

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET REPUBLIQUE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEURE ET
DE LA RECHERCHE SIENTIFIQUE
جامعة سعد دحلب – البليدة 1
UNIVERSITE SAAD DAHLEB – BLIDA 1



كلية التكنولوجيا
Faculté de Technologie
قسم الهندسة المدنية
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

مذكرة نهاية التخرج

MEMOIRE DE PROJET FIN D'ETUDE

Pour l'obtention du diplôme de

MASTER EN GENIE CIVIL

Spécialité : structures

Thème :

**CONCEPTION D'UN BATIMENT A USAGE MULTIPLE EN BETON
ARME (Rez de chaussée + 7 étages + Sous-sol)**

Présenté par :

M^{elle}. KECHOUT Ouissem

Devant les membres de jury :

Mme. BERBAR AOUILI Djida

U. Saad Dahleb – Blida 1

Président

Mr. SLITANE Mohamed

U. Saad Dahleb – Blida 1

Examinateur

Mme. AOUALI Nawel

U. Saad Dahleb – Blida 1

Promotrice

Blida, Juin 2024

Table des matières

I	Chapitre 1 : Généralités et présentation du bâtiment et de matériaux utilisés.	2
I.1	Introduction.....	2
I.2	Présentation d'ouvrage	2
I.2.1	Situation et implantation de l'ouvrage.....	3
I.2.2	Caractéristiques d'ouvrage	3
I.2.3	Caractéristiques géométriques.....	3
I.2.4	Conception de l'ouvrage	4
I.2.5	Caractéristiques géotechnique du sol	5
I.3	Caractéristiques mécaniques des matériaux	5
I.3.1	Béton.....	5
I.3.2	ACIERS	9
I.3.3	Hypothèses de calcul :.....	11
II	Chapitre II : Pré-dimensionnement des Eléments structuraux	12
II.1	Introduction.....	12
II.2	Pré-dimensionnement des planchers :	12
II.2.1	Pré-dimensionnement des planchers (corps creux) :	13
II.2.2	Pré-dimensionnement des planchers (dalles pleines) :.....	13
II.3	Pré dimensionnement des poutres	15
II.3.1	Les poutres principales :	15
II.3.2	Les poutres secondaires :.....	16
II.4	Evaluation des charges et des surcharges [3]	16
II.4.1	Plancher	16
II.4.2	Maçonnerie	18
II.4.3	Acrotère :	19
II.4.4	Escalier.....	20
II.5	Pré dimensionnement des poteaux :.....	21
II.5.1	Poteau central :	23
II.5.2	Vérification relative aux coffrages :.....	28
II.6	Prédimensionnement des voiles :	29
II.7	Conclusion :	30
III	Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	31
III.1	Introduction	31
III.2	Acrotère	31
III.2.1	Définition	31
III.2.2	Ferraillage de l'acrotère	31
III.3	Les escaliers.....	37

III.3.1	Définition les éléments d'un escalier	37
III.3.2	Détermination nombre de marches	38
III.3.3	Evaluation des charges.....	39
III.3.4	Combinaison des charges	41
III.4	Balcon	47
III.4.1	Définition	47
III.4.2	Ferraillage d'un balcon.....	47
III.4.3	Vérification.....	49
III.5	Les planchers	51
III.5.1	Introduction	51
III.5.2	Plancher à corps creux	51
IV	Chapitre IV : Etude Dynamique en Zone Sismique	66
IV.1	Introduction.....	66
IV.2	Méthodes de calcul :.....	66
IV.2.1	Méthode statique équivalente	66
IV.2.2	La méthode modale spectrale	67
IV.2.3	Généralité sur le logiciel ETABS-20.....	73
IV.3	Résultats de l'analyse sismique	74
IV.3.1	Modèle initial :.....	74
IV.3.2	Modèle final.....	78
IV.4	Conclusion.....	85
V	Chapitre V : Ferraillage des éléments résistants.....	86
V.1	Introduction.....	86
V.2	Ferraillage des poteaux.....	86
V.2.1	Combinaison d'Action	87
V.2.2	Méthode de calcul	87
V.2.3	Choix des armatures :.....	91
V.2.4	Vérification vis-à-vis de l'état limite de service	91
V.2.5	Vérification de l'effort Tranchant :.....	93
V.2.6	Ferraillage transversal des poteaux.....	94
V.2.7	Longueur de recouvrement.....	96
V.2.8	Schéma de ferraillage des poteaux	97
V.3	Ferraillage des poutres.....	99
V.3.1	Introduction	99
V.3.2	Recommandation selon RPA99 version 2003 :	99
V.3.3	Calcul de ferraillage :.....	99
V.3.4	Choix d'armature	102
V.3.5	Conditions de non fragilité :	103

V.3.6	Vérification vis-à-vis de l'ELS	103
V.3.7	Vérification de l'effort tranchant	104
V.3.8	Calcul des armatures transversales	105
V.3.9	Recouvrement des armatures longitudinales.....	106
V.3.10	Arrêt des barres.....	106
V.3.11	Vérification de la flèche	107
-	Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :	107
V.3.12	Schéma de ferrailage des poutres	108
V.4	Ferrailages des voiles	108
V.4.1	Introduction	108
V.4.2	Contraintes aux extrémités.....	112
V.4.3	Recommandations réglementaires (RPA 99/version 2003)	114
V.4.4	Ferrailage vertical.....	117
V.4.5	Exemple d'application.....	118
V.4.6	Ferrailage horizontales à l'effort tranchant	122
VI	Chapitre VI : Infrastructure	125
VI.1	Introduction.....	125
VI.2	Critères de choix du type des fondations.....	125
VI.3	Choix du type des fondations	125
VI.3.1	Semelles isolées.....	125
VI.3.2	SEMELLES FILANTES	127
VI.4	Voile périphérique	134
VI.4.1	Introduction	134
VI.4.2	Pré dimensionnement	134
VI.4.3	Evaluation des charges.....	134
VI.4.4	Effort dans la voile périphérique.....	135
VI.4.5	Ferrailage du voile périphérique	136
VI.4.6	Condition exigé par les RPA99/version 2003.....	136
VI.4.7	Condition de non fragilité.....	136
VI.4.8	Vérification de l'effort tranchant	137
VI.4.9	Vérification à l'ELS	138

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى من الخرسانة المسلحة مخصص لاستخدامات متعددة. يتكون هذا المبنى من قبو يستخدم كموقف للسيارات، (دور ارضي وطابق أول) للاستخدام التجاري و 06 أدوار للاستخدام السكني مع سطح مغلق حيث يتم الوصول إليه من خلال فتحة مخصصة "كبوابة وصول". سيتم تشييد المبنى بولاية البليدة. وفقا للمعايير البناء الجزائرية الخاصة بالظواهر الزلزالية (RPA 99)، الإصدار (2003) بمنطقة البليدة المصنفة كمنطقة 3 ذات قوة زلزالية عالية حسب نظام الزلازل الجزائرية. سيتحقق الهيكل المدروس بواسطة نظام تدعيم مختلط مكون من الاعمدة- الروافد وجدران بالخرسانة المسلحة، وتتمثل هذه الدراسة في تحليل تأثير الزلازل على الهيكل ودراسة الحلول والتدابير الوقائية اللازمة في استقرار البناية. تم تحليل النتائج باستخدام البرنامج ETABS 20.

الكلمات المفتاحية: بناية، الخرسانة المسلحة، ETABS V20، BAEL91 modifier 99 ، الدراسة الديناميكية RPA99 modifié 2003 ،

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment en béton armé destiné à des usages multiples. Ce bâtiment se compose d'un sous-sol à usage de parking, un (rez-de chaussée et premier étage) à usage commercial, et de 6 étages à usage résidentiel avec un toit fermé où l'accès à ce dernier se fait exclusivement par une ouverture désignée comme "trappe d'accès". Le bâtiment sera construit à la wilaya de Blida. Selon les normes algériennes de construction contre les phénomènes sismiques (RPA99, édition 2003), la région de Blida est classée en zone III, zone de forte sismicité selon le règlement parasismique Algérienne. La résistance structurale du bâtiment repose sur un système de Contreventement mixte, combinant portiques et des voiles. L'étude et le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles de construction en vigueur, à savoir (BAEL 91, modifié 99 ; RPA99/ version 2003 ; CBA93). Les résultats ont été analysés à l'aide du programme ETABS 20.

Mots clés : Bâtiment, béton armé, ETABS V20, BAEL91 modifié 99, étude dynamique, RPA99 modifié 2003.

Abstract

This project presents a detailed study of a reinforced concrete building intended for multiple uses. This building consists of a basement for parking, one (ground floor and first floor) for commercial use, and 6 floors for residential use with a closed roof where access to the latter is exclusively through an opening designated as an "access hatch". The building will be built in the wilaya of Blida. According to Algerian construction standards against seismic phenomena (RPA99, 2003 edition), the Blida region is classified in zone III, a zone of high seismicity according to the Algerian seismic regulations. The structural resistance of the building is based on a mixed bracing system, combining porticos and sails. The study and calculation of the dimensions and reinforcement of all resistant elements comply with the construction rules in force, namely (BAEL91, modified 99; RPA99/ version 2003; CBA93). The results were analysed using the ETABS 20 program.

Key Words : Building, reinforced concrete, ETABS v20, BAEL91 modified 99, Dynamic study, RPA99 modifies 2003.



Remerciements

Avant tout ; nous tenons à remercier Dieu le tout puissant pour nous avoir donné de la force et la patience pour mener à terme ce travail.

C'est avec une reconnaissance particulière que nous remercions notre promotrice « Mme AOUALI » pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin de travail et pour ses précieux conseils.

Ainsi nous exprimons notre profonde reconnaissance aux membres de jury pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail.

Aussi nous tenons à remercier, Mr *Ben Rabeh Mohamed* pour leur soutien, leur conseil judicieux et leurs grandes générosités lors de l'élaboration de ce projet.

Sans oublier nos parents et nos proches, qui ont toujours prié pour nous et qui n'ont pas cessé de nous encourager et nous soutenir.

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



Dédicace

A mes chers parents

Qui n'ont jamais cessé de formuler les prières à mon égard, de me soutenir et de m'épauler pour que je puisse atteindre mes objectifs.

A mes frères Ayoub & Seddik

Pour leur soutien moral et leurs encouragements tout le long de mes études.

A ma belle-sœur **Fedoua** et mon cher neveu **Mohamed**.

A ma sœur **Zeyneb**, son mari **Mortada**, ses enfants Mohamed & Abedrrahmen & Nizel.

À mes cousins & cousines et toute la famille

Qui m'ont prodigué des encouragements et se sont données la peine de me soutenir durant cette année de formation.

À mes amis fidèles : Meriem, Ihcen, Manel

Qui ont été présents à mes côtés, m'apportant réconfort et distractions pendant les moments de stress.

Pour finir ;

A mon soutien moral et source de joie et de bonheur,
mon futur mari **Samir**, pour l'encouragement et
l'aide qu'il m'a toujours accordé, sans oublier la
belle-famille chacun son nom.



LES ABREVIATIONS

A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.

A_s : Aire d'une section d'acier.

A_t : Section d'armatures transversales. B : Aire d'une section de béton.

$\varnothing$: Diamètre des armatures, mode propre.

φ : Angle de frottement.

C : Cohésion.

Q_{adm} : Capacité portante admissible.

Q : Charge d'exploitation.

PC : Pression de consolidation.

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

σ_s : Contrainte de traction de l'acier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

$\overline{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

τ : Contrainte tangentielle.

β : Coefficient de pondération.

σ_{sol} : Contrainte du sol.

σ_m : Contrainte moyenne.

G : Charge permanente.

ξ : Déformation relative.

V_0 : Effort tranchant a la base.

E.L.U : Etat limite ultime.

E.L.S : Etat limite service.

N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.

N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

T_u : Effort tranchant ultime.

T : Période.

S_t : Espacement.

λ : Elancement.

F : Force concentrée.

f : Flèche.

$\bar{f}$: Flèche admissible.

D : Fiche d'ancrage.

L : Longueur ou portée.

L_f : Longueur de flambement.

I_p : Indice de plasticité.

I_c : Indice de consistance.

d : Hauteur utile.

F_e : Limite d'élasticité de l'acier.

M_u : Moment à l'état limite ultime.

M_{ser} : Moment à l'état limite de service.

M_t : Moment en travée.

M_a : Moment sur appuis.

M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment à la base.

I : Moment d'inertie.

f_i : Flèche due aux charges instantanées.

f_v : Flèche due aux charges de longue durée.

I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.

M : Moment, Masse.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

E_{vj} : Module d'élasticité différé.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.

F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.

K : Coefficient de raideur de sol.

δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.

Y : Position de l'axe neutre.

A_g : Section transversale brute du voile ou trumeau.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).

A_{cv} : section brute du béton par mètre linéaire limité par l'épaisseur de l'âme.

Φ : Coefficient de sécurité.

α_c : coefficient dépendant de l'élancement du mur.

ρ_v : Pourcentage des armatures verticales dans lame du mur.

ρ_h : Pourcentage des armatures horizontales dans lame du mur.

ρ_n : Pourcentage nominale des armatures dans lame du mur.

h_w : Hauteur totale du voile.

l_w : Longueur du mur en plan.

δ_u : déplacement du voile au sommet.

I_g : Moment d'inertie du voile.

S_{fp} : semelle filante sous poteau.

S_{fv} : semelle filante sous voile.

INTRODUCTION GENERALE

Les ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation de l'ouvrages de construction et de l'infrastructures toute en utilisant l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles, afin d'assurer la sécurité publique.

Notre projet de fin d'étude consiste à l'étude et le calcul d'un bâtiment en (RDC+7 étage + Sous-sol) à usage mixte contreventer par des voiles.

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et les recommandations en vigueur à savoir (RPA99/V 2003, BAEL91 et CBA93 utilisés l'Algérie) et les documents techniques y afférant (D.T.R. BC 2.2).

Il est apparu que le calcul manuel des éléments structuraux est plus long et conduit à des résultats moins précis. Toutefois, il existe aujourd'hui des logiciels tels que le logiciel ETABS, qui permet non seulement de réduire considérablement le temps de travail, mais également d'obtenir des résultats plus satisfaisants.

Dans le but de récapituler l'essentiel de ce qu'on a acquis durant notre formation, d'approfondir nos connaissances dans le domaine de calcul des structures et s'initier au canevas de calcul, on a procédé au calcul d'un bâtiment à usage hôtelier en R+7+1 sous-sols ; pour cela, on a suivi le plan de travail suivant :

- **Chapitre 1** : Généralités et présentation du bâtiment et de matériaux utilisés ;
- **Chapitre 2** : Pré dimensionnement des éléments ;
- **Chapitre 3** : Etude les éléments secondaires ;
- **Chapitre 4** : Modélisation et l'étude dynamique du bâtiment ;
- **Chapitre 5** : Ferrailage des éléments principaux ; fondé sur les résultats du chapitre 3 ;
- **Chapitre 6** : Etude de l'infrastructure.

Et enfin cette thèse se termine par des conclusions permettant de synthétiser les principaux résultats obtenus et d'envisager quelque perspective.

I Chapitre 1 : Généralités et présentation du bâtiment et de matériaux utilisés

I.1 Introduction

L'objectif de ce chapitre est de présenter la liste des données du bâtiment analysé, concernant le type de structure, les éléments, la géométrie et les propriétés des matériaux.

Notre projet de fin d'étude consiste à dimensionner et étudier un bâtiment en RDC + 7 étages + 1 sous-sol. Cet ouvrage est implanté à la wilaya de Blida, classer en zone sismique III (forte sismicité) selon le règlement parasismique algérien RPA99 2003.

Notre étude comporte quatre grandes parties :

- ✓ Le pré dimensionnement et le calcul des éléments principales et secondaires ;
- ✓ L'étude sismique du bâtiment ;
- ✓ Le ferrailage des éléments principaux et secondaires ;
- ✓ L'étude de l'infrastructure.

Les calculs sont effectués de manière à respecter :

- Le règlement parasismique algérien RPA99 version 2003 ;
- Le BAEL 91 modifié 99 ;
- C.B.A 93

I.2 Présentation d'ouvrage

Le projet qui m'a été confié consiste à l'étude et le calcul des éléments d'un bâtiment en béton armé en forme non symétrique, en élévation (**RDC+7**) à usage multiple (habitation, service) avec 01 sous-sol (usage parking).



Figure I.1 : Façade de bâtiment.

I.2.1 Situation et implantation de l'ouvrage

Ce projet est en cour de réalisation à la rue KRITLI MOKHTAR, Cité EL MOUKHBAT section N°134 lot N°87 / Wilaya de Blida.

Selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA99 version 2003), classée en zone sismique III. [1]

Cet ouvrage est classé comme étant un ouvrage courant d'importance moyenne, car sa hauteur ne dépasse pas 48m, c'est le « groupe 2 » [1].



FigureI.2 : situation de bâtiment.

I.2.2 Caractéristiques d'ouvrage

- Un sous-sol d'usage parking.
- RDC et 1^{er} étage d'usage service.
- 2eme jusqu'a au 7ème étages à usage d'habitation.
- Cet ouvrage comporte une terrasse inaccessible.

I.2.3 Caractéristiques géométriques

Les dimensions en élévation sont :

- Hauteur totale du bâtiment26,95 m.
- Hauteur du RDC 4,59 m.
- Hauteur des étages courant.....3,06 m.
- Hauteur e sous-sol2,89 m.

Les dimensions en plan sont :

- Longueur suivant y-y : $L_Y = 26.7$ m.
- Largeur suivant x-x : $L_X = 22.17$ m.

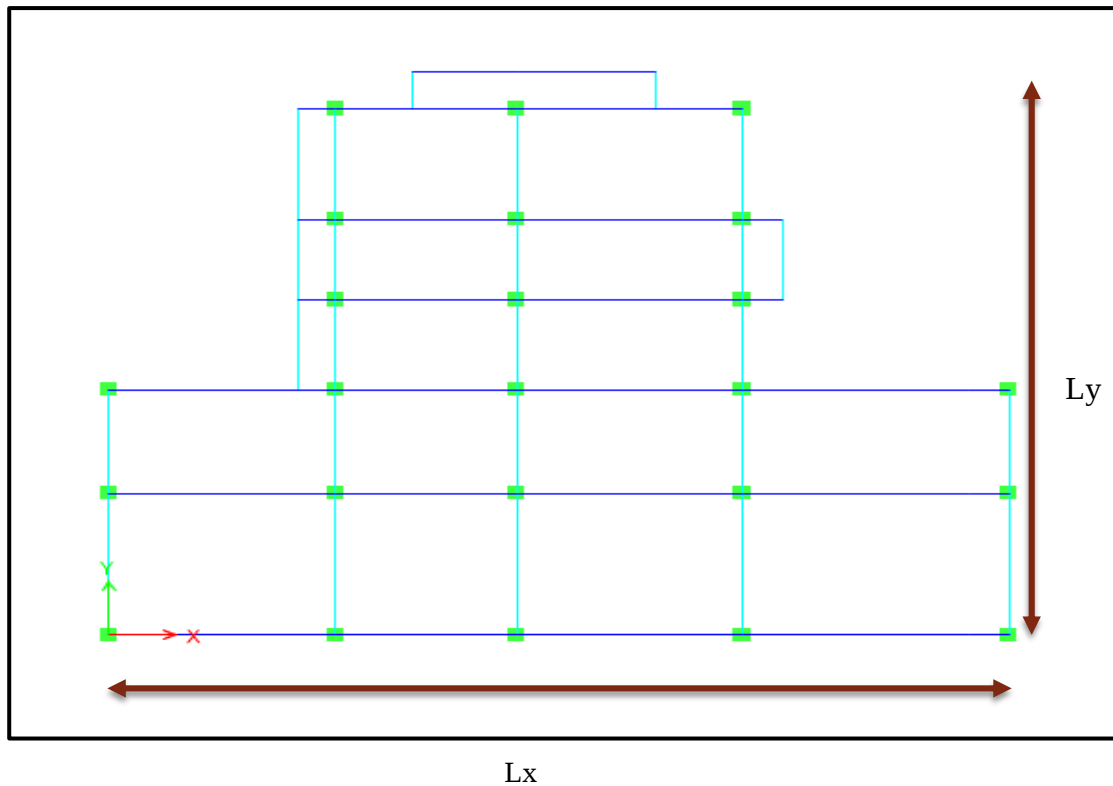


Figure I.3 : les dimensions en plan.

I.2.4 Conception de l'ouvrage

I.2.4.1 Ossatures

Le bâtiment qui fait l'objet de mon étude est constitué par un système de contreventement mixte, à savoir portiques et voiles en béton armé suivant les deux sens

I.2.4.2 Les planchers

Notre bâtiment comporte deux types de planchers :

- Dalle pleine pour les portes à faux (balcons et chambres) et quelques panneaux irréguliers.
- Dalle à corps creux.

I.2.4.3 Escaliers

C'est un élément en béton armé qui permet de se déplacer à pieds d'un niveau à un autre dans un bâtiment. Notre structure comporte un seul type d'escalier :

- Escalier à deux volées et un palier de repos.

I.2.4.4 La maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Murs extérieurs constitués d'une double paroi en briques (15 cm et 10 cm d'épaisseur)
- Murs intérieurs constitués par une seule paroi de brique de 10 cm d'épaisseur.

I.2.4.5 Terrasse

Notre structure comporte un seul type de terrasse :

- Terrasse inaccessible

I.2.4.6 Acrotère

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'une acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

I.2.5 Caractéristiques géotechnique du sol

A l'issue de la présente étude du sol du site " Réalisation D'un Bâtiment "R+6", " 62, CITE ABD EL MOUMENE LAKHDER SIDI ABD EL KADER BLIDA, qui a contenu une investigation in-situ et des essais au laboratoire, nous pouvons conclure ce qui suit :

- L'investigation a montré que le sol ne pose aucun problème lié au sol qui empêcherait la réalisation de l'ouvrage.
- La contrainte admissible du sol est de **2.25 bars. (Annexe 11)**
- La catégorie de site S_3 : site meuble.
- La profondeur d'ancrage de l'infrastructure.
- L'angle de frottement interne du sol $\phi = 28.71^\circ$ (**Annexe 11**)
- La cohésion $C' = 1,08 \text{ bar. (Annexe 11)}$

I.3 Caractéristiques mécaniques des matériaux

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 (**BAEL91**) et à la réglementation en vigueur en Algérie (**RPA 99 version 2003** et **CBA93**)

I.3.1 Béton

I.3.1.1 Composition du béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (graviers, sable) et d'eau. Il résiste bien à la compression, tandis que sa

résistance à la traction est faible.

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

- Une résistance mécanique élevée.
 - Un retrait minimum.
 - Une bonne tenue dans le temps.
- **Granulats** : pour un béton ordinaire les dimensions des granulats sont comprises entre : $0,2\text{mm} < C_g < 25\text{mm}$.
- **Liants** : le liant le plus couramment utilisé pour un béton ordinaire est le ciment portland composé de classe 42,5 (CEMII/B).
- **L'eau** : l'eau utilisée dans le béton doit être une eau potable filtrée de toute impureté de matière organique.
- **Sable** : sable 0/5, il a été utilisé pour la construction et le sable 0/2,5 qui a été utilisé pour la maçonnerie.

I.3.1.2 Résistance du béton

Béton est caractérisé par sa résistance à la compression à « j » jours.

I.3.1.2.1 Résistance à la compression

Le béton est défini par une valeur de sa résistance caractéristique à la compression à l'âge de **28 jours**. Celle-ci, notée f_{c28} . Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16x32) dont la hauteur est double du diamètre et de section 200 cm^2 .

$$j \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 0,685 \cdot 28 \log(j+1)$$

$$j = 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

$$j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 1,1 f_{c28}$$

Pour les ouvrages courants on admet une résistance à la compression :

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$$

I.3.1.2.2 Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction à « j » jours notée par « f_{tj} », elle est conventionnellement définie par la relation : $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{MPa})$ [2]

$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$, on trouve :

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

I.3.1.3 Module de déformation longitudinale

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

I.3.1.3.1 Module d'élasticité instantané « E_{ij} » : [2]

Sous des contraintes normales d'une courte durée (inférieure à 24 heures), on admet qu'à **j jours**, le module d'élasticité instantané du béton est égal à :

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \rightarrow E_{ij} = 34179.558 \text{ MPa}$$

f_{cj} : résistance caractéristique à la compression à **j jours**. (MPa).

I.3.1.3.2 Module d'élasticité différé « E_{vj} » [2]

Sous des contraintes de longue durée d'application, on admet qu'à **j jours**, le module de déformation longitudinale différée est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700(f_{ci})^{1/3} \rightarrow E_{vj} = 11496.76 \text{ MPa}$$

I.3.1.4 Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{Allongement relatif dans le sens transversale}}{\text{Raccourcissement relatif longitudinale}}$$

- E.L.U :

$$\nu = 0,0 \text{ calcul des sollicitations (béton fissuré) .}$$

- E.L.S :

$$\nu = 0,2 \text{ calcul des déformations (béton non fissuré).}$$

I.3.1.5 Poids volumique

On adopte la valeur :

$$\rho = 25 \text{ kN/m}^3 \text{ pour le BA.}$$

$$\rho = 24 \text{ kN/m}^3 \text{ pour le béton.}$$

I.3.1.6 Les contraintes limites de calcul :

En se référant au règlement du **BAEL 91(modifier 99)**, on distingue deux états limites.

I.3.1.6.1 Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U)

L'état limite ultime 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 :

Avec

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

γ_b : Coefficient de sécurité.

Tel que :

$\gamma_b = 1,5$ cas des situations durables ou transitoires..... $f_{bc} = 17$ MPa

$\gamma_b = 1,15$ cas des situations accidentelles..... $f_{bc} = 22.17$ MPa

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

Si $t > 24h$ $\longrightarrow \theta = 1$

Si $1 h < t < 24 h$ $\longrightarrow \theta = 0,9$

Si $t < 1 h$ $\longrightarrow \theta = 0,85$

Avec :

t = durée d'application de l'action considérée en heures.

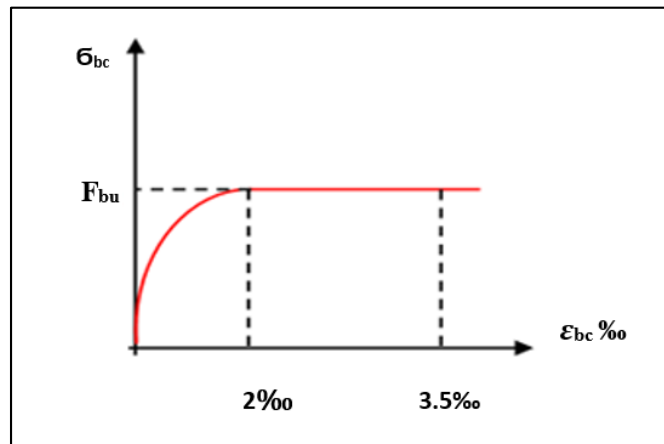


Figure I.4. Diagramme contrainte-déformation du béton à ELU.

I.3.1.6.2 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 : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} = 18 \text{ MPa}$$

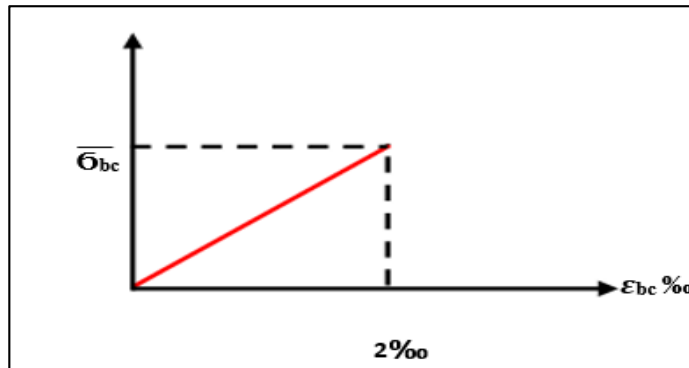


Figure I.5 : Diagramme contrainte-déformation du béton à ELS.

I.3.2 ACIERS

Afin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

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

- Ronds lisses ($\varnothing$) : FeE240
- Barres à haute adhérences (HA) : FeE500
- Treillis soudés (TS) : TLE520 $\varnothing = 6$ mm pour les dalles.

I.3.2.1 Les limites élastiques :

- Les ronds lisses (R.L): ($f_e = 235 \text{ MPa}$)
- Barres à haute adhérence (HA) : $f_e = 500 \text{ MPa}$.
- Treillis soudés (TS) : $f_e = 520 \text{ MPa}$.

I.3.2.2 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.

$$E_s = 2,1 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

I.3.2.3 Les contraintes limites de calcul :

I.3.2.3.1 Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant :

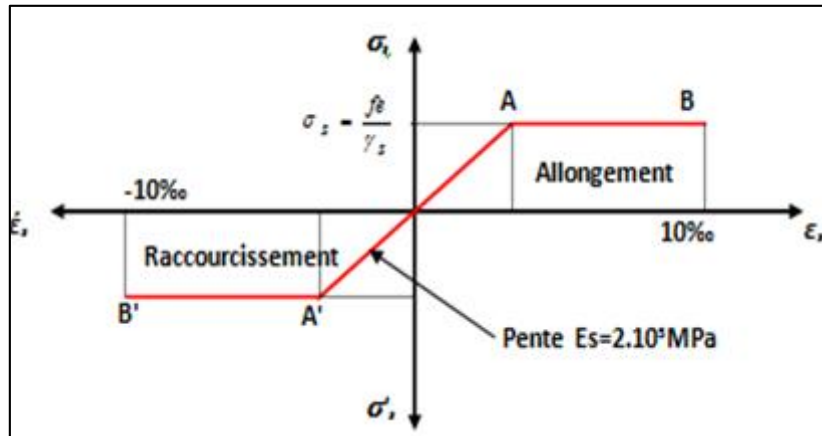


Figure I.6 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier à ELU.

f_e : Contrainte limite élastique

ϵ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier $\rightarrow \epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

$$\epsilon_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier. : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Cas des situations durables ou transitoires} \\ 1.00 & \text{Cas des situations accidentelles} \end{cases}$$

Pour les aciers FeE500 on a : $\epsilon_{es} = \frac{500}{1,15 \times 2,1 \cdot 10^5} = 2,07\text{‰}$

I.3.2.3.2 Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S):

C'est l'état où on fait les vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

Fissuration peu nuisible : pas de vérification.

- Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, \max\left(240 \text{ MPa}; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right)\right)$$

- Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e, \max\left(200 \text{ MPa}; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)\right)$$

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1,00$ pour les aciers ronds lisse.

$\eta = 1,60$ pour les aciers à haute adhérence.

I.3.2.4 Le coefficient d'équivalence :

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

n : Coefficient d'équivalence.

Es : Module de déformation de l'acier.

Eb : Module de déformation du béton

I.3.3 Hypothèses de calcul :

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

Les sections droites restent planes après déformation.

Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.

- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à **3,5 ‰** en flexion simple ou composée et à **2 ‰** dans la compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à **10 ‰**.

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

est égale à :

♦ Rond lisse	{	$\sigma_s = 204,34 \text{ MPa}$	Situation durable
		$\sigma_s = 235 \text{ MPa}$	Situation accidentelle
♦ Haute adhérence	{	$\sigma_s = 434,78 \text{ MPa}$	Situation durable
		$\sigma_s = 500 \text{ MPa}$	Situation accidentelle.

II Chapitre II : Pré-dimensionnement des Eléments structuraux

II.1 Introduction

Le prédimensionnement des éléments porteurs tels que les poteaux, les poutres et les voiles joue un rôle fondamental dans la conception d'une structure en génie civil. Il repose sur l'analyse des charges verticales et des surcharges qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage.

Pour cela, on utilise des méthodes basées sur des formules empiriques établies par les règlements en vigueur, notamment le **RPA99 version 2003, le BAEL 91 modifié 99 et le CBA 93 (règles de conception et de calcul des structures en béton armé)**.

Ces réglementations fournissent des critères spécifiques pour évaluer les dimensions initiales " predimensionnement " des éléments porteurs en fonction des charges appliquées, en tenant compte des propriétés mécaniques du matériau et des exigences de sécurité.

Le pré dimensionnement des éléments résistants est une étape régie par des lois empiriques issues de l'expérience ; il sera fait selon le RPA99 version 2003 et le BAEL91 m99. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

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

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

II.2 Pré-dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et peuvent reposer sur 2,3 et 4 appuis.

Ils sont conçus pour supporter leur propre poids ainsi que les charges d'exploitation, tout en assurant l'isolation thermique et acoustique. En raison de leur forme géométrique et des charges auxquelles ils sont soumis, nous avons opté pour les solutions suivantes :

- Pour la partie courante de la structure, nous avons opté pour l'utilisation de planchers à corps creux.
Cette solution permet d'obtenir un poids réduit pour le plancher tout en maintenant sa solidité.
- Pour les balcons et certaines parties spécifiques des planchers, nous avons opté pour des planchers à dalle pleine.

Ce type de plancher offre une plus grande résistance aux charges concentrées et une meilleure continuité structurelle dans les zones spécifiques où elle est appliquée.

Ces choix de conception tiennent compte des caractéristiques géométriques des planchers, ainsi que des exigences de résistance et de fonctionnalité liées aux différentes parties de la structure.

II.2.1 Pré-dimensionnement des planchers (corps creux) :

Les planchers à corps creux se composent de trois éléments principaux :

- Les corps creux, également connus sous le nom "d'entrevous", agissent comme des coffrages perdus. Ces corps creux sont disposés entre les poutrelles et permettent de réduire le poids total du plancher tout en maintenant une résistance suffisante pour supporter les charges appliquées.
- Les poutrelles en béton armé jouent un rôle essentiel en assurant la stabilité globale du plancher. Elles sont positionnées parallèlement les unes aux autres et reposent sur les appuis.
- La dalle de compression armée, est une dalle en béton armé coulée sur les corps creux. Elle a pour fonction de répartir uniformément les charges sur l'ensemble du plancher et de résister aux efforts de compression. La dalle de compression contribue également à améliorer la résistance et la rigidité globales du système de plancher.

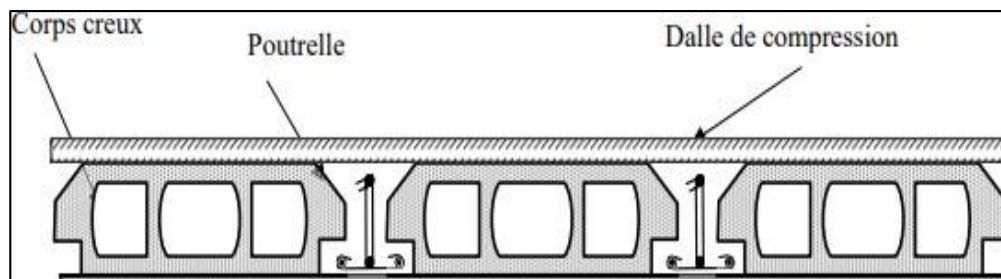


Figure II.1 : Coupe d'un plancher corps creux.

$$\frac{L_x}{25} \leq h \leq \frac{L_x}{20}$$

L_x : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles

$$\frac{519}{25} \leq h \leq \frac{519}{20} \Leftrightarrow 20.76 \leq h \leq 25.95$$

$$\rightarrow h_t = 21 \text{ cm}$$

Pour les planchers en corps creux nous adopterons une épaisseur de **21 cm** → 16+5

II.2.2 Pré-dimensionnement des planchers (dalles pleines) :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2,3 ou 4 appuis. Ce type d'élément travaille essentiellement en flexion.

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

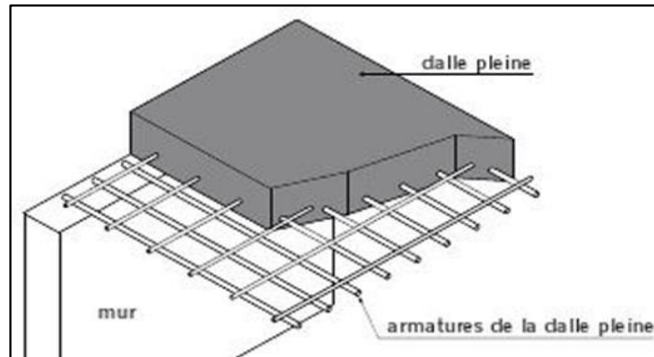


Figure II.2 : Schéma du plancher à dalle pleine.

- **Condition de résistance au feu**

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

$e = 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu

$e = 17,5\text{ cm}$pour quatre heures de coupe-feu.

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

- **Isolation phonique :**

Selon le CBA, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Pour tenir compte des bruits aériens, on limite donc notre épaisseur à : 15 cm

- **Résistance à la flexion**

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- pour dalle reposant sur deux appuis : [5]

$$\frac{L_x}{35} \leq h \leq \frac{L_x}{30}$$

Avec : $L_x = 519\text{ cm}$ « la grande portée »

$$\frac{519}{35} \leq h \leq \frac{519}{30} \Leftrightarrow 14.82 \leq h \leq 17.3$$

Le choix : $e = 15\text{ cm}$

$$e = \max \{ 11 ; 15 ; 20 \} \text{ cm} \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

Pour les dalle pleines nous adopterons une épaisseur de **15 cm**.

II.3 Pré dimensionnement des poutres

Le prédimensionnement des poutres en béton armé peut être effectué en suivant les trois étapes décrites :

- Détermination des dimensions (h, b) : **Le B.A.E.L 91** modifié 99 fournit des formules empiriques qui permettent de calculer les dimensions de la poutre en fonction de différents paramètres tels que la portée, la charge à supporter, les contraintes admissibles, etc.
- Vérification des conditions imposées par le Règlement Parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**) : Le RPA 99 énonce les exigences spécifiques pour la conception parasismique des structures en Algérie.
- Vérification de la rigidité : Outre les dimensions et les exigences parasismiques, il est également essentiel de vérifier la rigidité de la poutre. Cela implique de s'assurer que la poutre est suffisamment rigide pour supporter les charges appliquées et éviter toutes déformations indésirables.

II.3.1 Les poutres principales :

D'après le règlement **B.A.E.L 91** : [2]

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

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

Avec :

$L_{\max}$: Portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales

h : hauteur de la poutre principale.

b : largeur de la poutre

$$L_{\max} = 667 - 40$$

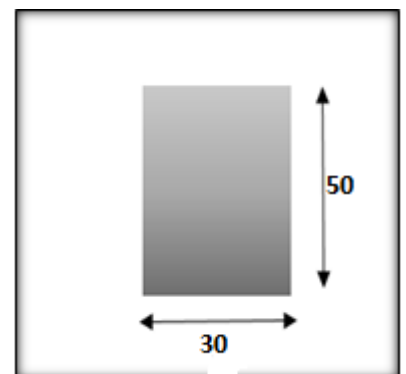
$$\text{Donc : } L_{\max} = 627 \text{ cm}$$

La hauteur de poutre :

$$41,8 \text{ cm} \leq h \leq 62,7 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte } h = 50 \text{ cm}$$

La largeur de la poutre :

$$13.5 \text{ cm} \leq b \leq 31.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte } b = 30 \text{ cm}$$



Vérification d'après RPA 99 version 2003 (art.7.5.1) :

- $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \geq 20$ **vérifiée**
- $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 50 \text{ cm} \geq 30$ **vérifiée**
- $\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{50}{30} = 1,6 \leq 4$ **vérifiée**

II.3.2 Les poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

❖ D'après le règlement B.A.E.L 91 : [2]

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

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

Avec:

$L_{\max}$: Portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres secondaires

h : hauteur de la poutre secondaires.

b : largeur de la poutre .

