

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique.

Ecole Nationale Polytechnique.



Département de Génie Civil

Société d'Etude et d'Engineering

Mémoire de projet de fin d'études

**Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie
Civil**

Intitulé :

Étude d'un bâtiment R+15+3SS contreventé par voiles

Islam HACHI

Abderrahmene Yaniss OTMANI

Soutenu le 19 Juin 2017 devant le jury composé de :

Président	M	A.LARIBI	Docteur	ENP
Encadreur	M	R.BOUTEMEUR	M.A.A	ENP
Co-Encadreur	M	F. RABAH OTMANI	INGENIEUR	S.E.E
Examinatrice	Mme	N.BAOUCHE	M.A.A	ENP
Examinatrice	Mme	S.STIHI	M.A.A	ENP

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique.

Ecole Nationale Polytechnique.



Département de Génie Civil

Société d'Etude et d'Engineering

Mémoire de projet de fin d'études

**Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie
Civil**

Intitulé :

Étude d'un bâtiment R+15+3SS contreventé par voiles

Islam HACHI

Abderrahmene Yaniss OTMANI

Soutenu le 19 Juin 2017 devant le jury composé de :

Président	M	A.LARIBI	Docteur	ENP
Encadreur	M	R.BOUTEMEUR	M.A.A	ENP
Co-Encadreur	M	F. RABAH OTMANI	INGENIEUR	S.E.E
Examinatrice	Mme	N.BAOUCHE	M.A.A	ENP
Examinatrice	Mme	S.STIHI	M.A.A	ENP

ملخص

إن الهدف من هذا العمل هو دراسة منشأة من الخرسانة المسلحة ذات خمسة عشر طابقاً، طابق أرضي و ثلاث طوابق تحت الأرض ذات إستخدام متعدد واقعة في الجزائر العاصمة المصنفة ضمن المناطق ذات النشاط الزلزالي القوي.

قد تم التصميم وفقاً للقوانين البناء (RPA99 version2003, CBA93, BAEL91).

إستقرار البناية محقق بفضل نظام تدعيم بجران خرسانية. الدراسة الميكانيكية تمت بواسطة برنامج ETABS 9.73 .

الكلمات المفتاحية: خرسانة مسلحة، جدران خرسانية، نظام تدعيم، دراسة ميكانيكية.

Abstract

The aim of this work is the study of a multi-purpose reinforced concrete structure consisting of 15 floors a ground floor and 3 basements located in Algiers which is classified as a zone with high seismicity.

The design was established in accordance with current building regulations (RPA99 version2003, CBA93, BAEL91).

The stability of the building is ensured through a system of bracing by shells. The modeling of the structure was done with the software ETABS V9.73.

Key words: Reinforced concrete, shells, brace system, dynamic analysis.

Résumé

Le but de ce travail est l'étude d'une structure en béton armé constitué de 15 étages un rez-de-chaussée et de 3 sous-sols à usage multiple, implantée à Alger classée comme une zone à forte sismicité.

La conception a été établie selon les règlements de construction en vigueur (RPA99 version2003, CBA93, BAEL91).

La stabilité du bâtiment est assurée à l'aide d'un système de contreventement par voiles. la modélisation de la structure a été faite avec le logiciel ETABS V9.73.

Mots clés : Béton armé, voile, contreventement, étude dynamique.

DEDICACES

Je dédie chaleureusement ce modeste travail :

A mes très chers **parents**, qui m'ont tout donné et consacré leur vie pour ma réussite, m'ont encouragé et soutenu tout au long de ma vie, que Dieu les protégés.

A ma sœur SARA pour son aide et son encouragement.

A ma famille.

A tous mes amis.

Islam HACHI

DEDICACES

Je dédie ce Modest travaille à :

A ma mère, ma raison d'être, la lanterne qui éclaire mon chemin et m'illumine de douceur et d'amour.

A mon père, en signe d'amour, de reconnaissance et de gratitude pour tout le soutien et le sacrifice dont il a fait preuve à mon égard.

A ma chère sœur pour son implication et son encouragement.

