13	1971,73	3.34	18	Vérifier
A	P31	874,92	1.62	18	Vérifier
	P32	910,55	1.80	18	Vérifier
	P33	884,54	2.00	18	Vérifier
B	P11	2634,26	4.48	18	Vérifier
	P12	1512,51	3.02	18	Vérifier
	P13	1291,77	2.19	18	Vérifier

Tableau VI.26: Vérification de la contrainte de l'état limite de service.

VI.4.6. Schéma de ferrailage des voiles :

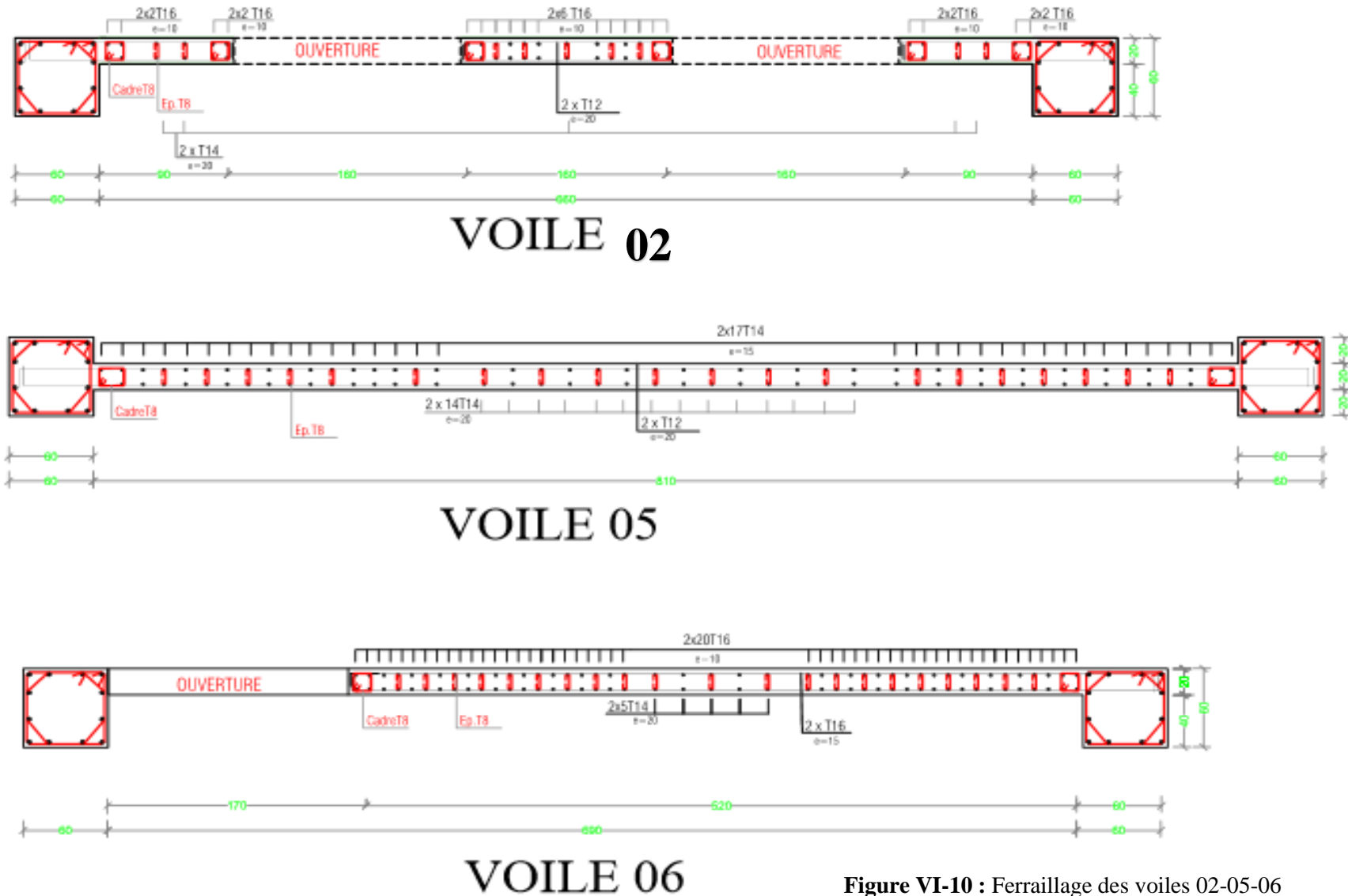
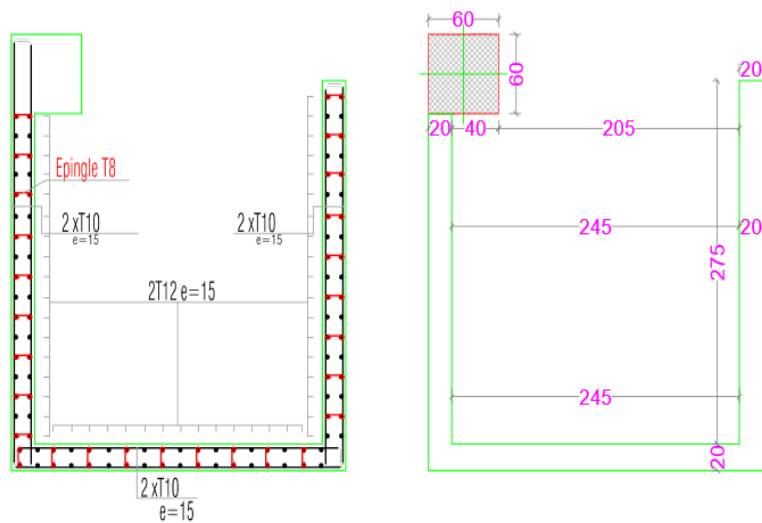


Figure VI-10 : Ferrailage des voiles 02-05-06



ASCENSEUR.01 + ASCENSEUR.02

Figure VI.11 : Ferrailage des ascenseurs 01 et 02

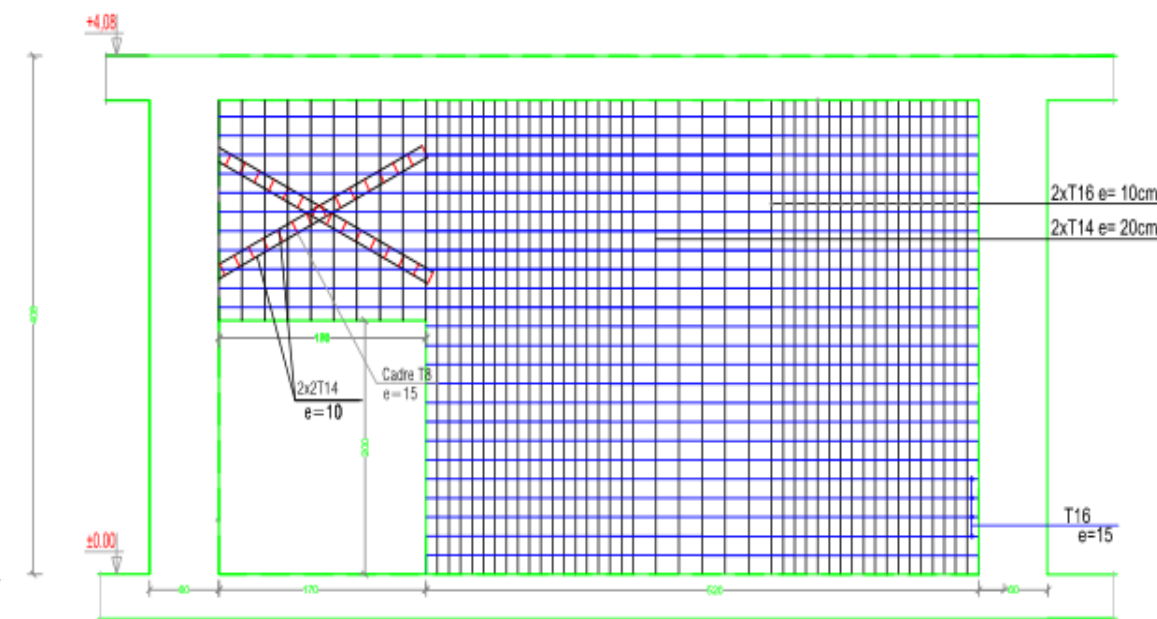


Figure VI.12 : Ferrailage transversal du voile 06

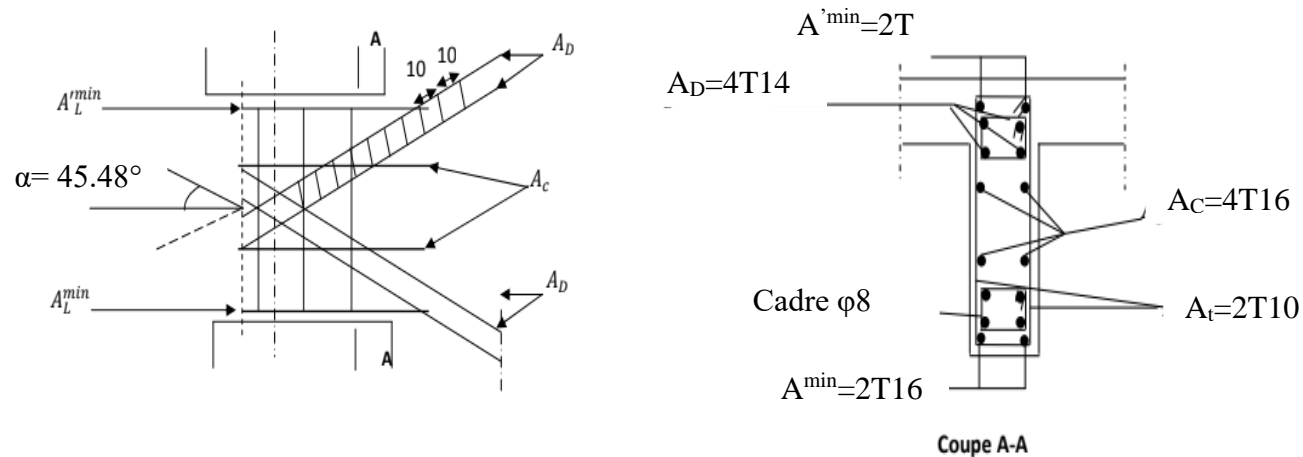


Figure VI.13 : Ferrailage du linteau de voile 06

VI.5. CONCLUSION

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et transmission des sollicitations, donc ils doivent être correctement dimensionnés et bien armés, afin d'arriver à une structure durable économique et performante vis à vis au chargement dynamique.

Chapitre VII

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VII.1.1 INTRODUCTION

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmise toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Dont elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

➤ Le rôle assuré par les fondations

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, 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.

➤ Classification des fondations

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain. En fonction des caractéristiques et les charges de la superstructure on les classe en :

A. Fondation profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans le cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur.

Les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits

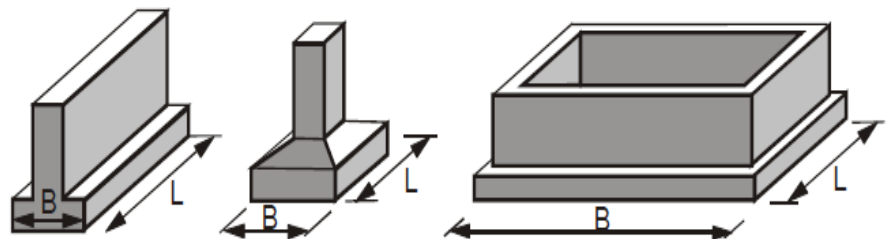


Figure VII- 3: Schéma des Fondations superficielles

B. Fondations superficielles :

-En général on dit qu'une fondation est superficielle toutes fondations dont l'encastrement D dans le sol ne dépasse pas quatre (04) fois la largeur B (cote la plus petite de la semelle).

-Le rapport de ces dimensions doit vérifier l'inégalité suivante : $\frac{D}{B} < 4$

Elles sont utilisées pour des sols de bonnes capacités portantes

- Semelles isolées, filantes.
- Radier général.

➤ **Études géotechniques du sol :**

La valeur de la contrainte du sol est donnée par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages sont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de soudage effectuées a laboratoire de mécanique des sols. Une étude préalable du sol à donner la valeur **2bar** pour la contrainte admissible du sol σ_{sol}

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La Nature de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain et sa résistance.
- Profondeur du bon sol.
- Le tassement du sol.

VII.2. CHOIX DE TYPE FONDATION

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

N : calculé par la combinaison *ELS*

Le bâtiment étudié est en voiles, donc la solution des semelles isolées est à écarter.