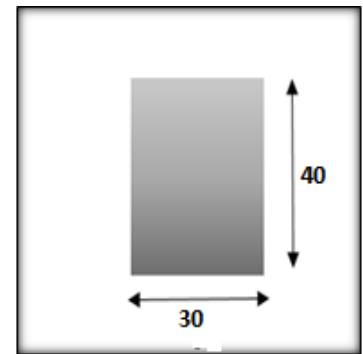
$$L_{\max} = 519 - 40 = 479 \text{ cm}$$

La hauteur de poutre :

$$31.93 \text{ cm} \leq h \leq 47.9 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte } h = 40 \text{ cm}$$

La largeur de la poutre :

$$13.5 \text{ cm} \leq b \leq 31.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte } b = 30 \text{ cm}$$



Vérification d'après RPA 99 version 2003 (art.7.5.1) :

- $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \geq 20$ **vérifiée**
- $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} \geq 30$ **vérifiée**
- $\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{40}{30} = 1.3 \leq 4$ **vérifiée**

II.4 Evaluation des charges et des surcharges [3]

II.4.1 Plancher

II.4.1.1 Plancher terrasse inaccessible

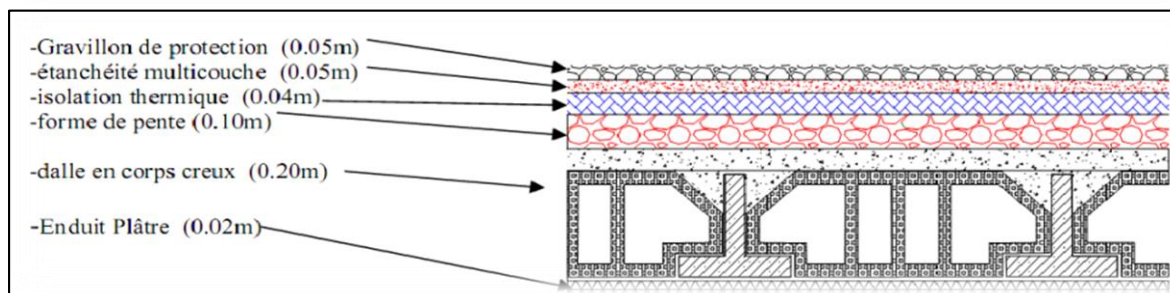


Figure II.3 : plancher terrasse inaccessible.

Elément	e (m)	Poids volumique (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Gravillon de protection	0.05	18	0.9
Etanchéité multicouche	0.02	6	0,12
Isolation thermique	0.04	4	0,16
Béton de pente	0.10	20	2,2
Plancher à corps creux	0.21	/	3,05
Enduit et plâtre	0.02	10	0,2
$\Sigma G =$			6,63 kN/m ²

Tableau II.1 : charges permanents revenant au plancher terrasse inaccessible.

II.4.1.2 Plancher étage courant

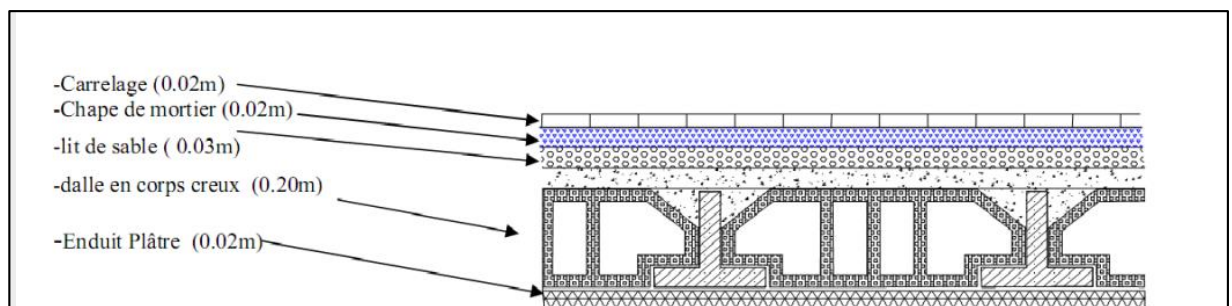
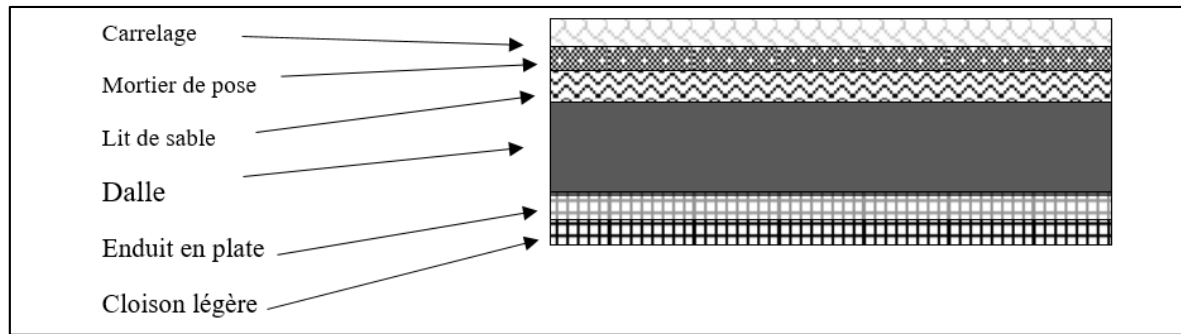


Figure II.4 : Plancher étage courant (corps creux)

Elément	e (m)	Poids volumique (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Dalle de sol	0.028	20	0,56
Mortier de ciment	0.02	20	0,4
Lit de sable	0.3	18	0,54
Plancher à corps creux	0.21	/	3,05
Enduit en plâtre	0.02	10	0,2
Cloison	-	-	1.1
$\Sigma G =$			5.85 kN/m ²

Tableau II.2 : charges permanents de dalle en corps creux étage courant.

➤ **Plancher étage courant (dalle pleine)****Figure II.5 : Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine.**

Elément	e (m)	Poids volumique (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Dalle de sol	0.028	20	0,56
Mortier de ciment	0.02	20	0,4
Lit de sable	0.3	18	0,54
Plancher dalle pleine	0.15	25	3.75
Enduit en plâtre	0.02	10	0,2
Cloison	-	-	1.1
$\Sigma G =$			6.55 kN/m ²

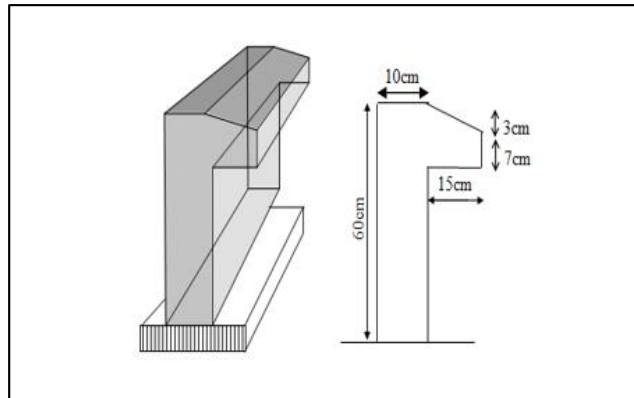
Tableau II.3 : Charges permanentes de dalle pleine étage courant.**II.4.2 Maçonnerie**➤ **Mur extérieur :**

Elément	e (cm)	Poids volumique (kN/m ³)	G (kN/m ²)
enduit de ciment	2	10	0,2
brique creuse	10	9	0,9
l'air	/	/	/
brique creuse	15	9	1,35
enduit de plâtre	2	18	0,36
$\Sigma G =$			2.81 N/m ²

Tableau II.4 : Composition de Mur extérieur.

➤ **Mur intérieur**

Matière	e (cm)	Poids volumique (kN/m ³)	G (kN/m ²)
enduit de plâtre	1	10	0,1
brique creuse	10	9	0,9
enduit de plâtre	1	10	0,1
$\Sigma G =$			1.1 kN/m²

Tableau II.5 : Composition de Mur intérieur.**II.4.3 Acrotère :****Figure II.6 : L'acrotère.****-Charge d'exploitation :**

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

-Charge permanente :

Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml est de $G_1 = \rho_b \cdot s$

ρ_b : Le poids volumique du béton tel que : $\rho_b = 25 \text{ kN/m}^3$

s : La surface transversale totale.

D'où le poids propre de l'acrotère :

$$G_T = G + G_{\text{revêtement}}$$

$$S(0.6 \times 0.1) + \frac{1}{2}(0.15 \times 0.03) + (0.15 \times 0.07) = 0.072 \text{ m}^2$$

-Poids propre de l'acrotère :

$$G = 25 \times 0.07275 \rightarrow G = 1.82 \text{ kN/m}$$

$$G_{\text{revêtement}} = 15 \times 0.02 \times (0.6 + 0.1) \times 2 \rightarrow G_{\text{revêtement}} = 0.42 \text{ kN/ml}$$

$$G_T = 2.24 \text{ kN /ml}$$

II.4.3.1 Dalle pleine balcon

Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique (kN/m ³)	Masse surfacique (kN/m ²)
Dalle de sol	1	22	0.22
Mortier de pose	2	20	0.4
Enduit de plâtres	2	12	0.24
Dalle pleine	15	25	3.75
Couche de sable	2	18	0.36
G = 4.97 kN/m²			

Tableau II.6 : charges permanents du balcon.

Charge concentré du garde-corps :

Elément	G (kN/m ²)
Poids du mur (brique e = 10cm)	0.9
Enduits de ciment (2cm)	0.72
ΣG =	1.62 kN/m²

Tableau II.7 : charges permanents du panneau.**II.4.4 Escalier**

➤ Charges sur la volée :

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids “G”(KN/m ²)
Revêtement en carrelage horizontale	0,02	22	0,44
Revêtement en carrelage vertical	0,02×h/g	22	0,25
Mortier de pose horizontale	0,015	20	0,30
Mortier de pose verticale	0,015×h/g	20	0,17
Marches	h/2	22	1,87
Volée	0,15/cosα	25	4,53
Enduit en ciment	2	20	0,40
Grade corps	/	/	0,60
Somme			Σ=8,56

Tableau II.8 : charges permanents du volée.

a) Charge du palier

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids "G"(KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,015	20	0,30
Lit de sable	0,02	18	0,36
Dalle pleine	0,12	25	3,00
Enduit en ciment	0,02	20	0,4
Somme			$\Sigma=4,50$

Tableau II.9 : charges permanents du palier.

-Charges d'exploitation [3]

Vu la nature des planchers et leur usage, on distingue les charges d'exploitation :

Acrotère (main courante)Q =1,0 kN/ml

Plancher terrasse (inaccessible).....Q =1,0kN/m²

Plancher à usage habitation.....Q = 1,5 kN/m²

Plancher à usage commerce.....Q = 5 kN/m²

Plancher à usage service.....Q = 2,5 kN/m²

EscaliersQ = 2,5 kN/m

BalconQ =3,5kN/m²

II.5 Pré dimensionnement des poteaux :

Lors du prédimensionnement des poteaux en béton armé, plusieurs considérations sont prises en compte, notamment leur capacité à supporter les charges verticales (permanentes et d'exploitation) et à reprendre les efforts sismiques. Voici les étapes courantes du prédimensionnement des poteaux:

- Pour simplifier la conception, on sélectionne généralement trois types de poteaux représentatifs, les plus sollicités : un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.
- Chaque type de poteau est affecté de la surface de plancher chargée qu'il supporte. Les charges verticales comprennent les charges permanentes et les charges d'exploitation.

- La loi de dégression des charges d'exploitation est utilisée pour tenir compte de la diminution progressive des charges en fonction de la hauteur des étages.

Les coefficients de dégression spécifiques sont déterminés en fonction des réglementations applicables et des caractéristiques du projet.

➤ **Dimensionnement des poteaux :**

Les dimensions des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Condition de stabilité:

$$\lambda = L_f / 10$$

Avec : L_f : longueur de flambement.

Condition de l'effort résistant des poteaux soumis à une compression simple :

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

$$N_u = \left[\frac{1}{\beta} \frac{Br \cdot f_{bc}}{0.9} + 0.85 A' \sigma_{s10} \right]$$

D'où la section réduite du poteau (Br) est égale à:

$$Br \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.85 \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \times \frac{A_s}{Br} \right)}$$

N_u : l'effort normal ultime obtenu après la descente des charges :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

R.P.A 2003 exige :

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

- $\text{Min}(a, b) \geq 30 \text{ cm}$
- $\text{Min}(a, b) \geq h_e / 20$ (h_e est la hauteur entre nu d'étage)
- $1/4 < a/b < 4$

Avec :

(a ; b) : dimensions de la section.

h_e : hauteur d'étage.

- Calcul du poteau :

Les poteaux les plus sollicités sont :

- Poteau de centre.
- Poteau d'angle.
- Poteau de rive.

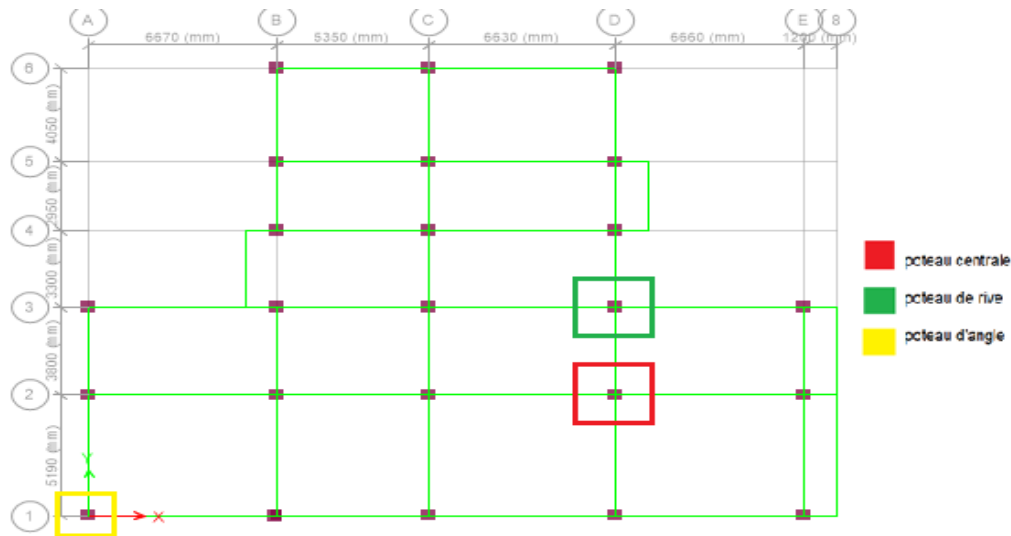


Figure II.7 : Plan de repérage des poteaux les plus sollicités dans le plan.

II.5.1 Poteau central :

Le poteau central sera un exemple de calcul détaillé et pour les autres types on les a généralisées par le même calcul.

Descente de charges :

La descente de charge s'effectuera pour le poteau le plus sollicité.

Le poteau le plus sollicité est D2.

La surface d'influence :

$$S_1 = 3,015 \times 2,29 = 6.9043 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 3,015 \times 1,5 = 4.52 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 3 \times 1,5 = 4.5 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 3 \times 2,29 = 6.87 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_t = 22.794 \text{ m}^2$$

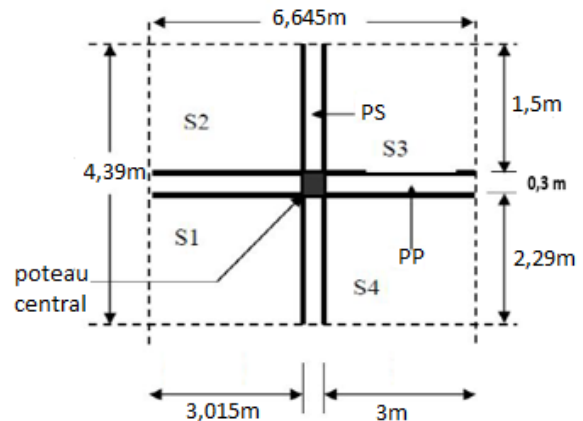


Figure II.8 : Surface revenant au poteau le plus sollicité.

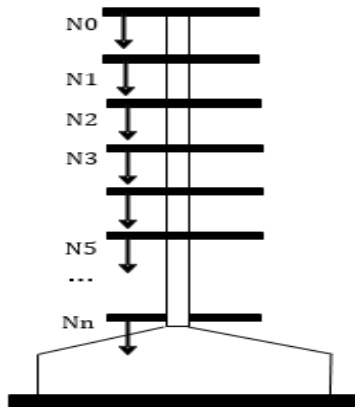
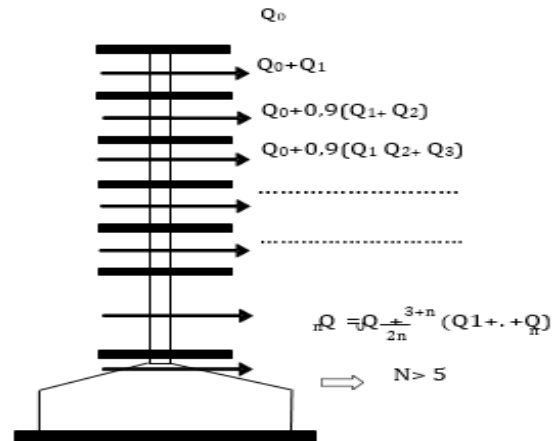
➤ Charges d'exploitation : ([3] B.C.2.2)

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur la toiture de la terrasse couvrant le bâtiment, Q_1 , Q_2 , $Q_3 \dots Q_n$.

Les charges d'exploitation respectives des plancher des étages (1,2,3, ...,n) numérotés à partir du sommet du bâtiment.

➤ **Loi de Dégression :**

Surcharge d'exploitation

Plancher terrasse $Q = 1 \times 22,794 = 22,794 \text{ KN}$ Plancher étage courant et RDC $Q = 1,5 \times 22,794 = 34,191 \text{ KN}$ **Figure II.9.** Schéma de la descente de charge**Figure II.10.** Schéma de la dégression de charge

L'évolution de la charge d'exploitation sont traitée sur le tableau suivant :

Niveau des planchers	Qi (KN/m ²)	Charge d'exploitation	Σ Charges d'exploitation	Surface	Q (KN)
terrasse	Q0	1	Q0	22,794	22,794
6	Q1	1,5	Q0+Q1	22,794	56,985
5	Q2	1,5	Q0+0,95+(Q1+Q2)	22,794	87,75
4	Q3	1,5	Q0+0,9(Q1+Q2+Q3)	22,794	120,23
3	Q4	1,5	Q0+0,85(Q1+Q2+Q3+Q4)	22,794	152,71
2	Q5	1,5	Q0+0,8+(Q1+.....+Q5)	22,794	185,2
1	Q6	2,5	Q0+0,75+(Q1+.....+Q6)	22,794	193,749
RDC	Q7	2,5	Q0+0,714(Q1+.....+Q7)	22,794	236,487
Sous-sol	Q8	1,5	Q0+0,687(Q1+.....+Q8)	22,794	262,131

Tableau II.10 : Les charges d'exploitation de poteau centrale.

➤ **Charge permanente :**

Les résultats de la descente des charges du poteau central sont donnés dans le tableau suivant :

Etages	Eléments	G(kN)
Terrasse	-Plancher terrasse : 22.794×6.63	151.12
	-poutre principal : $0.3 \times (0.5-0.2) \times 6.645 \times 25$	14.95
	-poutre secondaire : $0.3 \times (0,4-0.2) \times 4.39 \times 25$	6.58
	-Poteau: $0,4 \times 0,4 \times (3.06 -0.5) \times 25$	10.24
	$\Sigma G=$	182.89
(6 ;5 ;4)^{ème} étage	-Plancher étage courant : 22.794×5.85	133.34
	-poutre principal : $0.3 \times (0.5-0.2) \times 6.645 \times 25$	14.95
	-poutre secondaire : $0.3 \times (0,4-0.2) \times 4.39 \times 25$	6.58
	-Poteau: $0,4 \times 0,4 \times (3.06 -0.5) \times 25$	10.24
	$\Sigma G=$	165.11
(3 ;2)^{ème} étage	-Plancher étage courant : 22.794×5.85	133.34
	-poutre principal : $0.3 \times (0.5-0.2) \times 6.645 \times 25$	14.95
	-poutre secondaire : $0.3 \times (0,4-0.2) \times 4.39 \times 25$	6.58
	-Poteau: $0,45 \times 0,45 \times (3.06 -0.5) \times 25$	12.96
	$\Sigma G=$	167.83
1^{er} étage	-Plancher étage courant : 22.794×5.85	133.34
	-poutre principal : $0.3 \times (0.5-0.2) \times 6.645 \times 25$	14.95
	-poutre secondaire : $0.3 \times (0,4-0.2) \times 4.39 \times 25$	6.58
	-Poteau: $0,5 \times 0,5 \times (3.06 -0.5) \times 25$	16
	$\Sigma G=$	170.87
RDC	-Plancher étage courant : 22.794×5.85	133.34
	-poutre principal : $0.3 \times (0.5-0.2) \times 6.645 \times 25$	14.95
	-poutre secondaire : $0.3 \times (0,4-0.2) \times 4.39 \times 25$	6.58
	-Poteau: $0,5 \times 0,5 \times (4.59 -0.5) \times 25$	25.56
	$\Sigma G=$	180.43
Sous-Sol	-Plancher étage courant : 22.794×5.85	133.34
	-poutre principal : $0.3 \times (0.5-0.2) \times 6.645 \times 25$	14.95
	-poutre secondaire : $0.3 \times (0,4-0.2) \times 4.39 \times 25$	6.58
	-Poteau : $0,55 \times 0,55 \times (2.89 -0.5) \times 25$	25.56
	$\Sigma G=$	172.94

Tableau II.11 : La descente des charges de poteau centrale.

Etage	Charge permanent de chaque Niveau	G cumulé
7	182.89	182.89
6	165.11	348
5	165.11	513.11
4	165.11	678.22
3	167.83	846.05
2	167.83	1013.88
1	170.87	1184.75
RDC	180.43	1365.18
Sous-sol	172.94	1538.12

Tableau II.12 : La descente des charges permanentes (Poteau centrale).

Choix des sections des poteaux centraux :

$$\sigma = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$\lambda = 35 \text{ Donc } a = b$$

$$Br = (a-2)^2$$

$$Fbc = \frac{0.85 * fc28}{\gamma_b} = \frac{0.85 * 30}{1.5} = 17 \text{ MPa}$$

$$\lambda < 50$$

$$\text{D'où } \alpha = \frac{0.85}{1 + 2 \frac{35^2}{35}} = 0.708$$

$$Br \geq \frac{Nu}{\alpha + \left(\frac{fc28}{0.9\gamma_b} + \frac{0.01 fe}{\gamma_s} \right)}$$

$$Br \geq \frac{Nu}{0.708 + \left(\frac{30}{0.9 * 1.5} + \frac{0.01 * 500}{1.15} \right)}$$

$$Br \geq 0.053 \times 10^{-3} \times Nu$$

$$(a - 0.02)^2 \geq 0.053 \times 10^{-3} N_u$$

$$a \geq \sqrt{0.053 \times 10^{-3} N_u} + 0.02$$

Niveau	Gcum (KN)	Qcum (KN)	Nu (KN)	a (m)	a=b (m)	min RPA	Choix
07	182,89	22,794	281,09	0,142	14,2	30	40x40
06	348	56,985	555,27	0,191	19,1	30	40x40
05	513,11	87,75	824,32	0,229	22,9	30	40x40
04	678,22	120,23	1095,94	0,261	26,1	30	40x40
03	846,05	152,71	1371,23	0,289	29	30	45x45
02	1013,88	185,2	1646,53	0,315	31,5	30	45x45
01	1184,75	193,749	1890,03	0,336	33,6	30	50x50
RDC	1365,18	236,487	2197,72	0,361	36,1	30	50x50
S-Sol	1538,12	262,131	2469,65	0,381	38,1	30	55x55

Tableau II.13 : Choix des sections des poteaux

Niveau	Charges permanentes cumulé (KN)	Charge d'exploitation cumulé (KN)	Effort normaux Nu=(1,35G+1,5 Q)	Vérification $S \geq Nu / \sigma_{bc}$		Observation
				Section (cm ²)	$S \geq \frac{Nu}{\sigma_{bc}}$	
07	182,89	22,794	281,09	1600	156,16	Vérifiée
06	348	56,985	555,27	1600	308,84	Vérifiée
05	513,11	87,75	824,32	1600	457,95	Vérifiée
04	678,22	120,23	1095,94	1600	608,85	Vérifiée
03	846,05	152,71	1371,23	2025	761,7	Vérifiée
02	1013,88	185,2	1646,53	2025	914,7	Vérifiée
01	1184,75	193,749	1890,03	2500	1050,01	Vérifiée
RDC	1365,18	236,487	2197,72	2500	1220,95	Vérifiée
Sous-sol	1538,12	262,131	2469,65	3025	1372,02	Vérifiée

Tableau II.14 : Récapitulatif de la descente de charge.

II.5.2 Vérification relative aux coffrages :**Vérification au RPA :****✓ Poteau (40x40) :**

R.P.A 2003 exige :

- $\text{Min}(a, b) = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ **Vérifier**
- $\text{Min}(a, b) = 40 \text{ cm} \geq \frac{he}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm}$ **Vérifier**

(he est la hauteur entre nu d'étage)

- $1/4 < \frac{a}{b} < 4 = 0.25 < 40/40 = 1 < 4$ **Vérifier**

✓ Poteau (45x45) :

R.P.A 2003 exige :

- $\text{Min}(a, b) = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ **Vérifier**
- $\text{Min}(a, b) = 45 \text{ cm} \geq \frac{he}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm}$ **Vérifier**

(he est la hauteur entre nu d'étage)

- $1/4 < \frac{a}{b} < 4 = 0.25 < 45/45 = 1 < 4$ **Vérifier**

✓ Poteau (50x50):

R.P.A 2003 exige :

- $\text{Min}(a, b) = 50 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ **Vérifier**
- $\text{Min}(a, b) = 50 \text{ cm} \geq \frac{he}{20} = \frac{306}{20} = 22.95 \text{ cm}$ **Vérifier**

(he est la hauteur entre nu d'étage)

- $1/4 < \frac{a}{b} < 4 = 0.25 < 50/50 = 1 < 4$ **Vérifier**

✓ Poteau (55x55) :

R.P.A 2003 exige :

- $\text{Min}(a, b) = 55 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ **Vérifier**
- $\text{Min}(a, b) = 55 \text{ cm} \geq \frac{he}{20} = \frac{289}{20} = 14.45 \text{ cm}$ **Vérifier**

(he est la hauteur entre nu d'étage)

- $1/4 < \frac{a}{b} < 4 = 0.25 < 55/55 = 1 < 4$ **Vérifier**

- Les sections des poteaux sont de forme carrées, les valeurs sont retenues car elles sont conformes aux exigences du R.P.A 2003.
- Les mêmes étapes de calcul sont effectuées pour les poteaux de rive et les poteaux d'angle et on résume les résultats dans le tableau suivant :

Niveau	Choix
Sous-sol	55*55
RDC	50*50
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	45*45
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage	40*40

II.6 Prédimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments structuraux verticaux, qui servent à contreventer la structure en reprenant les efforts horizontaux (les séismes, les vents, ...), aussi ils sont conçus pour reprendre les efforts verticaux (les charges permanentes et d'exploitation).

Selon le RPA 99 (Règlement Parasismique Algérien) dans sa version de 2003, les éléments satisfaisant la condition $L \geq 4a$ sont considérés comme des voiles.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité au extrémité.

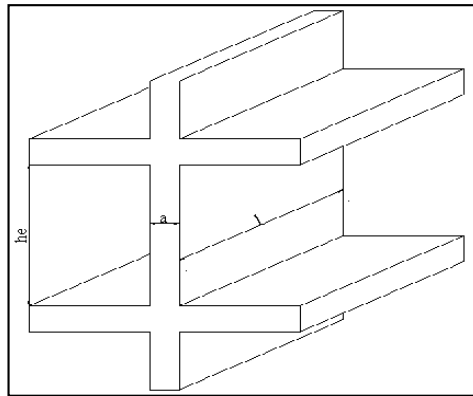


Figure II.11 : Coupe en plan et en élévation d'un voile.

Dans notre cas :

$$a_{min} \geq \max \left[15 \text{ cm} ; \frac{h_e}{20} \right]$$

Avec :

- h_e : Hauteur d'étage

- a_{min} : Epaisseur de voile

Pour le Sous-sol:

$$\begin{cases} h_e = (2.89 - 0,5) = 2,39 \text{ m.} \\ a_{min} \geq \max(15 \text{ cm} ; 11.95 \text{ cm}) \end{cases} \Rightarrow a_{min} \geq 15 \text{ cm.}$$

➤ Pour RDC :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_e = (4,59 - 0,5) = 4.09\text{m} \\ a_{\min} \geq \max(15 \text{ cm} ; 20.45\text{cm}) \Rightarrow a_{\min} \geq 20.45 \text{ cm} \end{array} \right.$$

➤ Pour étage courant :

$$h_e = (3,06 - 0,5) = 2,56 \text{ m}$$

$$a_{\min} \geq \max(15 \text{ cm} ; 12,8 \text{ cm}) \Rightarrow a_{\min} \geq 15 \text{ cm}$$

$$\rightarrow a = \mathbf{20 \text{ cm.}}$$

Pour les voiles nous adopterons pour le RDC une épaisseur de **15 cm** et pour les étages courant une épaisseur de **20 cm**.

II.7 Conclusion :

Etant donné que le pré dimensionnement des éléments structuraux est effectué ; et que toutes les exigences réglementaires sont satisfaites ; on adopte les dimensions suivantes qu'sont à la fois sécuritaire et économique.

- Plancher corps creux : **16+5.**
- Dalle pleine : **e=15cm.**
- Poutres principale (P.P) : **30x50 cm²**
- Poutres secondaires (P.S) : **30x40 cm²**
- poteaux centrales : **55x55 cm² / 50x50 cm² / 45x45 cm²/ 40x40 cm².**
- Voiles Sous-Sol et RDC et les étages courant : **e = 20cm**

III Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1 Introduction

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : élément principaux qui contribue aux contreventements directs, et élément secondaire qui ne contribuent pas directement au contreventement.

L'objectif de ce chapitre est l'étude des éléments secondaires tel que : planchers, escaliers, acrotère, balcon ...etc.

Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement "**BAEL 91 modifié 99**" en respectant le règlement parasismique Algérien "**RPA 99 version 2003**".

III.2 Acrotère

III.2.1 Définition

L'acrotère est une construction complémentaire sur le plancher terrasse ayant pour objectif d'étanchéité et destinée essentiellement à protéger les personnes contre la chute. L'acrotère est un élément non structural, elle sera calculée comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse.

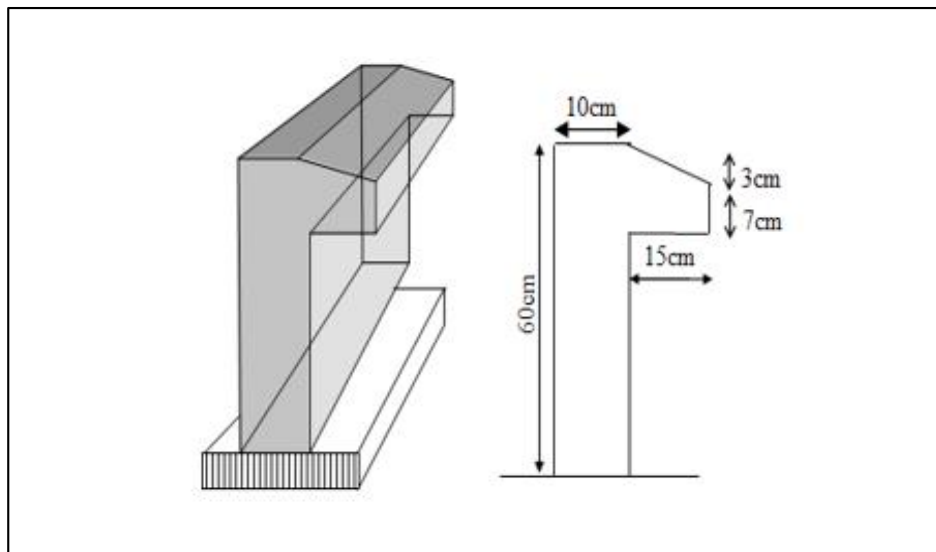


Figure III.1 : L'acrotère.

III.2.2 Ferrailage de l'acrotère

L'acrotère est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse cette dernière est sollicitée par deux efforts importants :

- Effort vertical dû à son poids propre.
- Effort horizontal dû à la main courante créant un moment fléchissant à l'encastrement.

Le calcul se fera au niveau de la section dangereuse, celle de l'encastrement, à la flexion composée par un mètre linéaire de l'acrotère

Le calcul se fait pour une bonde 1m de largeur dont les dimensions sont les suivant

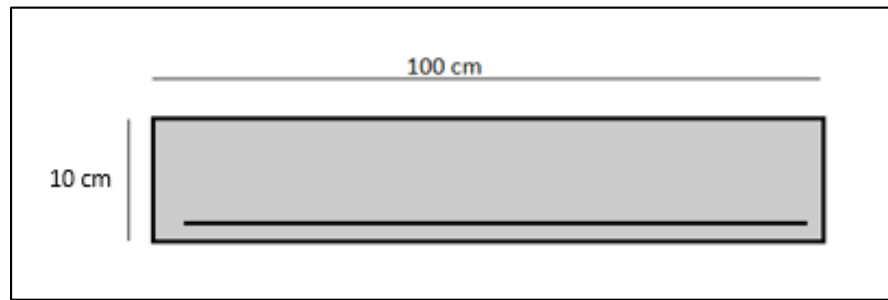


Figure III.2. : Section de l'Acrotère.

- Largeur : $b=100$ cm
- Hauteur : $h=60$ cm
- Epaisseur : $e=10$ cm

III.2.2.1 Evaluation des charges et surcharges

- **Charge d'exploitation :**

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

- **Charge permanente :**

$$S = [(0.6 \times 0.10) + \frac{1}{2} (0.15 \times 0.03) + (0.15 \times 0.07)] = 0.07275 \text{ m}^2$$

- **Poids propre de l'acrotère :**

$$G = 25 \times 0.007275 = 1.82 \text{ kN/ml}$$

$$G_{\text{revêtement}} = 15 \times 0.02 \times (0.6 + 0.10) \times 2 = 0.42 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Donc } G_T = 2.24 \text{ kN/ml}$$

- **L'action des forces horizontales Q_h (F_p) :**

Le RPA préconise une vérification de l'acrotère a la composante horizontale de la charge sismique donnée par :

L'action des forces horizontales est donnée par : $F_p = 4.A.cp.W_p$ [1] (Art 6.2.3)

Avec :

- **A :** 0,25 (zone III, groupe d'usage 2) coefficient d'accélération de zone. [R.P.A.99 (version 2003) /Tableau 4.1]

- **CP** : 0,8 (élément en console) facteur de force horizontale [**R.P.A.99 (version 2003)** /Tableau 6.1].

- **WP** : 2.24 kN (poids de l'acrotère) .

- **F** = max (Fp , Fq) [**R.P.A.99 (version 2003)** /Tableau 6.1].

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

$$\rightarrow \mathbf{Fp} = 1.792 \text{ kN}$$

$$Qu = \text{Max} (1.5Q ; Fp)$$

$$Fp = 1.792 \text{ kN}$$

$$1.5Q = 1.5 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad Qu = Qh = 1.792 \text{ kN}$$

Donc pour une bande de **1m** de largeur :

$$\mathbf{G} = 2.24 \text{ kN/ml} \text{ et } \mathbf{Q} = 1.792 \text{ kN/ml}$$

III.2.2.2 Calcul de sollicitations

Pour une bande de 1m

- **À l'état limite ultime (ELU) :**

$$\text{Effort normal de compression :} \quad \rightarrow \quad Nu = 1,35.G = 3.024 \text{ kN}$$

$$\text{Moment fléchissant :} \quad \rightarrow \quad Mu = 1,5.Q.h = 1.61 \text{ kN.m}$$

$$\text{Effort tranchant :} \quad \rightarrow \quad Vu = 1,5.Q = 2.688 \text{ kN}$$

- **À l'état limite de service (ELS) :**

$$\text{Effort normal de compression :} \quad \rightarrow \quad Ns = G = 2.24 \text{ kN}$$

$$\text{Moment fléchissant :} \quad \rightarrow \quad Ms = Q.h = 1.075 \text{ kN.m}$$

$$\text{Effort tranchant :} \quad \rightarrow \quad Vs = Q = 1.792 \text{ kN}$$

	N (kN)	M (kN.m)	V (kN)
ELU	3.024	1.61	2.688
ELS	2.24	1.075	1792

Tableau III.1 Calcul des sollicitations.

III.2.2.3 Calcul de l'excentricité

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; f_{e} = 500 \text{ MPa} ; e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.61}{3.024} = 0.532 \text{ m} = 53.2 \text{ cm}$$

$$d = \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} < e$$

→ donc la section est partiellement comprimée

Le centre de la section se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures, la section est donc partiellement comprimée, on calcule la section d'armature en flexion simple sous l'effort du moment M_f puis on déduit la section d'armature réelle en flexion composée (en adopte un ferrailage symétrique)

-calcul du moment fictif M_f :

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.61 + 3.024 \left(0.08 - \frac{0.10}{2} \right) = 1.70 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{1.70 \times 10^6}{17 \times 1000 \times 80^2} = 0.0156 < \mu_r = 0.371 \rightarrow \text{les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (} A_s' = 0 \text{) .}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.019$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 79.392 \text{ mm}$$

On a $\mu < 0.1$

$$A_{s \text{ fictif}} = \frac{1.07 \times M_f}{\sigma_s \times d} = \frac{1.07 \times 1.70 \times 10^3}{435 \times 8} = 0.522 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s \text{ fictif}} - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0.522 - \frac{3.024}{100 \times 435} \times 10^3 = 0.452 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :**

$$A_{s \min} > \max \left[\frac{b \times h}{1000} ; 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \right] = [1; 0.883] = 1 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A ; A_{s \min}) = 1 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Espacement :

$$St < \min(3h, 33) = 30 \text{ cm} \rightarrow St = 20 \text{ cm}$$

- Armatures de réparation :**

$$A_r = \frac{A_p}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2 : \rightarrow \text{on prend } \dots\dots\dots A_r = 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

Espacement :

$St < \min(4h; 45) = 40 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } \dots\dots\dots St=20 \text{ cm}$

III.2.2.4 Vérification a ELU

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.688 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.0336 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} < \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \right) = \min (3 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0336 \text{ Mpa} < \overline{\tau_u} = 3 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

- **Vérification des armatures transversale :**

Dans le cas des éléments minces on ne dispose pas les armatures transversales si la condition suivant est vérifier :

$$\tau_u = 0.0336 \text{ MPa} < 0.05 \times f_{c28} = 1.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires à condition qu'on n'ait pas de reprise de bétonnage pendant l'exécution.

III.2.2.5 Vérification ELS

$$M_{ser} = 1.075 \text{ kN.m}$$

$$N_{ser} = 2.24 \text{ kN}.$$

$$e1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1.075 \times 10^2}{2.24} = 47.99 \text{ cm}$$

$$e1 > \frac{h}{2} - c = 3 \text{ cm}$$

Donc la section est partiellement comprimée.

$$c = \frac{h}{2} - e1 = \frac{10}{2} - 47.99 = 42.99 \text{ cm}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieure de la section calculer

$$Y_{ser} = Z_c + C$$

$$P = -3c^2 + 90A \frac{(d-c)}{b} = -5452.179 \text{ cm}^2$$

$$q = -2c^3 - 90A \frac{(d-c)^2}{b} = 154199.72 \text{ cm}^3$$

Résolution de l'équation :

$$Z^3 + pZ + q = 0$$

On calcule Δ :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = (154199.72)^2 + \frac{4 \times (-5452.179)^3}{27}$$

$$\Delta = -2.33 \times 10^8 < 0 \rightarrow \text{donc } \varphi = \arccos\left(\frac{3q}{2p} * \sqrt{\frac{-3}{p}}\right)$$

$$\varphi = \arccos\left(\frac{3 \times 154199.72}{2 \times (-5452.179)} \times \sqrt{\frac{-3}{-5452.179}}\right)$$

$$\varphi = 174.34^\circ$$

$$\alpha = 2 \times \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \times \sqrt{\frac{5452.179}{3}} = 85.26$$

Nous avons 3 solution :

$$Z_1 = \alpha \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 45.03 \text{ cm}$$

$$Z_2 = \alpha \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -85.21 \text{ cm}$$

$$Z_3 = \alpha \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 40.17 \text{ cm}$$

$$Y_{ser 1} = 2.04 \text{ bcm}$$

$$Y_{ser 2} = -128.2 \text{ cm}$$

$$Y_{ser 3} = -2.82 \text{ cm}$$

On prend :

$$0 < y_{ser} = 2.04 \text{ cm} < d = 8 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n A_s (d - y)^2 = 1353.96 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times Z_c}{I} \times y_{ser} = \frac{2.24 \times 45.03}{1353.96} \times 2.04 = 0.151 \text{ kN/cm}^2 = 1.51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.51 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

- Etat limite d'ouverture :**

$$\sigma_s = 15 \times \frac{N_{ser} \times Z_c}{I} \times (d - y_{ser}) = 15 \times 0.07 \times (8 - 2.04) = 6.258 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 62.58 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{n} \cdot f_{t28})\right) = 250 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 62.58 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 250 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

Donc les armature calculer sont convenable.