Aucun mot ne pourra décrire vos dévouements et vos sacrifices.

A mon amie Meddahi Samira, En témoignage de l'amitié sincère qui nous a liées et des bons moments passés ensemble.

A tous les gens qui ont cru en moi je vous dédie ce travail en vous souhaitant un avenir radieux et plein de bonnes promesses vos encouragements me donnent la force de continuer.

...



Remerciements

Après avoir rendu grâce à Dieu le Tout Puissant le miséricordieux nous tenons à remercier vivement tous ceux qui, de près ou de loin ont participé à la rédaction de ce document, il s'agit plus particulièrement de :

Monsieur Ramdane Boutemeur notre encadreur pour sa confiance, son suivi, son aide et sa contribution inestimable pour l'accomplissement de ce travail.

Messieurs Rabah Otmani Karim et Rabah Otmani Fouad respectivement directeur et ingénieur du bureau d'étude S.E.E (Société d'Etude Et d'Engineering) pour leurs disponibilités, leurs rigueurs scientifiques et leurs sens d'écoute et d'échange.

Les membres du jury pour avoir honoré notre soutenance et pour l'effort fourni afin de juger ce modeste travail.

Tous le corps professoral de l'Ecole National Polytechnique qui nous a fait bénéficier d'une formation pluridisciplinaire de haut niveau et très adaptée aux réalités du génie civil.

TABLE DES MATIERES

LISTES DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

INTRODUCTION GENERALE	11
CHAPITRE I PRESENTATION DU PROJET	12
I.1 Introduction	13
I.2 Implantation	13
I.3 Présentation du bâtiment	13
I.3.1 Dimensions	13
I.3.1.1 Dimensions en élévation	13
I.3.1.2 Dimensions en plan	14
I.4. Conception du bâtiment	14
I.4.1. System structurel	14
I.4.2. Plancher	15
I.4.3. Escalier	15
I.4.4. Maçonnerie	15
I.4.5. Revêtement	15
I.4.6. Acrotère	15
I.4.7. Ascenseur	15
I.5 Caractéristiques des matériaux.....	15
I.5.1. Béton	15
I.5.1.1 Dosage	15
I.5.2. Acier	17
I.6. Caractéristiques du sol d'assise.....	18
CHAPITRE II PREDIMENTIONNEMENT	19
II.1 Introduction.....	20
II.2 Pré dimensionnement des Planchers	20
II.3 Pré dimensionnement des voiles	20
II.3.1 Critère dynamique	20
II.3.2 Estimation de l'épaisseur	22
II.4 Evaluation des charges.....	23
II.4.1 Planchers terrasse	23
II.4.2 Plancher étage courant	23
II.4.3 Balcon	23
II.4.4 Mur extérieur (double cloison)	24
II.4.5 Mur intérieur (cloison unique)	24
II.4.6 Escalier	24
II.4.7 Ascenseur	25

II.4.8 Acrotère	25
II.4.9 Garde-corps	25
II.5 Conclusion	25
CHAPITRE III DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX ...	26
III.1 Introduction	27
III.2 Etude de l'acrotère	27
III.2.1 Evaluation des sollicitations	27
III.2.2 Calcul du ferrailage	28
III.3 Etude du garde-corps	32
III.3.1 Evaluation des sollicitations	32
III.3.2 Calcul du ferrailage	32
III.4 Etude de l'escalier	34
III.4.1 Conception	34
III.4.2 Pré-dimensionnement de la paillasse et du palier intermédiaire	35
III.4.3 Evaluation des charges et surcharges	36
III.4.4 Combinaisons d'actions	36
III.4.5 Calcul de ferrailage	37
III.4.6 Conclusion	45
CHAPITRE IV ETUDE DYNAMIQUE	46
IV.1 Introduction	47
IV.2 Méthodes de calcul	47
IV.2.1 Présentation de la méthode modale spectrale	47
IV.2.2 Nombre de modes à considérer	48
IV.2.3 Combinaisons du mouvement sismique	48
IV.3 Analyse modale	50
IV.3.1 Caractéristiques de la structure relativement à l'étude dynamique	50
IV.3.2 Modélisation de la structure	50
IV.3.3. Résultats et observations de l'analyse modale	51
IV.3.4. Vérification de la période de vibration	52
IV.3.5 Spectre de réponse de calcul	52
IV.4 Analyse sismique	53
IV.4.1 Combinaisons de charges	53
IV.4.2 Caractéristiques géométriques	54
IV.4.3 Distribution de l'effort sismique sur les différents niveaux	55
IV.4.4 Vérification de la résultante des forces sismiques	55
IV.5 Vérification de la stabilité au renversement	56
IV.6 Vérifications des déplacements latéraux inter-étages	57
IV.7 Justification vis à vis de l'effet P- Δ	58
IV.8 Conclusion	59