On peut connaître le type de fondation par le pourcentage de surface de la fondation sur surface de la structure

- Bloc A

$$S_{\text{fond}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} \quad \text{Avec } N=1.1(G+Q)=99137.56 \text{ kN et } \sigma_{\text{sol}}=200 \text{ kN/m}^2$$

$S_{\text{fond}} \geq 495.68 \text{ m}^2$ et $S_{\text{bati}}=751.68\text{m}^2$ donc $\frac{S_{\text{fond}}}{S_{\text{bati}}} = 66\% > 50\%$ generalment on peut opter pour un radier général

- Bloc B

$$S_{\text{fond}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} \quad \text{Avec } N=1.1(G+Q)=122611.34 \text{ kN et } \sigma_{\text{sol}}=200 \text{ kN/m}^2$$

$S_{\text{fond}} = 613.06 \text{ m}^2$ et $S_{\text{bati}}=991.44\text{m}^2$ donc $\frac{S_{\text{fond}}}{S_{\text{bati}}} = 62\% > 50\%$ generalment on peut opter pour un radier général

Conclusion : Il est donc recommandé d'opter un radier général dans les 2 blocs

VII.3. RADIER GÉNÉRAL

VII.3.1. Introduction

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée. Dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées. Dans notre cas, on a opté pour un radier (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

VII.3.2. Pre dimensionnement du radier :

- Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

- Selon la condition forfaitaire :

la dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$hd \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{870}{20} = 43.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit } hd = 45 \text{ cm}$$

hd : épaisseur du radier

L max : portée maximale. $L_{\max} = 870 \text{ cm}$

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale à :

- Selon la Condition de rigidité : (Condition de longueur élastique)

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{\max}$$

est rigide s'il vérifie :

$$\text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot K \cdot b \cdot L_{\max}^4}{E \cdot \pi^4}}$$

L: le plus grand coté du panneau le plus grand $L = 8.7 \text{ m}$.

h : épaisseur de radier ($h=140 \text{ cm}$).

l_e : Longueur d'élasticité.

E : Module de déformation longitudinale instantané $E = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 34179.55 \text{ Mpa}$ □

I : Inertie de la section du radier, $I = bh^3/12$

K : Coefficient de raideur de sol, $K = 40000 \text{ KN/m}^2 = 40 \text{ MPa}$ (pour un sol moyen).

$b = l$: Largeur de la semelle par bande d'un mètre,

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 1 \times 8.7^4}{34179.55 \cdot \pi^4}} = 1.48 \text{ m}$$

On prend $h_n = 1.5 \text{ m}$

- Dalle flottante :

$$\frac{L}{50} \leq h \leq \frac{L}{40} \text{ (Dalle sur 4 appuis). } L_{\max} = 8.7 \text{ m}$$

$17.4 \leq h \leq 21.75$ On prend la hauteur de la dalle flottante égale à 20 cm

Conclusion :

On optera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

- ❖ (Hauteur de la nervure) : $h_n = 1.5\text{m}$
- ❖ (Hauteur du tablier) : $h_d = 45\text{ cm}$
- ❖ (Hauteur de la dalle flottante) : $h_t = 20\text{ cm}$

- **Détermination de la surface nécessaire du radier :**

➤ Bloc A

$$S_{\text{fond}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} \quad \text{Avec } N=1.1(G+Q) = 99137.56 \text{ kN et } \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$S_{\text{fond}} \geq 495.68 \text{ m}^2 \text{ et } S_{\text{bati}} = 751.68 \text{ m}^2$$

➤ Bloc B

$$S_{\text{fond}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} \quad \text{Avec } N=1.1(G+Q) = 122611.34 \text{ kN et } \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$S_{\text{fond}} = 613.06 \text{ m}^2 \text{ et } S_{\text{bati}} = 991.44 \text{ m}^2$$

On prend comme surface du radier celle du bâtiment.

Remarque :

Le BAEL, nous impose un débord minimal de largeur L_d qui sera calculé comme suite :

$$d \text{ (débord)} \geq \max(h/2; 30\text{cm}) = \max(140/2; 30\text{cm}) = 70\text{cm}$$

On opte pour un débord de largeur $L_{\text{débord}} = 70\text{ cm}$

- **Détermination de la surface de radier :**

la surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}}$

➤ Bloc A $S_{\text{rad}} = 811.3 \text{ m}^2$

➤ Bloc B $S_{\text{rad}} = 1365.3 \text{ m}^2$

VII.3.3. Détermination des efforts :

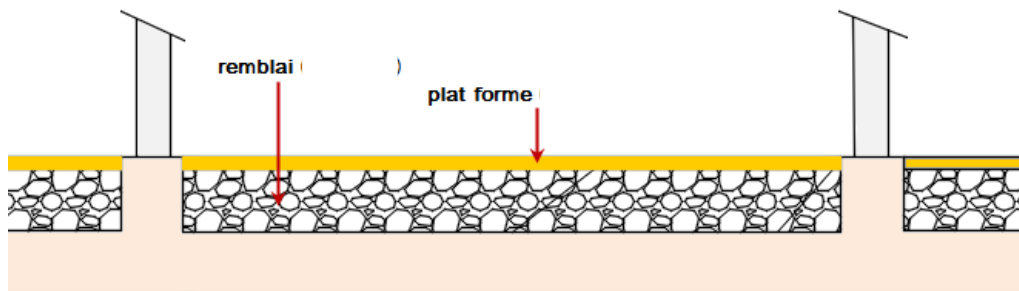


Figure VII-2: la coupe verticale de radier avec le remblayage et la plateforme.

- **Charge permanente :**

$G_t = G_{\text{bâtiment}} + G_{\text{radier}}$

Avec : $G_{\text{bâtiment}}$ (Tiré à partir du logiciel ETABS)

$G_{\text{radier}} = \text{Poids du tablier} + \text{poids des nervures} + \text{poids du remblai} + \text{poids de la dalle flottante.}$

- ❖ Poids du tablier = $S_{\text{radier}} \times h_{\text{tablier}} \times \text{poids volumique du béton}$
- ❖ Poids des nervures = $\text{longueur des nervures} \times b_n \times (h_n - h_{\text{tablier}}) \times \text{poids volumique du béton}$
- ❖ L : longueur de nervure. $L = \sum l_{ix} + \sum l_{iy}$ - nombre d'intersection de la nervure
- ❖ Poids du remblai = $[(S_{\text{radier}} \times (h_n - h_{\text{tablier}} - h_t) \times \text{poids volumique du remblai}]$
- ❖ Poids de la dalle flottante = $S_{\text{Bâtiment}} \times h \times 25$

- Bloc A
- ❖ G bâtiment = 72450.10 kN
 - Poids du tablier = $811.3 \times 0.45 \times 25 = 9127.125$ kN
 - $L_{\text{nerv}} = 87 + 57.6 - (6 \times 0.6) = 141$ m
 - Poids des nervures = $141 \times 0.6 \times (1.5 - 0.45) \times 25 = 2220.75$ kN
 - Poids du remblai = $811.3 \times (1.5 - 0.45 - 0.20) \times 18 = 12412.89$ kN
 - Poids de la dalle flottante = $811.3 \times 0.20 \times 25 = 4056.5$ kN
- ❖ G radier = $9127.125 + 2220.75 + 12412.89 + 4056.5 = 27817.26$ kN

$$G_t = 72450.10 + 27817.26 = 100267.36$$
 kN

- Bloc B
- ❖ G bâtiment = 89151.11 kN
 - Poids du tablier = $1365.3 \times 0.45 \times 25 = 15359.625$ kN
 - $L_{\text{nerv}} = 104.4 + 86.4 - (11 \times 0.6) = 184.2$ m
 - Poids des nervures = $184.2 \times 0.6 \times (1.5 - 0.45) \times 25 = 2901.15$ kN
 - Poids du remblai = $1365.3 \times (1.5 - 0.45 - 0.20) \times 18 = 20889.09$ kN
 - Poids de la dalle flottante = $1365.3 \times 0.20 \times 25 = 6826.50$ kN
- ❖ G radier = $15359.625 + 2901.15 + 20889.09 + 6826.50 = 45976.36$ kN

$$G_t = 89151.11 + 45976.36 = 135127.48$$
 kN

- **Charge d'exploitation**

Q tot = Q bâtiment + Q radier

Avec : Q bâtiment (Tiré à partir du logiciel ETABS)

Q radier = $1.5 \times S$ radier

- Bloc A
- ❖ Q radier = $1.5 \times 811.3 = 1216.95$ kN
- Q bâtiment = 17674.95 kN

$$Q_{\text{tot}} = 1216.95 + 17674.95 = 18891.90$$
 kN
- Bloc B
- ❖ Q radier = $1.5 \times 1365.3 = 2047.95$ kN
- Q bâtiment = 22313.74 kN

$$Q_{\text{tot}} = 2047.95 + 22313.74 = 24361.69$$
 kN

- **Combinaison d'actions :**

- Bloc A
- ELU : $N_u = 1,35 \times 100267.36 + 1.5 \times 18891.90 = 163698.80$ kN
- ELS : $N_s = 100267.36 + 18891.90 = 119159.26$ kN
- Bloc B
- ELU : $N_u = 1,35 \times 135127.48 + 1.5 \times 24361.69 = 218964.63$ kN
- ELS : $N_s = 135127.48 + 24361.69 = 159489.17$ kN

VII.3.4. Vérification :

• **Vérification à la contrainte de cisaillement :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,2f_{c28}; 5\text{MPa}) = 4\text{MPa}$

$b=1\text{m}$; $d=0.9h_d=0.405\text{m}$ et $T_u = \frac{qL}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2}$

Bloc	N_u (kN)	S (m ²)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Condition
A	163698.80	811.3	877.71	2.17	4	Vérifier
B	218964.63	1365.3	697.65	1.72	4	Vérifier

Tableau VII.1 Vérification Condition de cisaillement de radier

• **Vérification au poinçonnement :**

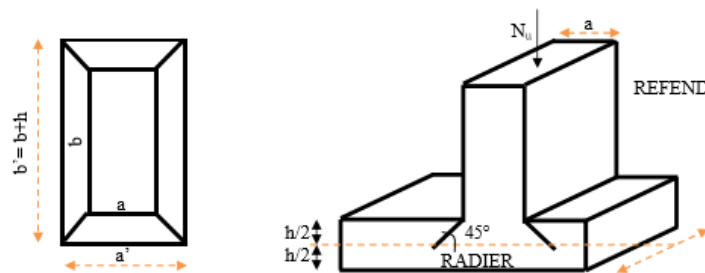


Figure VII- 3 Périmètre utile des voiles et des poteaux

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°, La vérification se fait par la formule suivante : $N_u \leq 0.07 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$ BAEL 91

Avec : μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau aussi pour le voile.

h : Epaisseur totale du radier

a : Epaisseur du voile ou du poteau

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m)

Calcul du périmètre utile μ_c :

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2 \times h) = 2 \times (0.6 + 0.6 + (2 \times 1.5)) = 8.4\text{m}$$

➤ Bloc A

$N_u = 7469.75$ kN l'effort normal maximum tiré de ETABS

$$0.07 \cdot \mu_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times 8400 \times 1500 \times \frac{30}{1.5} = 17640\text{kN}$$

➤ Bloc B

$N_u = 6129.28$ kN l'effort normal maximum tiré de ETABS

$$0.07 \cdot \mu_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times 8400 \times 1500 \times \frac{30}{1.5} = 17640\text{kN}$$

$N_u \leq 0.07 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$ condition vérifiée

• **Vérification de la stabilité du radier :**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.

Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

Les contraintes du sol sont données par :

- a) Sollicitation du premier genre :
à l'E.L.S : $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} < \sigma_{sol}$

Bloc	$N_{ser} (kN)$	S (m ²)	$\sigma_{ser} kN/m^2$	$\sigma_{sol} kN/m^2$	Condition
A	119159.26	811.3	146.87	200	Vérifier
B	159489.17	1365.3	116.82	200	Vérifier

Tableau VII.2 Vérification des contraintes du premier genre -radier-

- b) Sollicitation du second genre :

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2) avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

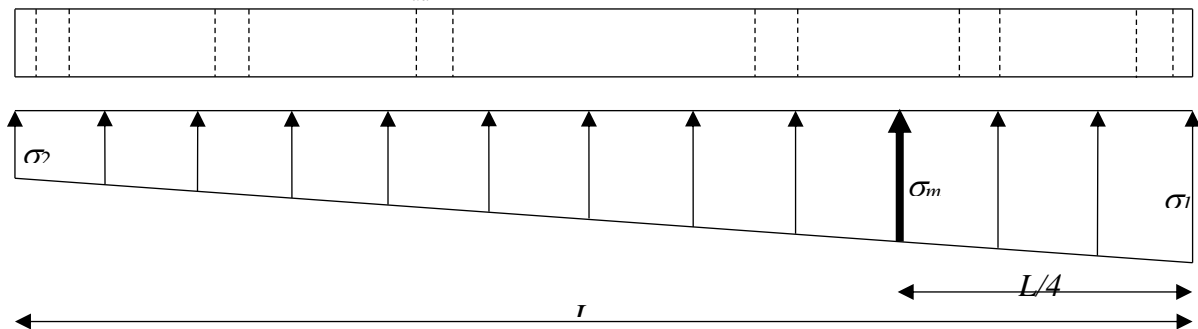


Figure VII- 4 : Contraintes sous le radier

On vérifie que :

- σ_1 ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$
- σ_2 reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier
- $\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$ Reste toujours inférieur à $1,33\sigma_{sol}$

Calcul de Moment de renversement (M) :

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec : M_0 : moment à la base de l'ouvrage ; T_0 : effort tranchant à la base (V_x, V_y) ; h :

profondeur de l'infrastructure (h=140cm).