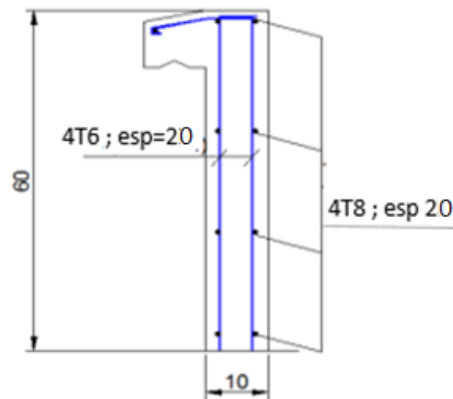


Figure III.3 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.3 Les escaliers

Un escalier est une structure composée de marches qui permettent de passer d'un niveau à un autre dans un bâtiment ou une construction. Les escaliers sont conçus pour supporter le poids des utilisateurs et de leur chargement et doivent être construits selon des normes de sécurité et de réglementation en vigueur. Les escaliers peuvent être fabriqués à partir de différents matériaux tels que le béton, l'acier, le bois ou la pierre, et leur conception dépendra du contexte de leur utilisation, de l'espace disponible et des besoins spécifiques des utilisateurs.

III.3.1 Définition les éléments d'un escalier

Un escalier est caractérisé par :

- **La marche** : la partie horizontale des gradins constituant l'escalier (M).
- **La contre marche** : la partie verticale des gradins (CM).
- **La hauteur** ou la montée d'un escalier (H).
- **La hauteur** d'une marche (h).
- **Le giron** : la largeur de la marche (g).
- **L'embranchement** : la largeur de la volée.
- **La volée** : suite ininterrompue des marches.
- **La paillasse** : le support des marches.
- **Le palier** : la partie horizontale entre les volées.

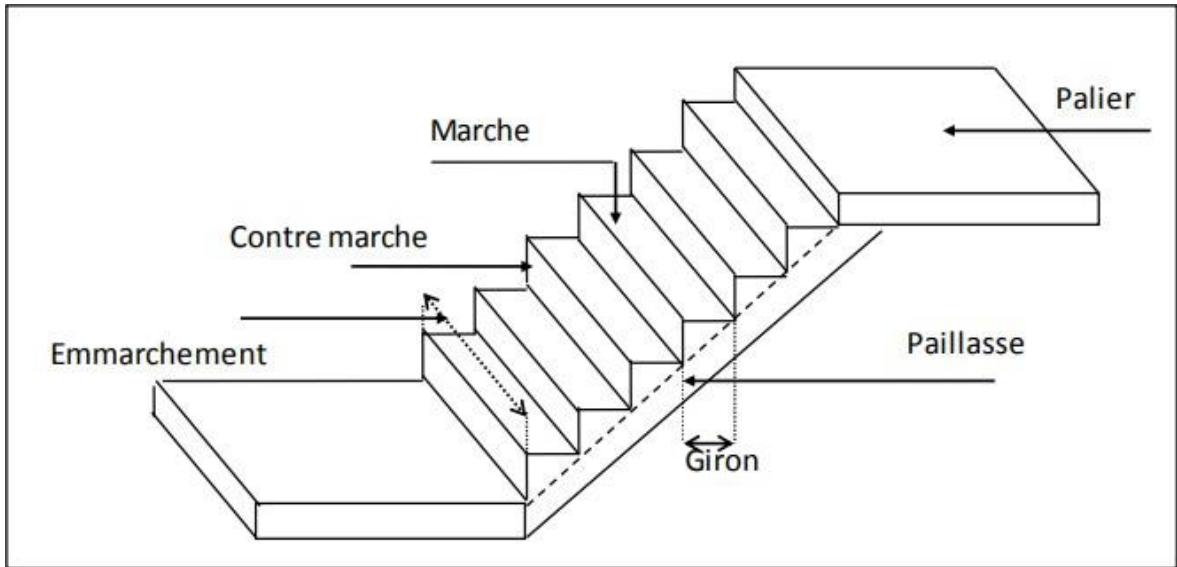


Figure III.4 : Les éléments d'un escalier.

III.3.2 Détermination nombre de marches

III.3.2.1 Relation de Blondel

Pour un escalier confortable on doit avoir :

$$2h + g = 64\text{cm}$$

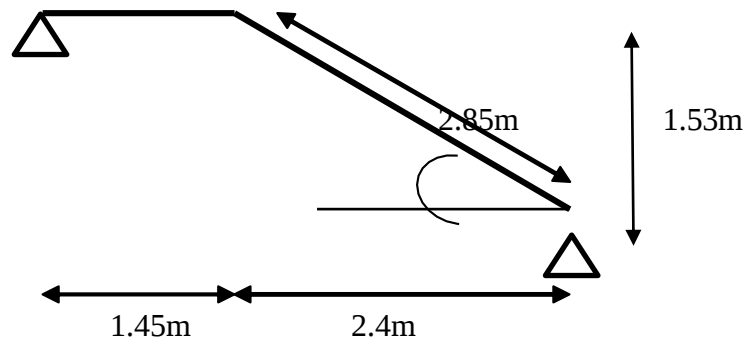


Figure III.5 : Schéma statique de l'escalier

III.3.2.2 L'inclinaison de la volée

$$\tan \alpha = \frac{1.53}{2.4} \Rightarrow \alpha = 32.51^\circ$$

- **(n-1)** : Nombre de marches.
- **n** : Nombre de contre marches.
- **h** : Hauteur de la marche
- **g** : Largeur de la marche (giron).
- **L** : Portée en plan de la volée ($L = 2.4 \text{ m}$)
- **H** : Hauteur entre les faces supérieures de deux paliers successifs

Pour un bâtiment d'habitation, on prend : $(g+2h) = 64$

$$64 n^2 - n (64 + 2H + L) + 2H = 0$$

$$64 n^2 - n (64 + 2 \times 153 + 240) + 2 \times 153 = 0$$

$$64 n^2 - 610 n + 306 = 0$$

$$\Delta = 610^2 - 4(64 \times 306) = 293764$$

$$n_1 = \frac{610 - \sqrt{293764}}{2 \times 64} = 0.53$$

$$n_2 = \frac{610 + \sqrt{293764}}{2 \times 64} = 9$$

On prend le nombre de marche **$n = 9$**

Le nombre de contre marche **$n-1 = 8$**

Avec : $h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 15.3 \Rightarrow h = 17 \text{ cm}$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \Rightarrow g = 30 \text{ cm}$$

III.3.2.3 Les vérifications de l'équation de BLONDEL

$$14\text{cm} \leq h \leq 17\text{cm} \quad \text{CV}$$

$$24\text{cm} \leq g \leq 30\text{cm} \quad \text{CV}$$

$$(2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm} \quad 58 < 64 \leq 64$$

III.3.2.4 Détermination de l'épaisseur

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$$l = 1.45 + 2.85 = 4.3 \text{ m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 14.33 \leq e \leq 21.5$$

Donc on prend **$e = 15 \text{ cm}$**

III.3.3 Evaluation des charges

Les charges permanentes **G** et les surcharges d'exploitations **Q** sont évaluées selon le **D.T.R.B.C.22 [3]**

III.3.3.1 Charge permanente**➤ Volée**

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
Revêtement en carrelage horizontale	0,02	22	0,44
Revêtement en carrelage vertical	0,02×h/g	22	0,25
Mortier de pose horizontale	0,015	20	0,30
Mortier de pose verticale	0,015×h/g	20	0,17
Marches	h/2	22	1,87
Volée	0,15/cosα	25	4,53
Enduit en ciment	2	20	0,40
Grade corps	/	/	0,60
Somme			Σ=8,56

Tableau III.2 : Charges permanents du volée.**➤ Palier**

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,015	20	0,30
Lit de sable	0,02	18	0,36
Dalle pleine	0,12	25	3,00
Enduit en ciment	0,02	20	0,4
Somme			Σ=4,50

Tableau III.3 : Charges permanents du palier.

III.3.3.2 Charge d'exploitation

$$Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

III.3.4 Combinaison des charges**E.L.U :**

- **Palier : $q_1 = (1.35 \times 4.5) + (1.5 \times 2.5) = 9.825 \text{ kN/m}^2$**
- **Volée : $q_2 = (1.35 \times 8.56) + (1.5 \times 2.5) = 15.3 \text{ kN/m}^2$**

E.L.S :

- **Palier : $q_1 = 4.5 + 2.5 = 7 \text{ kN/m}^2$**
- **Volée : $q_2 = 8.56 + 2.5 = 11.06 \text{ kN/m}^2$**

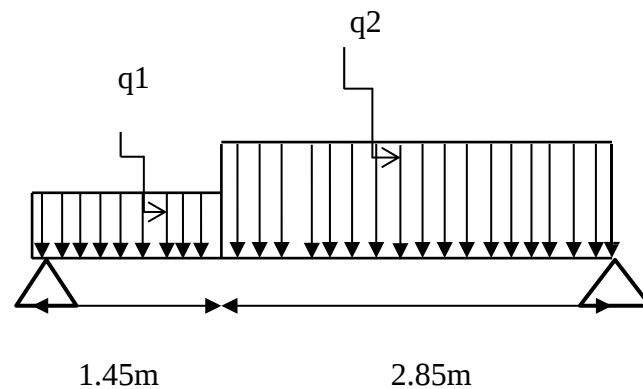
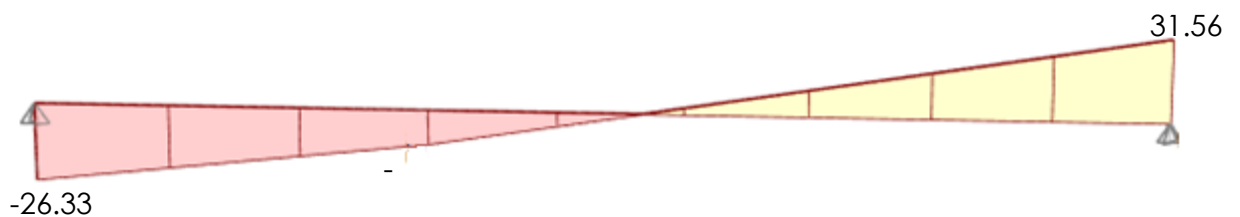
**Figure III.6 : Schéma de chargement de l'escalier à l'ELU****Moment à l'ELU :****Moment à l'ELS :****Effort tranchant T_u :**

Figure III.7 : Diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant de l'escalier.**III.3.4.1 Calcul de ferrailage à l'ELU**

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une Bande de 1 m de largeur, avec :

On prend $M_u^{\max} = 32.55 \text{ kN.m}$

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 13.5 \text{ cm}$; $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 17 \text{ MPa}$

$$\begin{aligned} &\text{➤ Travée : } M_u^{\max}_{\text{travée}} = 0.85 M^{\max} = 0.85 \times 32.55 = 27.66 \text{ kN.m} \\ F_{bc} &= \frac{0.85 \times 30}{1.5} = 17 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\mu = \frac{27.66 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 17} = 0.089$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.089)}) = 0.116$$

$$Z = 135(1 - 0.4 \times 0.116) = 128.73 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{27.66 \times 10^6}{128.73 \times 435} = 493.95 \text{ mm}^2$$

Choix **5T12** = 5.65 cm²

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.41 \leq e \leq 2.8 \text{ cm}^2$$

Choix **5T8** = 2.51 cm²

$$\begin{aligned} &\text{➤ Appui : } M_u^{\max}_{\text{appui}} = 0.5 M^{\max} = 0.5 \times 32.55 = 16.27 \text{ kN.m} \\ F_{bc} &= \frac{0.85 \times 30}{1.5} = 17 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\mu = \frac{16.27 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 17} = 0.052$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.052)}) = 0.066$$

$$Z = 135(1 - 0.4 \times 0.066) = 131.43 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{16.27 \times 10^6}{131.43 \times 435} = 284.57 \text{ mm}^2$$

Choix **4T10** = 3.14cm²

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.785 \leq e \leq 1.57 \text{ cm}^2$$

Choix **3T8** = 1.51 cm²

Tableau III.3: Calcul du ferrailage

	M (kN.m)	μ	μ < μ_R	A_s'	α	Z (mm)	A_{scal} (cm²)	choix	A_r (cm²)	St (cm)
T	27.66	0.089	Oui	0	0.116	128.73	4.93	5T12	4T8	20
A	16.27	0.052	Oui	0	0.066	131.43	2.84	4T10	3T8	25

III.3.4.2 Vérification E.L.S

On prend **M_{ser}^{max} = 23.47 kN.m**

- **Travée** : $M_{ser}^{max}_{travée} = 0.85 M_{ser}^{max} = 0.85 \times 23.47 = \mathbf{19.94 \text{ kN.m}}$
- **Appui** : $M_{ser}^{max}_{trav} = 0,5 M_{ser}^{max} = 0.5 \times 23.47 = \mathbf{11.73 \text{ kN.m}}$

➤ Vérification des contraintes :

Il faut vérifier les deux conditions :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_c$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_t$$

– Position de l'axe neutre :

$$b \cdot y \left(\frac{y}{2} \right) + n \cdot A_s' (y - d') - n \cdot A_s (d - y) = 0$$

$$50 \cdot y^2 - 15(5.65) (13.5 - y) = 0$$

$$50 \cdot y^2 + 84.75y - 1144.125$$

$$\Delta = 236007.5625$$

$$\sqrt{\Delta} = 485.81$$

$$y_1 = \frac{-84.75 - 485.81}{100} = -5.70 < 0$$

$$y_2 = \frac{-84.75 + 485.81}{100} = 4.01 \text{ cm}$$

On prend : $y = 4.01 \text{ cm}$

– **Moment d'inertie :**

$$I = b \left(\frac{y^3}{3} \right) + n \cdot A_s' (y - d')^2 + n \cdot A_s (d - y)^2$$

$$I = 100 \left(\frac{4.01^3}{3} \right) + 15 \times 5.65 (13.5 - 4.01)^2 = 9781.97 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \cdot y = \frac{19.94 \times 10^6}{9781.97 \times 10^4} \times 40.1 = 8.17 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_c = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_c$$

La fissuration étant peu préjudiciable, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

Tableau III.4: Vérification des contraintes du béton

	Mser (kN.m)	As (cm²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_c$ (MPa)	Condition
Travée	19.94	5,65	8,17	18	Vérifiée
Appui	11.73	3,14	7.35	18	Vérifiée

III.3.4.3 Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$T_u = 31.56 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{31.56 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.233 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma b}; 5 \text{ MPa} \right) = 4 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow 0,233 \text{ MPa} < 4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.3.4.4 Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \frac{h}{L} = 0.034 < 0.062 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$\frac{As}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{fe} \quad \frac{As}{b \cdot d} = 0.0042 < 0.0084 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{Mt}{10 \cdot Mo} \quad \frac{h}{L} = 0.03 < \frac{Mt}{10 \cdot Mo} = 0.058 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

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

$$\text{Tel que : } \bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} \quad \text{Si } L > 5,00 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{Si } L \leq 5,00 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } \bar{f} = \frac{430}{500} = 0.86 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie de la section homogène « I0 » :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \cdot As \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15 \cdot As' \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_{iu}}$$

$$I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_{vu}}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b}{b} \right)} \quad \text{pour la déformation instantanée}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b}{b} \right)} \quad \text{pour la déformation différée}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad \text{pourcentage des armatures}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_t 28}{4 \delta \sigma_s + f_t 28}$$

σ_s : contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \cdot d}$$

Tableau III.5 : Calcul de la flèche

M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
19.94	5,65	0,0042	261,42	5,71	2,29	0,381	31176	10571,29	14570,27

• Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 1100(f_{c28})^{1/3} = 34179.56 \text{ Mpa}$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{1/3} = 11496.76 \text{ Mpa}$$

• Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_i I_{fi}} = 0,668 \text{ cm}$$

• Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_v I_{fv}} = 1.25 \text{ cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,582 \text{ cm} < \bar{f} = 0,86 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

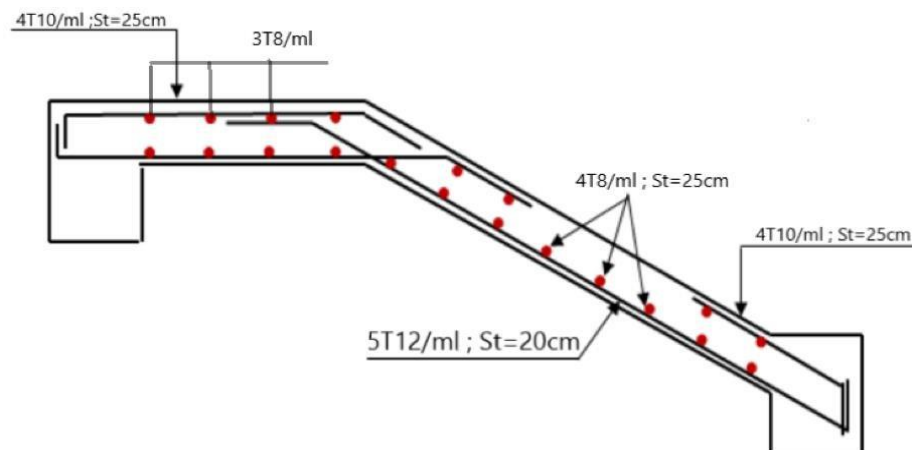


Figure III.8 : Schéma de ferrailage de l'escalier**III.4 Balcon****III.4.1 Définition**

Le balcon est une dalle pleine encastrée dans la poutre, entourée d'une rampe ou un mur de protection, elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre.

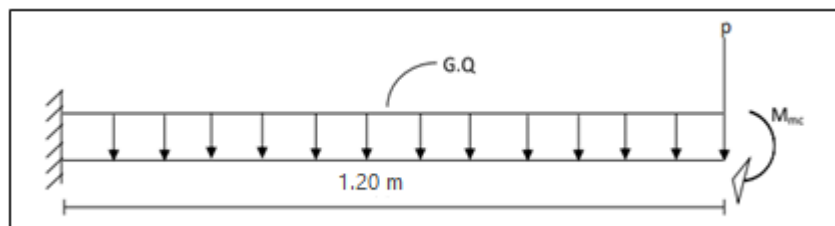
Le balcon est un élément architectural, constituant d'une plate-forme en béton armé de faible largeur, équipé de garde-corps, en saillie sur une façade et positionnée devant une ou plusieurs baies.

Il existe une grande diversité de balcons en béton armé : balcons isolés, balcons filants sur la longueur de la façade, balcon superposés, avec ou sans allège béton, avec ou sans retombée béton. Cette diversité conduit à des modes opératoires différents : balcon totalement coulé en place, partiellement préfabriqué ou totalement préfabriqué.

III.4.2 Ferrailage d'un balcon

Le bâtiment étudié comporte plusieurs types de balcon, et on a généralisée le calcul par balcon rectangulaire comme une console en dalle pleine encastrée à une extrémité et libre à l'autre, soumise à :

- Un poids propre.
- La surcharge d'exploitation.
- Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du garde-corps. Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur.

**Figure III.9 : Schéma statique de balcon.****III.4.2.1 Evaluation des charges**

- **Charge d'exploitation**

$$Q=3.5 \text{ kN/m}^2$$

- **Charge permanentes**

1- Charge du balcon :

Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique (kN/m ³)	Masse surfacique (kN/m ²)
Dalle de sol	1	22	0.22
Mortier de pose	2	20	0.4
Enduit de plâtres	2	12	0.24
Dalle pleine	15	25	3.75
Couche de sable	2	18	0.36
G = 4.97 kN/m²			

Tableau III.7 : évaluation des charges de balcon.**2- Charge concentré du garde-corps :**

Poids du mur (brique e=10cm)	$9 \times 0.1 = 0.9$
Enduits de ciment (2×2cm)	$0.04 \times 18 = 0.72$
	p = 1.62 kN/m²

Tableau III .7 : charges permanents du panneau.

Pour une bande de 1m $\longrightarrow$ $P \times 1m = 1.62 \text{ kN/ml}$

III.4.2.2 Combinaison des charges**- Charge réparties G et Q :**

ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35 \times 4.97) + (1.5 \times 3.5) = 11.96 \text{ kN/ml}$

ELS : $q_s = G + Q = 4.97 + 3.5 = 8.47 \text{ kN/ml}$

- Charge concentré :

ELU : $p_u = 1.35p = 1.35 \times 1.62 = 2.187 \text{ kN/ml}$

- ELS : $p_s = p = 1.62 \text{ kN}$

-Moment due à la main courante :

$M_{mc} = Q \times L = 1 \times 1.5 = 1.5 \text{ kNm}$

	ELU (kN/ml)	ELS (kN/ml)
q	11.96	8.47
P	2.18	1.62

M_{mc}	1.5	1
----------	-----	---

Tableau III.8 : Combinaison des charges.

a) Calcul des efforts internes :

Le diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant seront déterminés par les formules de la R.D.M suivantes :

$$\text{-Moment fléchissant} \rightarrow M_u = - \left(\frac{q}{2} L^2 + F.L + M_c \right)$$

$$\text{-Effort tranchant} \rightarrow T_u = ql + F$$

	ELU	ELS
M(kN.m)	12.73	9.04
T (kN)	16.54	11.78

Tableau III.9 : Combinaison des charges.

III.4.2.3 Calcul de ferrailage

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1ml.

$$f_{c28} = 30\text{MPa} ; f_{t28} = 2,4\text{MPa} ; \sigma_{bc} = 17\text{MPa} ; b = 100\text{cm} ; h = 15\text{cm} ; d=13,5\text{cm} ;$$

$$f_e = 500\text{MPa}$$

M_u (kN.m)	μ	$\mu < \mu_r$	A_s' (cm ²)	α	Z	A_s calculé (cm ²)	Choix	A_s adopté (cm ²)	Esp (cm)
12.73	0.041	oui	0	0.052	132.19	2.21	7T10	5.50	14

Tableau III.10 : Ferrailage de balcon.

III.4.3 Vérification**• Espacement :**

$$St \leq \min \begin{cases} (3h ; 33\text{cm}) & \text{pour une charge répartie} \\ (2h ; 22\text{cm}) & \text{pour une charge concentrée} \end{cases}$$

$$St \leq \min \begin{cases} (33\text{cm}) \\ (22\text{cm}) \end{cases} \rightarrow St = 14 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

• Armatures de répartitions :

$$\frac{A_s}{4} < A_r < \frac{A_s}{2} \quad 1.375 \text{ cm} \leq A_r \leq 2.75 \text{ cm}$$

Le choix est de: **4T8** = 2,01cm² ; avec : St=25cm

• Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{s \min} \quad \text{avec ;} \quad A_{s \min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4,52 \text{ cm}^2 \geq A_{s \min} = 1,5 \text{ cm}^2$$

III.4.3.1 Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau u \leq \overline{\tau u}$

$$\overline{\tau u} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 4 \text{ MPa} \quad ; \quad \gamma_b = 1,5 \text{ situation durable}$$

$$\tau u = \frac{\tau_{\max}}{bd} = \frac{16.54 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.122 \text{ MPa}$$

0.122 MPa $\leq$ 4 MPa $\longrightarrow$ **Condition vérifiée .**

III.4.3.2 Vérification de l'E.L.S

- **Vérification des contraintes du béton :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

Il faut vérifier les deux conditions :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \sigma = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 + n A_s' (y - c') - n A_s (d - y) = 0$$

- Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n A_s' (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

B(cm)	h(cm)	d(cm)	d'(cm)	F _{c28}	F _e	F _{t28}	F _{bc}	n
100	15	13.5	1.5	30	500	2.4	17	15

Tableau III.10 : Tableau des données.

M _{ser}	A _s	A _{s'}	y	I	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	Condition
9.04	5.50	0	3.96	9578.42	3.73	18	vérifier

Tableau III.11 : Tableau des résultats.

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_{ser} \times (d - y)}{I} = \frac{15 \times 9.04 \times (135 - 39.6) \times 10^6}{9578.42} = 135.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max} (0,5 f_e = e 110 \sqrt{n} \times f_{tj}) \right) = 250 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \dots \dots \dots$ Condition Vérifiée.

Vérification de la flèche

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées simultanément, on pourra se dispenser de la vérification de la flèche

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \frac{h}{L} = 0.125 < 0.062 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \frac{A_s}{b.d} = 0.004 < 0.0084 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10.M_o} \quad \frac{h}{L} = 0.125 > \frac{M_t}{10.M_o} = 0.1 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Le balcon sera ferrailé comme suit

- Armateurs principales : 7T10 ($A = 5.5 \text{ cm}^2$)
- Armateurs de répartition : 4T8 ($A = 2.01 \text{ cm}^2$)

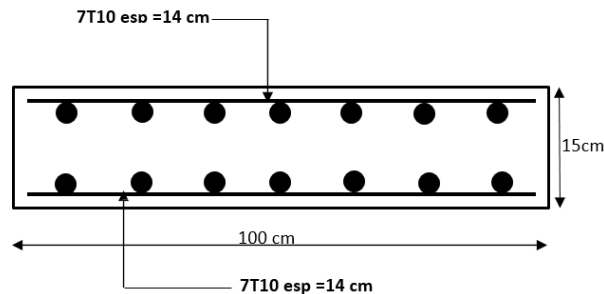


Figure III.10 : Schéma de ferrailage de balcon.

III.5 Les planchers

III.5.1 Introduction

Les planchers sont des éléments plans horizontaux et qui ont pour rôle :

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

III.5.2 Plancher à corps creux

On a un seul type de plancher en corps creux d'épaisseur 25cm.

III.5.2.1 Pré dimensionnement des poutrelles

Notre bâtiment comporte des planchers constitués d'éléments porteurs (**poutrelles**) et d'éléments de remplissage (**corps creux**) de dimension (**16x20x60**) cm³ avec une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur.

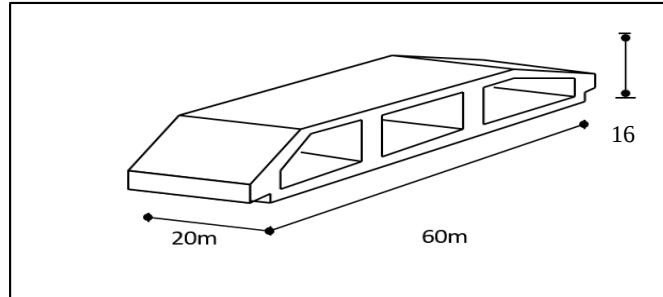


Figure III.11 : Schéma de Corps Creux.

a) Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en (T) en béton armé, elles servent à transmettre les charges Réparties ou concentrées vers les poutres principales, Elles sont disposées suivant le plus grand nombre d'appuis.

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \times h_t$$

h_t : Hauteur du plancher.

h_0 : Hauteur de la dalle de compression

$$b_1 = b - b_0$$

Tel que :

L_X : Distance entre nus d'appuis des poutrelles.

L_Y : Distance entre nus d'appuis des poutres secondaires.

$$b = 2 \times b_1 + b_0$$

$$b_0 = (0,4; 0,6). h = (8,4; 12,6) \text{ cm}$$

Soit : $b_0 = 12 \text{ cm}$.

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} < \min \left(\frac{L_X}{2}; \frac{L_Y}{10} \right) \longrightarrow b < 2 \min \left(\frac{L_X}{2}; \frac{L_Y}{10} \right) + b_0$$

$$L_X = 60 \text{ cm} ; L_Y = 519 \text{ cm}$$

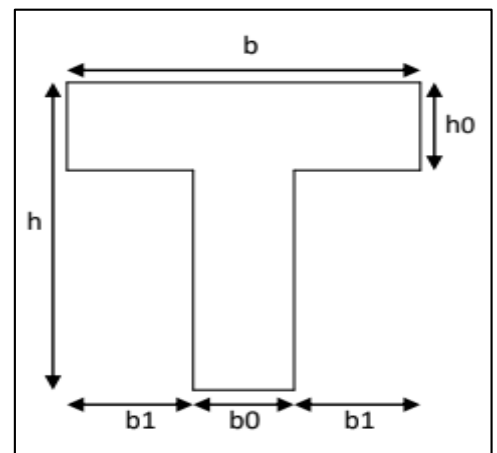


Figure III.12 : Schéma poutrelles.

$$b_1 < \min \left(\frac{60}{2}; \frac{519}{10} \right) = 30 \text{ cm}$$

$$b = 2 \times 30 + 12 = 72 \text{ cm.}$$

$$\rightarrow b = 72 \text{ cm} ; b_0 = 12 \text{ cm} ; b_1 = 30 \text{ cm} ; h_t = 21 \text{ cm} ; h_0 = 5 \text{ cm}$$

III.5.2.2 Evaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles

$$\text{-A l'ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q \quad p_u = 0,60 \times q_u$$

$$\text{-A l'ELS : } q_s = G + Q \quad p_s = 0,60 \times q_s$$

Désignation	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (kN/m ²)	P _u (kN/ml)	q _s (kN/m ²)	P _s (kN/ml)
Terrasse inaccessible	6.63	1,00	10,45	6,27	7.63	4,57
Etage d'habitation	5.85	1,50	10.14	6,08	7.35	4,41

Tableau III.12: Evaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles.

III.5.2.3 Méthode de calcul

Il existe trois méthodes de calcul en béton armé pour calculer les Moments : la Méthode forfaitaire, Méthode de **Caquot** et la méthode de **RDM** ou bien en utilisant le logiciel **ETABS.V20** qui se base sur la Théorie des Eléments Finis. Puisque les poutrelles étudiées sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, alors leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de CAQUOT.
- Par le logiciel ETAPS 2020.

III.5.2.4 Les différents types de poutrelles

On va généraliser avec 1 seul type de calcul pour le plancher plus sollicité.

Type : poutrelles à 5 travées.

III.5.2.5 Calcul des poutrelles

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant le coulage de la dalle de compression.
- Après le coulage de la table de compression.

➤ **1^{ère} étape de calcul :****- avant coulage :**

Avant coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée et elle supporte :

- Son poids propre.
- Le corps creux.
- La charge d'exploitation due à l'ouvrier qui travaille $Q=1\text{ kN/m}^2$

• **Évaluation des charges et surcharges :****1. Charges permanentes :**

Poids propre de la poutrelle $G = 0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,15 \text{ kN/ml}$

Poids du corps creux $G = 0,60 \times 0,16 \times 14 = 1,344 \text{ kN/ml}$

$$G = 1,49 \text{ kN/ml}$$

2. Charges d'exploitation :

$$Q = 1 \times 0,60 \rightarrow Q = 0,60 \text{ kN/ml}$$

• **Combinaison des charges :**

$$\text{E.L.U} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 2,91 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_{ser} = G + Q = 2,09 \text{ kN/ml}$$

• **Calcul des Moments :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2,91 \times 5,19^2}{8} = 9,79 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times l^2}{8} = \frac{2,09 \times 5,19^2}{8} = 7 \text{ kN.m}$$

III.5.2.6 Ferrailage

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U

$$M_u = 9,79 \text{ kN.m} ; b = 12 \text{ cm} ; h = 5 \text{ cm} ; d = 4,5 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 17 \text{ MPa}$$

D'après l'organigramme de la flexion simple ; on a :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = 2,36 > \mu_r = 0,371 \rightarrow A_s' \neq 0$$

Les aciers comprimés sont nécessaires. Il faut soulager la poutrelle par des étaielements verticaux chaque un mètre pour supporter les charges avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

$$L_{\max} = 1.00 \text{ m.}$$

$$M_u = \frac{2.91 \times 1^2}{8} = 0.363 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{0.363 \times 10^6}{120 \times 45^2 \times 17} = 0.087 < \mu_r = 0.371 \quad ; \quad A_s' = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0.113 \\ Z = 42.966 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$A_s = \frac{0.363 \times 10^6}{42.966 \times 435} = 0.19 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad 2\text{HA}10 \quad ; \quad A_s = 1.57 \text{ cm}^2$$

➤ **2ème étape :**

-Après le coulage de la table de compression :

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme un élément en « Té ».

Évaluation des charges et surcharges :

• **Plancher terrasse :**

$$\text{Charge permanentes} \rightarrow G = 6.63 \times 0.60 = 3.97 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Charges d'exploitation} \rightarrow Q = 1 \times 0.60 = 0.60 \text{ kN/ml}$$

• **Plancher courant :**

$$\text{Charge permanentes} \rightarrow G = 5.85 \times 0.60 = 3.51 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Charges d'exploitation} \rightarrow Q = 1.5 \times 0.60 = 0.9 \text{ kN/ml}$$

III.5.2.7 Combinaison des charges

• **Plancher terrasse :**

$$\text{E.L.U : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 6.25 \text{ kN/ml}$$

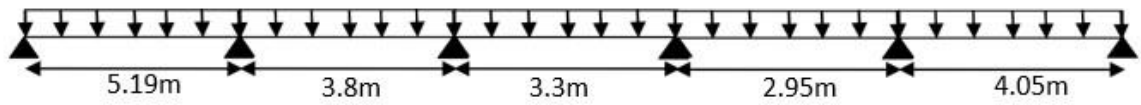
$$\text{E.L.S : } q_{ser} = G + Q = 4.57 \text{ kN/ml}$$

• **Plancher courant :**

$$\text{E.L.U : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 6.165 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S : } q_{ser} = G + Q = 4.41 \text{ kN/ml}$$

Conclusion : Le plancher terrasse est le plus sollicité.

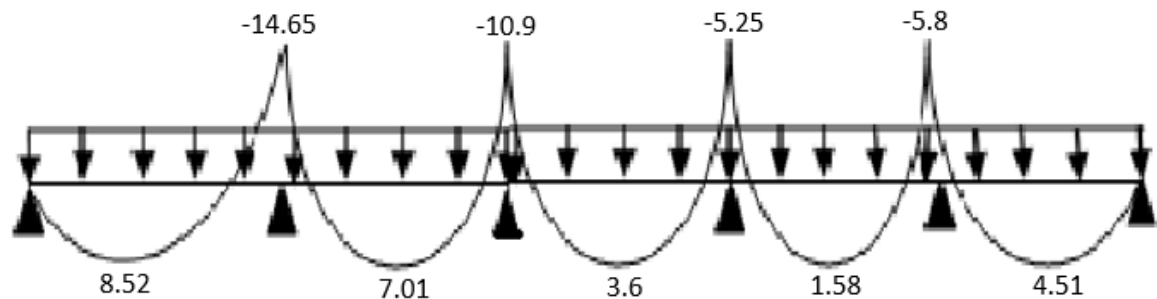
Poutrelles à 5 travées :**Figure III.13 : Schéma statique de la poutrelle à 5 travées.****III.5.2.8 Calcul des efforts internes**

Récapitulation des moments sur appuis et en travées, Effort tranchant de la poutrelle.

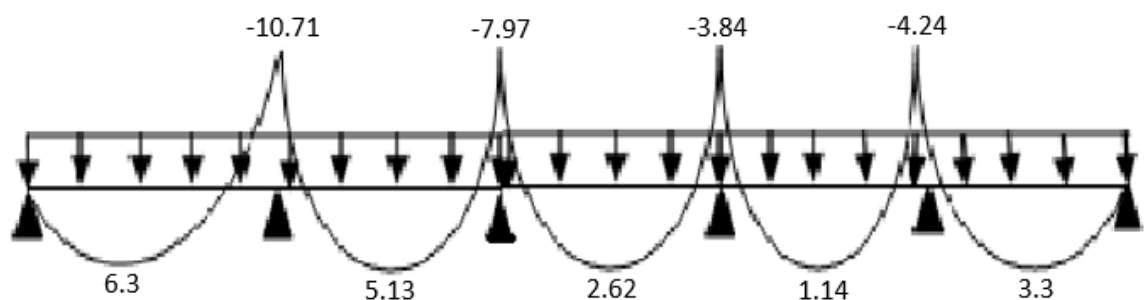
Méthode utilisée : élément finis (ETAPS2020)

- **Diagrammes des Moments :**

ELU :

**Figure III.14 : Diagramme de moment fléchissant à ELU.**

ELS :

**Figure III.15 : Diagramme de moment fléchissant à ELS.**

- Diagrammes des efforts tranchants :

ELU :

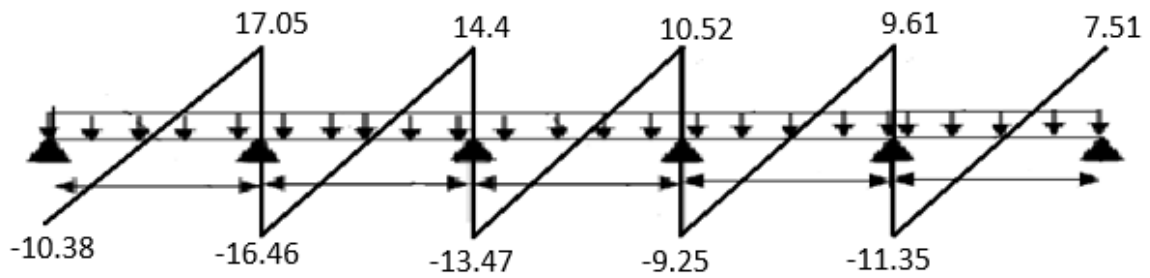


Figure III.16 : Diagramme d'effort tranchant à ELU.

III.5.2.9 Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

Condition1 :

La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au Plus à deux fois la charge permanente ou 5 kN/m^2 $Q \leq \{2G \text{ ou } 5 \text{ kN/m}^2\}$

Terrasse :

$$Q = 0.6 \text{ kN/m}^2 < \{2 \times 3.97 \text{ kN/m}^2 \text{ ou } 5 \text{ kN/m}^2\} \rightarrow \text{cv}$$

$$Q = 0.6 \text{ kN/m}^2 < \{7.94 \text{ kN/m}^2 \text{ ou } 5 \text{ kN/m}^2\} \rightarrow \text{cv}$$

Condition 2 :

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes

Travées $\rightarrow \text{cv}$

Condition 3 :

Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0.8 < \frac{l_i}{l_{i+1}} < 1.25 \rightarrow 0.8 < 1.18 < 1.25 \rightarrow \text{cv}$$

Condition 4 :

La fissuration est non préjudiciable $\rightarrow \text{cv}$

$\rightarrow$ La méthode forfaitaire est applicable pour nos calculs

Remarque :

Si les quatre conditions sont vérifiées, il est toujours possible d'utiliser la méthode de

Caquot minorée, qui conduira à un ferrailage mieux dimensionné que celui obtenu avec la Méthode forfaitaire.

III.5.2.10 Calcul de ferrailage

Le calcul se fait à l'ELU en flexion simple. Ce type sera un exemple de calcul détaillé et pour les autres travées on les a généralisées par le même calcul. Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

- **ELU :**

$$M_{tu \max} = 8.52 \text{ kN.m}$$

$$M_{au \max} = -14.65 \text{ kN.m}$$

- **ELS :**

$$M_{tser \max} = 6.3 \text{ kNm}$$

$$M_{aser \max} = -10.71 \text{ kNm}$$

Ferrailage en travée :

$$h = 21 \text{ cm} ; h_0 = 5 \text{ cm} ; b = 72 \text{ cm} ; b_0 = 12 \text{ cm} ; d = 0,9h = 18.9 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 17 \text{ MPa} ;$$

$$f_e = 500 \text{ MPa} ; f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}.$$

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.

$$M_{tab} = b h_0 \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 100.36 \text{ kN.m}$$

On a :

$$M_{tu \max} = 8.52 \text{ kN.m} < M_{tab} = 14.65 \text{ kN.m}$$

$$M_{au \max} = 14.65 \text{ kN.m} < M_{tab} = 14.65 \text{ kN.m}$$

→ l'axe neutre est dans la table de compression.