Sens longitudinal x-x: (Tiré à partir du logiciel)

Bloc	$M_{0x} (kN.m)$	$T_{0x} (kN)$	h(m)	$M_x (kN.m)$
A	1208556.26	57544.60	1.5	1294873.16
B	1316797.67	61520.64	1.5	1409078.63

Tableau VII.3 : Moment à la base de l'ouvrage Sens longitudinal

Sens transversal y-y : (Tiré à partir du logiciel)

Bloc	M_{0y} (kN.m)	T_{0y} (kN)	h (m)	My (kN.m)
A	1206270.56	58841.56	1.5	1294532.90
B	1337465.78	63596.56	1.5	1432860.62

Tableau VII.4 : Moment à la base de l'ouvrage Sens transversal

Caractéristiques géométriques du radier :

a). Centre de gravité du radier :

Les coordonnées du centre de gravité et I_{xx} et I_{yy} de la structure sont données par SOCOTEC

forme

Bloc	X_G (m)	Y_G (m)	I_x (m ⁴)	I_y (m ⁴)
A	14.75	13.75	204502.6	235330.1
B	17.69	24.66	995299.1	586230.2

Tableau VII.5 : Les coordonnées du centre de gravité et I_{xx} et I_{yy} de la structure

; **Remarque :**

- Sens Longitudinal : $V=Y_G$ On prend : I_y
- Sens Transversal : $V=X_G$ On prend : I_x

Les résultats de vérification sont affichés dans le tableau suivant :

* **E.L.U :**

Sens longitudinal

Bloc	Nu_x (kN)	Mx (kN.m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	$1,5\sigma_{sol}$ (KN/m ²)	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)$ (KN/m ²)	$1,33\sigma_{sol}$ (KN/m ²)	Condition
A	163698.80	1294873.16	277.0852	126.4617	300	236.43	266	Vérifier
B	218964.63	1409078.63	219.393	101.3638	300	189.88	266	Vérifier

Tableau VII.6 : Vérification des contraintes -radier- Sens longitudinal

Sens Transversal

Bloc	Nu_x (kN)	My (kN.m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	$1,5\sigma_{sol}$ (KN/m ²)	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)$ (KN/m ²)	$1,33\sigma_{sol}$ (KN/m ²)	Condition
A	163698.80	1294532.90	294.7188	108.8281	300	248.24	266	Vérifier
B	218964.63	1432860.62	185.7324	135.0244	300	173.05	266	Vérifier

Tableau VII.7 : Vérification des contraintes -radier- Sens Transversal

* **E.L.S :**

Sens longitudinal

Bloc	N_{serx} (kN)	Mx (kN.m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	$1,5\sigma_{sol}$ (KN/m ²)	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)$ (KN/m ²)	$1,33\sigma_{sol}$ (KN/m ²)	Condition
A	119159.26	1294873.16	222.1958	71.55312	300	184.54	266	Vérifier
B	159489.17	1409078.63	175.8308	57.80159	300	146.32	266	Vérifier

Tableau VII.8 : Vérification des contraintes -radier- Sens longitudinal

Sens Transversal

Bloc	N_{serx} (kN)	My (kN.m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	$1,5\sigma_{sol}$ (KN/m ²)	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)$ (KN/m ²)	$1,33\sigma_{sol}$ (KN/m ²)	Condition
A	119159.26	1294532.90	239.8198	53.92911	300	193.35	266	Vérifier
B	159489.17	1432860.62	142.1702	91.46222	300	129.50	266	Vérifier

Tableau VII.9 Vérification des contraintes -radier- Transversal

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement

- Détermination de la sollicitation la plus défavorable :

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

$$\text{E.L.U} : \sigma_u = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 248.24 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{E.L.S} : \sigma_{ser} = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 193.35 \text{ KN/m}^2$$

• **Vérification au renversement :**

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 $1,5 \left(\frac{M_s}{M_R} > 1,5 \right)$

Avec :

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre

x-x ; $M_s = N_G X_G$

y-y ; $M_s = N_G Y_G$

Avec N_G = Poids propre de la superstructure (G_1) + Poids propre de l'infrastructure (G_2) + Poids propre du radier (G_3) + Poids de la surcharge d'exploitation (Q)

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismiques.

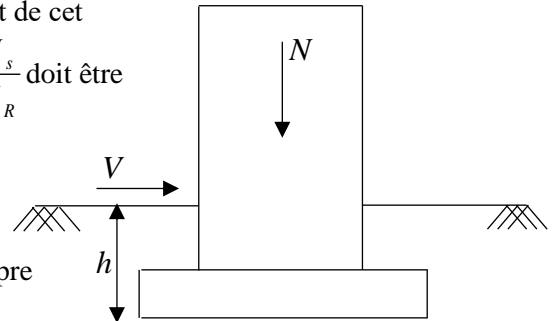


Figure VII- 5: Schéma statique du bâtiment

avec : $M_R = M_0 + V_0 h$

M_0 : Moment à la base de la structure

V_0 : Effort tranchant à la base de la structure

h : Profondeur d'ancrage.

* **Sens (x-x) :**

Bloc	M_s (kN.m)	M_R (kN.m)	$\frac{M_s}{M_R}$	Condition
A	2414557.30	1294873.16	1.86	Vérifier
B	3873484.30	1409078.63	2.75	Vérifier

Tableau VII.10 : Vérification au renversement sens (x-x)

* **Sens (y-y) :**

Bloc	M_s (kN.m)	M_R (kN.m)	$\frac{M_s}{M_R}$	Condition
A	2250858.50	1294532.90	1.74	Vérifier
B	5399667.77	1432860.62	3.77	Vérifier

Tableau VII.11 : Vérification au renversement sens (y-y)

Conclusion :

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à $1,5$; donc notre structure est stable dans les deux sens.

Remarque :

Vue qu'on a des valeurs convergentes dans les deux blocs, donc on opte un seul ferrailage celle de bloc A.

VII.3.5. Ferrailage du radier

VII.3.5.1 Ferrailage de la dalle :

Le radier se ferraille comme une dalle pleine renversé s'appuyant sur les nervures qui sont à sa partie supérieure et soumis à la réaction du sol. Nous appliquerons les mêmes étapes exposées dans le calcul du plancher à base de Poutrelles. La fissuration est considérée peu préjudiciable On distingue deux cas :

- $\rho < 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans un seul sens.
- - Moment en travée : $M_t = 0,85M_0$
- - Moment en travée : $M_a = 0,5M_0$ Avec : $M_0 = \frac{qL^2}{8}$
- $0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens. Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :
 - Dans le sens de la petite portée L_x : $M_x = \mu_x q L_x^2$
 - Dans le sens de la grande portée L_y : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x , μ_y sont données par les tables. Avec : $\rho = \frac{l_x}{l_y}$ avec $L_x < L_y$

Remarque : Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

a) Identification du panneau :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{7,2-0,6}{8,7-0,6} = 0,81 \implies \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Le poids du radier est entièrement repris par le sol, nous allons soustraire la contrainte due au poids propre de ce dernier de la contrainte moyenne max.

$$\begin{aligned} \text{E.L.U} : q_u &= \sigma_m^u \cdot 1m = 248,24 \text{ KN/ml} \\ \text{E.L.S} : q_{ser} &= \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 193,35 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

➤ Etat limite ultime :

$$q_u = \delta_{moy} - \frac{(g_{radier})}{S_{radier}} = 248,24 - \frac{27817,26}{811,3} = 213,95 \text{ KN.}$$

➤ Etat limite de service :

$$q_s = \delta_{moy} - \frac{(g_{radier})}{S_{radier}} = 193,35 - \frac{27817,26}{811,3} = 159,06 \text{ KN.}$$

➤ Calcul à l'état limite ultime :

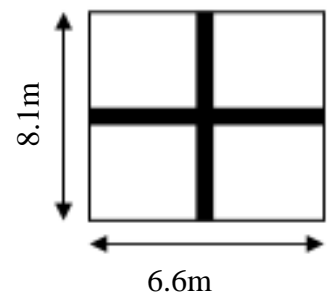
Les abaques de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y :

$$\rho = 0,81 \implies \begin{cases} \mu_x = 0,0550 \\ \mu_y = 0,6135 \end{cases}$$

b) Moments isostatiques :

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0,0550 \times 213,95 \times 6,6^2 = 512,58 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0,6135 \times 512,58 = 314,47 \text{ KN.m}$$



Remarque : Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

Sens x - x :

- Moment sur appuis : $M_a = 0,5 M_{0x} = 256.30 \text{ kN.m}$
- Moment en travée : $M_t = 0,85 M_{0x} = 435.70 \text{ kN.m}$

Sens y - y :

- Moment sur appuis : $M_a = 0,3 M_{0y} = 94.34 \text{ kN.m}$
- Moment en travée : $M_t = 0,85 M_{0y} = 267.30 \text{ kN.m}$

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

$f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,4 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 17 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; \sigma_s = 435 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 45 \text{ cm} ; d = 40.5 \text{ cm}$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Panneau 9	Sens XX		Sens YY	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
M_u (MN.m)	256.30	435.70	94.34	267.30
A_s (cm ²)	15.11	25.09	5.39	15.60
$A_{s \text{ min}}$ (cm ²)	4.47	4.47	4.47	4.47
Choix de Φ	5T20	8T20	5T14	5T20
A_s adopté (cm ²)	15.7	25.12	7.96	15.7
Espacement (cm)	20	10	20	20

Tableau VII.12: Le ferrailage à L'ELU.

Pourcentage minimal : $A_{s \text{ min}} = \text{Max} (A_{x \text{ min}}, A_{y \text{ min}}, A_{\text{min}})$

Suivant le petit côté : $A_{x \text{ min}} \geq 8h = 8 \times 0.45 = 3.6 \text{ cm}^2 / \text{m}$

Suivant le grand côté : $A_{y \text{ min}} \geq 8h [(3 - \alpha)/2] = 4.42 \text{ cm}^2 / \text{m} \dots\dots\dots \text{BAEL 91}$

Condition de non fragilité : $A_{\text{min}} = 0.23.b.d.f_{t28}/f_e = 4.47 \text{ cm}^2$

c) Vérification :

➤ **Vérification des espacements :**

Sens x-x :

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

$S_t = 20\text{cm} / 10\text{cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV.}$

Sens y-y :

$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$

$S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$

➤ **Vérification des contraintes à L'ELS :**

$v=0.2$ et $q_s=193.35$ kN

$\rho = 0.81 \implies \mu_x = 0.0617$ et $\mu_y = 0.7246$

$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0617 \times 193.35 \times 6.6^2 = 519.65$ KN.m

$M_y = \mu_y \times M_x = 0.7246 \times 519.65 = 376.54$ KN.m

Sens x - x :

- $M_a = 0,5 M_{0x} = 259.82$ kN.m

- $M_t = 0,85 M_{0x} = 441.70$ kN.m

Sens y - y :

- $M_a = 0,5 M_{0y} = 188.27$ kN.m

- $M_t = 0,85 M_{0y} = 320.05$ kN.m

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Sens xx :

Zone	M_{ser} [KN.m]	A_{adop} (cm ²)	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	condition
Appuis	259.82	15.7	12.17	18	Vérifiée
Travée	441.70	25.12	17.50	18	Vérifiée

Tableau VII.13 : Vérification des contraintes à l'ELS. Sens xx

Sens yy :

Zone	M_{ser} [KN.m]	A_{adop} (cm ²)	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	σ_{bc} [MPa]	condition
Appuis	188.27	7.96	11.50	18	Vérifiée
Travée	320.05	15.7	15.00	18	Vérifiée

Tableau VII.14 : Vérification des contraintes à l'ELS Sens yy

✓ Pour l'acier aucune vérification car les fissurations sont peu préjudiciables.

VII.3.5.2 Ferrailage des nervures :

Les nervures considérées comme des poutres doublement encastées $h = 150$ cm ; $b = 60$ cm ; $c = 5$ cm

Le calcul se fera en flexion simple (voir annexe) avec les sollicitations les plus défavorables dans chaque élément en considérant la fissuration comme étant peut préjudiciable.

b) Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (**BAEL91 (1)**)

$$M_a = 0,5M_0 \quad M_t = 0,85M_0 ; \text{ avec } M_0 = \frac{Pl^2}{8}$$

On a : E.L.U : $p_u = 248.24$ KN/ml

E.L.S : $p_{ser} = 193.35$ KN/ml

c) Calcul des armatures longitudinales :

$b=60$ cm ; $h=150$ cm $\implies d=135$ cm.

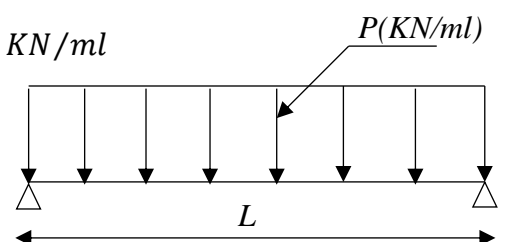


Figure VI.6 : Schéma statique

Le calcul du ferrailage est en flexion simple, (voir annexe) car la nervure est sollicitée par seulement un moment fléchissant M On a utilisé le logiciel de calcul (socotec) et les armature de répartition $A_r = \frac{A_s}{4}$

* Sens longitudinal : L=6.6m ; M_{0u}=1351.66 kN.m

	M_u (KNM)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	A_r (cm ²)	Choix	A_r^{adp} (cm ²)
En travée	1148.91	18.76	6T20	18.84	4.69	4T20	12.56
Sur appuis	675.83	10.90	4T20	12.56	2.72	4T20	12.56

Tableau VII.15 : Ferrailage des nervures (sens longitudinal)

* Sens transversal : L=8.1m ; M_{0u}=2035.87 kN.m

	M_u (KNM)	A_s^{cal} (cm ²)	choix	A_s^{adp} (cm ²)	A_r (cm ²)	Choix	A_r^{adp} (cm ²)
En travée	1730.50	28.69	8T20+2T16	29.14	7.17	4T20	12.56
Sur appuis	1017.91	16.56	4T20+2T16	16.58	4.14	4T20	12.56

Tableau VII.16 : Ferrailage des nervures (sens transversal)

c) Vérifications nécessaires :

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23.b.d.f_{t28}/f_c = 8.34cm^2 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

➤ **Vérification des contraintes à l'E.L. S :**

	Sens	M _{ser} (KNm)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Condition
En travée	Long.	894.87	18.84	12.56	29.93257	3698045	7,24	18	Verifiee
	Trans.	1347.85	29.14	12.56	36.15644	5300153	9,19		Verifiee
Sur appuis	Long.	526.40	12.56	12.56	25.04792	2610976	5,04		Verifiee
	Trans.	792.85	16.58	12.56	28.30181	3318052	6,76		Verifiee

Tableau VI.17 : Contraintes de béton et d'acier

✓ Pour l'acier aucune vérification car les fissurations sont peu préjudiciables.

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :** (voir annexe)

* Sens longitudinal :

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{248.24 \times 6.1}{2} = 757.13kN$$

$$\tau_u = \frac{757.13 \times 10^3}{600 \times 1350} = 0.93MPa < \overline{\tau}_u = 5MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

* Sens transversal :

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{193.35 \times 8.1}{2} = 783.07KN$$

$$\tau_u = \frac{783.07 \times 10^3}{600 \times 1350} = 0.97MPa < \overline{\tau}_u = 5MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

d) Armatures transversales :

D'après l'**RPA** les armatures transversales ne doivent pas de :

$$\begin{cases} A_t \geq 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l\right) = 24\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale.} \\ S_t \leq \frac{h}{2} = 75\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante.} \end{cases}$$

D'après le **BAEL** :

$$\begin{cases} \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ S_t \leq \text{Min}(0,9d ; 40\text{cm}) = 40\text{cm} \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

Avec : $f_e=500\text{MPa}$; $f_{t28}=2,4\text{MPa}$; $b=60\text{cm}$; $d=135\text{cm}$

On prend $S_t=15\text{ cm}$ en zone nodale.

On prend $S_t=20\text{ cm}$ en zone courante.

Soit $A_t= 4\text{HA}12= 4.52\text{ cm}^2$ (2 cadres)

• Armature transversales minimales:

En zone nodale : $A_t=4.52\text{ cm}^2 > A_{\text{min}}= 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 60=2.7\text{ cm}^2$

En zone courante: $A_t=4.52\text{ cm}^2 > A_{\text{min}}= 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 60= 3.6\text{ cm}^2$

e) Armatures de peau : (BAEL91, Art 4.5.34)

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section étant au moins égale à 3 cm²/ml (fissuration préjudiciable) de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en dehors des zones. Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 150 cm.

$A_p=3\text{cm}^2/\text{ml} \times 1.5\text{ m} = 4.2\text{ cm}^2$ par paroi. Soit : $3\text{HA}14= 4.62\text{ cm}^2$ par paroi.

VII.3.5.3 Ferrailage des débords :

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur $l=70\text{cm}$; le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur $b=1\text{m}$

$h=45\text{cm}$ $q_u=248.24\text{ kN}$

$L=0.7\text{m}$ $q_s=193.35\text{ kN}$

-Calcul à L'ELU :

$$M_u = \frac{248.24 \times 0.7^2}{2} = 60.76\text{KN.m}$$

Nous remarquons que le moment calculé M_u est très petit par rapport a celle calculé au panneau du radier M_t ce qui nous donne des armatures faibles que celle obtenues aux appuis de rive, nous convenons ainsi de ferrailer le débord par prolongement des armatures destinées aux appuis de rive du radier.

VII.4. ETUDE DU VOILE PÉRIPHÉRIQUE

VII.4.1. Introduction

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous-sol et les fondations.

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux conditions minimales exigées par le règlement **RPA99**.

VII.4.2. Prédimensionnement

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Épaisseur $e \geq 15cm$; on a $e=20cm$.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum du ferrailage est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical). ($A_h=A_v=0,1\%B$)
- La longueur de recouvrement est de 50ϕ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

VII.4.3. Évaluation des charges

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres.

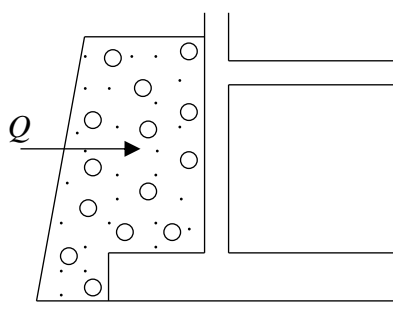


Figure VII.7 : Coupe verticale du voile périphérique

Dans notre cas, on considère le tronçon le plus défavorable : $L_x=4,08 m$; $L_y= 6,6 m$; $e = 20 cm$.

Les charges et surcharges prises uniformément réparties sur une bande de $1m$ à la base du voile (cas le plus défavorable).

Selon **BAEL91 modifié 99**, la charge des poussées des terres est donnée par : $Q=A.\gamma.H$

Avec :

Q : Contrainte à la base sur une bande de $1 ml$.

A : Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

γ : Poids spécifique des terres. $\gamma_h=20,8KN/m^3$

H : Hauteur du voile= $4.08m$

$$\phi = 27^\circ \Rightarrow A = f(\phi) = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0,376$$

Donc :

$$Q=A.\gamma.H.=31.90KN/ml \Rightarrow Q_u=1,35Q=43.07KN/m$$

- **Effort dans la dalle**

$1 > \frac{L_x}{L_y} = 0,618 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens..... $\mu_x=0,0808$; $\mu_y=0,3075$

$$M_x = \mu_x Q_u L_x^2 = 58,77 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 18,07 \text{ kNm}$$

* Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 49,99 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 15,35 \text{ kNm}$$

* Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 29,38 \text{ kNm}$$

VII.2.4. Calcul du ferrailage

$b=100\text{cm}$; $h=20\text{cm}$; $d=18\text{cm}$; $\sigma_{bc}=17 \text{ MPa}$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

	Sens	M _u (KNm)	A ^{cal} _s (cm ²)	Choix	A ^{adp} _s (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	49.99	6.72	6T12	6,79	18
	y-y	15.35	2	5T10	3,93	20
Appuis	x-x et y-y	29.38	3.86	5T10	3,93	20

Tableau VII.18 : Ferrailage du voile périphérique

- **Condition de non fragilité**

Pour les dalles travaillent dans les deux sens et $12 \leq h_0 \leq 30$ [cm]

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{min} ; A_x^{min} = \rho_0 \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{min} ; A_y^{min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0=0,0006$ pour les barres de FeE500

$$\begin{cases} A_x^{min} = 0,0006 \left(3 - \frac{4,08}{6,6} \right) \frac{100 \times 20}{2} = 1,43 \text{ cm}^2 \\ A_y^{min} = 0,0006 \times 100 \times 20 = 1,20 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

◆ En travée :

$$\begin{cases} A_x = 6,79 \text{ cm}^2 > 1,43 \text{ cm}^2 \\ A_y = 3,93 \text{ cm}^2 > 1,20 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

◆ Sur appuis :

$$\begin{cases} A_x = 3,93 \text{ cm}^2 > 1,43 \text{ cm}^2 \\ A_y = 3,93 \text{ cm}^2 > 1,20 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

VII.2.5. Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 71,59 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 97,36 \text{ kN}$$

$$T_u^{max(T_x; T_y)} = 97,36 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{97,36 \cdot 10^3}{1000 \times 180} = 0,54 \text{ MPa} < 1,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

VII.2.6. Vérification à l'ELS

a). Evaluation des sollicitation à l'ELS :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,618 > 0,4 \Rightarrow ; Q_{ser} = 31,90 \text{ KN/ml}$$

$$\mu_x = 0,0857$$

$$\mu_y = 0,4781$$

$$M_x = \mu_x Q_{ser} l^2_x = 11,15 \text{ KNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 5,33 \text{ KNm}$$

* Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 9,47 \text{ KNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 4,53 \text{ KNm}$$

* Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 5,57 \text{ KNm}$$

b). Vérification des contraintes: (voir annexe)

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés.

	Sens	M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	9,47	6,79	19,77	1506903	0,1242	18	OK
	y-y	4,53	3,93	15,33	916271,3	0,0758	18	OK
Appuis	x-x et y-y	5,57	3,93	15,33	916271,3	0,0932	18	OK

Tableau VII.19 : vérification des contraintes à l'E.L. S

d) Vérification de la flèche (voir annexe)

$$On a \Rightarrow \begin{cases} 0,050 > 0,042 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ 0,050 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ 3,77 \cdot 10^{-3} < 4 \cdot 10^{-3} \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

Les trois conditions sont vérifiées. Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

VII.5. SCHEMA DE FERRAILLAGE

VII.5.1 Schéma de ferrailage de la nervure :