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×h) en flexion simple.

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

	MU	μ	α	Z (cm)	As'	As (cm ²)	Le choix	As adopté (cm ²)
Travée	8.52	0.019	0.0239	187.19	0	1.04	3T10	2.36
Appuis	14.65	0.033	0.0419	185.83	0	1.81	3T10	2.36

Tableau III.13 : Calcul de ferrailage.

III.5.2.11 Vérification de la section d'acier selon BAEL91 modifié99

- Condition de non fragilité :

$$A_{s_{\min}} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (2,37 \text{ cm}^2; 1,5 \text{ cm}^2) = 2.37 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 1\text{T14}+1\text{T12 } A_s = 2,67 \text{ cm}^2$$

- Effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable

c'est-à-dire : $T_{u_{\max}} = 17.05 \text{ kN}$

On vérifie si : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0,1f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\} = 4 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

Tel que :

$$\tau_u = \frac{T_{u_{\max}}}{bd} = \frac{17.05 \times 10^3}{720 \times 189} = 0.125 \text{ MPa} \leq 4 \text{ MPa} \rightarrow \text{cv}$$

➤ Au voisinage des appuis

Appuis de rives

- Vérification de la compression du béton

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0.9b_0d} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u = 10,38 \text{ kN}$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0.9b_0d} = \frac{10.38 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 189} = 0.508 \text{ MPa} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 8 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- Vérification des armatures longitudinales

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2 > \frac{T_u - \frac{M_{u0}}{0.9d}}{\sigma_s} = -0.17 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Appuis intermédiaires

- Vérification de la compression du béton

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0.9b_0d} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u = 17,05 \text{ kN}$ (appuis intermédiaires)

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0.9b_0d} = \frac{17.05 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 189} = 0.835 \text{ MPa} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 8 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- Vérification des armatures longitudinales

$$A_s = 2.37 \text{ cm}^2 > \frac{T_u - \frac{M_{ua}}{0.9d}}{\sigma_s} = -0.17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

1- Vérifications à l'ELS :

$$M_{t\text{ser}} \text{ max} = 6.3 \text{ kN.m}$$

$$M_{a\text{ser}} \text{ max} = - 10.71 \text{ kN.m}$$

1-a Vérification des contraintes des armatures :

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

1-b Vérification des contraintes du béton :

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimée. La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre :

- Il faut vérifier les deux conditions :

- $\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$
- $\sigma_{st} = \frac{n \times M_{\text{ser}} \times (d - y)}{I} < \overline{\sigma}_{st}$

-Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 + n A_s'(y - c') - n A_s (d - y) = 0$$

- Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nAs' (y - c') + nAs (d - y)^2$$

	M_{ser} (Kn.m)	As (cm²)	As'	σ_{bc} MPa	σ̄_{bc} MPa	σ_{st} MPa	σ̄_{st} MPa	Condition
Travée	6.3	2.36	0	0.50	18	155.56	250	Vérifier
Appuis	10.71	2.36	0	0.64	18	197.50	250	Vérifier

Tableau III.14 : Contraintes du béton.

Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées : Les conditions à vérifier :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \frac{h}{L} = 0.04 < 0.062 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$\frac{As}{b.d} \leq \frac{4.2}{fe} \quad \frac{As}{b.d} = 0.0017 < 0.0084 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{Mt}{10.Mo} \quad \frac{h}{L} = 0.04 > \frac{Mt}{10.Mo} = 0.0359 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Avec :

h = 21cm ; b0 = 12cm ; d = 18,9cm ; L = 5,19m ; Mtser = 6,3 kN.m ; M0 = 17,54 kN.m ;

As = 2,36 cm² ; Fe = 500 MPa

Puisqu'une condition n'est pas vérifiée, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale :

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

$$\text{Tel que : } f = 0,5 + \frac{L}{1000} \quad \text{Si } L > 5,00 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{Si } L \leq 5,00 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } f = 0,5 + \frac{519}{1000} = 1.019 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogène « I0 » :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15.As \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15.As' \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_{iu}}$$

$$I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_{vu}}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0.05ft_{28}}{\delta(2 + \frac{3b}{b})} \quad \text{pour la déformation instantanée}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02ft_{28}}{\delta(2 + \frac{3b}{b})} \quad \text{pour la déformation différée}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad \text{pourcentage des armatures}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75ft_{28}}{4\delta\sigma_s + ft_{28}}$$

σ_s : contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \cdot d}$$

M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
6.3	2.36	0,0104	141.24	4.61	1.85	0,49	58063.82	19516.05	30414.55

Tableau III.15 : Calcul de la flèche.

- Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 1100(fc_{28})^{1/3} = 34179.56 \text{ Mpa}$$

$$E_v = 3700(fc_{28})^{1/3} = 11496.76 \text{ Mpa}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10E_i I_{fi}} = 0.254 \text{ cm}$$

Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10E_v I_{fv}} = 0.485 \text{ cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,23 \text{ cm} < f = 1.019 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

• **Calcul des armatures transversales et l'espacement :**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type Haute adhérence de nuance **FeE500**

($f_e = 500$ MPa).

$$\begin{array}{l}
 \text{– Selon le C.B.A 93 :} \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b \cdot s_t} \geq \frac{T_u - 0.3 f_{tj} K}{0.9 f_e} \quad K = 1 \quad \text{Art A 5.1.2.3} \\ s_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) \quad \text{Art A 5.1.2.3} \\ \frac{A_t f_e}{b \cdot s_t} \geq \max\left(\frac{T_u}{2}; 0.4\text{MPa}\right) \quad \text{Art A 5.1.2.3} \end{array} \right. \\
 \text{– RPA 99 version 2003} \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{s_t} \geq 0.003 \cdot b_0 \\ s_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \quad \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ s_t \leq \frac{h}{2} \quad \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{array} \right.
 \end{array}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{h}{10}\right)$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales

$$\phi_t \leq \min(0.6 \text{ cm}; 1 \text{ cm}; 1.2 \text{ cm})$$

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

Donc : ($f_e = 500$ MPa).

$$\text{Selon le C.B.A 93} \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{s_t} \geq 0.004 \text{ cm} \\ s_t \leq 17.01 \text{ cm} \\ \frac{A_t}{s_t} \geq 0.0108 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\frac{A_t}{s_t} \geq 0.0036 \text{ cm}$$

$$s_t \leq 5.25 \text{ cm} \quad \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$s_t \leq 10.5 \text{ cm} \quad \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

- **Choix des armatures :**

$$A = 2 \cdot \pi \cdot \frac{\phi l^2}{4} = 0,56 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_t = 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$

- **Choix des espacements :**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 15,83 \text{ cm}$$

Donc : $S_t = 5 \text{ cm}$ Zone nodale

$S_t = 10 \text{ cm}$ Zone courante

III.5.2.12 Schéma de ferrailage



Figure III.17 : Ferrailage des poutrelles

III.5.2.13 Ferrailage de la dalle de compression

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

Si :

- L1 : Distance entre axes des poutrelles
- A1 : Armatures perpendiculaires (AP)
- A2 : Armatures parallèles aux poutrelles (AR)

$$A_2 = \frac{A_1}{2} \quad \left\{ \begin{array}{ll} 50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} & \longrightarrow A_1 = \frac{4 \times L_1}{F_e} \\ L_1 \leq 50 \text{ cm} & \longrightarrow A_1 = \frac{200}{F_e} \end{array} \right.$$

$F_e = 500 \text{ MPa}$ (acier rond lisse $\rightarrow \varnothing \leq 6 \text{ mm}$)

On a : $L = 60 \text{ cm}$

on obtient $\rightarrow A_1 = 0,48 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 5 \text{ HA } 6 = 1,41 \text{ cm}^2$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

- Armatures de répartition :**

$$\frac{A_1}{4} < A_2 < \frac{A_1}{2} = 0,12 < A_2 < 0,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$5 \text{ HA } 6 = 1,41 \text{ cm}^2 \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}.$$

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

- Schéma ferrailage de la dalle de compression :**

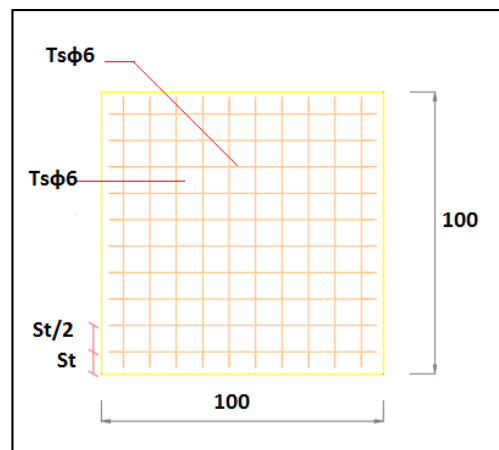


Figure III.18 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.

IV Chapitre IV : Etude Dynamique en Zone Sismique**IV.1 Introduction**

Comme les tremblements de terre peuvent survenir à tout moment et causer des dommages humains et matériels considérables, les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate pour résister à leurs secousses sismiques. Il est nécessaire de suivre scrupuleusement les recommandations des règlements parasismiques pour garantir une construction sûre et solide.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurités imposées par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003**. La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **ETABS 20.0.0** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

IV.2 Méthodes de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) le calcul des forces Sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélogramme.

Pour mener une analyse dynamique, il est impératif de commencer par élaborer un modèle de calcul représentant la structure concernée. Ce modèle est ensuite intégré dans un programme de calcul dynamique pour déterminer les modes propres de vibration et les forces générées par l'activité sismique.

IV.2.1 Méthode statique équivalente**IV.2.1.1 Principe :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

IV.2.1.2 Conditions d'application

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

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :

Zone III :

- Groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

- La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est en zone **III** de groupe d'usage 2 et sa hauteur dépasse les 17m.

IV.2.2 La méthode modale spectrale

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

Dans notre projet, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de régularité en plan et en élévation ne sont pas satisfaites.

IV.2.2.1 Principe

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

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

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

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_K \leq 0.20 \text{ sec} \dots \dots [1] (4 - 14)$

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

IV.2.2.2 Analyse spectrale

- Utilisation des spectres de réponse :

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse.

- toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω). Donc pour des accélérographes données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

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

- Représentation graphique du spectre de réponse :

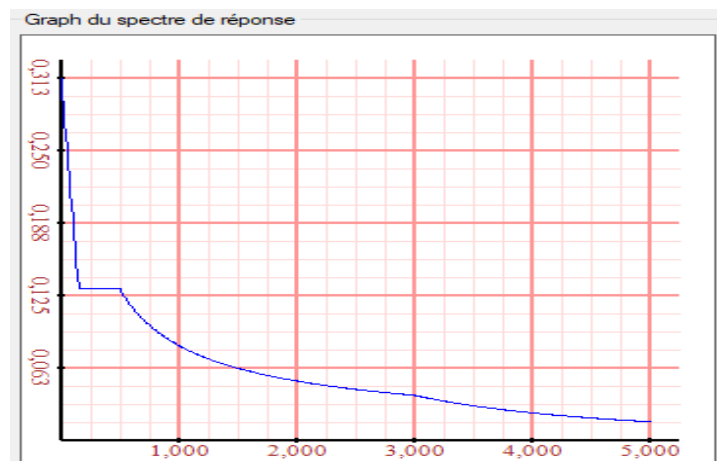


Figure IV.1 : représentation graphique Spectre de réponse.

Avec :

g : Accélération de la pesanteur

A : Coefficient d'accélération de zone

η : facteur de correction d'amortissement.

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : Facteur de qualité.

- **Résultante des forces sismiques de calcul**

L'une des premières vérifications préconisées par les " **RPA99 version 2003** " est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base " V_t " obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente " V " pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport : $\frac{0.8V}{V_t}$

- **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente [1]**

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

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

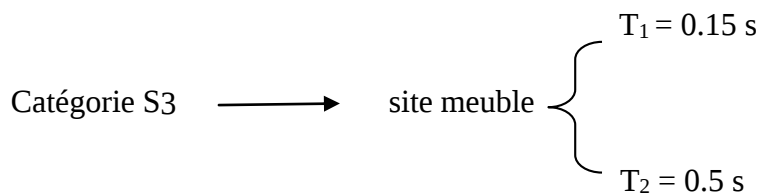
-groupe	}	d'usage : 2	→	A=0.25
-zone		sismique : III		

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s. \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T_2}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad [1]$$

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans le tableau 4.7 de **RPA99/version 2003**.



Le facteur de correction d'amortissement η est fonction du pourcentage critique ξ où :

$$\xi = 7\%$$

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} = 0,8819$$

- **Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques. Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003** sont :

$$T = \min \left(C_T \cdot h_N^{3/4} ; 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

$$C_T = 0.05$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage, il est donné par le tableau 4.6 [1].

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

$$h_N = 26,95 \text{ m}$$

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

$$\begin{cases} D_x = 20.87 \text{ m} \\ D_y = 26.7 \text{ m} \end{cases}$$

$$\longrightarrow T = C_t \times h_n^{\frac{3}{4}} = 0.05(26.95)^{\frac{3}{4}}, \text{ dans les deux directions.}$$

- Suivant la direction (x-x) $T_x = 0.09 \frac{26.95}{\sqrt{20.87}} = 0.53 \text{ sec}$
- Suivant la direction (y-y) $T_y = 0.09 \frac{26.95}{\sqrt{26.7}} = 0.469 \text{ sec}$
- **Sens (x-x) :** $T_x = \min (0.591 ; 0.53) = 0.53$
- **Sens (y-y) :** $T_y = \min (0.591 ; 0.469) = 0.469$
- **sens (x-x) :** $\longrightarrow 1,3 T_x = 0.689$
- **sens (y-y) :** $\longrightarrow 1,3 T_y = 0,609$
- Le choix de la période pour le calcul du facteur d'amplification dynamique moyen est limité comme suit :

$$T = \begin{cases} T_{\text{analytique}} & \text{si } T_{\text{analytique}} < 1,3 T_{\text{empirique}} \\ 1,3 T_{\text{empirique}} & \text{si } T_{\text{analytique}} \geq 1,3 T_{\text{empirique}} \end{cases}$$

$$\text{Calcul de D : } \begin{cases} D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.88 \left(\frac{0.5}{0.53} \right)^{2/3} = 2.12 \\ D_y = 2.5\eta = 2.5 \times 0.88 = 2.2 \end{cases}$$

R : Coefficient de comportement

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement.

Le coefficient de comportement global de la structure, Sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) de **RPA 99 V2003** en fonction du système de contreventement.

On a choisi un **R= 5 (mixte portique/voiles avec interaction)**

Q : Facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

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

La valeur de **Q** déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{1}^6 P_q$$

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

Sa valeur est donnée par le tableau **4.4 (RPA 99/version 2003)**.

Critère q	Observée (o/n)	Pq	Observée (o/n)	Pq
		xx		yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.05	Non	0.05

Tableau IV.1 : Facteur de qualité.

- $Q//xx = 1 + (0.05+0.05+0.05+0+0+0) = 1,15.$
- $Q//yy = 1 + (0.05+0.05+0.05+0+0+0) = 1,15.$

L'effort tranchant à la base par la méthode statique équivalente est donné par :

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

- W : Poids total de la structure :
- W égale à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :
- $W = \sum W_i$
- Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ **(D'après RPA 99, article 4-5, page 33).**

- $\beta = 0,2$ (usage habitation)

Calcul de V statique suivant x et y

sens	A	D	Q	R	W (kN)	Vs (kN)
x-x	0,25	2,12	1,15	3,5	35858,0295	6244,420
y-y	0,25	2,2	1,15	3,5	35858,0295	6480,058

- Méthode dynamique modale spectrale :

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes.

Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non- conforme aux conditions exigées par le **RPA99/version2003** pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1,25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 < T < T_1 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 < T < T_2 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 < T < 3,0s \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3s \end{array} \right. \quad (4-13) [1]$$

IV.2.3 Généralité sur le logiciel ETABS-20

L'ETABS (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems) est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adaptée aux bâtiments

et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments s'autorisant l'approche du comportement de ces structures.

L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique.

Le post- processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...etc.

IV.3 Résultats de l'analyse sismique

IV.3.1 Modèle initial :

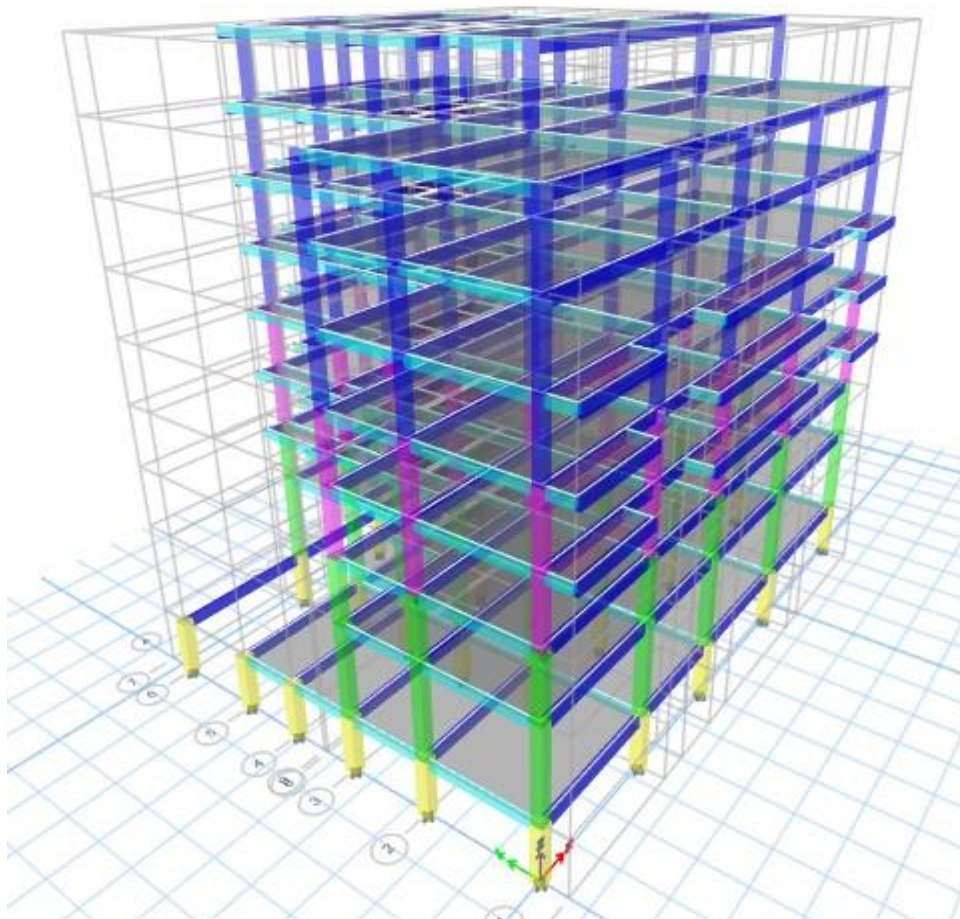


Figure IV.2 : Vue en 3D.

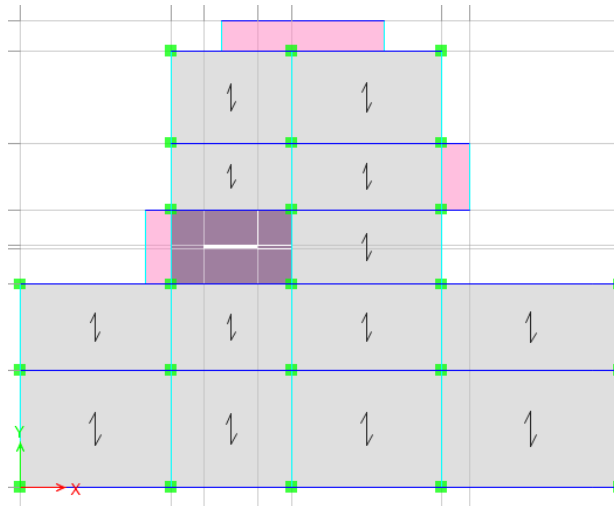


Figure IV.3 : Vue en plan de RDC.

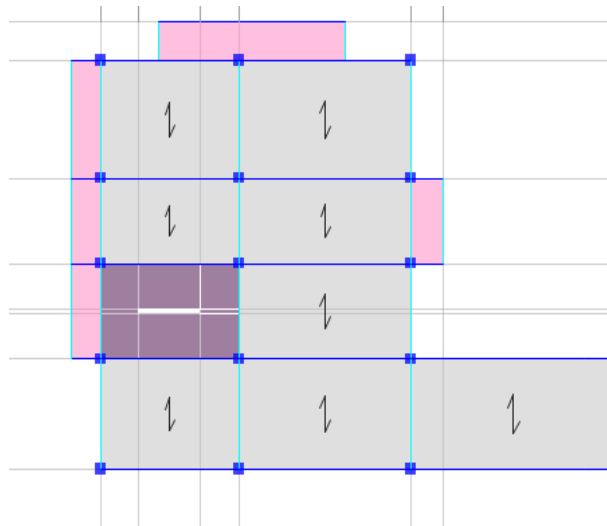


Figure IV.4 : Vue en plan du plancher terrasse.

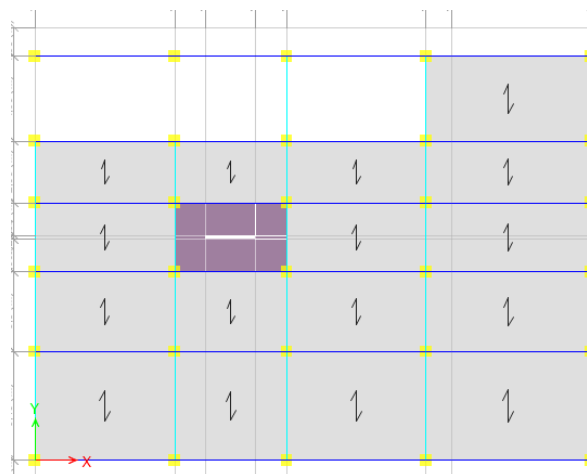


Figure IV.5 : Vue en plan Sous-Sol.

- **Caractéristiques dynamique propres du modèle initial :**

- Une période fondamentale :
- $T_f = 1.129 \text{ s} > 1.3 T_f (\text{RPA})_x = 0.689 \text{ s}.$
- $T_f = 0.885 \text{ s} > 1.3 T_f (\text{RPA})_y = 0,609 \text{ s}.$

➤ Nombre de modes à considérer

a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

b) Dans mon cas les Conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_k \leq 0.20 \text{ sec (4-14) [1]}$$

$$\Rightarrow K \geq 3\sqrt{8} = 8.49 \approx \mathbf{9 \text{ mode}}$$

Mode	Période _(s)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1,129	0,0021	0,7097	8,867E-06	0,0021	0,7097	8,867E-06
2	0,885	0,1971	0,0115	1,555E-06	0,1991	0,7213	0,00001042
3	0,648	0,4645	0,0003	4,861E-06	0,6636	0,7216	0,00001528
4	0,359	0,0003	0,0919	0,00004212	0,6639	0,8135	0,0001
5	0,267	0,0248	0,0033	6,969E-06	0,6886	0,8168	0,0001
6	0,187	0,0001	0,0265	6,502E-06	0,6887	0,8433	0,0001
7	0,162	0,1183	0,00001233	0,00003072	0,807	0,8433	0,0001
8	0,13	0,0034	0,0015	0,0001	0,8104	0,8448	0,0002
9	0,12	0,0002	0,0105	0,0021	0,8106	0,8552	0,0002

Tableau IV.2 : Participation massique du modèle initial.

• **Interprétation des résultats de l'analyse dynamique (Modèle initial)**

Périodes de vibration et taux de participation des masses modales :

Les résultats de tableau IV2 donne la participation massique pour chaque mode. [1]

Ces résultats montrent que :

- La présence d'une rotation dans les trois premiers modes.
- Le taux de la participation massique n'atteint pas 90%

Donc pour éviter le mode de torsion, on doit rigidifier la structure. Le “ **RPA99 version 2003** ” rendent nécessaire l'introduction des voiles dans le système de contreventement.

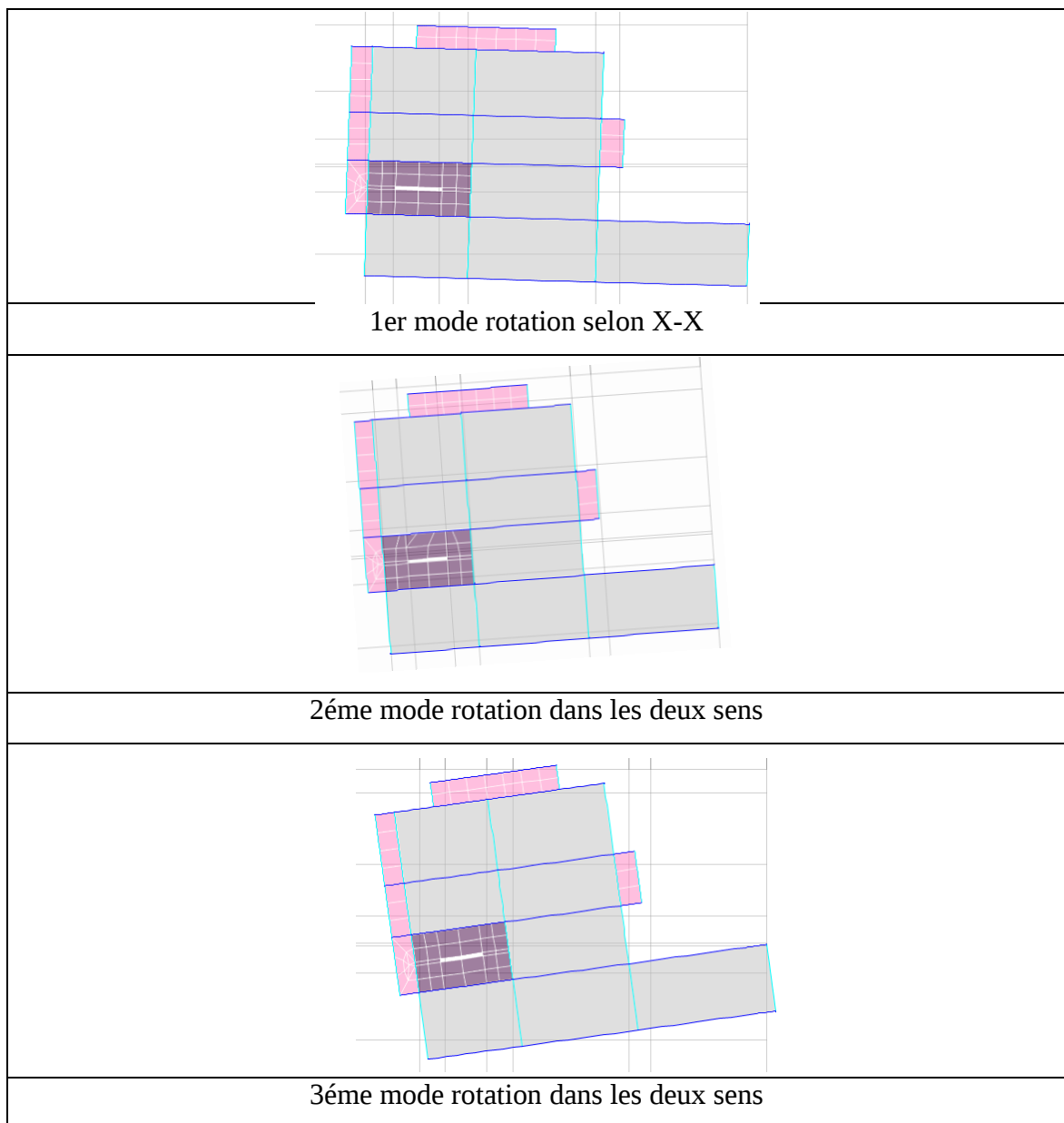


Figure IV.6 : Modes de déformation.

IV.3.2 Modèle final

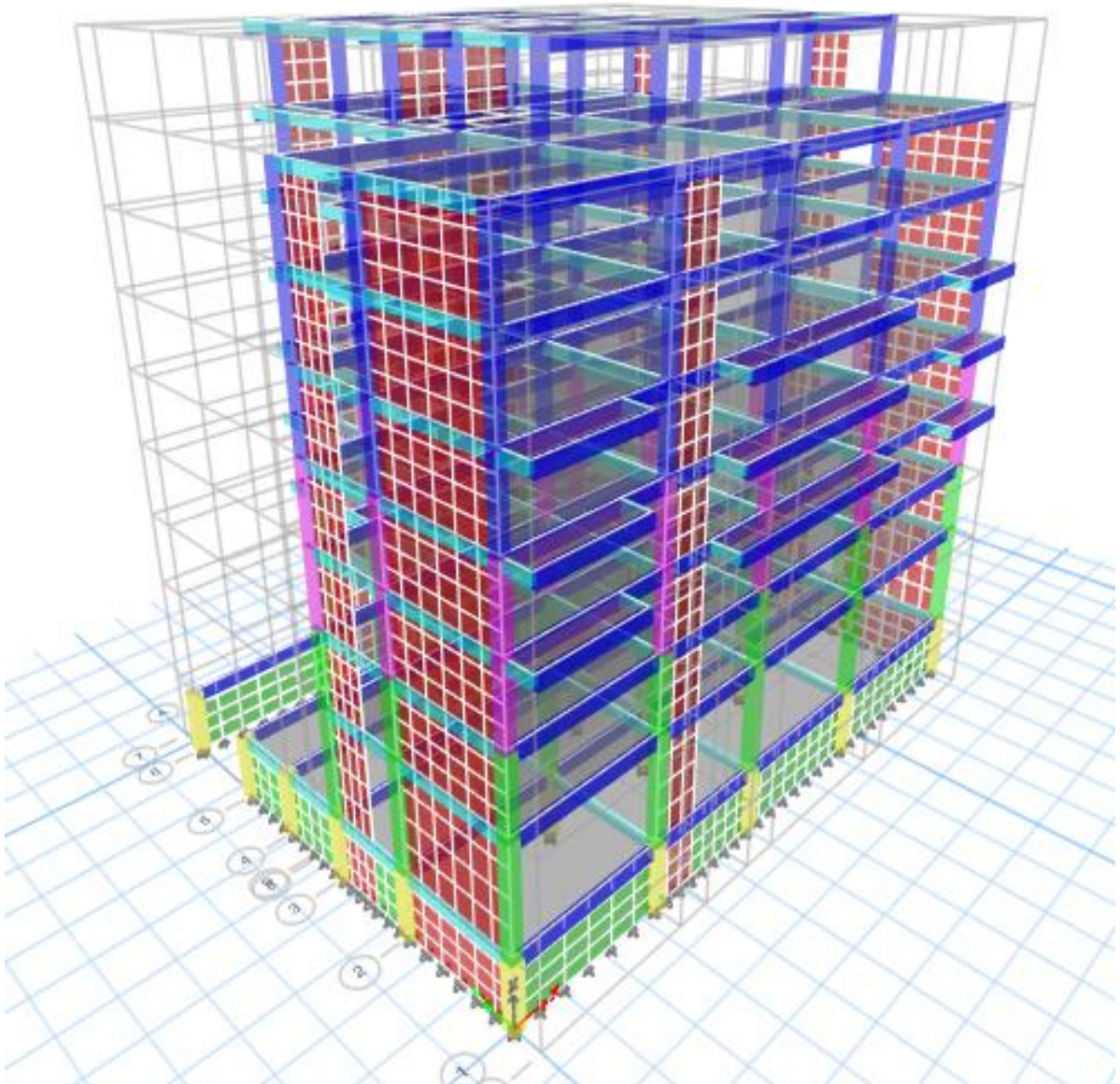


Figure IV.7 : vue en 3D.

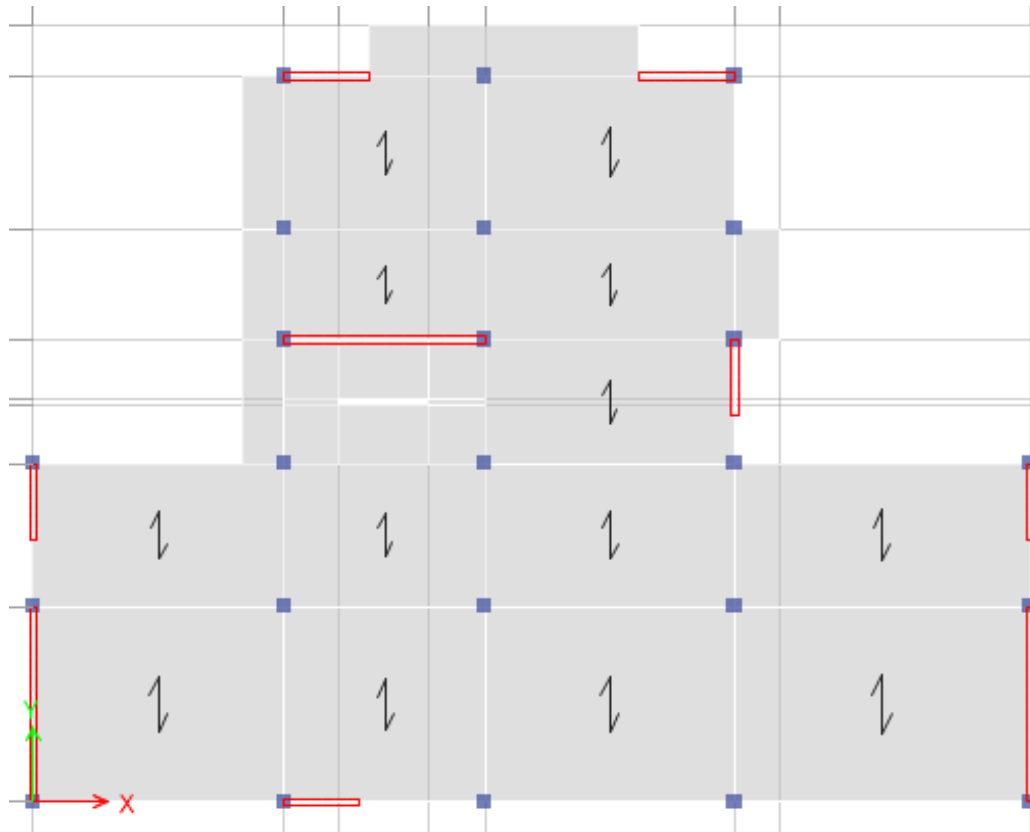


Figure IV.8 : Plan de repérage des voiles dans la structure.

- Caractéristiques dynamique du modèle final :

Mode	Période(s)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	0,709	0,656	7,99E+07	0,000001834	0,656	7,986E-07	0,000001834
2	0,563	0,000001788	0,6556	0	0,656	0,6556	0,000001841
3	0,4	0,0024	0,0005	0	0,6584	0,6561	0,000001997
4	0,181	0,1419	0,0003	0,00001535	0,8003	0,6564	0,00001735
5	0,155	0,0012	0,1205	0,0001	0,8015	0,7769	0,0001
6	0,11	0,00004707	0,0021	1261	0,8015	0,779	0,1262
7	0,109	0,0029	0,0292	0,0006	0,8044	0,8081	0,1268
8	0,103	0,0001	0,00003026	0,0807	0,8045	0,8082	0,2075
9	0,097	0,0002	0,0175	0,0079	0,8047	0,8257	0,2154

Tableau IV.3 : Participation massique du modèle final.

• **Interprétation des résultats de l'analyse dynamique**

Périodes de vibration et taux de participation des masses modales (Modèle final): [1]

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%, le tableau IV.5 donne le pourcentage de la participation massique pour chaque mode.

Ces résultats montrent que :

- Le premier mode est un mode de translation selon la direction X avec un taux de participation massique de 65.60% dans cette direction.
- Le deuxième mode est un mode de translation selon la direction Y avec un taux de participation massique de 65.56% dans cette direction.
- Le troisième mode est un mode de rotation.

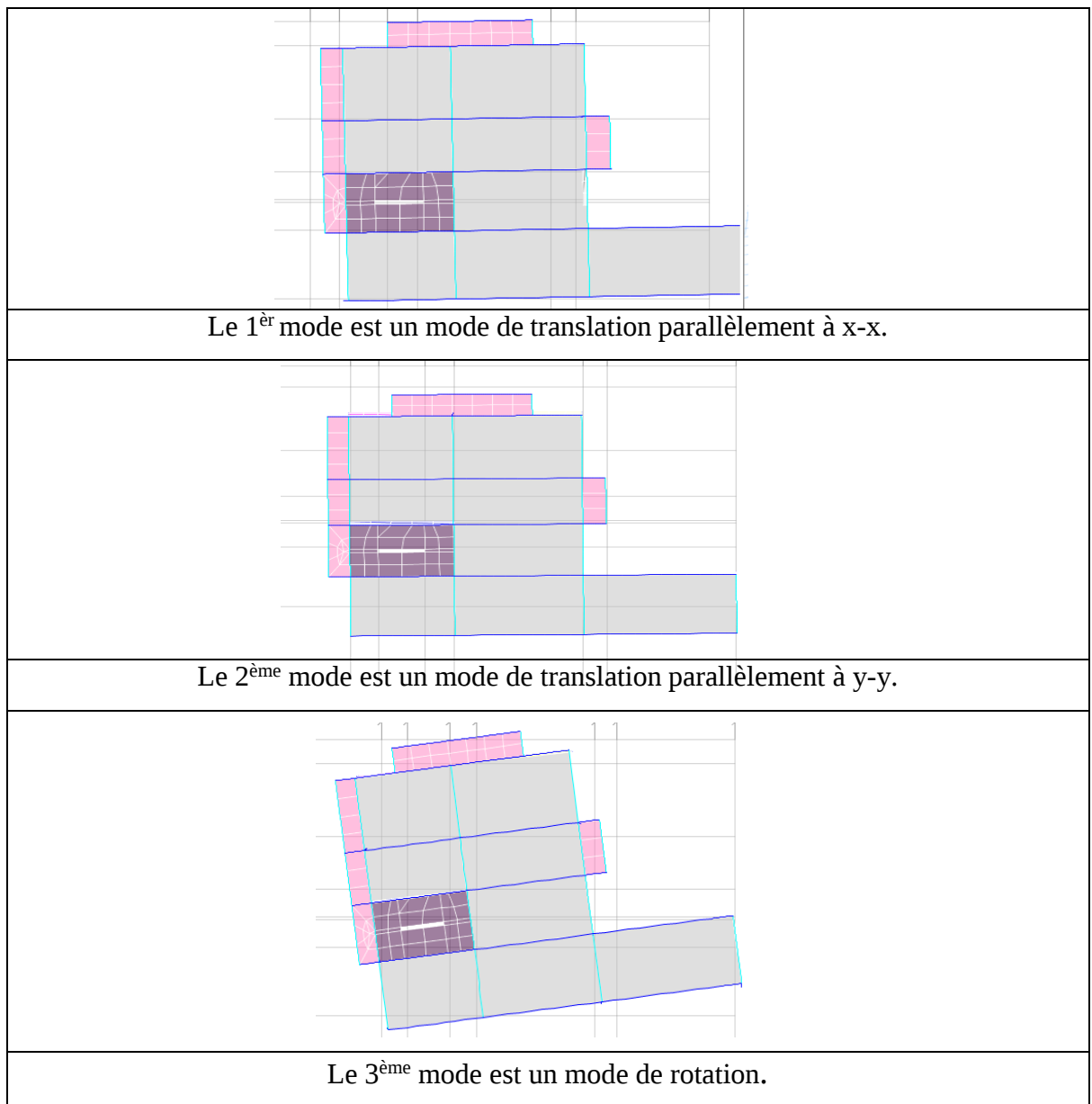


Figure IV.9 : Les modes de déformation.

IV.3.2.1 Vérification de la résultante des forces sismique [1] :

En se référant à ce que stipule l'article 4-3-6 du RPA99/version2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dy} , obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V .