On propose le même ferrailage dans les 2 sens longitudinal et transversal

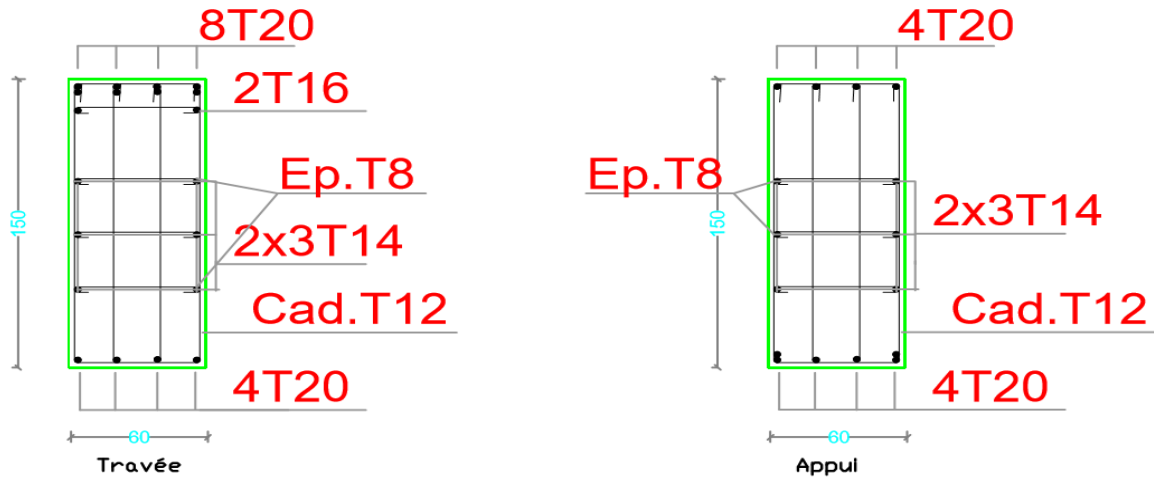


Figure VII.8 : Ferrailage de la nervure

VII.5.2 Schéma de ferrailage du radier

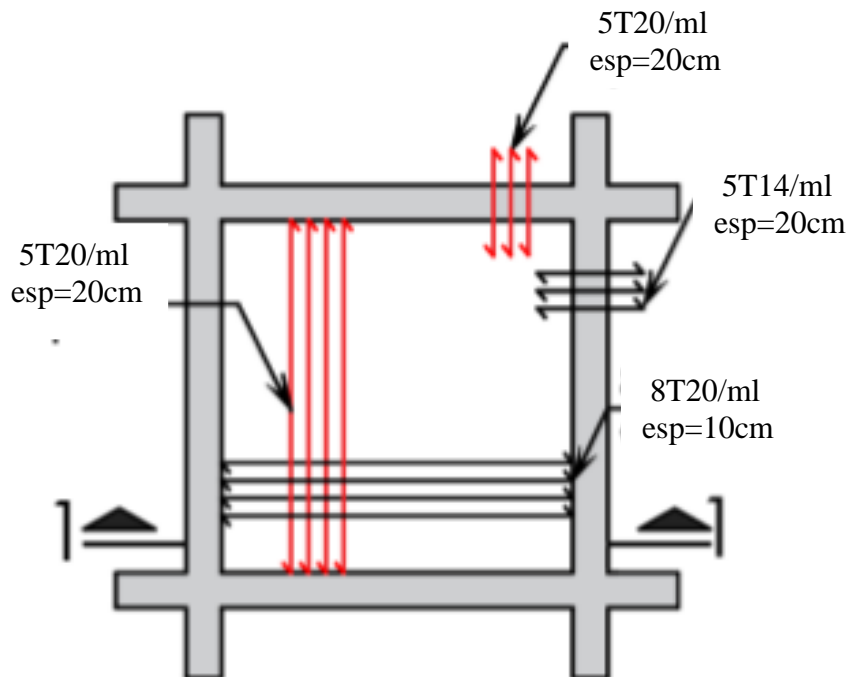


Figure VII.9 : Ferrailage du radier

VII.5.3 Schéma de ferrailage du voile périphérique

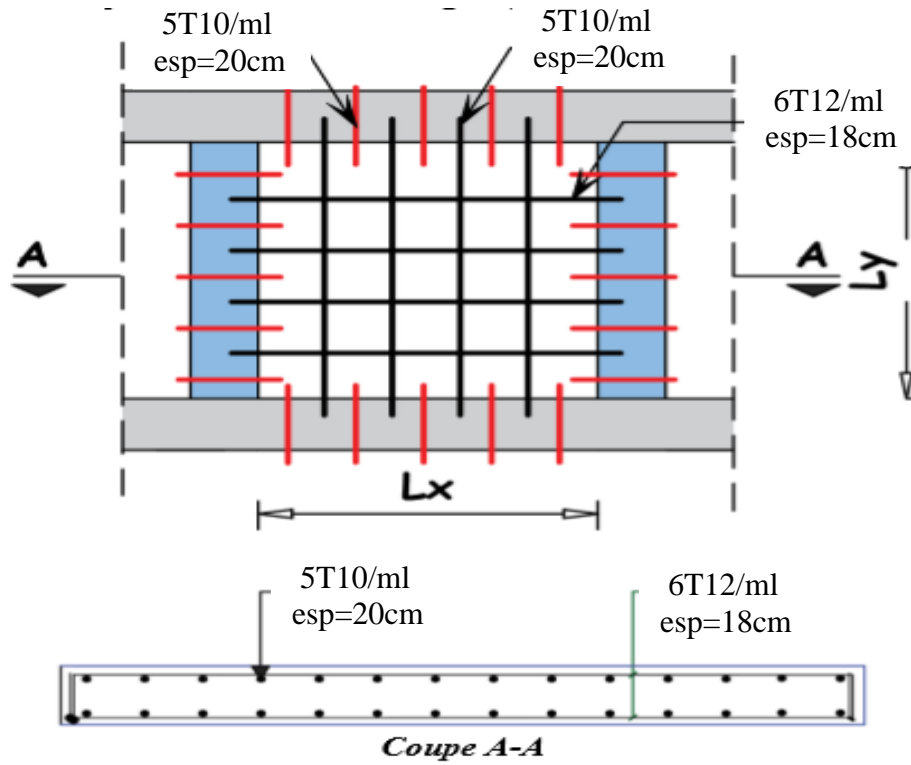


Figure VII.10 : Ferrailage du voile périphérique

VII.6. CONCLUSION

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul des ouvrages. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres tel que l'importance de l'ouvrage, des surcharges et de la nature du sol.

Nous avons procédé à un calcul avec un radier nervuré qui été calculé comme un planché renversé, le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Un voile périphérique est prévu pour supporter l'action de pousser de terre exercée sur le sous-sol ce voile

Eté calculée comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis.

CONCLUSION GENERALE

Le thème d'étude sismique et thermique d'un hôpital a été pour nous une grande expérience sur la mise en point d'un édifice d'importance majeure doté de grandes travées et sous l'effet thermique vu la grandeur du projet, et l'action imprédictible du séisme qui nous on permit d'avoir une idée sur les dimensions des éléments constituant l'hôpital en question.

Rien qu'en constatant le nombre de vérifications établies ainsi que les calculs émis, Nous démontre l'importance de l'étude lors de la conception d'un ouvrage, ayant comme rôle de prévisions des charges à supporter ainsi que les quantités de ferrailage à adopter, faisabilité du projet en question par rapport à plusieurs paramètres dont le type de sol du site, sans oublier le rôle économique et sécuritaire.

Cette étude a été effectuée en grande partie grâce à l'assimilation des années d'apprentissage en matière de génie civil et ses applications, ainsi qu'une connaissance sur terrain des différentes étapes de l'exécutions et réalisations de l'ouvrage, il faut souligner aussi que l'étude a même élargie notre pensée sur le domaine en nous incitant d'avantage à avoir recours aux réglementations exigée par l'état, et aussi à l'utilisations de divers programme d'analyse et de modélisation, comme c'est le cas de l'ETABS qui, a cours de l'étude, nous a été d'une grande aide sur l'aboutissement d'un résultat fiable.

L'effet du séisme étant dévastateur sur les bâtiments, on a pu obtenir une stabilité face à ce phénomène grâce à une bonne disposition des voiles de contreventement, en grande partie vers la périphérie qu'à l'intérieur de l'ouvrage pour bien reprendre les sollicitations de façon directe, cela s'est fait en passant par plusieurs variantes jusqu'à aboutir au positionnement parfait des voiles, offrant ainsi une rigidité désirée.

Nous avons pu constater l'influence de l'effet thermique sur les éléments en contact avec l'extérieur, cet effet est dû à la variation de la température à travers l'année, c'est dans ce contexte que le CBA93 à classifier ces variations selon des zones.

L'étude de l'infrastructure, elle est conçue en radier nervure du fait de la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

Ainsi, nous en tant que future ingénieur en génie civil, nous espérons avoir bien étalé nos informations concernant l'étude de cet ouvrage en souhaitant une vie professionnelle plus enrichissant.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- **[BAEL. 91]**. Jean-Pierre Mouglin, Béton Armé aux Etats Limites 91modifié99, deuxième Edition Eyrolles 2000.
- **[DTR B.C 2.2]**. Charges Permanentes et Charges d'Exploitation.
- **[RPA99version 2003]**. Règles parasismique Algérienne RPA99 Version 2003.
- **[CBA.93]**. Calcul des ouvrages en béton armé.
- **[EUROCODE 1]** : Actions sur les structures Partie 1-5 : Actions générales — Actions thermiques
- **LAHIANI Rosa et SEBAA Lamis** « étude d'un bâtiment (r+5) a usage d'habitation, commercial contreventé par des voiles porteurs ». Mémoire de projet fin d'études pour obtention d'un diplôme de master II en génie civil 2016/2017 université « m'hamed bougara » boumerdes
- **MOKHENACHE Zakaria et TEHAMI Youcef badreddine** «Etude de l'impact des sollicitations Sismique et Thermique sur le Comportement d'un Centre de Recherche Médicale (Sous sol+RDC+7etages) » Mémoire de projet fin d'études pour obtention d'un diplôme de master II en génie civil 2016/2017 Centre Universitaire BELHADJ Bouchaib d'Ain Temouchent
- **HAMLAT Koussaila. YAHIAOUI Souad** «Etude d'un bâtiment R+10 à usage d'habitation Contreventé par des voiles porteurs. » Mémoire de projet fin d'études pour obtention d'un diplôme de master II en génie civil Université Mouloud Mammeri De Tizi-Ouzou
- **TALEB Rafik** « Conception et Calcul des Structures en Béton Armé Contreventées par Voiles Selon les RPA 99/Version 2003 (Revue de certains articles liés au calcul des structures en béton armé) » document PowerPoint
- **TALEB Rafik** « Analyse et dimensionnement des bâtiments en béton arme sous effets de températures (CBA93) » document PowerPoint

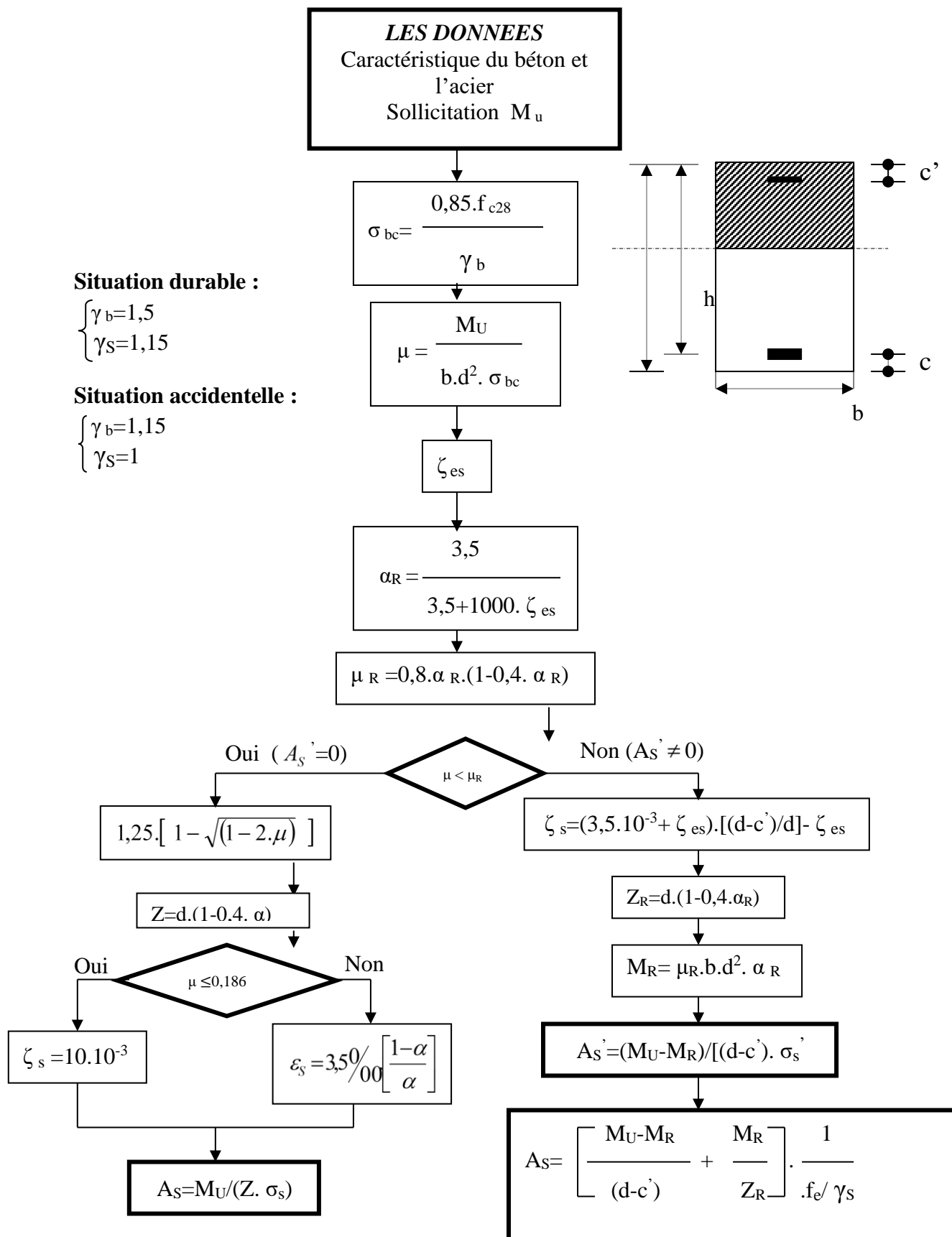
LES LOGICIELS

- ❖ **AUTOCAD 2013** Dessin
- ❖ **ETABS (V17)** Calcul
- ❖ **SOCOTEC** Calcul
- ❖ **MICROSOFT OFFICE WORD / EXCEL**

ANNEXES

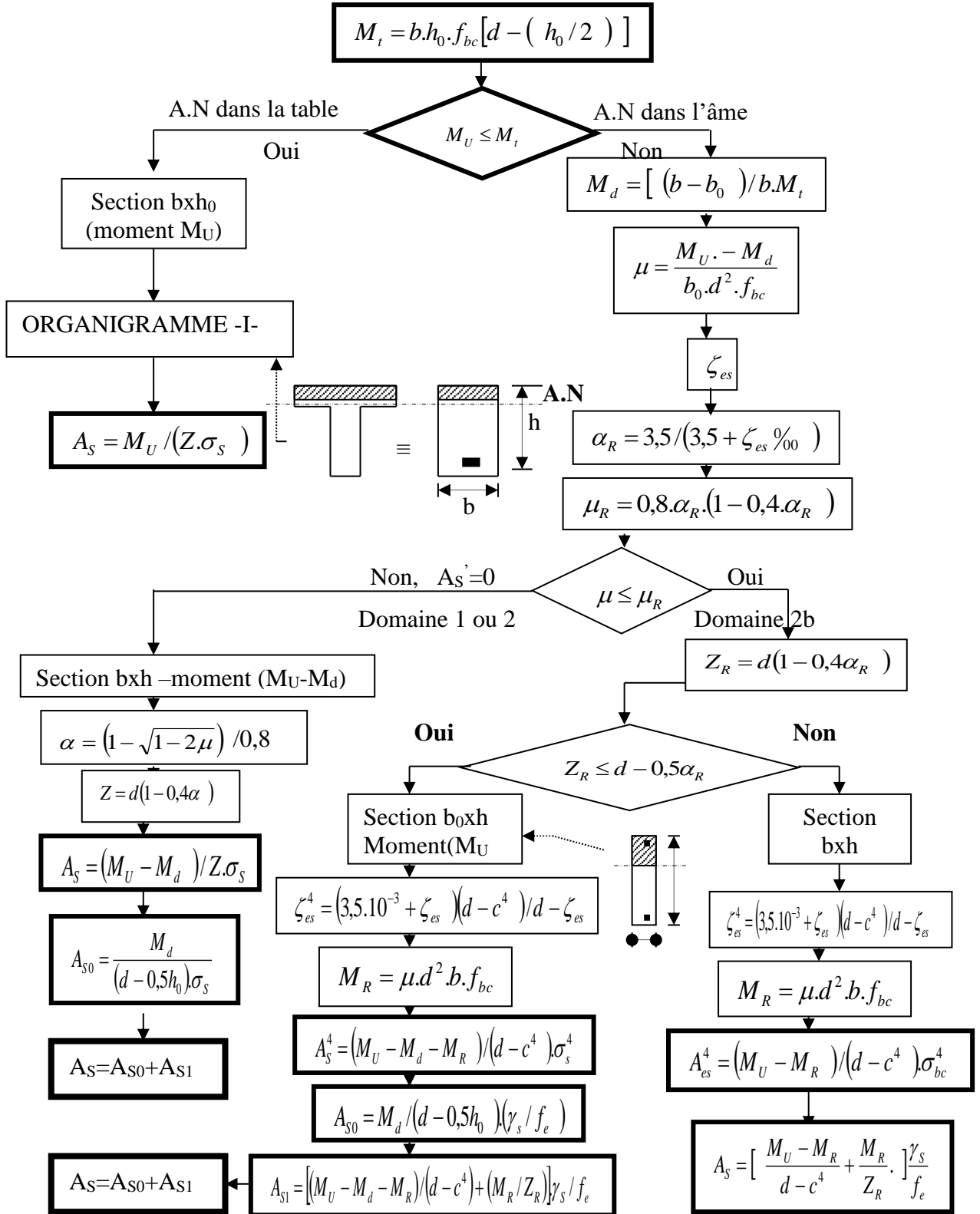
ANNEXE -01-

Organigramme pour le calcul d'une section rectangulaire d'une poutre en flexion simple à l'état limite ultime



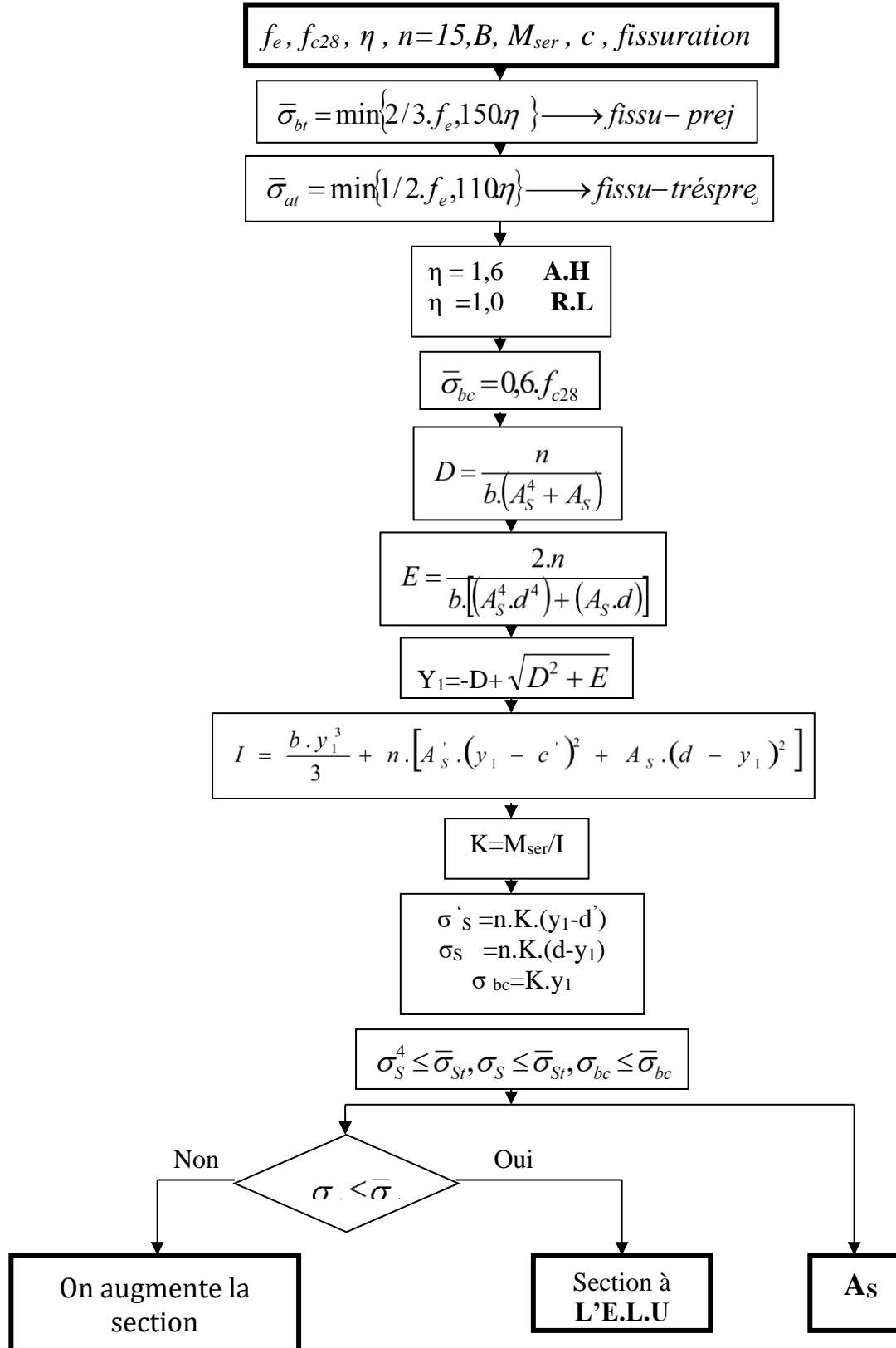
ANNEXE -02-

Organigramme pour le calcul d'une section en T rectangulaire d'une poutre en flexion simple à l'état limite ultime



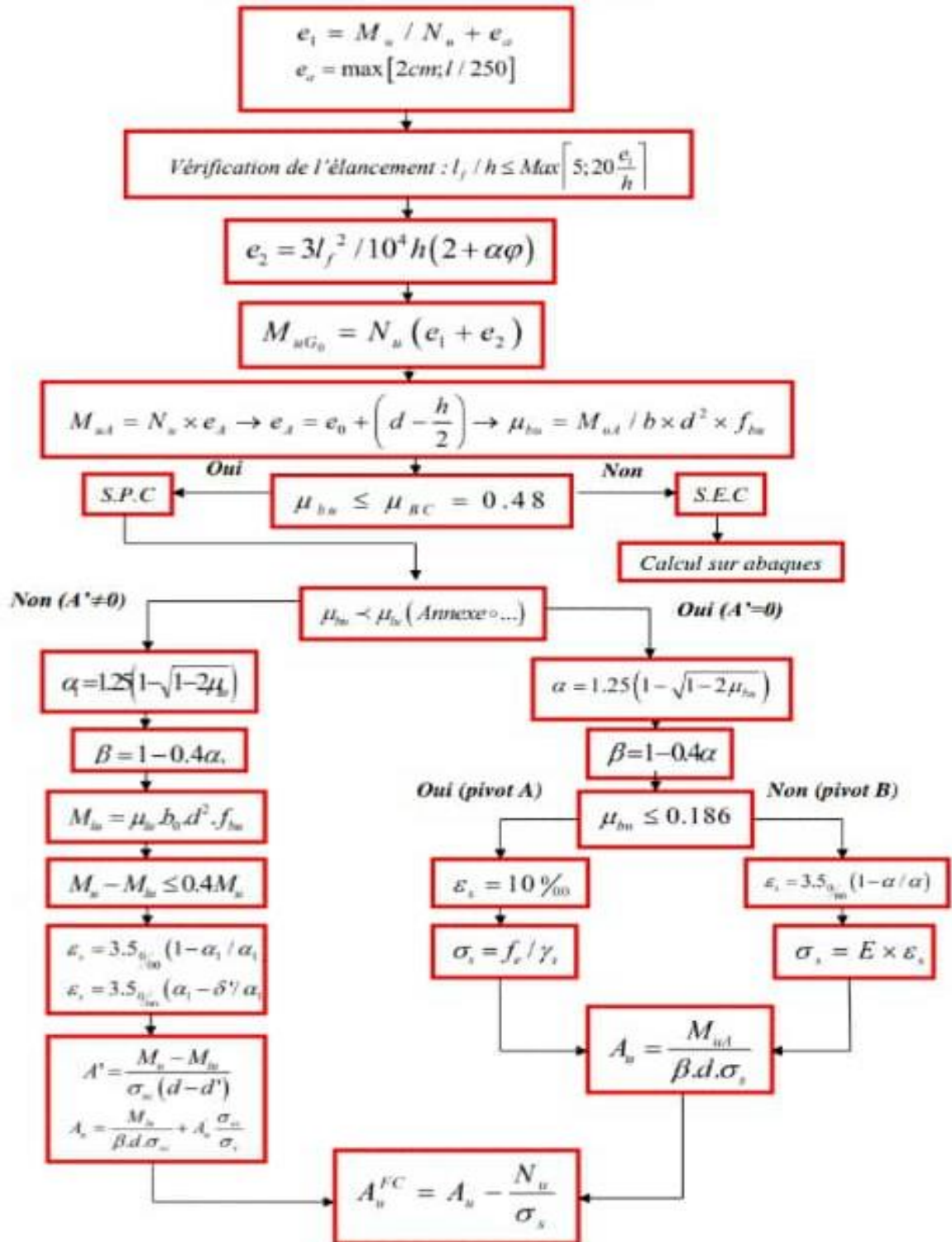
ANNEXE -03-

Verification d'une section rectangulaire a l'E .L .S



ANNEXE -04-

Organigramme pour le calcul d'une section rectangulaire d'une poutre en flexion composée à l'état limite ultime



ANNEXE -05-

Vérifications

3-1 Vérification de l'effort tranchant : (cisaillement)

D'après l'article A.5.1,1 du BAEL 91 et Comme la fissuration est considérée comme étant peu préjudiciable, il est nécessaire de vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} < \overline{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right\}$$

τ_u : Contrainte de cisaillement.

V_u = effort tranchant ultime à prendre en compte à l'ELU.

b_0 : Largeur de la bande considérée.

d : hauteur utile de la section $d=h-c$.

3-2 Contrainte de compression dans le béton : (Contrainte de compression dans le béton)

On doit vérifier : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

Avec

- Position de l'axe neutre : $\frac{b}{2} y^2 + n A'_s (y - d') - n A_s (d - y) = 0$
- Moment d'inertie : $I = \frac{b}{3} y^3 + n A'_s (y - d')^2 + n A_s (d - y)^2$ (n=15)

3-3 Contrainte de compression dans l'acier :

Fissuration peu préjudiciable pas de vérification

3-4 Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément.

$$\begin{cases} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20 M_x} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \quad \text{Si non on doit vérifier que : } f_{\max} \leq f_{\text{adm}}$$

Avec :

- $f_{\text{adm}} = \frac{L(\text{cm})}{500}$ si $L \leq 5$ m
- $f_{\text{adm}} = 0,5 + \frac{L(\text{cm})}{1000}$ si $L > 5$ m.
- $f_{\max} = \frac{5}{384} * \frac{qL^4}{Eb_{\gamma 28} I}$ ($Eb_{\gamma 28} = 3700 \sqrt{f_{c28}}$)

3-5 Vérification de poinçonnement :

Selon les règles [BAEL.91], on vérifie le poinçonnement par la formule suivante :

$$q_a^u \leq \frac{0.045 \times U_c \times f_{c28} \times h}{\gamma_b}$$

Avec :

q_a^u : Charge ultime pour chaque appui

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen

h : épaisseur de la dalle égal à 15cm

U, V : représentent les côtes du rectangle ($U // L_x$ et $V // L_y$) sur lequel la charge q_u s'applique, compte tenu de la diffusion à 45 degrés dans le béton.

ANNEXE -06-

Calcul des moments pour les poutrelles

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

4.1. Méthode forfaitaire :

4.1.1. Domaine d'application :

H₁ : $Q \leq \text{Max} \{2G ; 5\text{kN/m}^2\}$

H₂ : Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.

H₃ : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

H₄ : Fissuration non préjudiciable.

4.1.2. Exposé de la méthode :

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

$$\bullet M_t \geq \text{Max} \{1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_w - M_e}{2}$$

$$\bullet M_t \geq \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée int ermédiaire} \\ (1,02 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \end{cases}$$

Avec :

M_0 : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w ; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

Moment sur appuis :

- $M=0,2M_0$appui de rive
- $M=0,6M_0$pour une poutre à deux travées
- $M=0,5M_0$pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre a plus de deux travées
- $M=0,4M_0$pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées

4.2. Méthode de CAQUOT :

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

4.2.1. Exposé de la méthode :

* **Moment sur appuis :**

$$* M_a = 0,15M_0 \dots \dots \dots \text{Appuis de rives}$$

$$* M_a = \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l'_w + l'_e)} \dots \dots \dots \text{Appuis intermédiaires}$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

• **Moment en travée :**

$$M_{t, \text{MAX}} = M_0 + \frac{M_e + M_w}{2} + \frac{(M_e - M_w)^2}{16}$$

Avec :

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w ; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considérée.

q_e : Charge répartie à droite de l'appui considérée.

On calcule, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives " l'_w " à gauche et " l'_e " à droite, avec :

$l'_w = l$ pour une travée de rive

$l'_e = 0,8l$ pour une travée intermédiaire

Où " l " représente la portée de la travée libre.

* **Effort tranchant :**

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

ANNEXE -07-

Table de μ_x et μ_y

$\alpha = L_x / L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	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 -08-

**Tableau des Armatures
(en Cm²)**

Ø	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	12.32	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	49.09	80.09	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

ANNEXE -09-

Procédure de ferrailage des linteaux et des trumeaux

6-1 Procédure de ferrailage des linteaux :

(Préconisation du règlement parasismique algérien (*RPA99 version2003*)) :

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M, V)

On devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion (A_l)
- Des aciers transversaux (A_t)
- Des aciers en partie courante (aciers de peau) (A_c)

On destine 3 cas de ferrailage où : $\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d}$ avec $\bar{V} = 1.4 V_u$ calcul

- b₀ épaisseur du linteau ou du voile
- d : hauteur utile = 0,9h
- h : hauteur totale de la section brute

❖ Premier cas : $\tau_b \leq 0,06 f_{c28}$

a) **Aciers longitudinaux** : Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont

calculés par la formule : $A_1 \geq \frac{M}{z \cdot f_e}$

avec : z = h - 2d' où h est la hauteur totale du linteau
d' est la distance d'enrobage

M: moment dû à l'effort tranchant (\bar{V})

b) **Aciers transversaux** :

- Premier sous-cas : linteaux longs ($\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$)

On a : $s \leq \frac{A_t \times f_e \times Z}{V}$

où s = espacement des cours d'armatures transversales.