Sens	V dynamique	0.8 x V statique	Observation
Sens X-X	5492,426	4995,54	Vérifié
Sens Y-Y	5766,867	5184,05	Vérifié

Tableau IV.4 : Vérifications de la résultante des forces sismiques.

IV.3.2.2 Vérification de l'interaction voiles-portiques [1] :

L'article (3-4-2) du RPA99/version2003 exige que pour les constructions à Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Effort normal à ELS :

- Voiles :

$$- V_{ELS} = \frac{E_{voiles}}{E_{Totale}} < 20 \% \dots\dots \text{vérifié.}$$

$$- V_{ELS} = \frac{E_{voiles}}{E_{Totale}} = \frac{21050,6052}{40368,6121} = 0,5215 \Rightarrow 52.15 \% > 20 \%$$

On constate que les voiles reprennent 52.15% > 20% des sollicitations due aux charges verticales alors la condition est vérifiée, notre structure a un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton arméR = 3.5

IV.3.2.3 Vérification des déplacements inter étage [1]

Selon l'article 4.43 du RPA99 le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit : $\delta_k = R \times \delta_k$.

δ_k : Déplacement du aux forces sismiques F_i y compris l'effort de torsion.

R : Coefficient de comportement de la structure (**R = 3.5**).

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égale à

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1} .$$

Ce déplacement (ΔK) ne doit pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Niveau	δ_{ek} (mm)	δ_k (mm)	ΔK (mm)	H etage (mm)	1 %he (mm)	observation
7	26,835	93,9225	5,313	3060	30,6	vérifiée.
6	25,317	88,6095	12,8275	3060	30,6	vérifiée.
5	21,652	75,782	12,432	3060	30,6	vérifiée.
4	18,1	63,35	14,028	3060	30,6	vérifiée.
3	14,092	49,322	13,713	3060	30,6	vérifiée.
2	10,174	35,609	13,279	3060	30,6	vérifiée.
1	6,38	22,33	10,983	3060	30,6	vérifiée.
RDC	3,242	11,347	10,9305	3060	30,6	vérifiée.
base	0	0	0	2890	28.9	vérifiée.

Tableau IV.5 : Vérification des déplacements selon x-x.

Niveau	δ_{ek} (mm)	δ_k (mm)	ΔK (mm)	H étage (mm)	1 %he (mm)	observation
7	21,145	74,0075	6,216	3060	30,6	vérifiée.
6	19,369	67,7915	10,22	3060	30,6	vérifiée.
5	16,449	57,5715	10,5665	3060	30,6	vérifiée.
4	13,43	47,005	10,647	3060	30,6	vérifiée.
3	10,388	36,358	10,262	3060	30,6	vérifiée.
2	7,456	26,096	9,457	3060	30,6	vérifiée.
1	4,754	16,639	8,043	3060	30,6	vérifiée.
RDC	2,456	8,596	7,9275	3060	30,6	vérifiée.
base	0	0	0	2890	28.9	vérifiée.

Tableau IV.6 : Vérification des déplacements selon y-y.

A partir des résultats de l'analyse il vient que :

→ Les déplacements latéraux inter-étages sont vérifiés dans ce modèle.

IV.3.2.4 Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA 99/V2003 [1] Art : 7.1.3.3 exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3 : \text{l'effort normal de compression s'exerçant sur la section du poteau.}$$

B : l'aire de la section transversale du poteau. $f_{c28} = 30,00 \text{ MPa}$

Niveau	b (cm)	h (cm)	BC (cm ²)	N (KN)	ν	Observation
9	400	400	160000	16912,4	0,0337318	Vérifiée
8	400	400	160000	447632,2	0,0932567	Vérifiée
7	400	400	160000	724549,7	0,1509479	Vérifiée
6	400	400	160000	1002811,7	0,2089191	Vérifiée
5	450	450	202500	1285780,8	0,2116512	Vérifiée
4	450	450	202500	1570289,8	0,2584839	Vérifiée
3	500	50	250000	1896865,6	0,2529154	Vérifiée
2	500	50	250000	2082128,4	0,2776171	Vérifiée
1	550	550	302500	22382309,9	0,2625135	Vérifiée

Tableau IV.7 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux.

IV.3.2.5 Vérification de l'effet P-Delta

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \quad \text{RPA99 version 2003 [1]}$$

Avec :

pk: Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau k :

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

VK : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

Δk : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

hk: Hauteur d'étage 'k'

Niveau	hk (mm)	Vk (KN)	ΔK (cm)	pk (kN)	ϑ	Observation
9	3060	539,2555	5,313	24194,959	0,00832897	Vérifiée
8	3060	1207,2455	12,8275	30185,548	0,2219711	Vérifiée
7	3060	1742,6623	12,432	36176,138	0,02377549	Vérifiée
6	3060	2203,21	14,028	42281,493	0,0295705	Vérifiée
5	3060	2582,2677	13,713	48386,848	0,03175148	Vérifiée
4	3060	2884,6884	13,279	54604,458	0,0336674	Vérifiée
3	3060	3112,9862	10,983	60835,861	0,03044624	Vérifiée
2	3060	3253,5311	10,9305	68222,171	0,03333294	Vérifiée
1	4590	3263,5574	0,4165	75493,849	0,00099701	Vérifiée

Tableau IV.8 : Vérification de l'effort P- Δ dans le sens x-x.

Niveau	hk (m)	Vk (kN)	ΔK (cm)	pK (KN)	Θ	Observation
9	3060	692,732	6,216	2586,8275	0,00758563	Vérifiée
8	3060	1448,4749	10,22	6392,5091	0,01473974	Vérifiée
7	3060	2120,129	10,5665	10198,1907	0,01661004	Vérifiée
6	3060	2693,5809	10,647	14211,508	0,0183576	Vérifiée
5	3060	3151,3184	10,262	18295,9155	0,01947029	Vérifiée
4	3060	3510,1522	9,457	22380,2293	0,01970473	Vérifiée
3	3060	3767,7434	8,043	26406,5314	0,01842157	Vérifiée
2	3060	3916,2342	7,9275	30360,577	0,02008428	Vérifiée
1	4590	3936,7711	0,6685	35858,0295	0,00132658	Vérifiée

Tableau IV.9 : Vérification de l'effort P- Δ dans le sens y-y.

→ les conditions θ_x et $\theta_y \leq 0,1$ est satisfaites.

IV.4 Conclusion

L'étude dynamique nous a permis de constater une difficulté particulière dans le choix de la disposition des voiles, cette dernière était un véritable obstacle vu la non symétrie, les décrochements que présente la structure et les contraintes architecturales. Après plusieurs essais,

La disposition des voiles nous a donnés des résultats acceptables vis-à-vis les exigences imposées par **RPA99**

Toutes les conditions exigées par **RPA99/2003** sont satisfaites après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement

Les voiles reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales donc le choix du coefficient de comportement global de la structure (**R=3.5**), est justif.

La variante retenue a donné des résultats acceptables en termes de périodes, déplacements et efforts

V Chapitre V : Ferraillage des éléments résistants

V.1 Introduction

Le présent chapitre consiste à calculer le ferraillage des éléments résistants de notre structure et de vérifier leurs résistances vis-à-vis les différentes sollicitations.

Le ferraillage des éléments résistant doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **CBA 93** et le **RPA99 version 2003**. Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

Poteaux ;

Poutres ;

Voiles.

V.2 Ferraillage des poteaux

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), compression "N", et à un moment fléchissant "M".

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.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	$F_{c28}(\text{MPa})$	σ_{bc}	γ_s	$F_e(\text{MPa})$	σ_s
Durable	1,5	30	17	1,15	500	435
Accidentelle	1,15	30	22,17	1	500	500

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

V.2.1 Combinaison d'Action

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

- Selon C.B.A 93 :

$$\text{Situation durable : } \left\{ \begin{array}{l} \text{E.L.U : } 1.35 G + 1.5 Q \\ \text{E.L.S : } G + Q \end{array} \right.$$

- Selon RPA 99 :

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

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- Effort normal maximal et le moment correspondant ($N^{\max}$, M^{corr})
- Le moment maximum et l'effort correspondant ($M^{\max}$, N^{corr})
- Effort normal minimal et le moment correspondant ($N^{\min}$, M^{corr})

Recommandation selon RPA99 version 2003 :

D'après les **RPA99 version 2003**, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par :

$$0,9\% < \frac{A_s}{B} < 3\% \quad \text{en zone courante (Z.C)}$$

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

- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La longueur minimale de $50\varnothing$ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

V.2.2 Méthode de calcul

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons

N.B : On utilise Le logiciel de **SOCOTEC** pour le ferrailage des sections.

- Situation durable :

Combinaison $\rightarrow 1,35G+1,5Q$

➤ ($N^{\max}$, M^{corr})

Niveau	Section (cm ²)	$N^{\max}$ (KN)	M^{corr} (kN.m)	As /face (cm ²)	As' (cm ²)	As min (cm ²)
(4 ; 5 ; 6 ; 7) ème	40*40	-1293,9628	34,0182	0	0	14,4
(2;3) ème	45*45	-2041,9252	40,5801	0	0	18,22
(RDC ; 1 ^{er})	50*50	-2725,8579	24,1861	0	0	22,5
Sous-sol	55*55	-3134,4462	20,0002	0	0	27,22

Tableau V.2 : Ferraillages des poteaux carrées situation durable ($N^{\max}$, M^{corr}).

➤ ($M^{\max}$, N^{corr})

Niveau	Section (cm ²)	$M^{\max}$ (KN)	N^{corr} (kN.m)	As /face (cm ²)	As' (cm ²)	As min (cm ²)
(4 ; 5 ; 6 ; 7) ème	40*40	107,0307	-235,6972	0	0	14,4
(2;3) ème	45*45	68,93,9365	-862,9878	0	0	18,22
(RDC ; 1 ^{er})	50*50	82,6175	-1790,9499	0	0	22,5
Sous-sol	55*55	73,2082	-1252,9171	0	0	27,22

Tableau V.3 : Ferraillages des poteaux carrées situation durable ($M^{\max}$, N^{corr}).

- ($N^{\min}$, M^{corr}) :

Niveau	Section (cm ²)	$N^{\min}$ (KN)	M^{corr} (kN.m)	As /face (cm ²)	As' (cm ²)	As min (cm ²)
(4 ; 5 ; 6 ; 7) ème	40*40	-80,4023	17,3167	0	0	14,4
(2;3) ème	45*45	-763,2609	13,8987	0	0	18,22
(RDC ; 1 ^{er})	50*50	-1134,1901	12,6633	0	0	22,5
Sous-sol	55*55	-4,0064	0,5068	0	0	27,22

Tableau V.4 : Ferraillages des poteaux carrées situation durable ($N^{\min}$, M^{corr}).

- Situation accidentelle :

Combinaison $\rightarrow G+Q+E$

- ($N^{\max}$, M^{corr})

Niveau	Section (cm ²)	$N^{\max}$ (KN)	M^{corr} (kN.m)	As /face (cm ²)	As' (cm ²)	As min (cm ²)
(4 ;5 ;6 ;7) ème	40*40	-1002,8117	-52,2059	0	0	14,4
(2;3) ème	45*45	-1570,2898	-61,2509	0	0	18,22
(RDC ; 1 ^{er})	50*50	-2082,1284	-67,0043	0	0	22,5
Sous-sol	55*55	-2382,3099	-9,5387	0	0	27,22

Tableau V.5 : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle ($N^{\max}$, M^{corr}).

- ($M^{\max}$, N^{corr})

Niveau	Section (cm ²)	$M^{\max}$ (KN)	N^{corr} (kN.m)	As /face (cm ²)	As' (cm ²)	As min (cm ²)
(4 ;5 ;6 ;7) ème	40*40	-130,8384	-385,9207	0	0	14,4
(2;3) ème	45*45	-169,2872	-959,7543	0	0	18,22
(RDC ; 1 ^{er})	50*50	-158,1539	-1112,2839	0	0	22,5
Sous-sol	55*55	-70,5636	-831,6538	0	0	27,22

Tableau V.6 : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle ($M^{\max}$, N^{corr}).

- ($N^{\min}$, M^{corr})

Niveau	Section (cm ²)	$N^{\min}$ (KN)	M^{corr} (kN.m)	As /face (cm ²)	As' (cm ²)	As min (cm ²)
(4 ;5 ;6 ;7) ème	40*40	-36,7436	45,7805	0	0	14,4
(2;3) ème	45*45	-173,6515	60,1828	0	0	18,22
(RDC ; 1 ^{er})	50*50	-255,1965	50,3357	0	0	22,5
Sous-sol	55*55	240,624	6,4541	2,41	2,4	27,22

Tableau V.7 : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle ($N^{\min}$, M^{corr}).

- Combinaison $\rightarrow 0.8G+E$

• $(N^{\max}, M^{\text{corr}})$:

Niveau	Section (cm ²)	$N^{\max}$ (KN)	M^{corr} (kN.m)	As /face (cm ²)	As' (cm ²)	As min (cm ²)
(4 ;5 ;6 ;7) ème	40*40	-699,1755	-54,7966	0	0	14,4
(2;3) ème	45*45	-1085,854	-63,214	0	0	18,22
(RDC ; 1 ^{er})	50*50	-1407,0835	-67,5186	0	0	22,5
Sous-sol	55*55	-1608,9118	-9,568	0	0	27,22

Tableau V.8 : Ferraillages des poteaux carrées situation accidentelle ($N^{\max}$, M^{corr}).

• $(N^{\min}, M^{\text{corr}})$

Niveau	Section (cm ²)	$N^{\min}$ (KN)	M^{corr} (kN.m)	As /face (cm ²)	As' (cm ²)	As min (cm ²)
(4 ;5 ;6 ;7) ème	40*40	-1,3747	44,1996	0,01	0	14,4
(2;3) ème	45*45	28,5692	44,3674	0,31	0,26	18,22
(RDC ; 1 ^{er})	50*50	32,4513	46,5533	0,35	0,3	22,5
Sous-sol	55*55	247,4365	6,73,51	2,48	2,47	27,22

Tableau V.9 : Ferraillages des poteaux carrées situation accidentelle ($N^{\min}$, M^{corr}).

• $(M^{\max}, N^{\text{corr}})$

Niveau	Section (cm ²)	$M^{\max}$ (KN)	N^{corr} (kN.m)	As /face (cm ²)	As' (cm ²)	As min (cm ²)
(4 ;5 ;6 ;7) ème	40*40	-121,404	-301,8503	0	0	14,4
(2;3) ème	45*45	-158,1796	-724,8342	0	0	18,22
(RDC ; 1 ^{er})	50*50	-156,0979	-778,677	0	0	22,5
Sous-sol	55*55	51,8963	-519,0664	0	0	27,22

Tableau V.10 : Ferraillages des poteaux carrées situation accidentelle ($M^{\max}$, N^{corr}).

V.2.3 Choix des armatures :

Niveau	Section (cm ²)	As ^{cal} (cm ²)	As ^{min} (cm ²)	As ^{max} (Z.C)	As ^{max} (Z.R)	Choix (cm ²)	As adopté (cm ²)
(4;5 ;6 ;7) ème	40*40	0	14,4	48	96	8T16	16,08
(2;3) ème	45*45	0	18,22	60,75	121,5	12T16	24.13
(RDC ; 1 ^{er})	50*50	0	22,5	75	150	12T16	24,13
Sous-sol	55*55	2,48	27,22	90,75	181,5	8T16+4T20	28.65

Tableau V.11 : Choix des armatures des poteaux.**V.2.4 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M^{se}, N^{ser}) (annexe, Organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par:

- **Béton** : on doit vérifier que

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

- **Acier** : on doit vérifier que

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \zeta_s = \text{Min}(\frac{2}{3} f_e ; \text{Max}(0,5 f_e = e 110 \sqrt{n} \times f_{tj})) = 250 \text{ MPa}$

Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = 0.8 \times \zeta_s$

Avec : $\eta = 1,6$

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

- $(N_{ser}^{max}, M_{ser}^{corr})$:

Niveau	Section (cm ²)	N ^{max} (kN.m)	M ^{corr} (kN)	As _{adopté} (cm ²)	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	vérifié
(4 ;5 ;6 ;7) ème	40×40	-1002.8117	-52.2059	16.08	105,47	250	5,4143426	18	OK
(2 ;3) ème	45×45	-1570.2898	-61.2509	24.13	74.09	250	4.24	18	OK
(RDC ;1er)	50×50	-1002.8118	-52.2060	24,13	72	250	3,06	18	OK
Sous-sol	55×55	-1002.8117	-52.2059	28.65	42.9	250	2.12	18	OK

Tableau V.12 : Vérifications des contraintes pour les poteaux ($N_{ser}^{max}, M_{ser}^{corr}$).

- $(M_{ser}^{max}, N_{ser}^{corr})$:

Niveau	Section (cm ²)	M ^{max} (kN.m)	N ^{corr} (kN)	As _{ado pté} (cm ²)	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	vérifié
(4 ;7) ème	40×40	-130,8384	-385,920	16.08	264.34	250	13.57	18	OK
(2 ;3) ème	45×45	-169,2872	-959,754	24.13	204.76	250	11.73	18	OK
(RDC ;1er)	50×50	-158,1539	-1112,283	24,13	169.93	250	8.5	18	OK
Sous-sol	55×55	70,5636	-831,653	28.65	57.98	250	2.87	18	OK

Tableau V.13 : Vérifications des contraintes pour les poteaux ($M_{ser}^{max}, N_{ser}^{corr}$).

- $(N_{ser}^{min}, M_{ser}^{corr})$:

Niveau	Section (cm ²)	N ^{min} (kN.m)	M ^{corr} (kN)	A _S adopté (cm ²)	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	vérifié
(4 ;7) éme	40×40	-36,7436	45,7805	16.08	92.5	250	4.75	18	OK
(2 ;3) éme	45×45	-173,6515	60,1828	24.13	72.8	250	4.17	18	OK
(RDC ;1er)	50×50	-255,1965	50,3357	24,13	54.09	250	2.71	18	OK
Sous-sol	55×55	240,624	6,4541	28.65	5.3	250	0.26	18	OK

Tableau V.14 : Vérifications des contraintes pour les poteaux $(N_{ser}^{min}, M_{ser}^{corr})$.

V.2.5 Vérification de l'effort Tranchant :

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre. La contrainte de Cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limite ultime par :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$

Où

τ_u : contrainte de cisaillement

T_u : effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée

b: la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile ($d = h - c$) .

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible $\bar{\tau}_u$ égale à :

Selon le BAEL 91 :

$\bar{\tau}_u = \min (0.13.f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \min (0.10.f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

Selon RPA99 ver2003 :

$$\tau_u = \rho_d \cdot f_{c28}$$

$$\rho_d = 0,075 \dots \text{si l'élancement } \lambda \geq 5$$

$$\rho_d = 0,040 \dots \text{si l'élancement } \lambda < 5$$

$$\text{Avec : } \lambda = \frac{L_f}{a}$$

λ : L'élancement géométrique du poteau

L_f : Longueur du flambement du poteau.

a : Dimension de la section droite du poteau.

Niveau	Section (cm ²)	τ_u MPa	τ_u MPa	λg	ρ_d	τ_u^{RPA} MPa	τ_u^{BAEL} MPa	Vérifié
(4 ; 5 ; 6 ; 7) ^{ème}	40×40	85.2031	0.59	5.35	0.075	1.2	3	Cv
(2 ; 3) ^{ème}	45×45	48.1288	0.264	4.76	0.04	1.2	3	Cv
(RDC ; 1er)	50×50	68.5443	0.304	6.426	0.075	1.2	3	Cv
Sous-sol	55×55	56.0856	0.206	3.67	0.04	1.2	3	Cv

Tableau V.15 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

V.2.6 Ferrailage transversal des poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du CBA 93 et celles des RPA99 version 2003, elles sont données comme suit :

- **Selon CBA 93 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} St < \min (0.9d, 40 \text{ cm}) \\ \varphi_t < \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \varphi_t \right) \\ \frac{A_t f_e}{b St} > \max \left(\frac{\tau_u}{2}, 0.4 \text{ MPa} \right) \end{array} \right.$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

$\emptyset_t$: Diamètre des armatures transversales.

$\emptyset_l$: Diamètre des armatures longitudinales.

Selon les RPA99 version 2003 :

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

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort Tranchant.

$\rho_a = 2,5$si $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$si $\lambda_g < 5$

λ_g : Espacement géométrique.

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

$S_t \leq 10\text{cm}$Zone nodale (zone III).

$S_t < \min\left(\frac{b}{2}, \frac{h}{2}, 10\emptyset\right)$ Zone courante (zone III).

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

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

$$\begin{cases} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8 \% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 3 \end{cases}$$

Interpolation entre les valeurs limites précédentes

Si : $3 < \lambda_g < 5$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau ($\lambda_g = \frac{l_f}{a}$)

a : Dimension de la section droite du poteau.

l_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 500\text{MPa}$ (FeE500).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Niveau	Section	Barres	Ø (mm)	ST	
				Zone nodale	Zone courante
(4 ;7) ^{ème}	40×40	8T16	16	10	16
(2 ;3) ^{ème}	45×45	12T16	16	10	16
(RDC ;1 ^{er})	50×50	12T16	16	10	16
Sous-sol	55×55	8T16+4T20	16	10	16

Tableau V.16 : Espacement maximales selon RPA99 des poteaux carrés.

niveau	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	Tu ^{max} (kN)	Zone	St (cm)	At ^{cal} (cm ²)	Choix	As (cm ²)
(4 ;7) ^{ème}	40×40	2.142	5.35	2.5	85.2031	N	10	1.06	4TA8	2.01
						C	16	1.7	4TA8	2.01
((2 ;3) ^{ème}	45×45	2.142	4.76	3.75	48.1288	N	10	0.802	4TA8	2.01
						C	16	1.28	4TA8	2.01
(RDC ;1 ^{er})	50×50	3.213	6.426	2.5	68.5443	N	10	0.685	4TA8	2.01
						C	16	1.096	4TA8	2.01
Sous-sol	55×55	2.023	3.67	3.75	56.0856	N	10	0.764	4TA8	2.01
						C	16	1.223	4TA8	2.01

Tableau V.17 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.

V.2.7 Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\phi$ en zone III.

- Ø = 25mm..... $L_r = 125\text{cm}$
- Ø = 20mm..... $L_r = 100\text{cm}$
- Ø = 16mm..... $L_r = 80\text{cm}$
- Ø = 14mm..... $L_r = 70\text{cm}$
- Ø = 12mm..... $L_r = 60\text{cm}$

V.2.8 Schéma de ferrailage des poteaux

Niveau	Section (cm ²)	Schéma de ferrailage
(4 ;7) ^{ème}	40×40	ECH 1/10 40 40 2T16 4T16 Cadr.T8 x 1.30 Cadr.T8 x 1.10 30 30 5 5 25 25 5 5
(2 ;3) ^{ème}	45×45	ECH 1/10 45 45 2T16 8T16 Cadr.T8 x 1.80 Cadr.T8 x 1.35

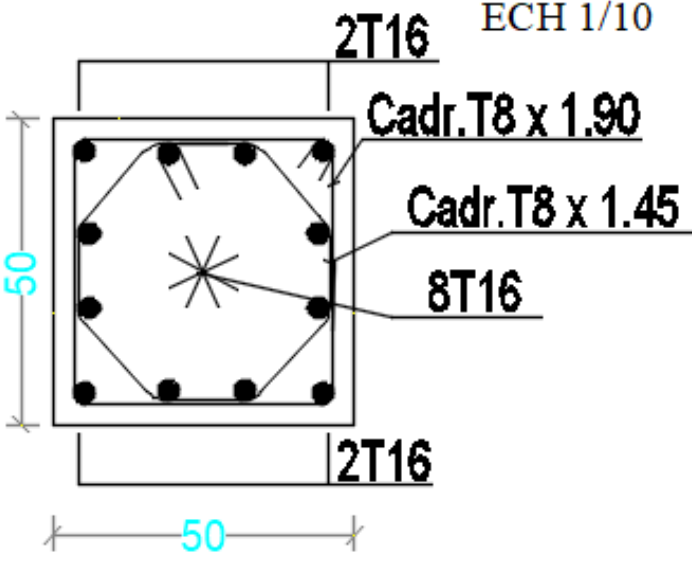
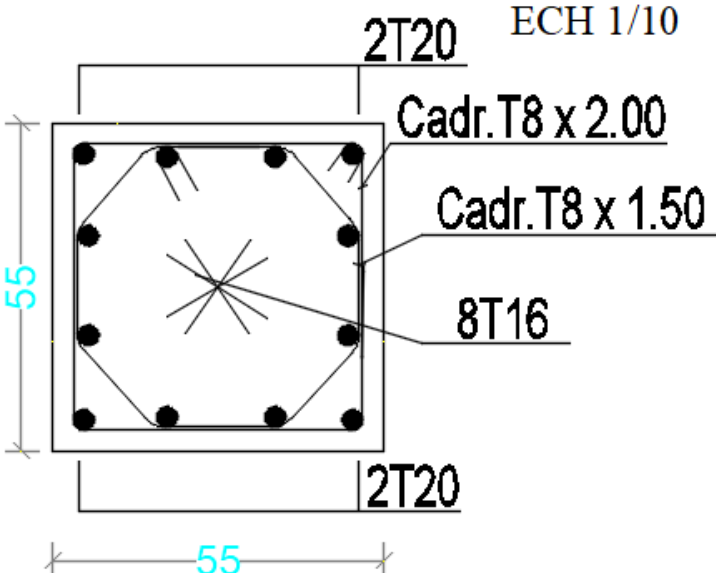
(RDC ; 1 ^{er})	50×50	 Diagram showing the reinforcement layout for a 50x50 column. The reinforcement consists of 8T16 bars arranged in a circle, with 2T16 bars at the top and bottom. The reinforcement is labeled with 'ECH 1/10', 'Cadr. T8 x 1.90', 'Cadr. T8 x 1.45', and '8T16'.
Sous-sol	55×55	 Diagram showing the reinforcement layout for a 55x55 column. The reinforcement consists of 8T16 bars arranged in a circle, with 2T20 bars at the top and bottom. The reinforcement is labeled with 'ECH 1/10', 'Cadr. T8 x 2.00', 'Cadr. T8 x 1.50', and '8T16'.

Tableau V.18 : schéma de ferraillage des poteaux.

V.3 Ferraillage des poutres

V.3.1 Introduction

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferraillage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe).

On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

- **Selon CBA 93 :**

Situation durable :

- **ELU:** $1,35G+1,5Q$
- **ELS:** $G+Q$

- **Selon RPA 99 :**

Situation accidentelle :

- **$G+Q+E$**
- **$0.8 G \pm E$**
- **$G+Q \pm E$**

V.3.2 Recommandation selon RPA99 version 2003 :

- a) Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- b) Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- c) La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ en zone III.
- d) L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

V.3.3 Calcul de ferraillage :

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les Portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre principale)
- Sens non porteur (poutre secondaire).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

V.3.3.1 Sens porteur 30*50

a) Situation durable : 1.35 G + 1.5 Q

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
Etage de commerce	30×50	Travée	112.8	6.07	0
		Appui	-168.2	9.43	0
Etage courant	30×50	Travée	117.4	6.36	0
		Appui	-178.8	10.06	0
Terrasse	30×50	Travée	93.3	4.99	0
		Appui	-141.52	7.78	0

Tableau V.19 : Ferraillage des poutres porteuses (situation durable).

b) Situation accidentelle : G + Q + E

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
Etage de commerce	30×50	Travée	88.52	4.68	0
		Appui	-195.3	10.82	0
Etage courant	30×50	Travée	107.8	5.71	0
		Appui	-210	11.73	0
Terrasse	30×50	Travée	75.55	3.95	0
		Appui	-176.87	9.68	0

Tableau V.20 : Ferraillage des poutres porteuses (situation accidentelle).

c) Situation accidentelle : 0.8 G + E

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
Etage de commerce	30×50	Travée	66.55	3.46	0
		Appui	-145.44	7.86	0
Etage courant	30×50	Travée	76.58	4	0
		Appui	-168.96	9.2	0
Terrasse	30×50	Travée	63.89	3.3	0
		Appui	-151.76	8.21	0

Tableau V.21 : Ferraillage des poutres porteuses (situation accidentelle).

V.3.3.2 Sens non porteur 30*40 :

a) Situation durable : 1.35 G + 1.5 Q

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
Etage de commerce	30×40	Travée	26.35	1.7	0
		Appui	-34.51	2.23	0
Etage courant	30×40	Travée	59.08	3.95	0
		Appui	-68.47	4.59	0
Terrasse	30×40	Travée	57.56	3.81	0
		Appui	-72.04	4.88	0

Tableau V.22 : Ferrailage des poutres porteuses (situation durable).

b) Situation accidentelle : G+Q+E

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
Etage de commerce	30×40	Travée	72.71	4.81	0
		Appui	-79.14	5.3	0
Etage courant	30×40	Travée	96.65	6.52	0
		Appui	-108.75	7.4	0
Terrasse	30×40	Travée	82.52	5.51	0
		Appui	103	7.03	0

Tableau V.23 : Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle).

c) Situation accidentelle : 0.8 G+E

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
Etage de commerce	30×40	Travée	65.84	4.32	0
		Appui	-71.22	4.74	0
Etage courant	30×40	Travée	82.27	4.51	0
		Appui	-92.28	6.23	0
Terrasse	30×40	Travée	68.56	4.53	0
		Appui	-85.51	5.73	0

Tableau V.24 : Ferrailage des poutres non porteuses 30×40 (situation accidentelle).

V.3.4 Choix d'armature

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	AS (ZC) (cm ²)	AS (ZR) (cm ²)	A _{s min} (cm ²)	A _{s cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _{s adp} (cm ²)
Etage de commerce	30×50	Travée	112.8	60	90	7.5	6.07	3T16+3T14	10.65
		Appui	-195.3				10.82	6T16	12.06
Etage courant	30×50	Travée	117.4	60	90	7.5	6.36	3T16+3T14	10.65
		Appui	-210				11.73	6T16	12.06
Terrasse	30×50	Travée	93.3	60	90	7.5	4.99	3T16+3T14	10.65
		Appui	-176.87				9.68	6T16	12.06

Tableau V.25 : Choix des armatures pour les poutres porteuses (30*50).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	AS (ZC) (cm ²)	AS (ZR) (cm ²)	A _{s min} (cm ²)	A _{s cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _{s adp} (cm ²)
Etage de commerce	30×40	Travée	72.71	48	72	6	4.86	3T16	6.03
		Appui	-79.14				5.3	3T16+2T12	8.29
Etage courant	30×40	Travée	96.65	48	72	6	6	3T16	6.03
		Appui	-108.75				7.4	3T16+2T12	8.29
Terrasse	30×40	Travée	82.52	48	72	6	5.51	3T16	6.03
		Appui	-103				7.03	3T16+2T12	8.29

Tableau V.26 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses (30*40).

V.3.5 Conditions de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec : $f_{t28} = 2,4$; $f_e = 500$ MPa

Section (cm ²)	A_s^{choisie} (cm ²)	$A_s^{\min}$ (cm ²)	Vérification
PP (30 × 50)	10.65	1.49	Cv
PS(30 × 40)	6.03	1.19	Cv

Tableau V.27 : Vérification de la condition de non fragilité.

V.3.6 Vérification vis-à-vis de l'ELS

On doit vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} y^2 + n A_s' (y - c') - n A_s (d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n A_s' (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

La fissuration est considérée préjudiciable :

a) Sens porteur 30*50

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M_{ser} (kN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Etage de commerce	30×50	Travée	56.48	7.95	18	222.03	250	ok
		Appui	61.78	8.69	18	242.86	250	ok
Etage courant	30×50	Travée	49.66	6.99	18	195.22	250	ok
		Appui	63.33	8.91	18	248.96	250	ok
Terrasse	30×50	Travée	34.25	4.82	18	134.64	250	ok
		Appui	54.07	7.61	18	212.55	250	ok

Tableau V.28 : Vérification des poutres porteuse à l'ELS.

b) Sens non porteur 30*40

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M _{ser} (kN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_c$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Etage de commerce	30×40	Travée	19.11	1.6	18	29.77	250	ok
		Appui	-32.02	2.69	18	49.89	250	ok
Etage courant	30×40	Travée	42.96	3.6	18	66.93	250	ok
		Appui	-68.05	5.71	18	106.02	250	ok
Terrasse	30×40	Travée	41.86	3.51	18	65.22	250	ok
		Appui	-52.67	4.42	18	82.06	250	ok

Tableau V.29 : Vérification des poutres non porteuse à l'ELS.

V.3.7 Vérification de l'effort tranchant

V.3.7.1 Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{\tau_{u\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

 τ_u : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

 $\bar{\tau}_u = (0,1 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$ Selon le BAEL91 modifié 99

- Sens porteur 30*50 :

Niveaux	Section (cm ²)	T _u ^{max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Etage de commerce	30×50	214.34	1.58	3	ok
Etage courant	30×50	195.76	1.45	3	ok
Terrasse	30×50	137.51	1.01	3	ok

Tableau V.30 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres porteuses.

- Sens non porteur 30*40

Niveaux	Section (cm ²)	$T_u^{\max}$ (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Etage de commerce	30×40	69.31	0.64	3	ok
Etage courant	30×40	135.07	1.25	3	ok
Terrasse	30×40	97	0.89	3	ok

Tableau V.31 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens non porteur.

V.3.8 Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE50 (Fe = 500MPa)

- Selon le BAEL 91 modifié 99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} St = \text{Min} (0.9d ; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{b \cdot St} > \frac{\tau_u - 0.3 \cdot f_{c28} \cdot K}{0.8 \cdot f_{c28}} ; K=1 \\ \frac{A_t}{b \cdot St} > \max \left(\frac{\tau_u}{2}, 0.4 \text{ MPa} \right) \end{array} \right.$$
- Selon le RPA 99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0.003 \times St \times b \\ St \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12 \cdot \phi l \right) \quad \text{zone nodale} \\ St \leq \frac{h}{2} \quad \text{zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi t = \min \left(\frac{h}{35}; \phi l; \frac{b}{10} \right) =$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Section (cm ²)	T (kN)	τ_u (MPa)	BAEL91	RPA99		St ^{adp} cm		A _t (cm ²)	Choix
			St (cm)	St(cm) ZN	St(cm) ZC	ZN	ZC		
PP 30×50	214.34	1.58	40	12.5	25	10	20	1.8	4T8
PS 30×40	135.07	1.25	32.4	10	20	10	20	1.8	4T8

Tableau V.32: calcul des armatures transversales.

V.3.9 Recouvrement des armatures longitudinales

L_r = 50Ø (zone III).

L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

- Ø = 16mmL_r = 80 cm
- Ø = 14mmL_r = 70 cm

V.3.10 Arrêt des barres

Armatures inférieures :

$$h < \frac{l}{10}$$

Armatures supérieures :

$$h' \leq \begin{cases} \frac{l}{4} & \text{..... Appuis en travée de rive} \\ \frac{l}{5} & \text{..... Appuis en travée intermédiaire} \end{cases}$$

Avec : L = max (L_{gauche} ; L_{droite})

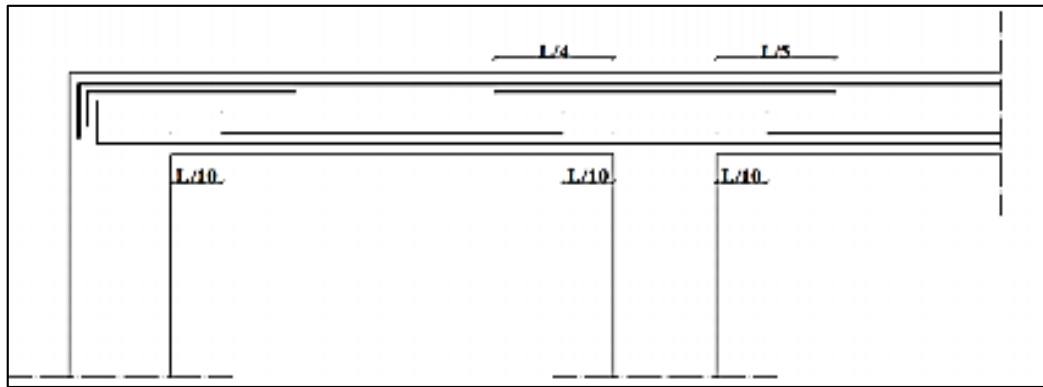


Figure V.1 : Arrêt des barres.

V.3.11 Vérification de la flèche

Tel que :

- **Poutre porteuse (35×60) :** $f_{adm} = 0.5 + \frac{786}{1000} = 1.29 \text{ cm}$
- **Poutre non porteuse (30×40) :** $f_{adm} = \frac{519}{500} = 1.02 \text{ cm}$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

- **Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$$f_v = \frac{M_{ser} \times l^2}{10 E_v \times I_{fv}}$$

- **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**

$$f_i = \frac{M_{ser} \times l^2}{10 E_v \times I_{fi}}$$

Cas	Section (cm ²)	M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	E _i (MPa)	E _v (MPa)	f_i (cm)	f_v (cm)	Δf (cm)	f_{adm} (cm)	Vérifiée
P.P	30×50	34.25	10.65	32164.2	10721.4	0.1881	0.535 2	0.347	1.29	Cv
P.S	30×40	19.11	6.03	32164.2	10721.4	0.082	0.247	0.165	1.02	Cv

Tableau V.33: calcul des armatures transversales.

V.3.12 Schéma de ferrailage des poutres

	Appui	Travée
poutres porteuse 30x50		
poutres non porteuse 30x40		

Figure V.2 : Détails de ferrailage des Poutres.

V.4 Ferrailages des voiles

V.4.1 Introduction

Les voiles sont des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre les charges horizontales ainsi les charges verticales.

Les voiles présentent une section rectangulaire dont l'épaisseur est faible devant la longueur donc ils ont une rigidité dans la direction perpendiculaire l'épaisseur, ce qui impose une disposition des voiles dans les deux directions principales de la structure. Dans une structure on peut trouver uniquement des voiles pleins comme on peut trouver des voiles avec ouverture (linteaux et trumeaux).

Les voiles pleins et les trumeaux se ferrailent à la flexion composée et les linteaux à la flexion simple avec effort tranchant pour les deux cas.

Les combinaisons de calculs sont :

- $1,35G + 1,5Q$
- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

On va traiter l'étude des voiles par la méthode des contraintes

Recommandations règlementaires (BAEL 91)

- Longueur de flambement (murs non raidis latéralement)

Soit l : la hauteur libre du mur

l_f : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi

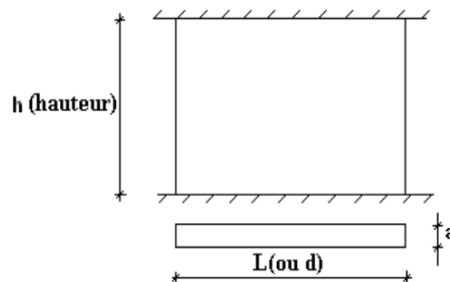


Figure V.4 : Mur encastré.

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement l_f est déduite de la hauteur libre du mur l , en fonction de ses liaisons avec le plancher

Les valeurs du rapport $(\frac{l_f}{l})$ sont données par le tableau suivant :

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encastré en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0,8	0,85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,9
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

Tableau V.34 : Valeur de coefficient K.

L'élanement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

- Efforts de compression en ELU

Soient :

l_f : longueur de flambement.

a : Épaisseur du voile.

d : Longueur du voile.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à 28 jours

f_e : Limite élastique de l'acier

$\gamma_b = 1,5$ (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_b = 1,15$).

$\gamma_s = 1,15$ (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_s = 1$).

NB : Les valeurs de α données par le tableau ci-dessous sont valables dans le cas où plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours.

	Notation	Unités	Voiles armé verticalement	Voiles non armé verticalement
Elancement	λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
Section réduite	Br	m ²	d (a-0,02)	
Pour $\lambda > 50$	α	/	$\frac{0.85}{1 + 0.2(\frac{\lambda}{35})^2}$	$\frac{0.65}{1 + 0.2(\frac{\lambda}{35})^2}$
Pour $50 \leq \lambda \leq 70$			$0.6(\frac{50}{\lambda})^2$	
Effort limite ELU	$N_{u \text{ lim}}$	kN	$\alpha \left(\frac{Br f_{c28}}{0.8\gamma_b} + \frac{As f_e}{\gamma_s} \right)$	$\alpha \left(\frac{Br f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right)$
Contraintes limites	σ	MPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$	$\sigma_{ban} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$

Tableau V.35 : Calcul de σ_b et σ_{bn} .

Remarque : Si la contrainte moyenne de compression dépasse la contrainte de béton armé σ_{ba} , on devra Augmenter les dimensions du voile.

- Niveau de vérification

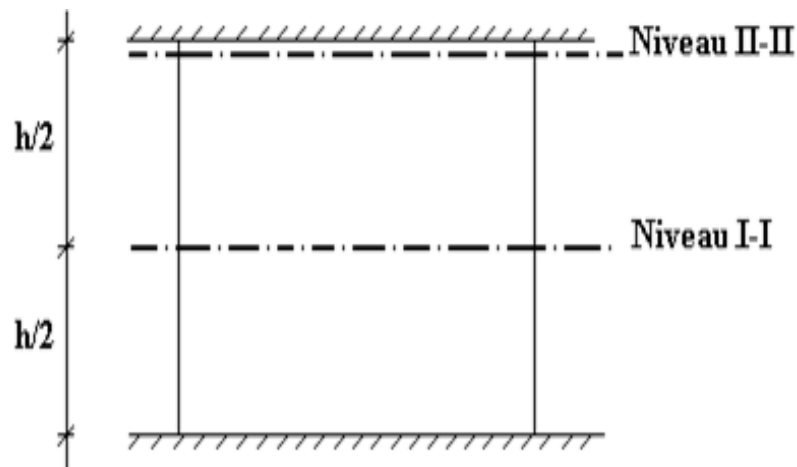


Figure.V.3 : Niveau de vérification.

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau **I -I** à mi- hauteur d'étage : $\sigma_U \leq \sigma_{u \text{ lim}}$
- Niveau **II -II** sous le plancher haut : $\sigma_U \leq \frac{\sigma_{u \text{ lim}}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu

- **Aciers minimaux :**

Si $\sigma_u^c \leq \sigma_{bna}$ On à pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : (σ_u^c est la contrainte de compression ultime calculée)

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre **a**

➤ **Exemple de calcul (V1) :**

Soit le voile de longueur

$$L = 5.19 \text{ m}$$

$$a = 0.2 \text{ m (épaisseurs)}$$

$$h_e = 4.59 \text{ m (hauteur)}$$

➤ **Contraintes limites :**

Pour une hauteur d'étage de 4.19 d'où la hauteur libre est égale à :

$$h_e = 4.59 - 0.4 = 4.19 \text{ m}$$

Avec : hauteur de la poutre 0,4 m.

	Unités	Voiles armé verticalement	Voiles non armé verticalement
Longueur de flambement l_f	m	$0,8 \times 4.19 = 3.352$	$0,85 \times 4.19 = 3.56$
Elancement λ	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,15} = 77.41$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,15} = 82.21$
Section réduite Br	m ²	$d (a-0,02) = 0,3$	$d (a-0,02) = 0,32$
Coefficient α	/	0,429	0,309
Contraintes limites $N_{u \lim}$ $\sigma = \frac{N_{u \lim}}{ad}$	MPa	$\sigma_{ba} = 16,20$	$\sigma_{bna} = 13.73$

Tableau V.36 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple (V1).**V.4.2 Contraintes aux extrémités**

Le calcul des armatures des voiles sera fait par la méthode des contraintes et vérifier selon RPA 99/version2003.

Pour la vérification : $G+Q \pm E$

Pour le ferraillage : $0,8G \pm E$

Les contraintes aux extrémités du voile sont déterminées, selon les hypothèses de la résistance des matériaux comme suit :

Pour l'extrémité gauche :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

Pour l'extrémité droite :

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

1er cas : Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par RPA est : $A_{\min} = 0,20.a.L$

2ème cas : Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée "

On calcule le volume des contraintes de traction

$A_v = f_t / f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par RPA.

Si : $A_v < A_{\min} = 0,2 \% a. L$, on ferraille avec la section minimale.

Si : $A_v > A_{\min} = 0,2 \% a. L$, on ferraille avec A_v

3ème cas : Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$ sont de signe différent $\Rightarrow$ la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue., d'où la section des armatures vertical.

Sous l'action des forces verticales et horizontales, les voiles sont sollicités en flexion composée et le ferraillage se fait selon les recommandations du règlement RPA 99

$$\left[\begin{array}{l} \sigma_t = \frac{N}{A} + \frac{M.l_t}{I} \text{ traction} \\ \sigma_c = \frac{N}{A} + \frac{M.l_c}{I} \text{ compression} \end{array} \right.$$

$$A = l. a ; I = \frac{a.l^3}{12}$$

N: effort normal

M : moment pouvant être dû à un excentrement des charges verticales ou à des forces horizontales (vent ou séisme).

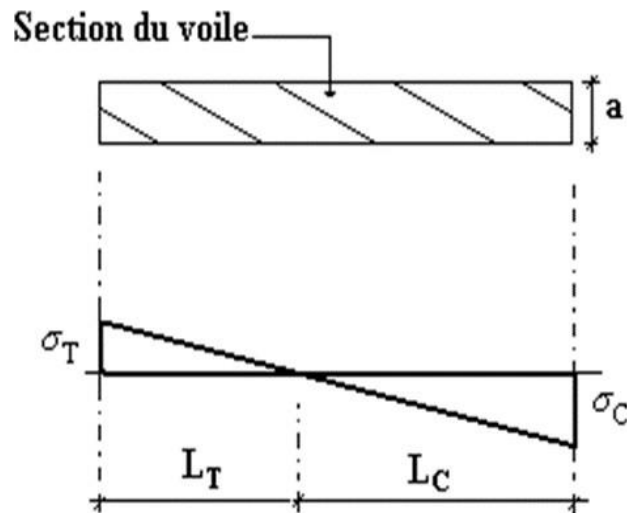


Figure V.4 : Détail de diagramme des contraintes.

V.4.3 Recommandations règlementaires (RPA 99/version 2003)

V.4.3.1 Armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les efforts de la flexion (traction +compression) et sont disposées à deux nappes parallèles aux faces du voile, ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontal du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

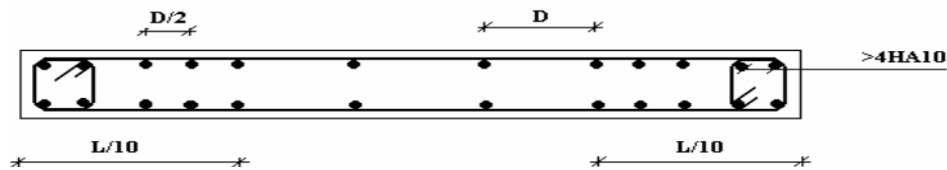


Figure V.5 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

V.4.3.2 Armatures horizontales

- Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi de coffrage la plus voisine.
- Elles doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .
- La distance libre entre la génératrice extérieure de l'armature horizontale et la paroi de coffrage la plus voisine doit être.

Règles communes :

- Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales est :
 - $A_{min} = 0,15\% \Rightarrow$ section globale du voile.
 - $A_{min} = 0,1\% \Rightarrow$ zone courante.

On prend généralement $A_{min} = 0,2\% \times L \times a$

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S \leq 1.5 e$: épaisseur du voile

$$S \leq 30\text{cm}$$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.
- Le diamètre Φ_t des épingles est :
 - $\Phi_t = 6\text{mm}$ lorsque $\Phi_v \leq 20\text{ mm}$
 - $\Phi_t = 8\text{mm}$ lorsque $\Phi_v > 20\text{ mm}$
- Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (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 reversement du signe des efforts est possible.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

V.4.3.3 Armatures horizontales

- Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi de coffrage la plus voisine.
- Elles doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .
- La distance libre entre la génératrice extérieure de l'armature horizontale et la paroi de coffrage la plus voisine doit être.

Règles communes :

- Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales est :
 - $A_{min} = 0,15\% \Rightarrow$ section globale du voile.
 - $A_{min} = 0,1\% \Rightarrow$ zone courante.

On prend généralement $A_{min} = 0,2\% \times L_t \times a$

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S \leq 1.5 e$: épaisseur du voile

$$S \leq 30\text{cm}$$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.
- Le diamètre Φ_t des épingles est :

$$\Phi_t = 6\text{mm lorsque } \Phi_v \leq 20\text{ mm}$$

$$\Phi_t = 8\text{mm lorsque } \Phi_v > 20\text{ mm}$$
- Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (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 reversement du signe des efforts est possible.
 - 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

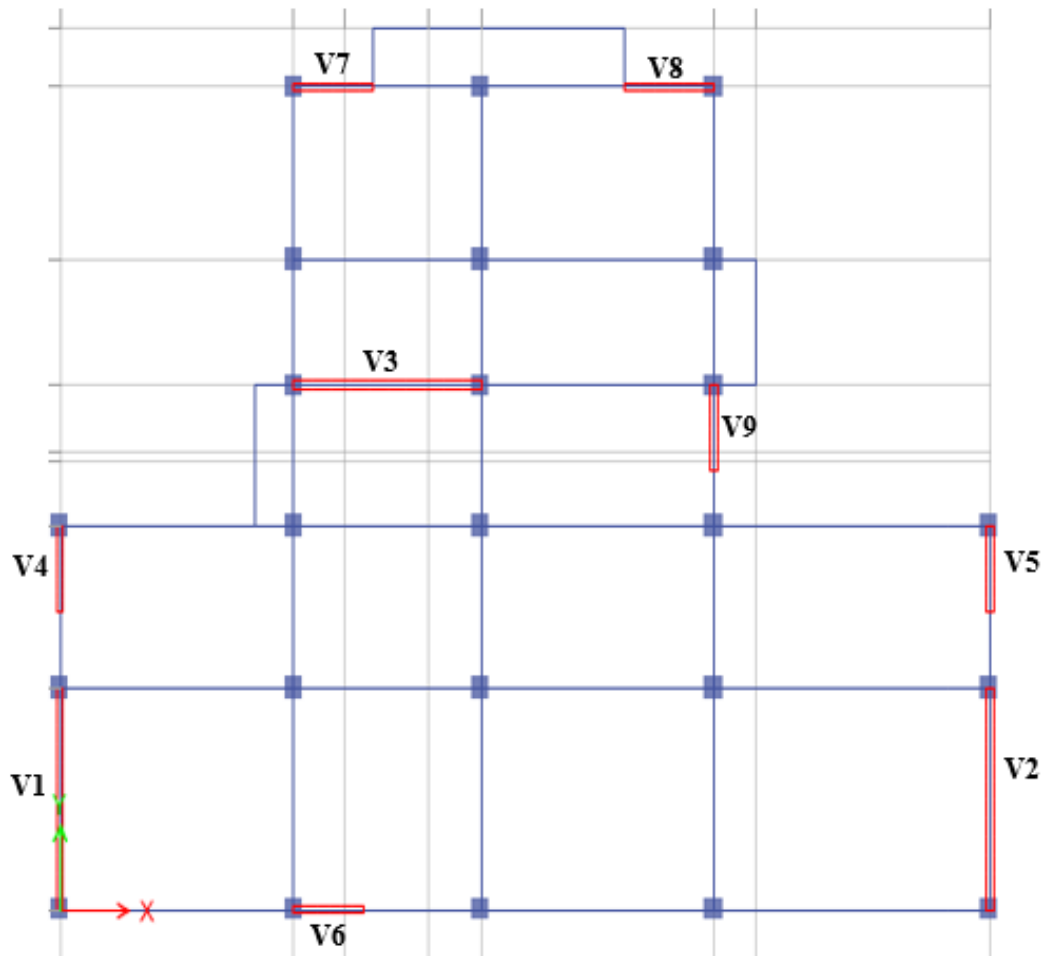


Figure V.6 : Plan de repérage des voiles dans la structure.

V.4.4 Ferrailage vertical

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min [h_e/2 ; (2/3) \cdot L'].$$

L : est la longueur de la zone comprimée.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des forces.

Pour le ferrailage on a divisé la structure en cinq zones :

- Zone 1 : RDC ; 1^{er}
- Zone 2 : 2^{ème} ; 3^{ème} ; 4^{ème} étage.
- Zone 3 : 5^{ème} ; 6^{ème} ; 7^{ème} étage.

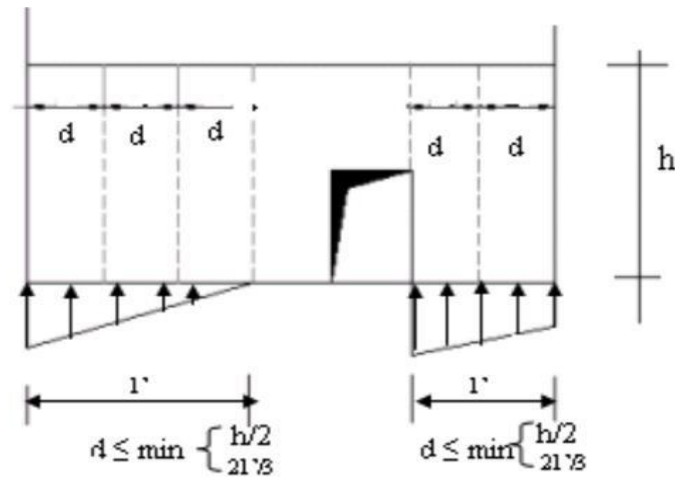


Figure.V.7 : Schéma de voile.

V.4.5 Exemple d'application

Nous proposons le calcul détaillé en prenant les voiles V1 (L=4,8m) en zone I :
Détermination des sollicitations sous la combinaison 0,8 G + E

$$M = 2735.61 \text{ kN.m}$$

$$N = -7688.95 \text{ kN (compression)}$$

$$I = (0,2 \times 5.19^3) / 12 = 2.329 \text{ m}^4$$

$$S = 1.038 \text{ m}^2$$

$$V = h/2 = 2,595 \text{ m.}$$

Armatures verticales

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} - \frac{M.V}{I} = 10.45$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} + \frac{M.V}{I} = -4.359$$

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow : (\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$ sont de signe différent, $\Rightarrow$ la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue, d'où la section des armatures verticale

$$A_v = F_t / f_e = 21.29 \text{ cm}^2$$

$$A_s/ml/face = 21.29 / 2 \times 2.095 = 5.08 \text{ cm}^2.$$

➤ **Armatures minimales de RPA 99 :**

$$A_s \text{ RPA} = 0.20\% \cdot b \cdot L_t$$

b : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

$$A_{RPA} = 0.002 \times 0.2 \times 1.79 = 7.16 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA}/face = 2.136 \text{ cm}^2/face$$

➤ **Le pourcentage minimal**

$$A_{min} = 0.15\% \times b \times L = 0.15\% \times 0.2 \times 5.19 = 15.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}/face = 15.57 / 2 = 7.78 \text{ cm}^2/face.$$

$$\text{Donc : } A_s = \max (A_s, A_{min}, A_{RPA}) = \max (5.08 ; 7.78 ; 2.136) = 7.78 \text{ cm}^2/face$$

➤ **Choix des barres :**

$$\text{Soit : } 2x(2T12+14T10) (A_s=26.52 \text{ cm}^2)$$

➤ **Espacement :**

$$\text{En zone courante : } St \leq \min (1.5e ; 30) = 20 \text{ cm. Soit : } St = 15 \text{ cm.}$$

Les tableaux suivants représentent les résultats de ferrailage vertical de tous les voiles

Remarque :

Les calculs ont été faits à l'aide d'une feuille Excel.

• **Voile 1 :**

➤ **Espacement :**

$$\text{En zone courante : } St \leq \min (1.5e ; 30) = 30 \text{ cm.}$$

$$\text{Soit : } St = 15 \text{ cm.}$$

Étage	M (kN.m)	N (kN)	L (m)	e (m)	L_t (m)	A_s (cm ²)	$A_{s \text{ min}}$ (cm ²)	$A_{s \text{ RPA}}$ (cm ²)	Choix	A_a^{adp} (cm ²)
RDC; 1 ^{er}	2735.61	-7688.95	5.19	0.2	1.79	21.29	15.57	7.16	2x(4T12+30T10)	28.22
2 ^{ème} ; 3 ^{ème} ;4 ^{ème}	2201.27	-4133.17	5.19	0.2	1.39	6.94	15.57	5.56	2x(34T10)	26.52
5 ^{ème} ;6 ^{ème} ; 7 ^{ème}	975.24	-792.95	5.19	0.2	0.155	0.62	15.57	0.62	2x(34T10)	26.52

Tableau V.37 : Le ferrailage de voile 1.

- Voile 2 :

- Espacement :

- En zone courante : $St \leq \min(1,5e ; 30) = 30 \text{ cm}$.

Soit : $St = 15 \text{ cm}$.

Étage	M (kN.m)	N (kN)	L (m)	e (m)	L _t (m)	A _s (cm ²)	A _{s min} (cm ²)	A _{s RPA} (cm ²)	Choix	^{adp} A _a (cm ²)
RDC; 1 ^{er}	2974.99	-9027.31	5.35	0.2	1.88	25.24	16.05	7.52	2x(4T12+30T10)	28.22
2 ^{ème} ;3 ^{ème} ;4 ^{ème}	2376.86	-4811.79	5.35	0.2	1.49	8.44	16.05	5.96	2x(34T10)	26.52
5 ^{ème} ;6 ^{ème} ;7 ^{ème}	1363.46	-1206.09	5.35	0.2	0.02	0.085	16.05	0.08	2x(34T10)	26.52

Tableau V.38 : Le ferrailage de voile 2.

- Voile 3 :

- Espacement :

- En zone courante : $St \leq \min(1,5e ; 30) = 30 \text{ cm}$.

Soit : $St = 15 \text{ cm}$.

Étage	M (kN.m)	N (kN)	L (m)	e (m)	L _t (m)	A _s (cm ²)	A _{s min} (cm ²)	A _{s RPA} (cm ²)	Choix	^{adp} A _a (cm ²)
RDC; 1 ^{er}	1983.94	-1203.88	2	0.2	0.45	3.66	6	1.8	2x(12T10)	9.42
2 ^{ème} ;3 ^{ème} ;4 ^{ème}	994.06	-449.78	2	0.2	0.26	1.05	6	1.04	2x(12T10)	9.42
5 ^{ème} ;6 ^{ème} ;7 ^{ème}	454	-199.17	2	0.2	0.24	0.96	6	0.96	2x(12T10)	9.42

Tableau V.39 : Le ferrailage de voile 3.

- **Voile 4 :**

- **Espacement :**

- En zone courante : $St \leq \min(1,5e ; 30) = 30 \text{ cm.}$

Soit : $St = 15 \text{ cm.}$

Étage	M (kN.m)	N (kN)	L (m)	e (m)	L _t (m)	A _s (cm ²)	A _{s min} (cm ²)	A _{s RPA} (cm ²)	Choix	A _a ^{adp} (cm ²)
RDC; 1 ^{er}	1653.18	-1233.47	2.25	0.2	0.55	4.06	6.75	2.2	2x(14T10)	11
2 ^{ème} ;3 ^{ème} ;4 ^{ème}	1075.7	-49.25	2.25	0.2	0.98	4.14	6.75	3.92	2x(14T10)	11
5 ^{ème} ;6 ^{ème} ;7 ^{ème}	685.13	-164.24	2.25	0.2	0.4	1.62	6.75	1.6	2x(14T10)	11

Tableau V.40 : Le ferrailage de voile 4.

- **Voile 5 :**

- **Espacement :**

- En zone courante : $St \leq \min(1,5e ; 30) = 30 \text{ cm.}$

Soit : $St = 15 \text{ cm.}$

Étage	M (kN.m)	N (kN)	L (m)	e (m)	L _t (m)	A _s (cm ²)	A _{s min} (cm ²)	A _{s RPA} (cm ²)	Choix	A _a ^{adp} (cm ²)
RDC; 1 ^{er}	1861.55	-1760.74	2.53	0.2	0.71	6.57	7.59	2.84	2x(16T10)	12.57
2 ^{ème} ;3 ^{ème} ;4 ^{ème}	1001.12	-262.97	2.53	0.2	0.47	1.9	7.59	1.88	2x(16T10)	12.57
5 ^{ème} ;6 ^{ème} ;7 ^{ème}	670.15	-368	2.53	0.2	0.29	1.17	7.59	1.19	2x(16T10)	12.57

Tableau V.41 : Le ferrailage de voile 5.

V.4.6 Ferraillage horizontales à l'effort tranchant**V.4.6.1 Vérification des voiles à l'effort tranchant**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort Tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40 %.

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = \frac{1.4V_{\max}}{b_0 d}$

Avec :

$V_{\max}$: l'effort tranchant à la base du voile.

La contrainte limite est : $\bar{\tau}_u = 0,2f_{c28}$.

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

V.4.6.2 Calcul de l'armature horizontale résistante à l'effort tranchant

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \leq \frac{(\tau_u - 0.3 f_{tj} K)}{0.9 f_e}$$

Dans notre cas, On n'a pas de reprise de bétonnage ; donc on prend $k=0$.

D'autre part le RPA 99version2003 prévoit un pourcentage minimum de ferraillage qui est de l'ordre de :

- ✓ 0,15% : globalement dans la section des voiles.
- ✓ 0,10 % : dans les sections courantes.

V.4.6.3 Exemple d'application :

$V_{\max} = 1616.76 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{1.4 * 1.6167}{0.2 * 4.13} = 2.74 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,2f_{c28} = 0,2 \times 30 = 6 \text{ MPa} > 2,74 \text{ MPa} \dots \text{vérifiée.}$$

➤ Pas de reprise de bétonnage $\rightarrow \alpha = 90^\circ$

$S_t \leq \min (1,5 a, 30\text{cm})$. Soit:

$S_t = 15\text{cm}$.

$$A_t \geq (2,74 \times 0,15 \times 0,2) / (0,9 \times 500) \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 1,82 \text{ cm}^2$$

$$A_t \min(\text{RPA}) = 0,15\% \times b_0 \times L = 15.5 \text{ cm}^2 \text{ (pour les deux faces)}$$

Choix des barres

$$A_t = 2 (7 \text{ T12}) = 15.84 \text{ cm}^2$$

Remarque :

Pour les résultants des ferraillages horizontale (effet de l'effort tranchant) ; on adopte une même section d'armatures horizontale pour tous les niveaux. Ceci facilitera l'exécution de

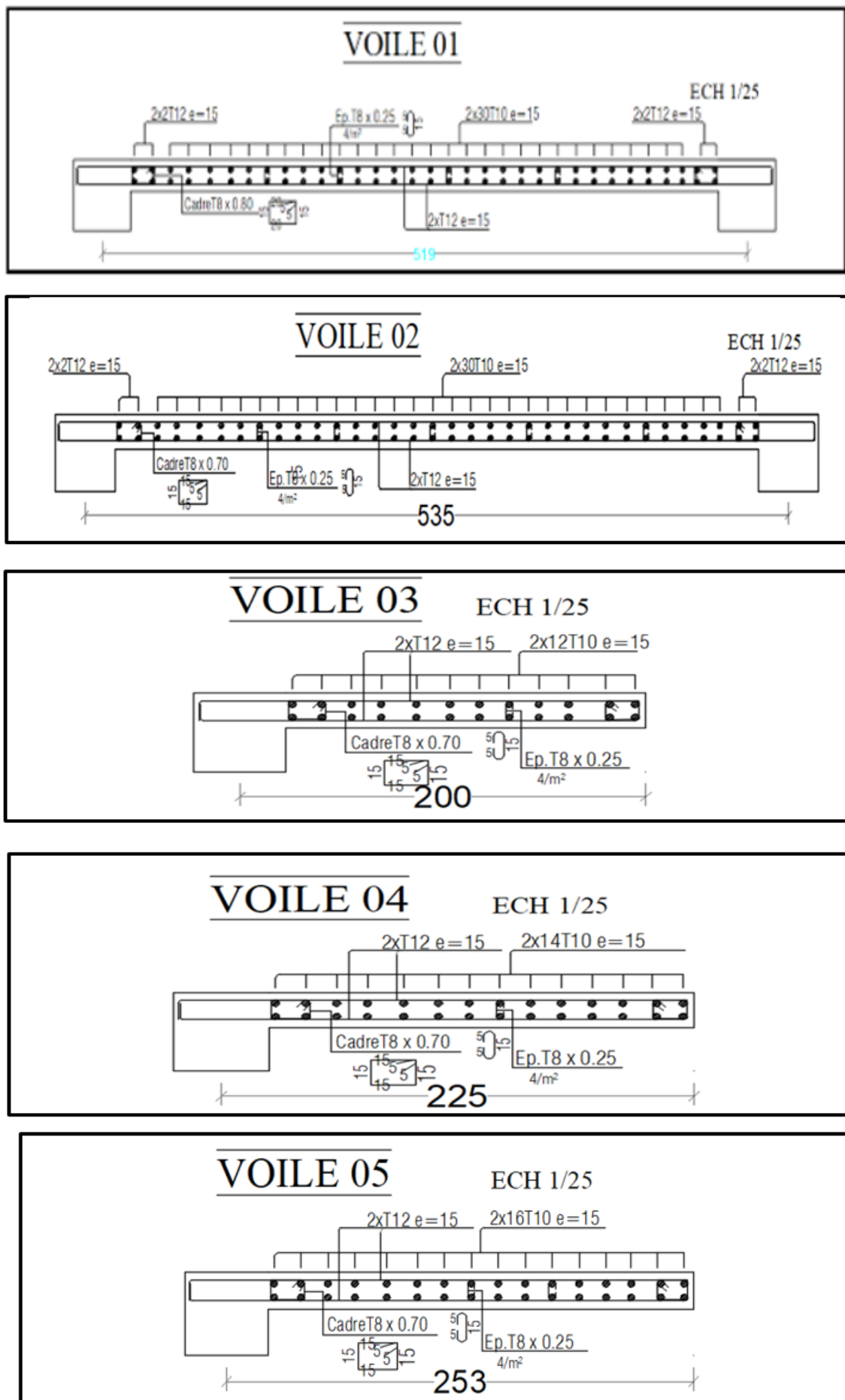
ces derniers.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivant :

Voile	L	V _{max}	τ_u	$\bar{\tau}_u$	Condition	At (cm ²)	At min (cm ²)	At ^a dp (cm ²)	St (cm)	Choix
V1=V2	5.19	1616.76	2.74	6	vérifiée	1.82	15.5	15.84	15	2 × (7 T12)
V3	5.35	2974.99	5.04	6	vérifiée	3.36	16.05	15.84	15	2 × (7 T12)
V4,V5, V6,V9	2	1983.94	3.36	6	vérifiée	2.24	6	15.84	15	2 × (7 T12)
V7	2.25	1653.18	2.802	6	vérifiée	1.86	6.75	15.84	15	2 × (7 T12)
V8	2.53	1861.55	3.155	6	vérifiée	2.10	7.59	15.84	15	2 × (7 T12)

Tableau V. 42 : Résultat de ferraillage horizontal.

Figure V.8 : Schéma de ferrailage



VI Chapitre VI : Infrastructure**VI.1 Introduction**

L'infrastructure d'une construction est constituée par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure le plus souvent. On trouve dans l'infrastructure les éléments suivants : « les fondations-les longrines- les voiles périphériques ».

Les fondations constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conceptions et réalisations découle la bonne tenue de l'ensemble.

La cohérence du projet vis-à-vis du site du sol de l'ouvrage et interaction sol structure.

VI.2 Critères de choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.
- Le coût (Raisons économiques)

Pour le choix du type de fondation ; on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées ; les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient selon le rapport du sol, la contrainte admissible est de 1.7 Bars à une profondeur de 3 m.

VI.3 Choix du type des fondations**VI.3.1 Semelles isolées**

Les poteaux étant de sections carrées ; on choisit des semelles carrées.

La vérification à faire est : $\frac{N_{ser}}{S} < \sigma_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle sous le poteau le plus sollicitée avec :

S : surface d'appui de la semelle.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol

avec $\sigma_{sol} = 225 \text{ KPa}$

N_{ser} : Effort normal appliqué sur la fondation, obtenu par le logiciel **ETABS20** à l'ELS.

$N_{ser} = 2273.714 \text{ kN}$.

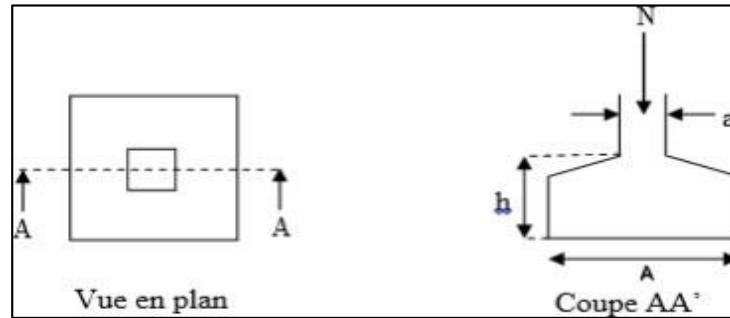


Figure VI.1 : Schéma de la semelle isolée.

$$\frac{N_{ser}}{S} < \sigma_{sol} \rightarrow S = \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{2273.714}{225} = 10.102 \text{ m}^2$$

$$S = 10.102 \text{ m}^2 \Rightarrow S = B \times B \Rightarrow B = \sqrt{10.102} = 3.178 \text{ m}$$

- **Vérification de la mécanique des sols (vérification de l'interférence entre deux semelles)**

Il faut vérifier que $L_{min} \geq 1.5 \times B$

Tel que L_{min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux

On a $1.5 \times B = 4.767 \text{ m} > L_{min} = 2.95 \text{ m}$ non vérifie

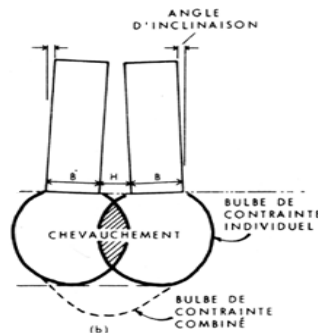


Figure VI.2 : Chevauchement des semelles isolées

Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.3.2 SEMELLES FILANTES

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les unes des autres de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol. L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

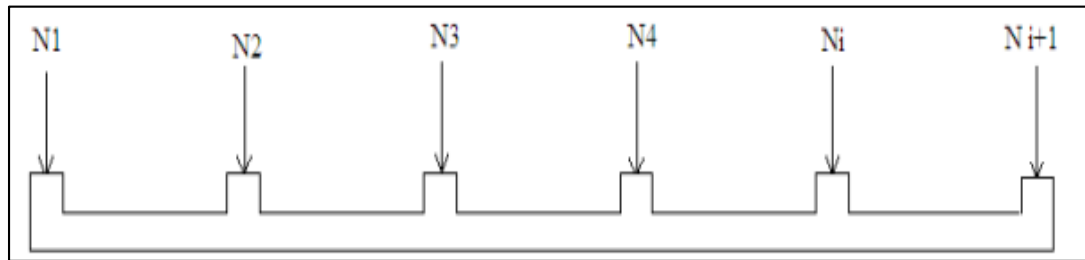


Figure VI.3 : Schéma de la semelle filante.

- **Semelles filantes sous voiles :**

Les semelles filantes sous voiles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal N , données par la condition la plus défavorable avec $N_s = G + Q$.

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{G + Q}{B \times L} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\overline{\sigma}_{sol} \times L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle ;

L : Longueur de la semelle sous voile ;

G : Charge permanent à la base du voile considéré ;

Q : Surcharge d'exploitation à la base du voile considéré ;

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

- **Semelles filantes sous poteaux :**

- **Hypothèses de calcul :**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

- **Etape de calcul :**

- Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$
- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$$

- Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

Si : $e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

Si : $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire

$$q_{min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6e}{L}\right) \quad q_{max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6e}{L}\right) \quad q_{\left(\frac{L}{4}\right)} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

Vérification

On doit vérifier que $\frac{S_n}{S_b} \leq 50\%$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface nécessaire vaut

$$S_{bât} = 535.95 \text{ m}^2$$

$$S_{néc} = \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = 37.76$$

Avec : $N_{ser} = 8497.79 \text{ KN}$

$$\frac{S_n}{S_b} = \frac{37.76}{535.95} = 7.04 \leq 50\%$$

Donc : on adopte pour une semelle filante suivant Y-Y comme fondation à ce bâtiment

VI.3.2.1 Dimensionnement de la semelle filante

a) Largeur :

$$\frac{N_{ser}}{S} \leq \sigma_{sol}$$

$$S = B_{sf} \times L_{sf}$$

B_{sf} : Largeur de la semelle.

L_{sf} : Longueur du fil considéré. = 19.85m

$$B > \frac{N_{ser}}{L \times \sigma_{sol}}$$

$$B > \frac{8497.79}{19.85 \times 225} = 1.9 \text{ m} \Rightarrow B \approx 2 \text{ m}$$

b) Hauteur

La hauteur de la paillasse de la semelle filant h :

$$H_{sf} \geq \frac{B_{sf} - B_{pot}}{4} + c$$

$$H_{sf} \geq \frac{2 - 0.55}{4} + 0.05 = 0.4125 \Rightarrow H_{sf} = 45 \text{ cm}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau qui suit :

Semelle	Nser (KN)	Nu (KN)	L (m)	Hsf (m)	Bsf (m)	B (choisie)	S (m ²)
Sfp	8497,79	11675,35	19,85	0,45	1,9	2	39,7
Sfv	4378,83	5982,52	19,85	0,25	0,98	1,2	23,82
Sfv	7076,52	9713,1	27	0,25	1,16	1,2	32,4

Tableau VI.1 dimensions des semelles filantes.

VI.3.2.2 Ferrailage de la semelle filante

Exemple de calcul :

– Calcul des armatures principales :

Le ferrailage se calcul par la méthode des bielles à l'ELU

Nous avons :

$$A_s = \frac{Pel_u (B_{sf} - B_{pot})}{8d\sigma_s}$$

Avec :

$$Pel_u = \frac{Nu}{L_{sf}} = 588.17KN \quad \left\{ \begin{array}{l} Nu=11675.35 \text{ KN (adopté par le logiciel Etabs20)} \\ L_{sf} = 19.85m \end{array} \right.$$

$$A_s = \frac{588.17 (200 - 55)}{8 * 40 * 434,78} = 6.12cm^2/ml$$

Nous choisissons **6 T 12** = 6.79 cm²/ml avec un espacement **St = 20cm**.

– Calcul des armatures de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} B_{sf} \Rightarrow A_r = 3.39cm^2$$

Nous choisissons **4T 12/ml** = 4 ;52 cm²/ml

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau qui suit :

Semelles	Bsf (m)	Nelu (KN)	Pelu	St	As	Choix	Ar	Choix
1	2	11675,35	588,17	20	6,12	6T12	3,39	4T12
2	1,2	5982,52	301,38	20	2,81	6T12	0,94	4T12
3	1,2	9713,1	359,74	20	3,36	6T12	1,17	4T12

Tableau VI.2 Ferrailage des semelles filantes

VI.3.2.3 Dimensionnement de la nervure

– **Largeur**

On opte pour $b_n = b_{pot} = 0.55m$

– **Hauteur**

$$hn \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot l^4 \cdot Bsf \cdot k}{\pi^4 \cdot E \cdot bn}}$$

Avec :

K : coefficient de raideur du sol (40 MPa pour un sol moyen)

E : module d'élasticité du béton ($\sim 20000 \text{ MPa}$)

L : longueur travée la plus grande ($l = 4.64m$)

$$\Rightarrow hn \geq 1.2 \text{ m}$$

– **Vérification de la portance du sol avec le poids exact de la semelle et des nervures :**

$$\overline{\sigma_{sol}} \geq \sigma_{sol} = \frac{N_{ser} + G^{nervure}}{Bsf \cdot Lsf}$$

$$G^{nervure} = \gamma \cdot Lsf [(Bsf \cdot Hsf) + (bn \cdot hn)] = 774.15 \text{ Kn}$$

$$\sigma_{sol} = 221.55 \text{ KPa} \leq \overline{\sigma_{sol}} = 225 \text{ KPa}$$

VI.3.2.4 Ferrailage de la nervure

On obtient le diagramme des moments sur appui et en travée avec le logiciel **Etabs 20**.

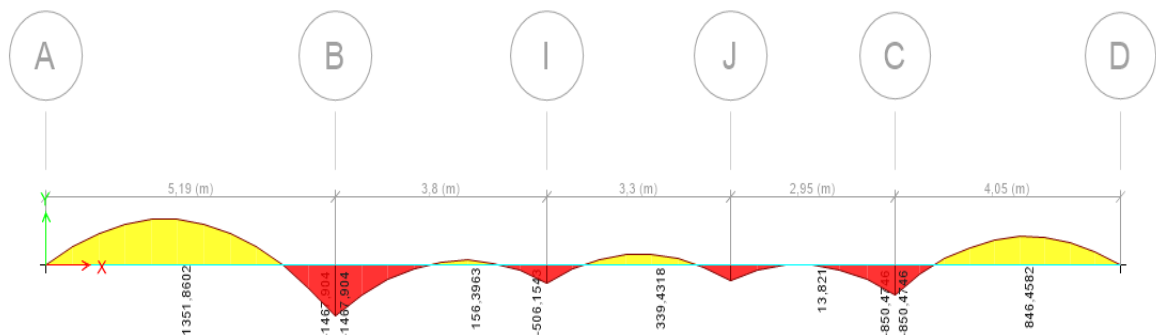


Figure VI.4 : Ferrailage de la nervure

On a calculé le ferrailage longitudinal de la nervure en travée et sur appui avec le **SOCOTEC (Voir Annexe 10)**

Le ferrailage calculé à l'ELU, les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Nervure	Moment (KNm)		$A_{s\text{calculé}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_{s\text{adoptée}}(\text{cm}^2)$
	Travée				
1	Travée	1351.86	28.76	8T20+2T16	29.15
	Appuis	1467.9	31.41	8T20+4T16	33.17

Tableau VI.3 Ferrailage de la nervure.

– **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec : $f_{t28} = 2,4$; $f_e = 500$ MPa

	$A_s^{\text{choisie}}(\text{cm}^2)$	$A_s^{\min}(\text{cm}^2)$	Vérification
Travée	29.15	7.286	Cv
Appuis	33.17	7.286	Cv

Tableau VI.4: Vérification de la condition de non fragilité.

VI.3.2.5 Vérification de l'effort tranchant

VI.3.2.5.1 Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{\tau_{u\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

τ_u : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la semelle.

d : Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = (0,1 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$

Sens	$T_u^{\max}$ (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Y-Y	1375.01	2.314	3	ok

Tableau VI.5: Vérification de la contrainte de cisaillement

- **Armatures de peau (*BAEL/Art 8.3*)**

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

En absence de ces armatures on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Pour les bâtiments cas générale on a $3\text{cm}^2/\text{m}$ pour les armatures de peau

$$A_p = (3\text{cm}^2/\text{m}) \times 1.2 = 3.6 \text{ cm}^2$$

Par parois on prend : $4\text{T}12 = 4.52 \text{ cm}^2$

FERRAILLAGE DE NERVURE : 55 X 120 - AXES : 2-3-4

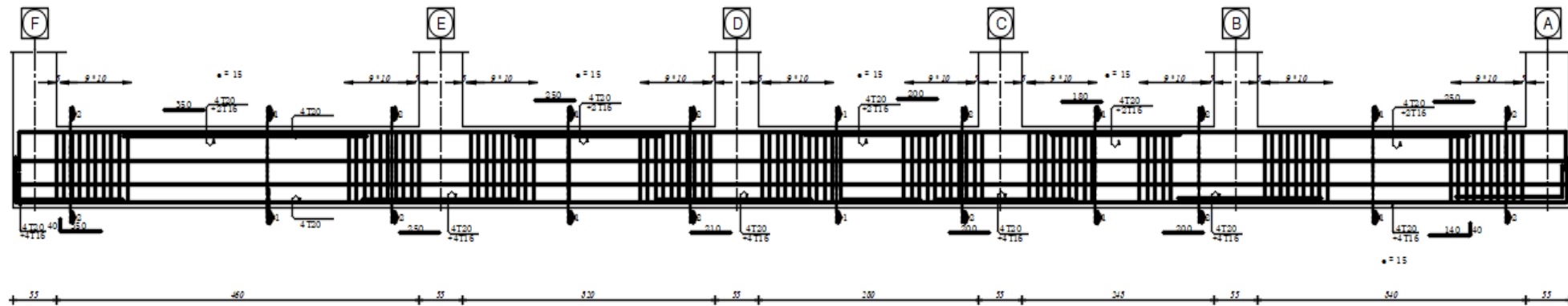


Figure VI.5 : Ferrailage de la Nervure.