A_t = section d'un cours d'armatures transversales

z = h - 2d'

\bar{V} = effort tranchant dans la section considérée

l = portée du linteau

- Deuxième sous cas : linteaux courts ($\lambda_g \leq 1$)

On doit avoir : $s \leq \frac{A_t \times f_e \times l}{V + A_t f_e}$

V = min (V₁, V₂)

V₂ = 2V_u Calcul et V₁ ≤ $\frac{M_{ci} \times M_{ci}}{M_{ij}}$

Avec M_{ci} et M_{cj} moments « résistants ultimes » des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} et calculés par : M_c = A_l . f_e . z avec z = h - 2d'

- ❖ Deuxième cas : $\tau_b > 0,06 f_{c28}$

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule

$$A_D = \frac{V}{2f_e \sin \alpha} \quad \text{avec } \tan \alpha = \frac{h-2d'}{l}$$

et $V = V$ calcul (sans majoration)

- $A_1 A'_1 \geq 0,0015 bh$
et $A_c \geq 0,002 bh$
- $A_D \geq 0,0015 bh$ si $\tau_b > 0,06 f_{c28}$
- $A_D = 0$ si $\tau_b \leq 0,06 f_{c28}$
- $A_t \geq 0,0015 bs$ si $\tau_b \leq 0,025 f_{c28}$
- $A_t \geq 0,0025 bs$ si $\tau_b > 0,025 f_{c28}$

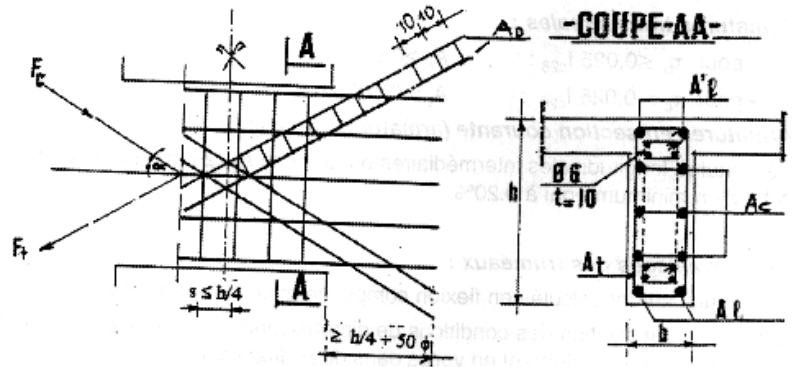


Figure 6.1. Armatures de linteaux.

- ❖ Ferrailage minimal

a) Armatures longitudinales :

$$(A_1, A'_1) \geq 0,0015.b.h \quad (0,15\%)$$

b) Armatures transversales :

$$\text{- pour } \tau_b \leq 0,025 f_{c28} : A_t \geq 0,0015.b.s \quad (0,15\%)$$

$$\text{- pour } \tau_b > 0,025 f_{c28} : A_t > 0,0025.b.s \quad (0,25\%)$$

c) Armatures en section courante (armatures de peau)

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0.20%.

a) Les armatures horizontales :

$$\text{La section d'armature est donnée par : } A_H \geq \frac{A_V}{4}$$

6-2 Procédure de ferrailage des trumeaux :

Pour le ferrailage des trumeaux, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements **B.A.E.L 91** et **RPA 99**.

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 ferrailage (ou ferrailage adéquat).

➤ Méthode simplifiée pour les voiles rectangulaires :

C'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes, proposée en référence.

Le **DTU 23.1 NF** (ou le **DTR B-C 2.42**) admet de faire les calculs des contraintes e supposant un diagramme linéaire

On détermine les contraintes par la formule de NAVIER –BERNOULLI $\sigma_{a,b} = \frac{N}{S} \pm \frac{M \times Y}{I}$ Avec :

- N : effort normal agissant sur le refond considéré.
- M : moment de flexion agissant sur le refond considéré.
- I : moment d'inertie du refond considéré.
- Y : centre de gravité de la section du voile dans le sens du plan moyen

- Détermine les efforts agissant dans chaque bande :

Suivant la position de l'axe neutre et les efforts qui lui sont appliqués, la section peut-être :

Si σ_a et σ_b sont des signes négatifs on aura une section entièrement tendue (SET).

Si σ_a et σ_b sont des signes positifs, on aura une section entièrement comprimée (SEC).

Si σ_a et σ_b sont des signes contraires on aura une section partiellement comprimée (SPC).

➤ 1^{ère} cas : Section entièrement tendue (S.E.T)

Dans le cas on a deux contraintes de traction, la longueur tendue est égale à la longueur totale de voile $L_t = L$ (voile).

L'effort tranchants dans la zone tendue est donné par

$$T = 0.5 \times \sigma_b \times \sigma_a \times L_T \times e$$

La section d'acier nécessaire est donnée par : $A_s = T \times \frac{\gamma_s}{f_e}$

➤ 2^{ème} cas : Section partiellement comprimée (S.P.C)

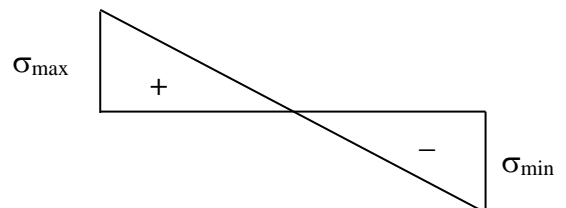
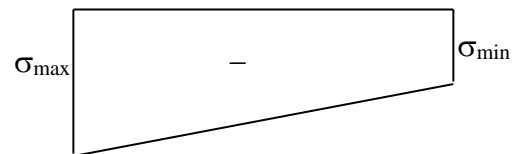
Pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendue en utilisant les triangles semblables :

$$\text{Tg } \alpha = \frac{\sigma_b}{L_T} = \frac{\sigma_a}{L - L_T} \quad \text{donc} \quad L_t = \frac{\sigma_b}{\sigma_a + \sigma_b} \times L.$$

L'effort tranchants dans la zone tendue est donné par

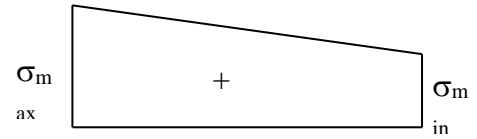
$$T = 0.5 \times \sigma_b \times L_T \times e$$

La section d'acier nécessaire est donnée par : $A_s = T \times \frac{\gamma_s}{f_e}$



➤ **3^{ème} cas** : Section entièrement comprimée (S.E.C)

Dans ce cas ou on a deux contraintes de compression, la section du voile est soumise à la compression et comme le béton résiste bien à la compression, la section d'acier sera celle exigée par l'RPA (le ferrailage minimum).



$$L_t=0$$

➤ **Aciers horizontaux :**

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v \quad (A_v = A_s \text{ précédemment défini})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0,8(0,8f_e)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8f_e} 1,25$$

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v

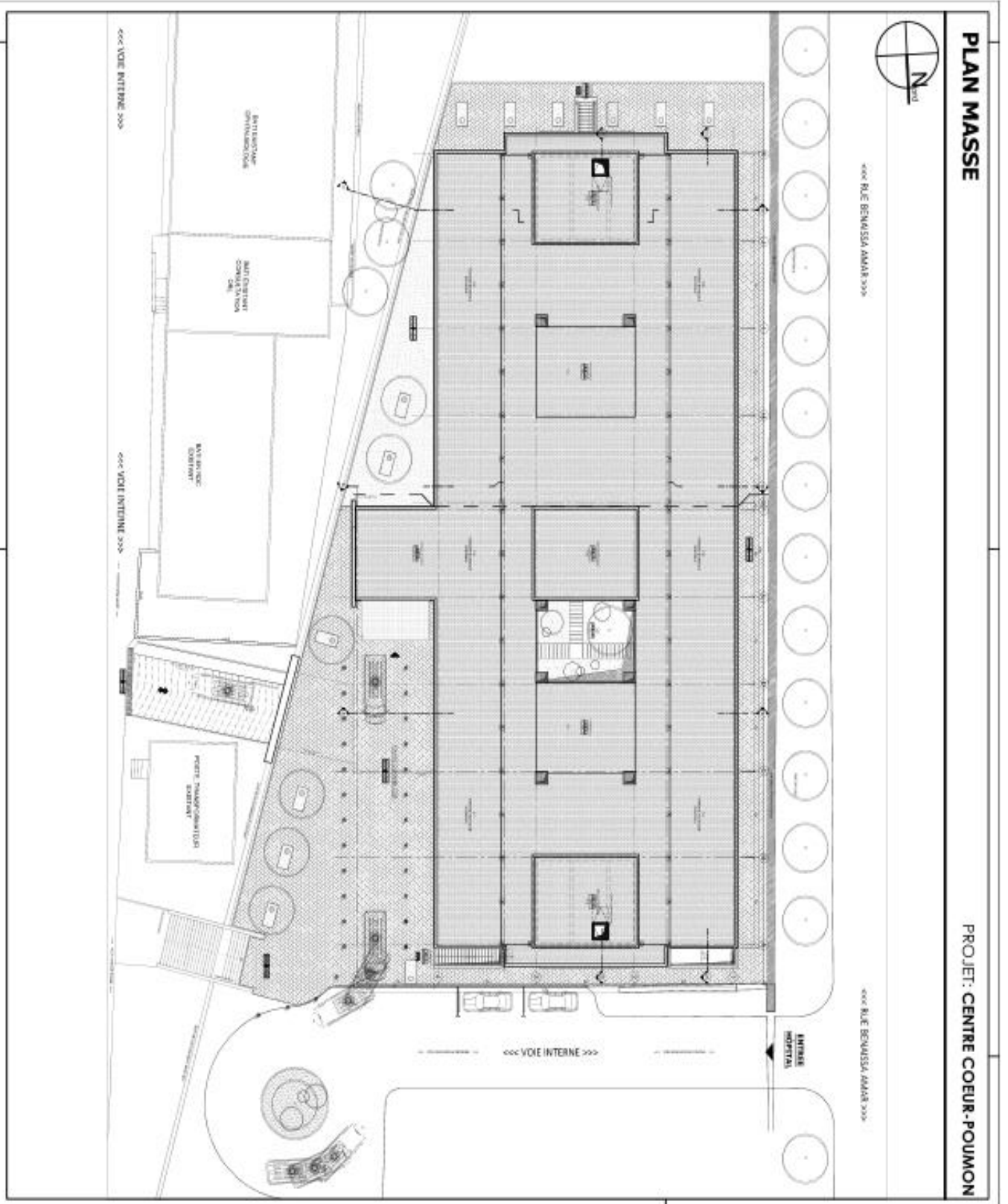
$b_0 = a$ (épaisseur du trumeau)

$$A_h \geq \text{Max} (A_{h1}, A_{h2})$$

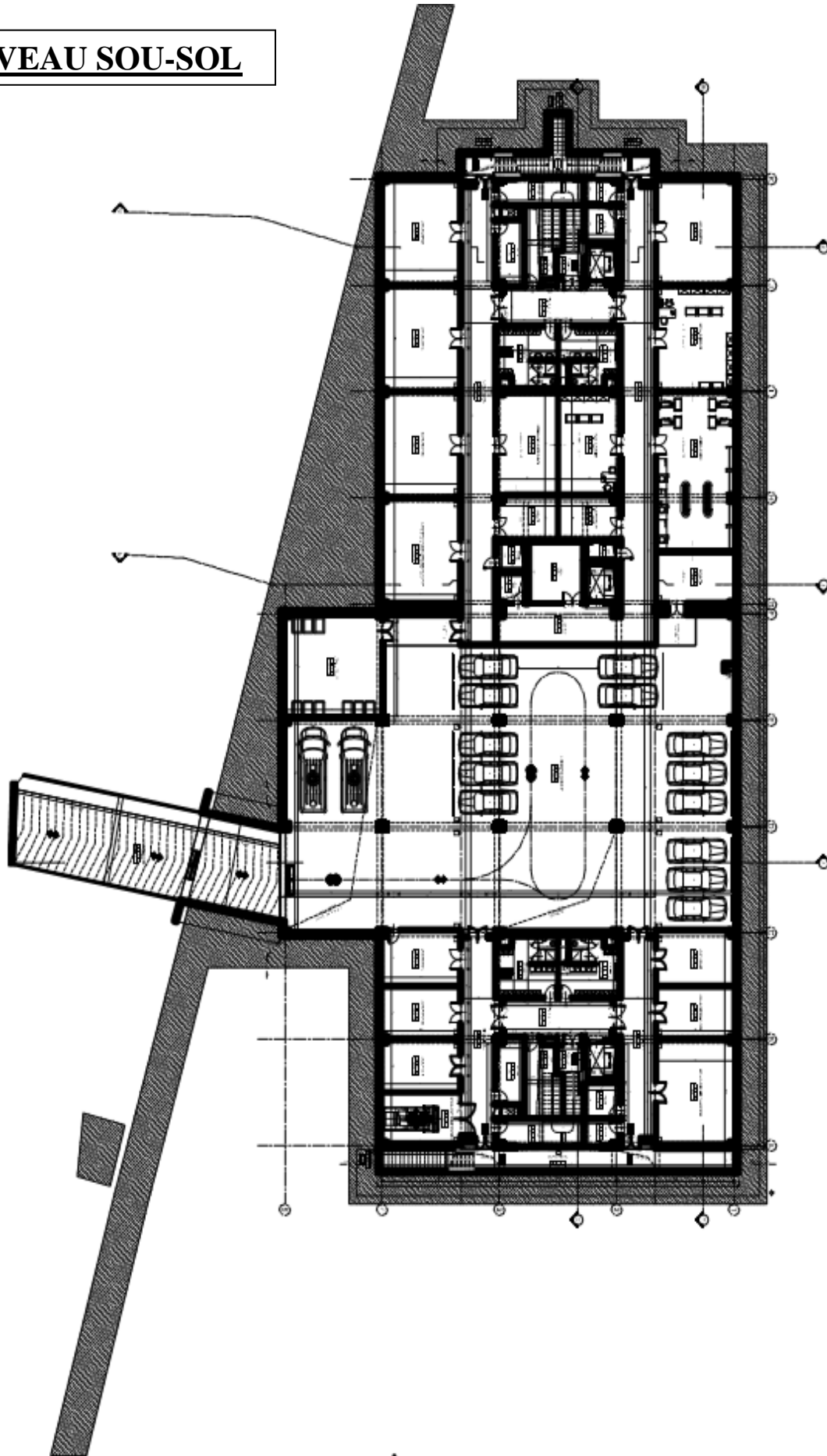
τ_u : la lecture des contraintes moyennes se fait directement au milieu de chaque trumeau dans ETABS