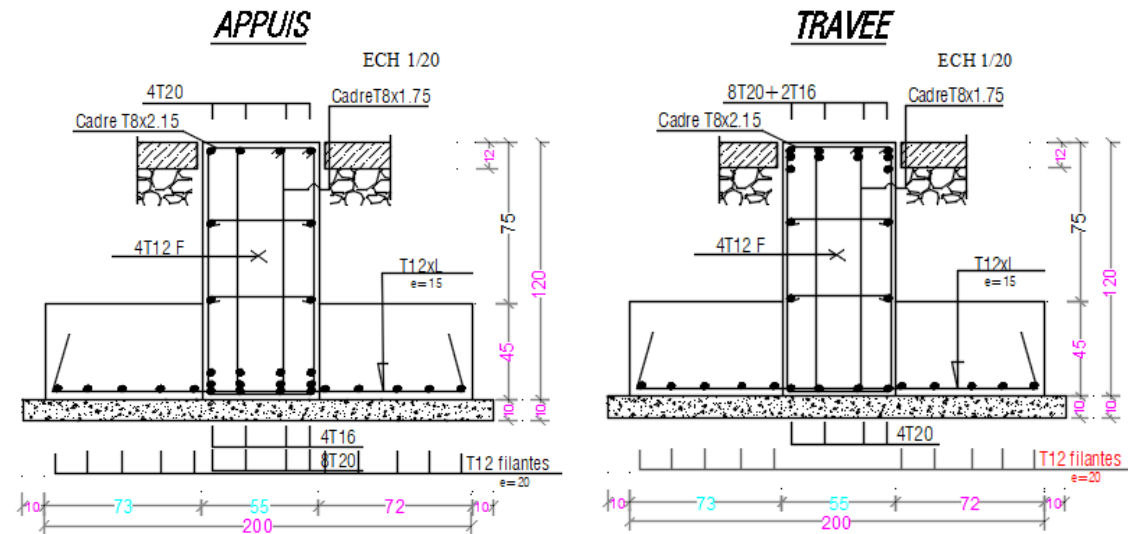


Figure VI.6 : Schéma de ferrailage de la semelle.

VI.4 Voile périphérique

VI.4.1 Introduction

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement 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 et les fondations.

VI.4.2 Pré dimensionnement

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.

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - Epaisseur $e \geq 15$ cm
 - Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
 - Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
 - La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : B : Section du voile.

VI.4.3 Evaluation des charges

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

$L_x = 2.89$ m ; $L_y = 7.86$ m ; $e = 20$ cm.

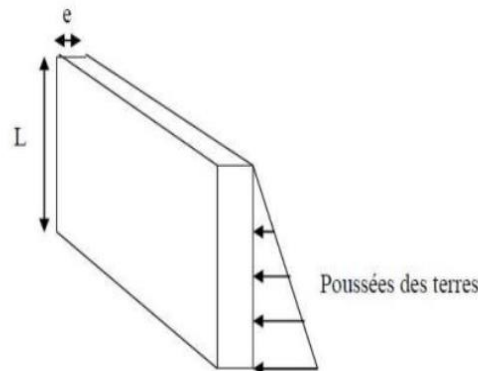


Figure VI.7 : Poussées des terres.

La charge de poussées des terres est donnée par :

$$Q = A \times h \times \gamma$$

Avec :

Q : Contrainte sur une bande de 1m.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma = 19.8 \text{ kN/m}^3$).

h : Hauteur du voile. h

A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\phi = 28.71^\circ ; A = f(\phi) = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0.35 ; \text{ avec } \pi = 180^\circ$$

$$Q = A \times h \times \gamma = 20.79 \text{ kN/ml} \rightarrow Q_u = 1,35 \times Q = 28.073 \text{ kN/ml}$$

VI.4.4 Effort dans la voile périphérique

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.89}{5.19} = 0.55 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \times M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

ν : Coefficient de poisson :

- 0 a l'ELU
- 0.2 a l'ELS

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "BAEL91 modifié 99"

$$\rho = 0,55 \rightarrow \mu_x = 0.0894$$

$$\mu_y = 0,25$$

$$M_x = M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \rightarrow M_x = 20.18 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow M_y = 5.046 \text{ kN.m}$$

Calcul de M_t et M_a (libre-continue) :

- Moments en travées :**

$$M_{t_x} = 0,85M_x = 17.153 \text{ kNm}$$

$$M_{t_y} = 0,85M_y = 4.289 \text{ kNm}$$

- Moments sur appuis : (continue)**

$$M_{a_x} = M_{a_y} = 0,5M_x = 10.09 \text{ kNm}$$

VI.4.5 Ferrailage du voile périphérique

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 18 \text{ cm}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens	M_u (kNm)	μ	A	Z (cm)	$A_s^{\text{calculé}}$ (cm ²)	Choix	$A_s^{\text{adopté}}$ (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	17.153	0.031	0.04	177	2.23	8T8	4.02	12
	y-y	4.289	0.008	0.01	179	0.55	8T8	4.02	12
Appuis	x-x	10.09	0.018	0.023	178	1.3	8T8	4.02	12
	y-y								

Tableau VI.6 : ferrailage de voile périphérique.

VI.4.6 Condition exigé par les RPA99/version 2003

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposées en deux nappes.

$$A_l > 0.1 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_t > 0.1 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

VI.4.7 Condition de non fragilité

Pour les voiles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est comptée entre 12 et 30 cm

On a:

$$12 \text{ cm} < e < 30 \text{ cm}$$

$$h = e = 20 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm.}$$

$$A_x > A_x^{\min} ; A_x^{\min} = \rho_0 \left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right) \frac{bh}{2}$$

$$A_y > A_y^{\min} ; A_y^{\min} = \rho_0 bh$$

Avec :

ρ_0 : Taux d'armatures dans chaque direction ($\rho_0 = 0,0006$)

$$A_x^{\min} = 0.0006 \left(3 - \frac{2.89}{5.19}\right) \times \frac{100 \times 20}{2} = 1.46 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0.0006 \times 100 \times 20 = 1.2 \text{ cm}^2$$

• **En travée :**

$$A_x = 4.02 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,46 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 4.02 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2$$

• **Sur appuis :**

$$A_x = 4.02 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,46 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 4.02 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2$$

VI.4.8 Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} < \overline{\tau_u} = 0.05 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{27.036 \times 2.89 \times 5.19}{2 \times 2.89 + 5.19} = 36.96 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_y}{3} = \frac{27.036 \times 5.19}{3} = 46.77 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \max(T_x ; T_y) = 46.77 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{46.77 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.25 < 1.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifier}$$

VI.4.9 Vérification à l'ELS**VI.4.9.1 Evaluation des sollicitations à l'ELS**

$$Q_{\text{ser}} = Q_1 = 20.027 \text{ kN/m}$$

$$\rho = 0,55 \rightarrow \mu_x = 0.0936$$

$$\mu_y = 0,4150$$

$$M_x = \mu_x \times Q_{\text{ser}} \times l_x^2 \rightarrow M_x = 15.84 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow M_y = 6.573 \text{ kN.m}$$

- Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85M_x = 13.46 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 5.58 \text{ kNm}$$

- Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 7.92 \text{ kNm}$$

VI.4.9.2 Vérification des contraintes

Il faut vérifier que $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

	Sens	M_{ser} (kNm)	Choix	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifié
Travée	x-x	13.46	8T8	4.02	3.95	18	201.28	250	oui
	y-y	5.58	8T8	4.02	1.64	18	83.44	250	oui
Appuis	x-x	7.92	8T8	4.02	2.33	18	118.43	250	oui
	y-y								

Tableau VI.7 : ferrailage des contraintes.

Conclusion :

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques géométriques de la structure. Dans un premier temps nous avons essayé d'utiliser des semelles isolées. Cette solution a été écartée à cause de chevauchement qu'elle induisait. Les mêmes raisons ont fait écarter la solution de la semelle filante. Nous avons donc opté pour une semelle filante.

Conclusion

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que de les approfondir, en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les logiciels de calcul récents, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris en compte dans la conception et le calcul des structures en béton armé en zone sismique.

La structure a été étudiée en tenant compte des principaux critères suivants : La résistance – la sécurité – l'économie.

Après la finalisation de notre étude, certains points nous semblent importants à souligner :

- Le Pré-dimensionnement est une étape préliminaire mais essentielle dont l'objectif est de choisir les sections des éléments structuraux du bâtiment, qui peuvent être significativement modifiées après l'étude dynamique du projet.
- La disposition des voiles joue un rôle bien plus important que leur quantité dans la structure. Elle a un impact déterminant sur le comportement de celle-ci face aux charges horizontales.
- La modélisation de notre structure à l'aide du logiciel ETABS20 nous a permis de calculer les différents éléments de la superstructure et de l'infrastructure, ce qui facilite les calculs, nous rapproche de la réalité et nous fait gagner un temps considérable dans l'analyse de la structure.
- La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans notre bâtiment présente des résultats insatisfaisants. Nous avons observé que les voiles supportent plus de 20% des sollicitations causées par les charges verticales, ce qui contredit le concept initial. Par conséquent, nous avons décidé d'ajuster le facteur de comportement en utilisant une valeur de R égale à 3,5.
- Étant donné la capacité portante du sol établie par le laboratoire (2,25 bars), nous avons opté pour une semelle filante d'une hauteur de 45 cm avec des nervures d'une section de 55 x 120 cm comme type de fondation.

À travers l'étude de ce projet, l'utilisation du logiciel ETABS a permis de calculer les différents éléments de la superstructure et de l'infrastructure. Le pré-dimensionnement des éléments résistants (poteaux, poutres et voiles) est une étape importante mais temporaire dans le calcul d'une structure. La conception finale est principalement basée sur le calcul dynamique, dont les résultats doivent impérativement vérifier les conditions citées par le règlement parasismique algérien RPA 99.

Conclusion

Enfin, dans l'étude d'un projet, il est essentiel de tenir compte de deux facteurs : la sécurité et l'économie. Cela ne peut être réalisé que si les prescriptions et les recommandations des règlements en vigueur (BAEL, RPA) sont appliquées.

Références Bibliographiques

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

- [1]** D.T.R – B.C. 2.48, "Règles Parasismiques Algériennes 99 version 2003", (Document technique réglementaire) C.G.S. (révision 2003).
- [2]** DTU Règles BAEL 91 révisées 99 règles de calcul DTU P 18-702. (Mars1992, février 2000, par M.R.LACROIX, Edition S140 –Juin 2005).
- [3]** Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B C 2.2 (Document technique réglementaire, 24 octobre1988).
- [4]** Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé. CBA93, Ministère de 'Habitat. (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2-41) (29 décembre 1993).
- [5]** M.BELAZOUGUI," calcul des ouvrages en béton armée ".O.P.U 2004.
- [6]** RAFIK TALEB," Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 -Version 2003 pour les Structures de Bâtiments en Béton Armé : Interprétations et Propositions " ; Journal of materials and engineering structures 4 (2017) 139-15.

Annexe

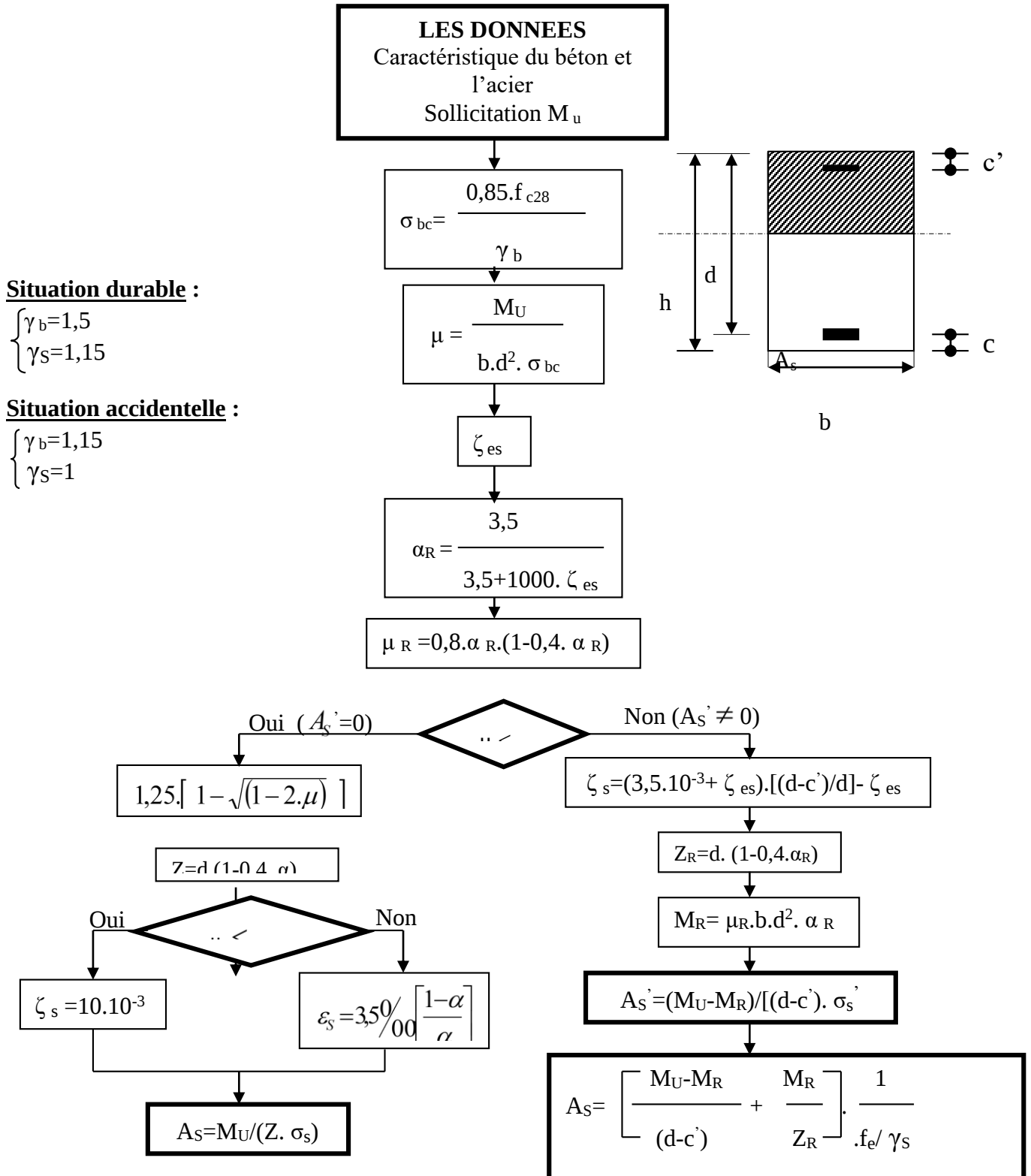
Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

- [1]** D.T.R – B.C. 2.48, "Règles Parasismiques Algériennes 99 version 2003", (Document technique réglementaire) C.G.S. (révision 2003).
- [2]** DTU Règles BAEL 91 révisées 99 règles de calcul DTU P 18-702. (Mars1992, février 2000, par M.R.LACROIX, Edition S140 –Juin 2005).
- [3]** Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B C 2.2 (Document technique réglementaire, 24 octobre1988).
- [4]** Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé. CBA93, Ministère de 'Habitat. (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2-41) (29 décembre 1993).
- [5]** M.BELAZOUGUI," calcul des ouvrages en béton armée ".O.P.U 2004.
- [6]** RAFIK TALEB," Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 -Version 2003 pour les Structures de Bâtiments en Béton Armé : Interprétations et Propositions " ; Journal of materials and engineering structures 4 (2017) 139-154

ANNEXE 1 :

ORGANIGRAMME -I-

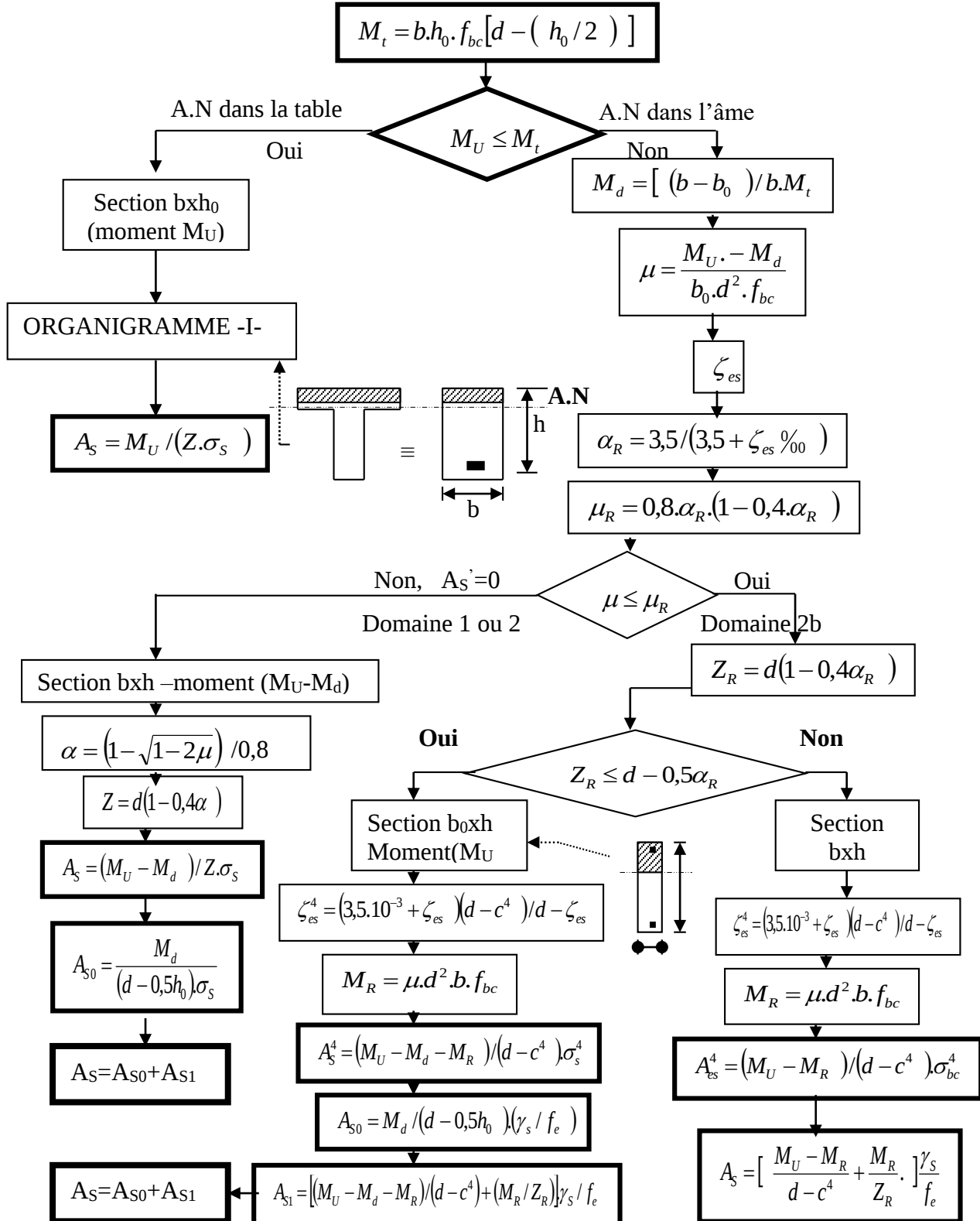
SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

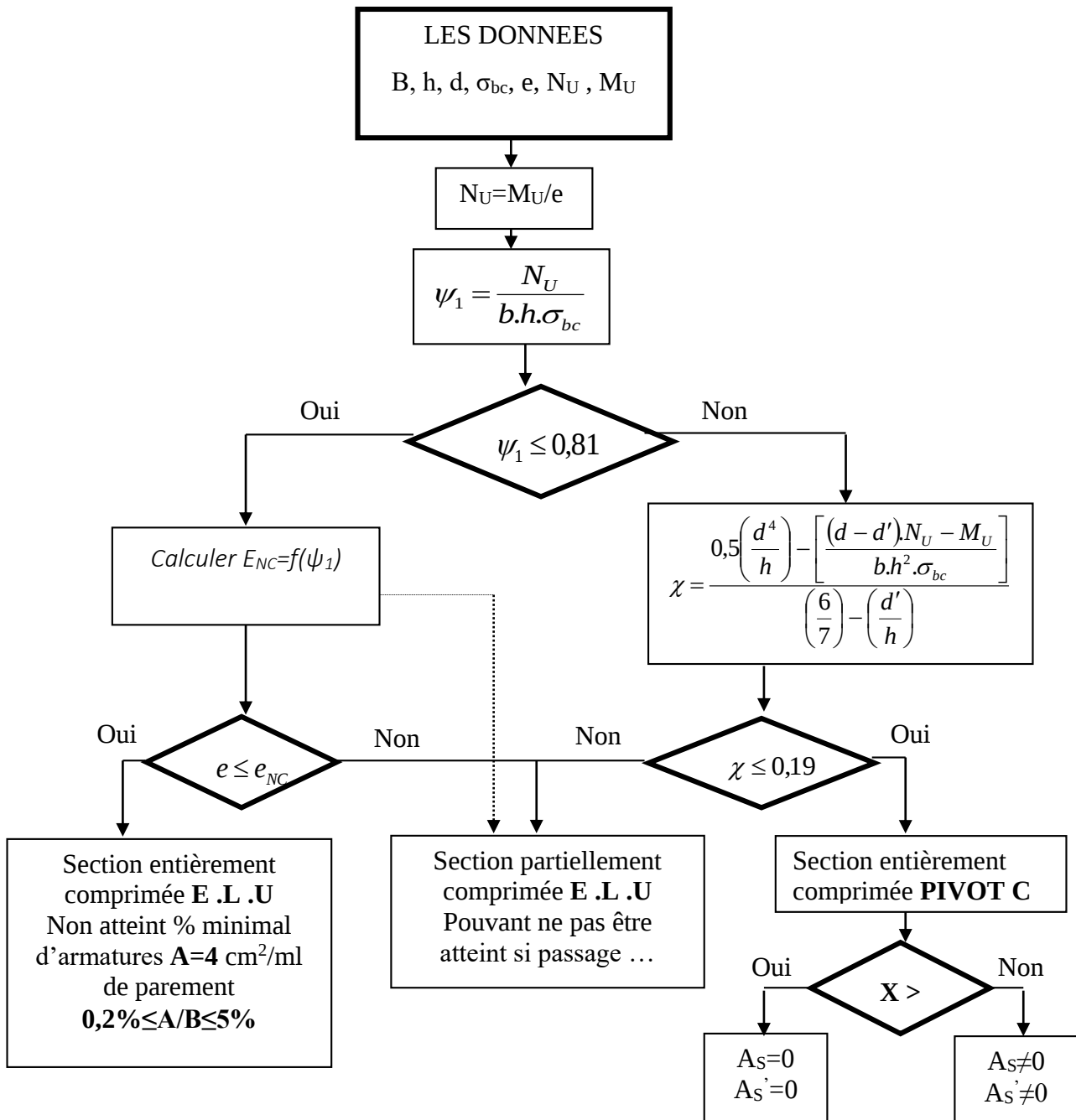
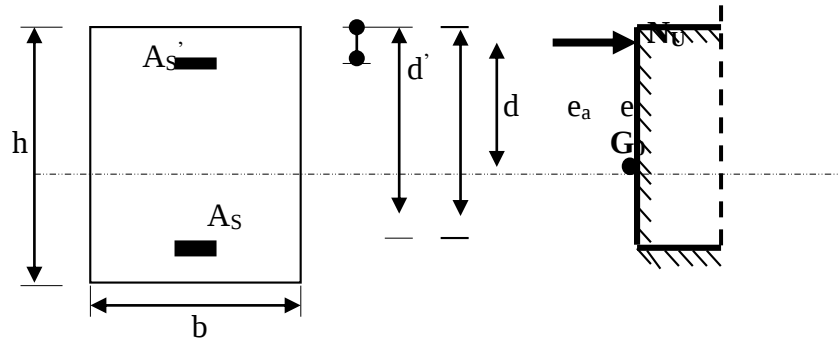


ANNEXE 2 :

ORGANIGRAMME -II-

CALCUL D'UNE SECTION EN -Té- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

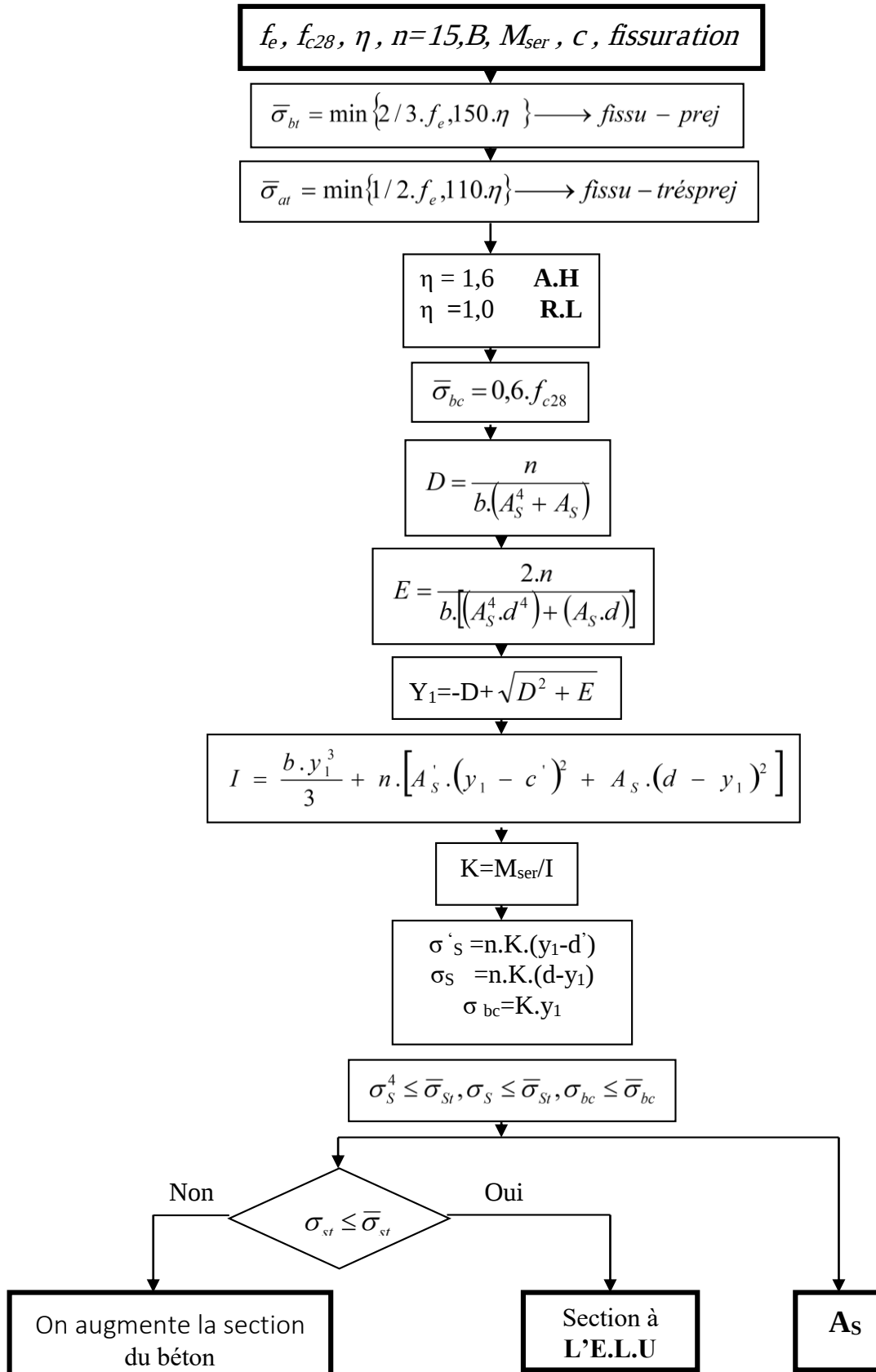


ANNEXE 3 :**ORGANIGRAMME -III-****CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE**

ANNEXE 4 :

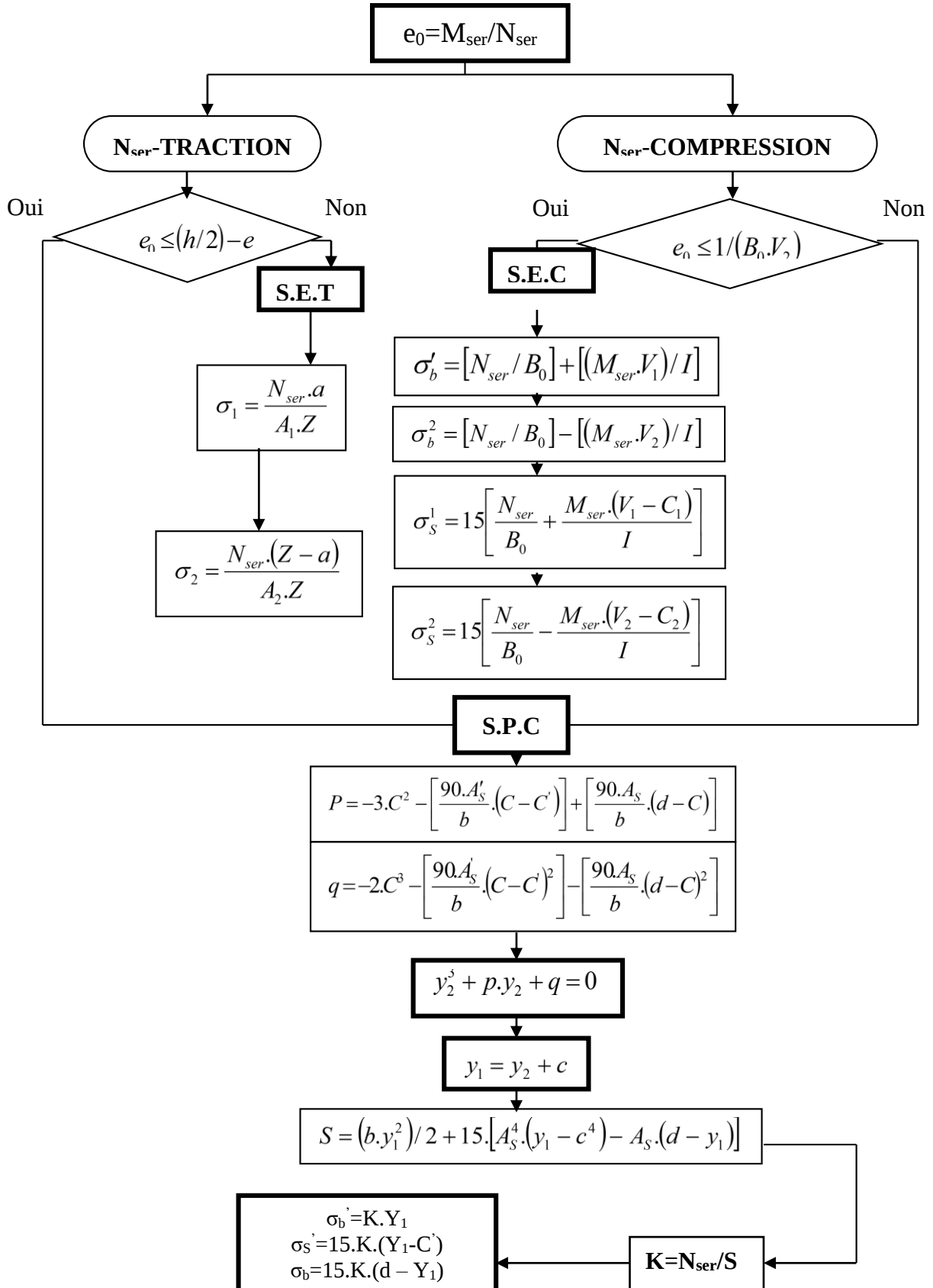
ORGANIGRAMME -IV-

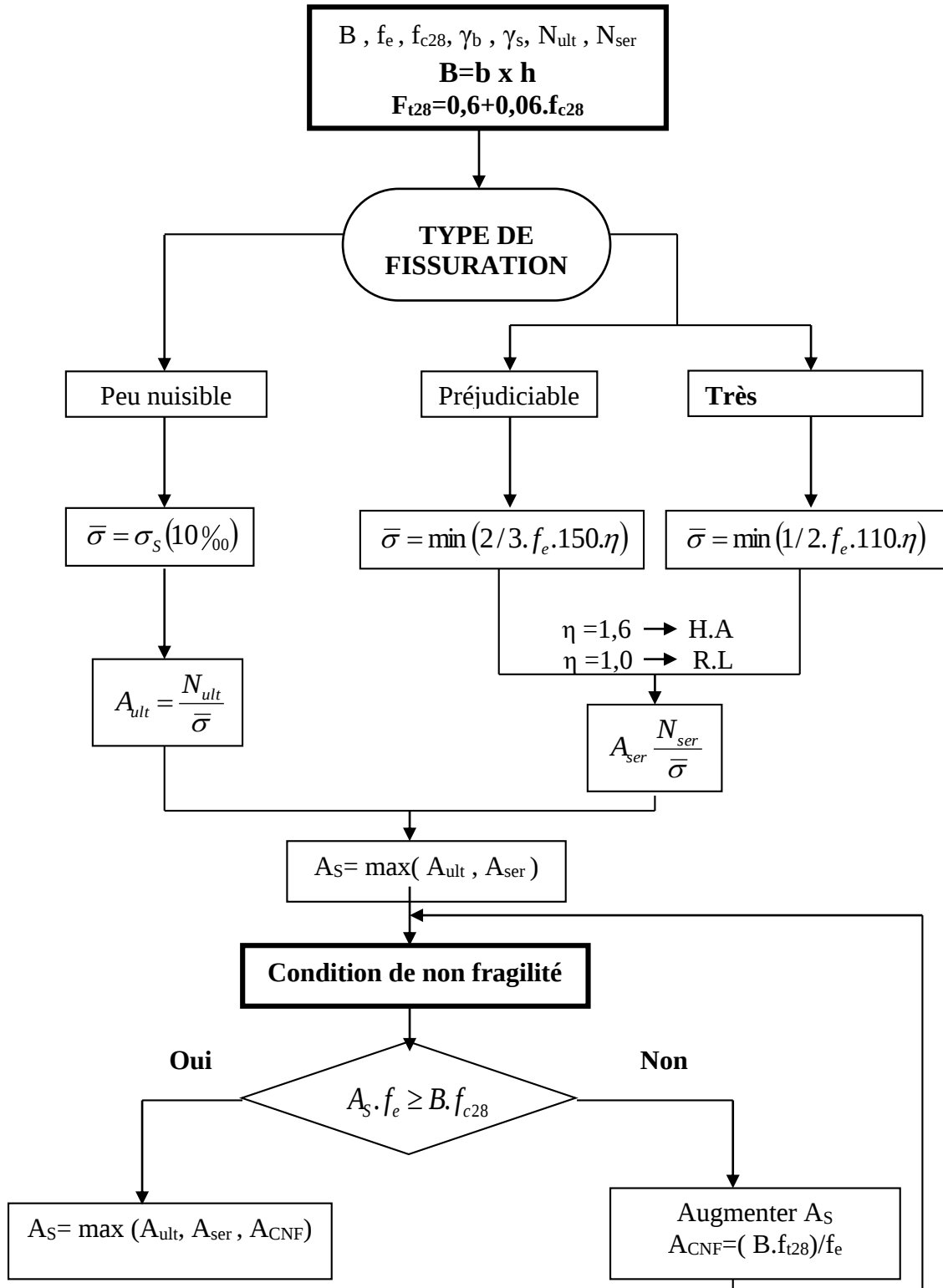
VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S

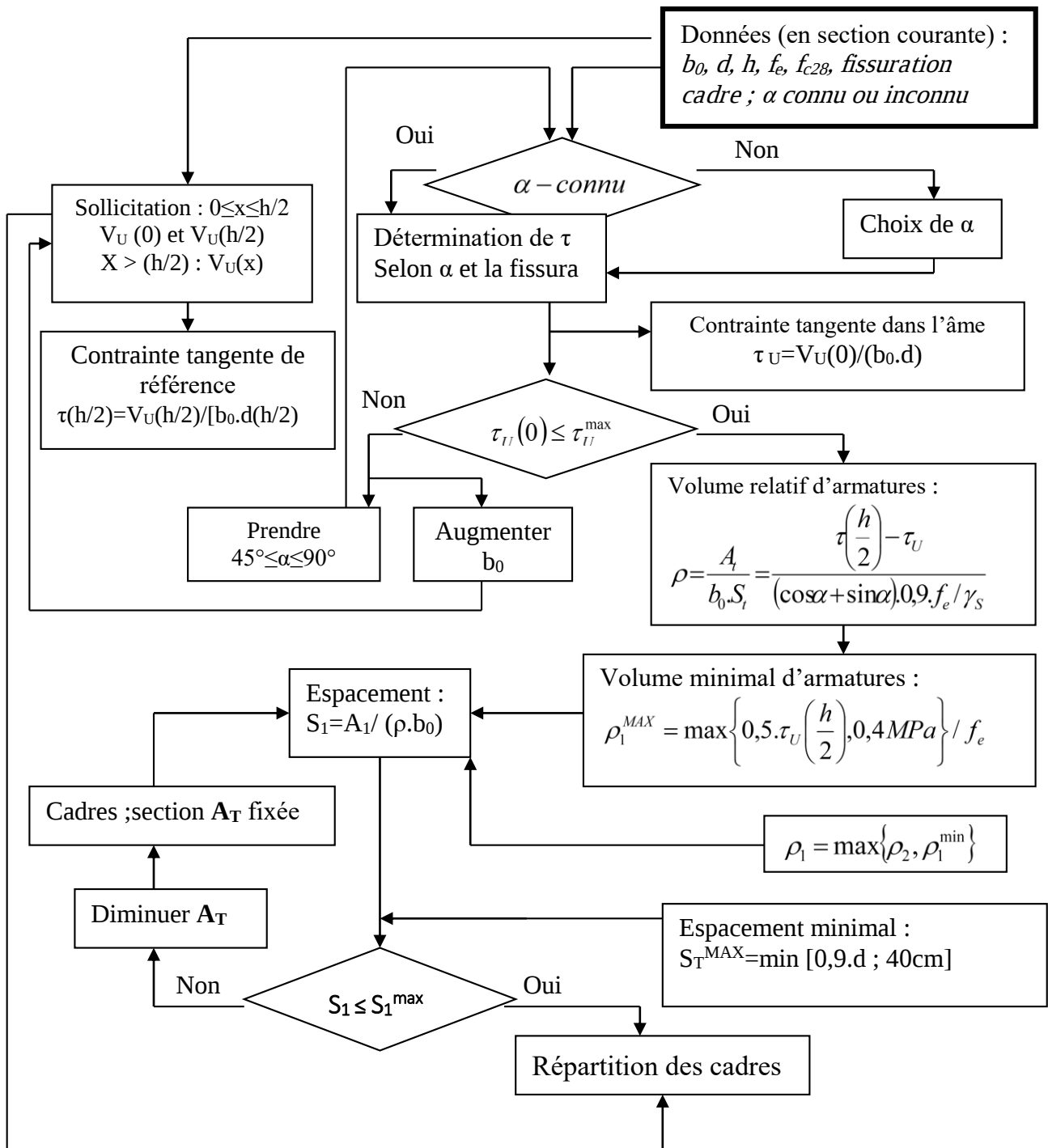


ANNEXE 5:

ORGANIGRAMME-V-
FLEXION COMPOSEE A L' E.L.S



ANNEXE 6 :**ORGANIGRAMME -VI-****TRACTION SIMPLE**

ANNEXE 7 :**ORGANIGRAMME -VII-****CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT**

Annexe

ANNEXE 8 :

Section en cm² de N armatures de diamètre ϕ en mm
Tableau des armatures

N \ ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.31	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.04	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

ANNEXE 9 :**Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour.**

$g = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

ANNEXE 10 :**Ferrailage longitudinal de la nervure en travée et sur appui avec le SOCOTEC**

sans nom - BaelR

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Nom d'affaire :
Nom du fichier : sans nom

Matériaux
 Contrainte béton : $f_{c,j}$ 30 MPa Coeff. acier/béton : n 15
 Limite élast. acier : f_{e} 500 MPa

☒ Calcul aux ELU ☐ Calcul aux ELS

Effort normal : N_u 0 kN
 Moment fléchissant : M_u 1351,9 kN*m

Coefficients
 durée chargement : θ 1
 sécurité du béton : γ_b 1,5
 sécurité de l'acier : γ_s 1,15

Sections d'armatures
 supérieures : cm2
 inférieures : cm2

Géométrie
 Largeur : b 0,55 m
 Hauteur : h 1,2 m
 Pos. cdg armatures sup. : d' 0,05 m
 Pos. cdg armatures inf. : c 0,05 m

Convention signes
 N > 0 : compression
 M > 0 : tend la fibre inférieure

Fissuration
☒ peu préjudiciable
☐ préjudiciable
☐ très préjudiciable

Type d'armature
☐ rond lisse
☒ barre HA
☐ barre HA

Pour l'aide, appuyez sur F1

sans nom - BaelR

Fichier Edition Options Affichage ?

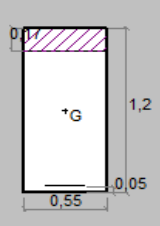
Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Résultats aux ELU : Sections d'armatures
 supérieures : 0 cm2
 inférieures : 28,76 cm2
 Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,17$ m

Résultats aux ELS : Contraintes

	calculées	limites
béton fibre supérieure :	MPa	MPa
armatures supérieures :	MPa	MPa
armatures inférieures :	MPa	MPa
béton fibre inférieure :	MPa	MPa

Pour l'aide, appuyez sur F1



Annexe

sans nom - BaelR

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Nom d'affaire :

Nom du fichier : sans nom

Matériaux

Contrainte béton : f_{cj} MPa Coeff. acier/béton n

Limite élast. acier : f_{e} MPa

☒ Calcul aux ELU ☐ Calcul aux ELS

Effort normal : N_u kN

Moment fléchissant : M_u kN*m

Coefficients

durée chargement : θ

sécurité du béton : γ_b

sécurité de l'acier : γ_s

Sections d'armatures

supérieures : cm²

inférieures : cm²

Géométrie

Largeur : b m

Hauteur : h m

Pos. cdg armatures sup. : d' m

Pos. cdg armatures inf. : c m

Convention signes

$N > 0$: compression

$M > 0$: tend la fibre inférieure

Fissuration

☒ peu préjudiciable

☐ préjudiciable

☐ très préjudiciable

Type d'armature

☐ rond lisse

☒ barre HA

☐ barre HA

NUM

Pour l'aide, appuyez sur F1

sans nom - BaelR

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Résultats aux ELU : Sections d'armatures

supérieures : cm²

inférieures : cm²

Position de l'axe neutre : $y_0 = 0.18$ m

Résultats aux ELS : Contraintes

	calculées	limites
béton fibre supérieure :	MPa	MPa
armatures supérieures :	MPa	MPa
armatures inférieures :	MPa	MPa
béton fibre inférieure :	MPa	MPa

NUM

Pour l'aide, appuyez sur F1

ANNEXE 11 :

ETUDE DE SOL

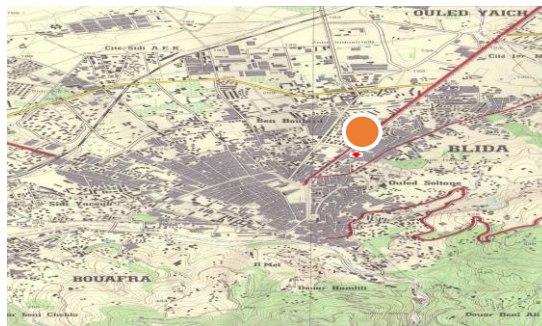
PROJET : REALISATION D'UN IMMEUBLE DE 17
LOGEMENTS AVEC COMMERCE ET SERVICES EN R+7
AVEC SOUS-SOL
A BD KRITLI MOKHTAR CITE EL MOKHBAT A LA
COMMUNE DE BLIDA
W. BLIDA

INTRODUCTION

A la demande de gérant de la Promotion Aouaichia Fayçal, le bureau SAFOUANE D'ETUDES GEOTECHNIQUES (SEG) a procédé à la reconnaissance géotechnique des sols de fondation du site servant d'assiette pour la réalisation d'un immeuble de 17 logts avec commerces et services à la commune de Blida wilaya de Blida.

SITUATION ET NATURE DE PROJET

- Le terrain retenu pour ce projet se trouve au Nord Est de la ville de Blida au boulevard dit « Kritli Mokhtar » précisément à la Cité El Mokhbat pas vraiment loin de l'hôpital Trichine Brahim.
- D'après les renseignements fournis par le client, le projet consiste à la construction d'un immeuble de 17 logts en R+7 avec un sous-sol à utilité d'habitation et commerce.



Les essais au laboratoire A-nature des essais :

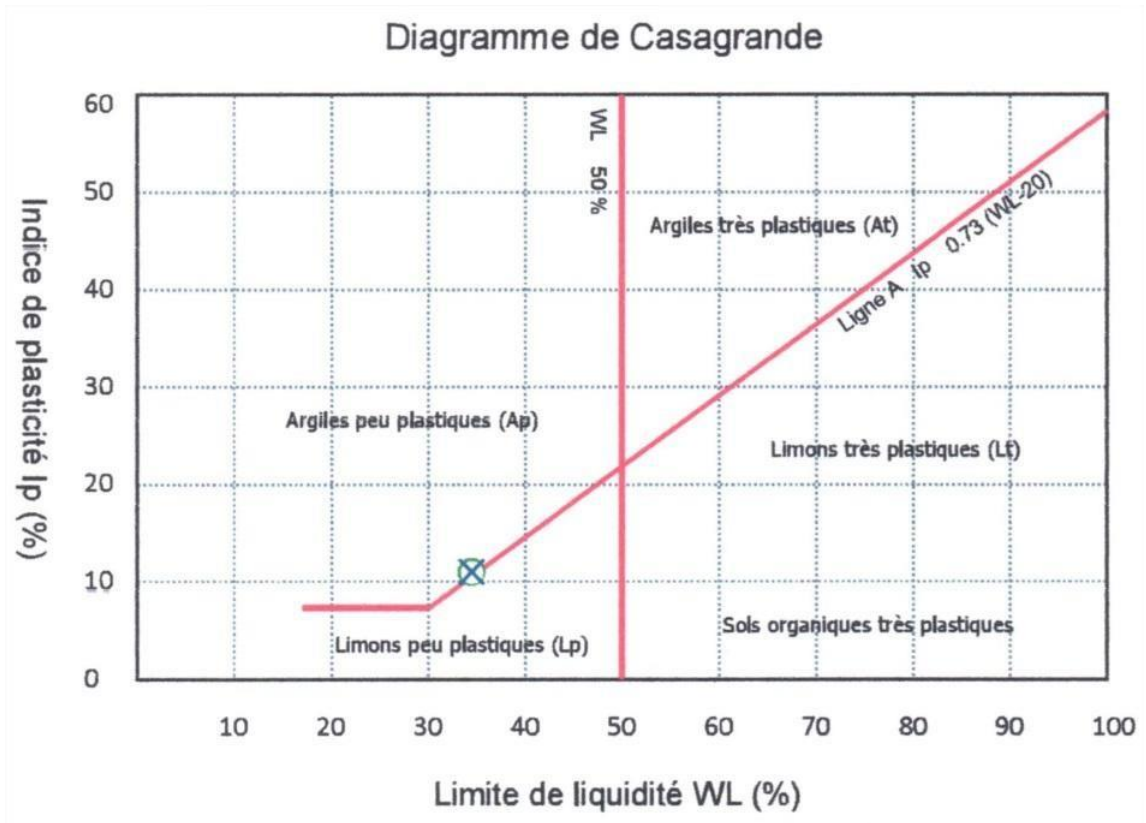
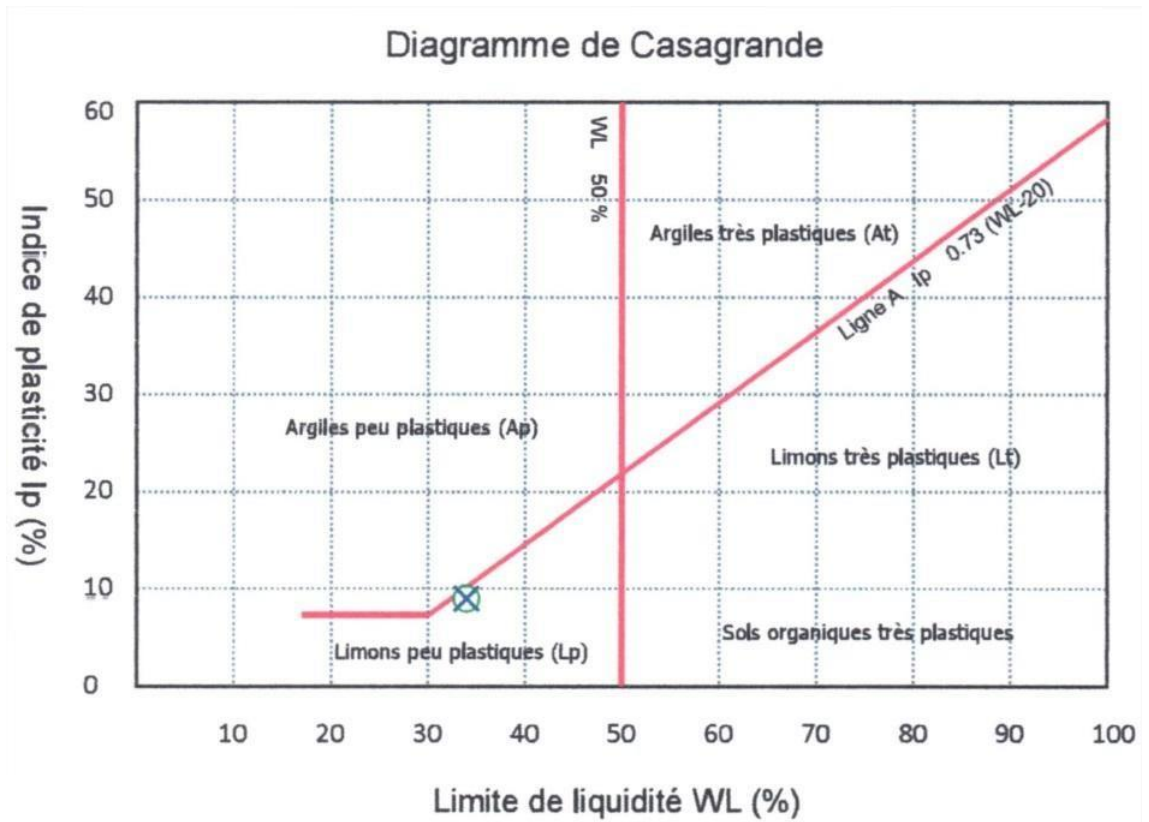
Sur les sondages effectués, on a procédé au prélèvement des échantillons et on a procédé aux essais d'identification physique et mécanique afin de déterminer la nature géologique exacte des sols en place.

B-Résultats des essais au laboratoire :

Résultats des essais d'identification physique :

- | | | |
|-------------------------|--------------------------------|-----------|
| - Densité humide | $1,83 \leq \gamma_h \leq 1,98$ | t / m^3 |
| - Densité sèche | $1,61 \leq \gamma_d \leq 1,73$ | t / m^3 |
| - Teneur en eau | $13,97 \leq W \leq 14,39$ | % |
| - Degré de saturation | $57,31 \leq S_r \leq 71,68$ | % |
| - Limites d'Atterberg : | | |
| *Limite de liquidité | $W_L = 34$ | % |
| *Limite de plasticité | $24 \leq W_P \leq 25$ | % |
| *Indice de plasticité | $09 \leq I_P \leq 10$ | % |
| - Indice de consistance | $2,05 \leq I_c \leq 2,8$ | |

Ces résultats montrent que nous sommes en présence d'un sol dur, son tassement est très faible de point de vue consistance, un peu humide et un peu proche à la saturation.



D'après l'abaque de CASAGRANDE, on est en présence d'un limon ou argile peu plastique de dénomination géotechnique « Lp » ou « Ap ».

Annexe

Echantillon intact :

RAPPORT D'ESSAI ANALYSE GRANULOMETRIQUE NF P 94-056 / NF P 94-057																																																							
Client : PROMOTEUR AOUAICHIA FAYÇAL Projet : IMMEUBLE DE 17 LOGTS PROMOTIONNELS EN -1R+6 Endroit : BD KRITLI MOKHTAR CITE EL MOKHBAT – W.BLIDA		N° Projet : XXX-21 - 017 Réf. Client : N° rapport :																																																					
Sondage n° : _____ Profondeur : _____ Matériaux : _____ Provenance : _____ Date essais : _____																																																							
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; font-size: 0.8em;"> <thead> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center;">Analyse Granulométrique</th> <th colspan="2" style="text-align: center;">Analyse sédimentométrique</th> </tr> <tr> <th style="text-align: center;">Tamis (mm)</th> <th style="text-align: center;">Tamisat (%)</th> <th style="text-align: center;">Diamètre équivalent</th> <th style="text-align: center;">Tamisat (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>5,00</td><td>77,58</td><td>75,00 µm</td><td>42,95</td></tr> <tr><td>2,00</td><td>63,40</td><td>55,00 µm</td><td>41,79</td></tr> <tr><td>1,25</td><td>55,68</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>0,43</td><td>50,04</td><td>38,00 µm</td><td>37,17</td></tr> <tr><td>0,25</td><td>47,86</td><td>25,00 µm</td><td>33,33</td></tr> <tr><td>0,16</td><td>46,63</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>0,08</td><td>44,87</td><td>17,00 µm</td><td>31,40</td></tr> <tr><td></td><td></td><td>12,00 µm</td><td>28,90</td></tr> <tr><td></td><td></td><td>8,00 µm</td><td>26,59</td></tr> <tr><td></td><td></td><td>5,00 µm</td><td>24,67</td></tr> <tr><td></td><td></td><td>2,00 µm</td><td>23,70</td></tr> </tbody> </table>				Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique		Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)	5,00	77,58	75,00 µm	42,95	2,00	63,40	55,00 µm	41,79	1,25	55,68			0,43	50,04	38,00 µm	37,17	0,25	47,86	25,00 µm	33,33	0,16	46,63			0,08	44,87	17,00 µm	31,40			12,00 µm	28,90			8,00 µm	26,59			5,00 µm	24,67			2,00 µm	23,70
Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique																																																					
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)																																																				
5,00	77,58	75,00 µm	42,95																																																				
2,00	63,40	55,00 µm	41,79																																																				
1,25	55,68																																																						
0,43	50,04	38,00 µm	37,17																																																				
0,25	47,86	25,00 µm	33,33																																																				
0,16	46,63																																																						
0,08	44,87	17,00 µm	31,40																																																				
		12,00 µm	28,90																																																				
		8,00 µm	26,59																																																				
		5,00 µm	24,67																																																				
		2,00 µm	23,70																																																				
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; font-size: 0.8em;"> <thead> <tr> <th rowspan="2" style="text-align: center;">Echant</th> <th rowspan="2" style="text-align: center;">< 80 µ</th> <th colspan="3" style="text-align: center;">LIMITES D'ATTERBERG</th> <th rowspan="2" style="text-align: center;">Classificat*</th> </tr> <tr> <th style="text-align: center;">W.L (%)</th> <th style="text-align: center;">W.P (%)</th> <th style="text-align: center;">I.P (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">—●—</td> <td style="text-align: center;">44,87 %</td> <td style="text-align: center;">%</td> <td style="text-align: center;">%</td> <td style="text-align: center;">0 %</td> <td style="text-align: center;">SA</td> </tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> </tbody> </table>				Echant	< 80 µ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat*	W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	—●—	44,87 %	%	%	0 %	SA																																					
Echant	< 80 µ	LIMITES D'ATTERBERG				Classificat*																																																	
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)																																																			
—●—	44,87 %	%	%	0 %	SA																																																		
Remarque : _____																																																							
Préparé par : _____		Approuvé par : _____ Date : _____																																																					

L'ensemble des particules < 80 u est de 44,87 %. Donc le sol est assez pulvérulent (graveleux)

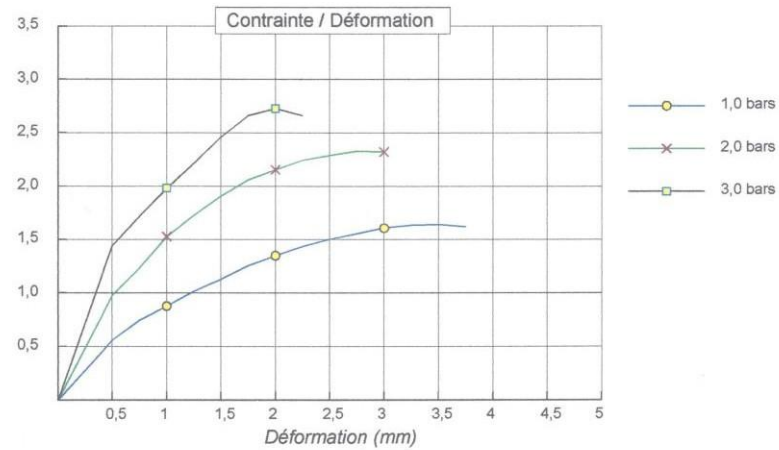
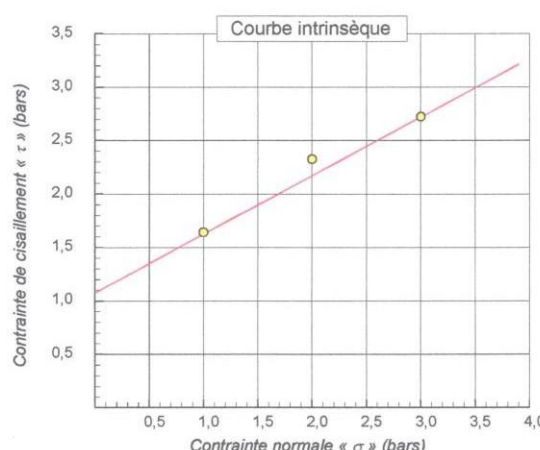
Résultats des essais d'identification mécanique

➤ L'ESSAI AU CISAILEMENT

- L'essai de cisaillement rectiligne a donné les résultats suivants :

- Cohésion $C = 1,08 \text{ bar}$

- Angle de frottement interne $\phi = 28,71^\circ$

RAPPORT D'ESSAI ESSAI DE CISAILEMENT NF P 94-071-1	
Client : PROMOTEUR AOUAICHIA FAYÇAL Projet : IMMEUBLE DE 17 LOGTS PROMOTIONNELS EN -1R+6 Endroit : BD KRITLI MOKHTAR CITE EL MOKHBAT – W.BUIDA	N° Projet : XXX-21 - 017 Réf. Client : N° rapport :
Sondage n° : 1 Profondeur : 02,50 – 03,00 m Nature : Date essais :	Type d'essai : UU Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn
	
 Cohésion = 1,08 bars Frottement = 28,71 degrés $\sigma_1 = 1,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_1 = 1,64$ $\sigma_2 = 2,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_2 = 2,33$ $\sigma_3 = 3,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_3 = 2,73$	
Remarque :	
Préparé par :	Approuvé par : Date :

L'essai de cisaillement type rapide non consolidé non drainé (UU) effectué a révélé une cohésion élevée et un angle de frottement un peu élevé.

Annexe

L'ESSAI DE LA RESISTANCE A LA COMPRESSION SIMPLE

- L'essai de la résistance à la compression simple a donné les résultats suivants :

$R.C.S = 3,46 \text{ bars}$ pour une déformation à la rupture de 2,69 %

RAPPORT D'ESSAI RESISTANCE A LA COMPRESSION SIMPLE NF P 94-077		
Client : PROMOTEUR AOUAICHIA FAYÇAL Projet : IMMEUBLE DE 17 LOGTS PROMOTIONNELS EN -1R+6 Endroit : BD KRITLI MOKHTAR CITE EL MOKHBAT – W.BLIDA		N° Projet : XXX-21 - 017 Réf. Client : N° rapport :
Sondage n° : 1 Profondeur : 02,50 – 03,00 m Matériaux : Provenance : Date essais :	Diamètre : 8,4 cm Hauteur : 16,8 cm Section : 55,390 cm² Densité sèche (t/m³) : Poids échantillon (kg) :	Coefficient anneau <K> : 0,63 Vitesse de compression : mm/mn

Déformation (%)	Section modifiée (cm²)	Force nette (kgf)	R.C.S (bars)
2,69	56,878	196,81	3,46

Forme de la rupture

Lecture Anneau	Déformation (%)	Section (modifié)	Pression (bars)
44	0,15	55,472	0,50
67	0,30	55,554	0,76
83	0,45	55,637	0,94
95	0,60	55,719	1,07
117	0,74	55,802	1,32
130	0,89	55,884	1,47
158	1,04	55,967	1,78
184	1,19	56,049	2,07
198	1,34	56,131	2,22
218	1,49	56,214	2,44
233	1,64	56,296	2,61
250	1,79	56,379	2,79
265	1,93	56,461	2,96
280	2,08	56,544	3,12
285	2,23	56,626	3,17
294	2,38	56,708	3,27
305	2,53	56,791	3,38
313	2,68	56,873	3,47

Remarque :

Préparé par :	Approuvé par :	Date :
---------------	----------------	--------

Selon Terzaghi ($2 < R.C.S = 3,46 \text{ bars} < 4 \text{ bars}$), le sol est très consistant

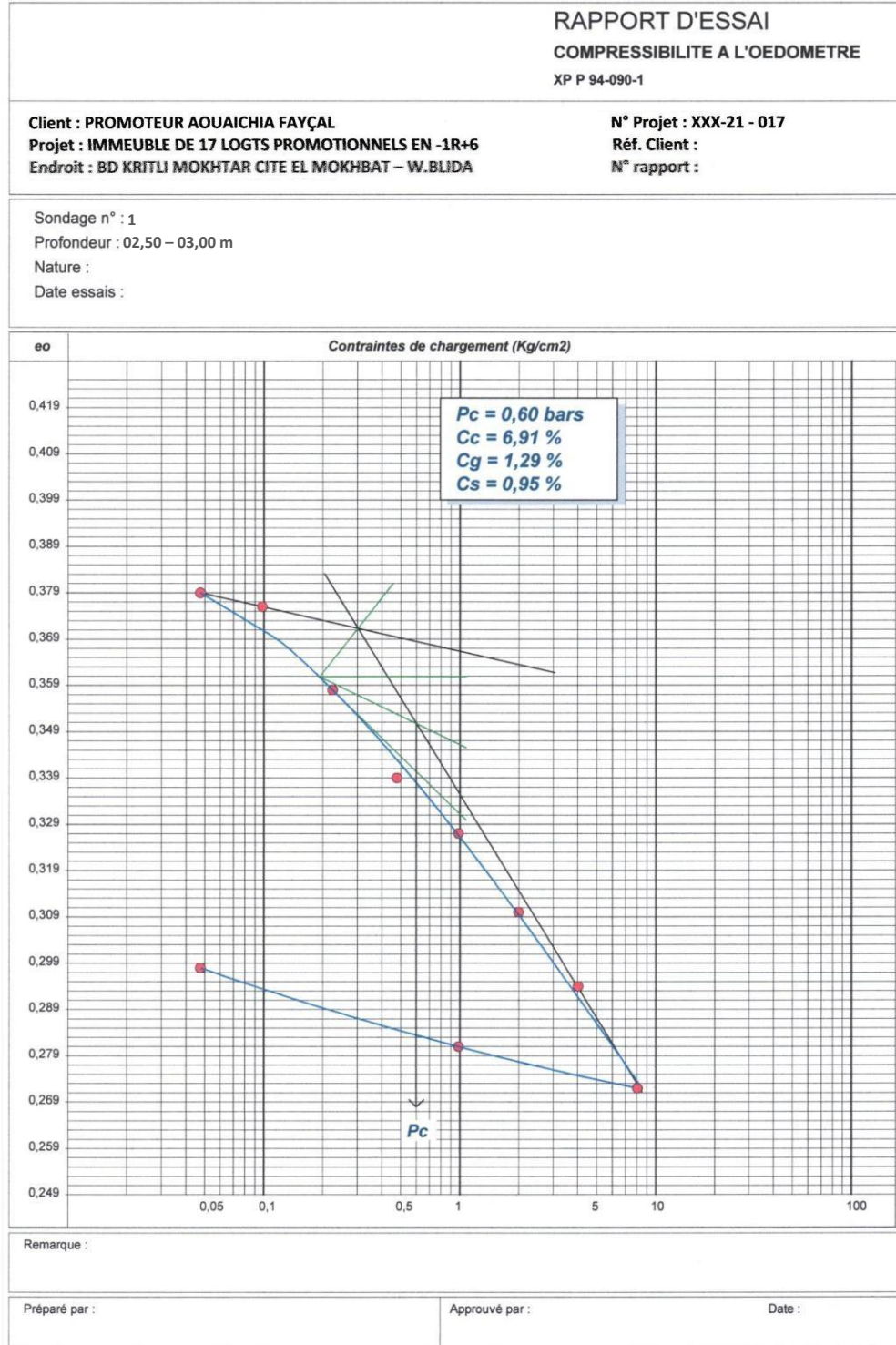
➤ L'ESSAI A L'ŒDOMETRE

- L'essai à l'œdomètre a donné les résultats suivants :

-Pression de consolidation $P_c = 0,60 \text{ bars}$

-Indice de compression $C_c = 6,91 \%$

-Indice de gonflement $C_g = 1,29 \%$

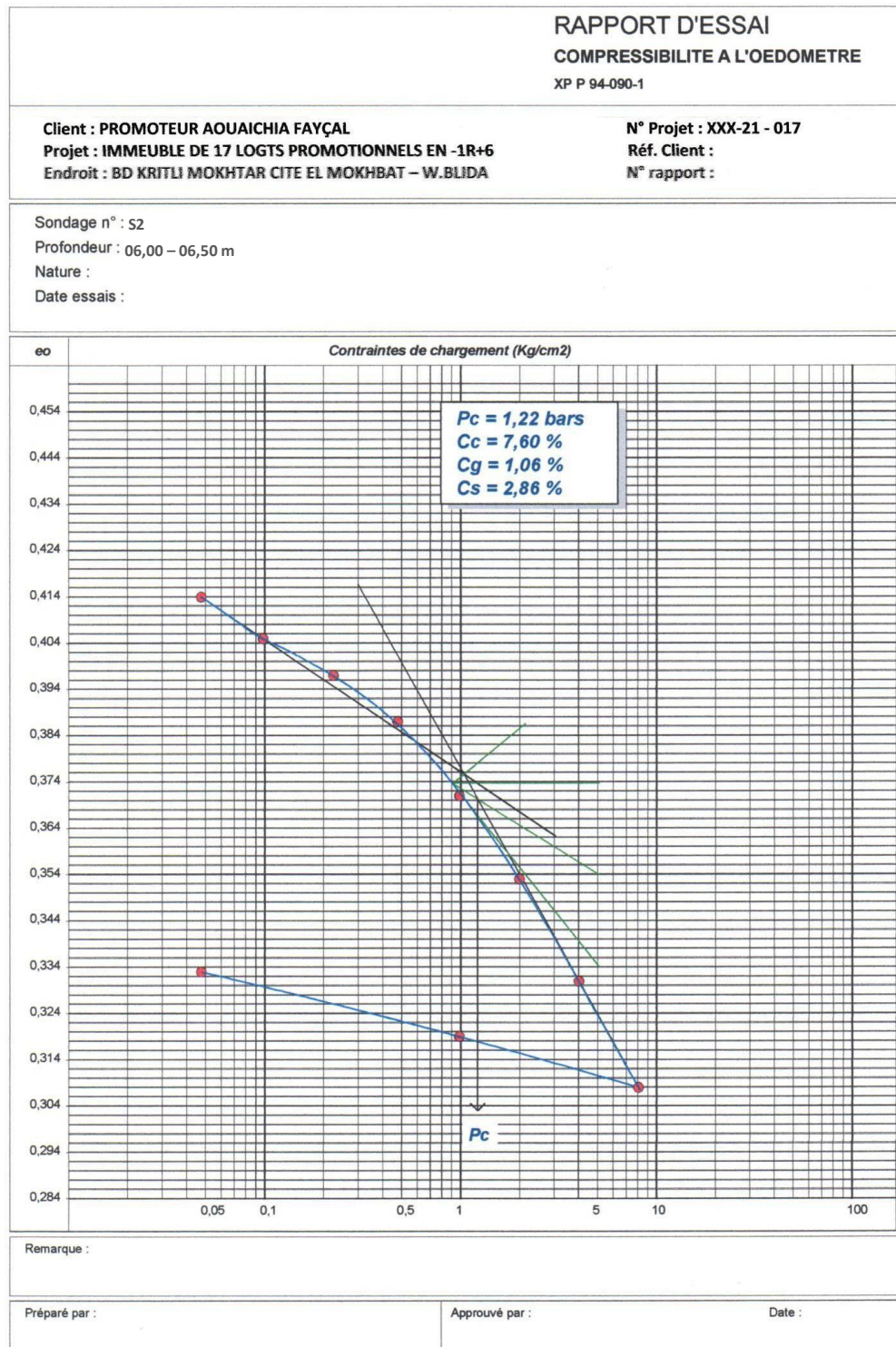


D'après ces résultats, on peut dire que les sols en place sont peu consolidés, un peu compressibles et possédant une très légère tendance au gonflement (sol non gonflant).

Annexe

- L'essai à l'œdomètre a donné les résultats suivants :

-Pression de consolidation	$P_c = 1,22 \text{ bars}$
-Indice de compression	$C_c = 7,60 \%$
-Indice de gonflement	$C_g = 1,06 \%$



D'après ces résultats, on peut dire que les sols en place sont peu consolidés, un peu compressibles et possédant une légère tendance au gonflement (sol non gonflant).

ANNALYSE CHIMIQUE ET DEGRE D'AGRESSIVITE DU SOL

Résultats d'analyses

ELEMENTS DETERMINES	RESULTATS	OBSERVATIONS
SO ₄ (Sulfates) mg/kg	Néant	Pas d'agressivité
Cl ⁻ (Chlorures) %	0,2305	Pas d'agressivité
pH	7,74	Pas d'agressivité

Interprétation

- Les sulfates

SO ₄ (Sulfates) mg/kg	Classe d'agressivité	Niveau de protection
< 2000	Non agressive XA1 environnement à faible agressivité chimique	Pas de recommandations particulières

➤ Comme les sulfates sont en trace seulement

- Pas de nécessité d'une protection

Utilisation de matériau sans mesure particulière

- pH selon la DTR BE 1.31 :**

pH	7,74	Non agressive	Pas de mesure particulière
----	------	---------------	----------------------------

➤ Comme pH = 7,74 > 7 pas de mesure particulière.

- Symbole classe d'agressivité AO :**

- Environnement non agressif
- Niveau de protection : 1
- Pas de mesures particulières

AVIS DU BUREAU ET VERIFICATION**1-CALCUL DE LA CONTRAINTE ADMISSIBLE A L'AIDE DE PENETROMETRE :**

La contrainte admissible sera évaluée en exploitant les résultats des essais in-situ (pénétromètre dynamique) à l'aide de la formule empirique suivante :

$$q_{adm} = R_{pmin} / \alpha$$

R_{pmin} = la résistance de pointe minimale = 90 kg/cm²

α = coefficient réducteur dépendant de la nature des sols

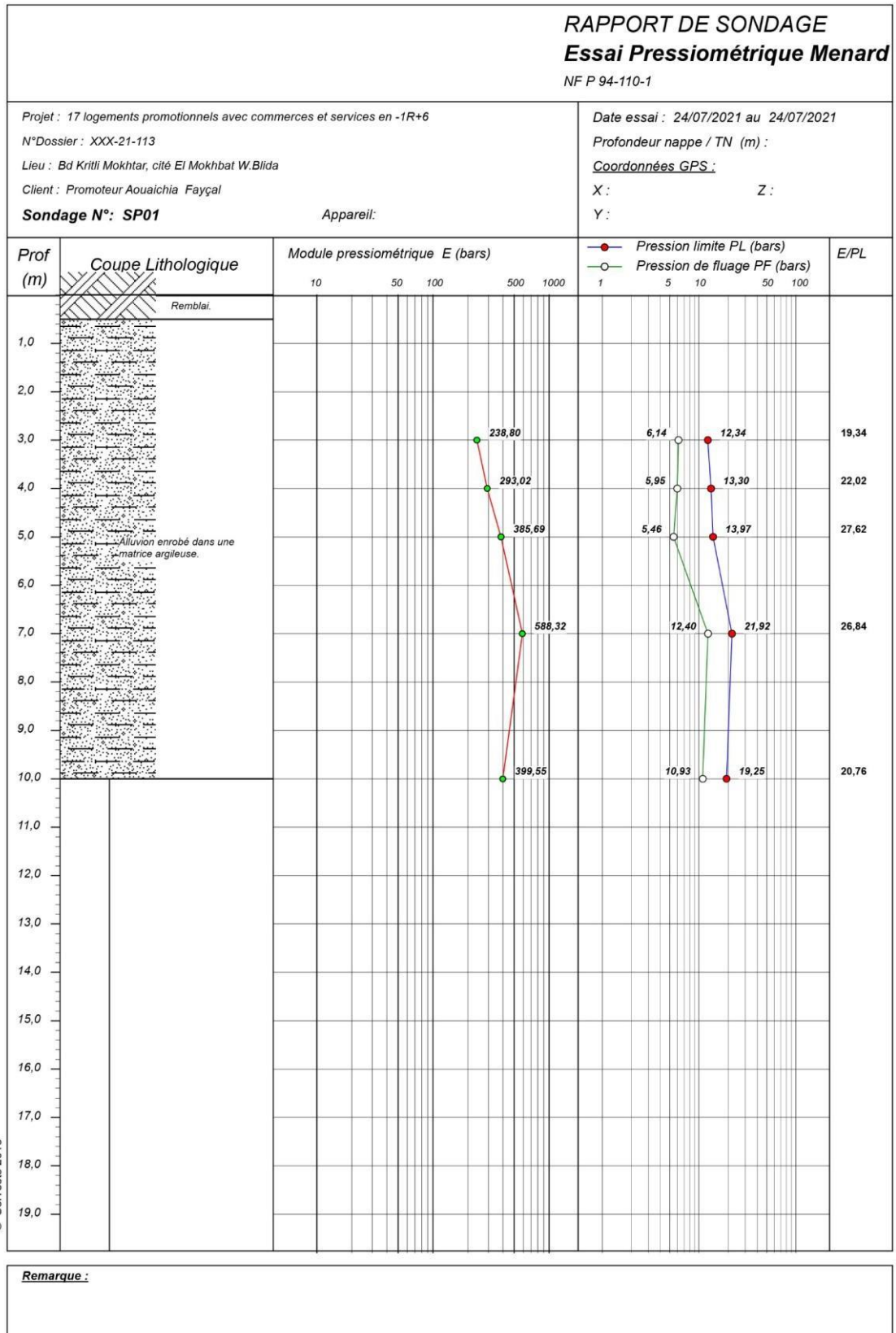
en place = 40

Tout calcul fait on a :

$$q_{adm} = 2,25 \text{ kg / cm}^2$$

LES DONNEES

- Rapport d'essai



- Résultats de sondage pressiométrique

Prof (m)	PL (bars)	Po (bars)	PL*(bars)
3,0	12,34	0,58	11,76
4,0	13,30	0,78	12,52
5,0	13,97	0,97	13,00
7,0	21,92	1,36	20,56
10,0	19,25	1,94	17,30

Valeurs des pressions limites

LE CALCUL

Pour un ancrage de 3 m

Le calcul nous a donné le resultat suivant :

$$P^*_{le} = 12,43 \text{ bars}$$

Calcul de la contrainte limite q_L :

$$q_L = q_0 + k_p \times P^*_{Le}.$$

$$q_L = 12,14 \text{ bars}$$

Calcul de la contrainte admissible **qadm** :

$$q_{adm} = q_0 + (q_L - q_0)/3.$$

$$q_{adm} = 4,43 \text{ bars}$$

De la même manière de calcul, on opte la contrainte admissible du sol selon la fiche **D (m)** pour chaque un mètre de profondeur, les résultats sont récapitulés dans ce présent tableau :

Profondeur d'ancrage D (m)	Ple* (bar)	QL (bar)	Q adm (bar)
3,00	12,43	12,14	4,43
4,00	14,77	14,51	5,35
5,00	16,25	16,08	6,01
6,00	16,25	16,28	6,20

Pour des mesures de sécurité, nous retiendrons un taux de travail de l'ordre de **2,25 bars**, pour des fondations du bloc projeté, ancrées à partir de **3 m**.

CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATIONS

L'étude générale du terrain réservé à la construction d'un immeuble de type R+6 avec un sous-sol situé à « Boulevard Kritli Mokhtar Cité El Mokhbat » à la commune de Blida wilaya de Blida, nous permet à obtenir les informations suivantes en bref :

- * La commune de Blida généralement se repose sur un relief doux, implantée à la plaine de la Mitidja.

- * Cette région est marquée par un remblaiement Quaternaire.

- * Le terrain appartient à une zone de forte sismicité et considéré généralement instable géologiquement (zone sismique III).

- * Un aménagement pour drainer les eaux pluviales et un système d'assainissement est toujours indispensable après la projection de constructions pour évacuation des eaux de surface.

- * L'influence des vents est peu considérable d'après l'intensité de ces derniers et notre projet consiste à la construction d'un immeuble de type R+6 considéré comme un ouvrage d'une hauteur un peu considérable.

- * Le terrain réservé au projet représente un relief presque plat donc l'absence presque totale de la pente (relief très doux) juste une très légère pente de direction Est Ouest. Aucun risque d'instabilité vu la structure morphologique.

- * D'après les renseignements fournis par la carte géologique de Blida (N°63) au 1/50.000^{ème} sur la région d'étude, on trouve que notre site est formé d'un seul faciès géologique. C'est un terrain alluvionnaire qui reflète l'aspect de remplissage de la Mitidja. Il est essentiellement constitué par des alluvions anciennes des vallées et cônes de déjection généralement des argiles limono-sableuses graveleuses avec quelques galets hétérométriques dispersés (centimétriques à décimétriques) de dénomination géologique (**q¹**).

Le creusement de ces sondages arrêtés à la profondeur de 24 m environ a mis en évidence l'aspect d'un seul faciès géologique alluvionnaire.

Généralement le terrain est dominé par une matrice de sédiments argilo-limoneuse sableuse graveleuse avec quelques galets hétérométriques centimétriques à décimétriques (alluvions fines et grossières) de couleur d'ensemble brunâtre et de consistance considérable surtout en profondeur.

- * Le sol est de bonnes caractéristiques en général
La contrainte admissible est de l'ordre de **2,25 bars**

- ❖ Les précautions à prendre selon notre cas en se basant sur la classification du site suivant le R.P.A 99/version 2003
- Classification sismique : zone III (sismicité élevée)
- Lithologie : S3 (sol meuble)
- **Importance de l'ouvrage** : Ouvrage courant ou d'importance moyenne (*bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas les 48 m*) Il est à opter un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé et de portiques.
- ❖ **Constructibilité du site** : Compte tenu des caractéristiques du sol, nous pouvons conclure que l'ensemble du site ne pose pas de problèmes particuliers qui empêchent l'aménagement du site en ouvrage.

Fait à Blida le : 07/11/2021

Annexe