ANNEXE DES PLANS

PLAN DE MASSE

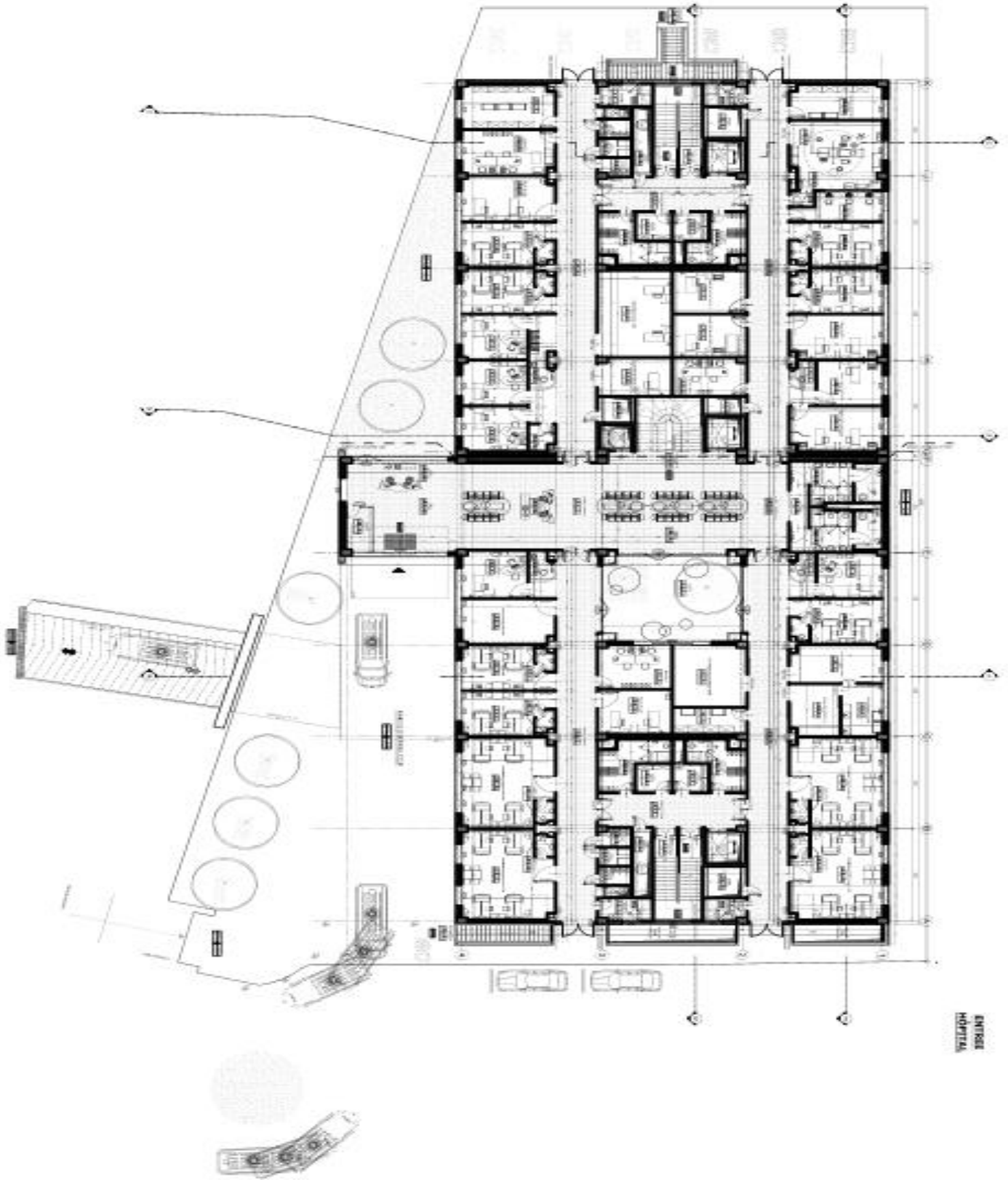


NIVEAU SOU-SOL



NIVEAU SOUS_S01

NIVEAU RDC

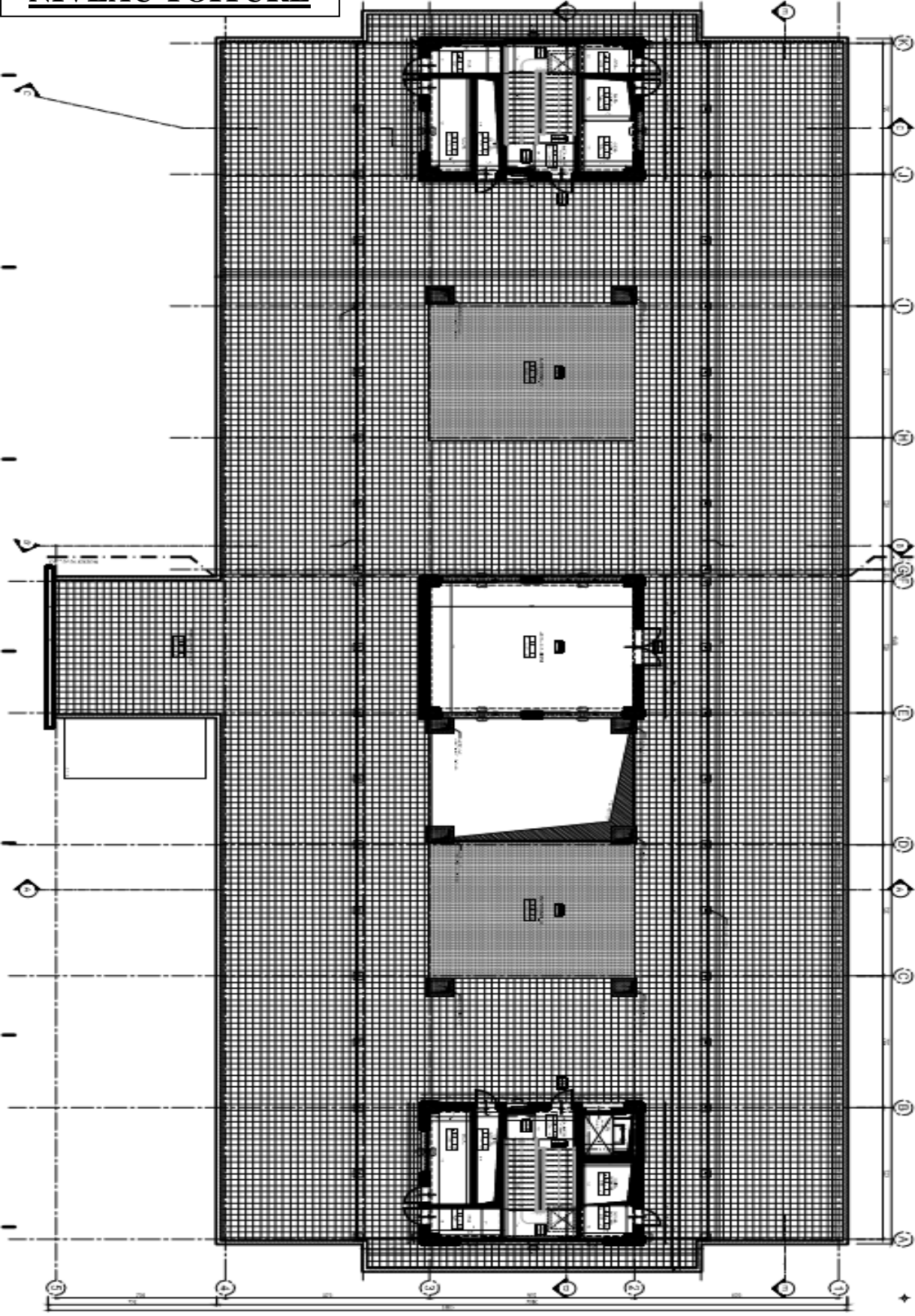


ENSEIGNE
HÔPITAL

NIVEAU ETAGE

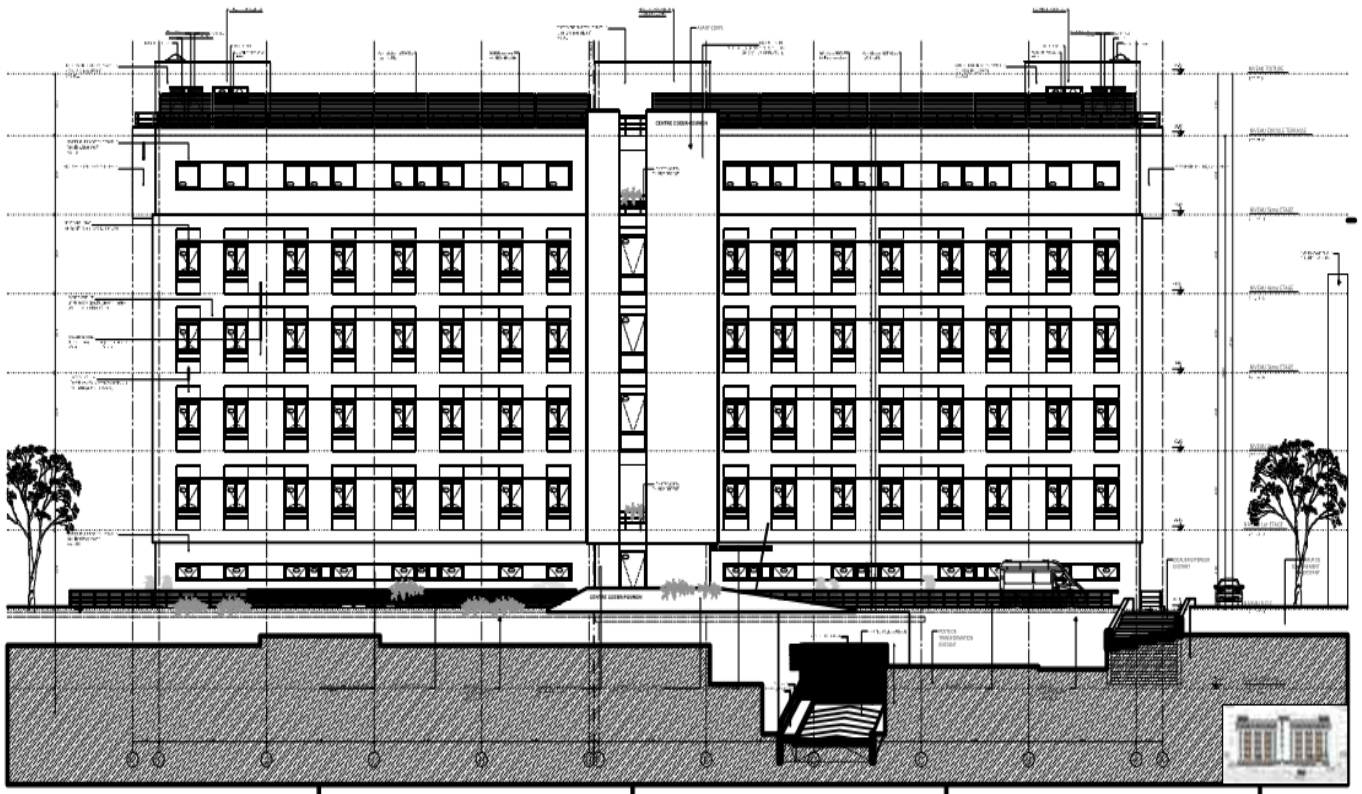


NIVEAU TOITURE



FACADE EST ET OUEST

FACADE EST



FACADE OUEST