CHAPITRE V ETUDE AU VENT	60
V.1 Introduction.....	61
V.2 Caractéristiques du bâtiment.....	61
V.3 Détermination de la pression dynamique	62
V.4 Détermination des coefficients de pression extérieurs C_{pe}	63
V.5 Détermination des coefficients C_{pi} et C_p.....	64
V.5.1 Coefficient de pression intérieure C_{pi}	64
V.5.2 Coefficient de pression de vent C_p	64
V.6 Répartition des coefficients de pression.....	65
V.7 Calcul de la force résultante.....	65
V.8 Calcul des moments renversants.....	67
V.9 Conclusion	67
CHAPITRE VI FERRAILLAGES DES ELEMENTS STRUCTURAUX.....	68
VI.1 Introduction	69
VI.2 Ferrailages des voiles	69
VI.2.1 Identification des voiles	69
VI.2.2 Combinaisons d'actions	70
VI.2.3 Ferrailages verticales	70
VI.2.4 Ferrailages horizontales	70
VI.2.5 Règles communes	71
VI.2.6 vérifications.....	74
VI.3 Ferrailage des dalles	75
VI.3.1 méthodologie du travail	75
IV.3.2 Vérification de l'effort de cisaillement	77
IV.3.3 Ferrailage	77
IV.4 plans de ferrailages	78
VI.5 Infrastructure	81
VI.6 Conclusion.....	81
CONCLUSION GENERALE	82
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	83
ANNEXE	85

LISTES DES FIGURES

Figure I.1 Implantation du bâtiment	12
Figure I.2 Vue en élévation du bâtiment.	13
Figure I.3 Diagrammes contraintes déformations du béton	16
Figure I.4 Diagrammes contraintes déformation du béton à l'ELS	16
Figure I.5 Diagramme contrainte-déformation de l'acier	17
Figure II.1 Vue des voiles en plan	23
Figure II.2 Acrotère	26
Figure III.1 Dimensions de l'acrotère	28
Figure III.2 Section de calcul de l'acrotère.....	30
Figure III.3 Ferrailage de l'acrotère.....	31
Figure III.4 Charges du garde-corps.....	32
Figure III 5 Dimensions du garde-corps.....	32
Figure III.6 Ferrailage du garde-corps.....	33
Figure III.7 Escaliers à deux volées.....	34
Figure III.8 Coupe transversale au niveau de l'escalier.....	35
Figure III.9 Emprise des escaliers.....	36
Figure III.10 Moment fléchissant à l'ELU dans le palier.....	37
Figure III.11 L'effort tranchant à l'ELU dans le palier.....	37
Figure III.12 Moment fléchissant à l'ELS dans le palier.....	39
Figure III.13 L'effort tranchant à l'ELS dans le palier.....	39
Figure III.14 Moment fléchissant à l'ELU dans la paillasse.....	40
Figure III.15 L'effort tranchant à l'ELU dans la paillasse.....	41
Figure III.16 Moment fléchissant à l'ELS dans la paillasse	41
Figure III.17 L'effort tranchant à l'ELS dans la paillasse.....	42
Figure III.18 Ferrailage de l'escalier.....	43
Figure III.19 Ferrailage de la poutre palière.....	45
Figure IV.1 Modélisation de la structure.....	50
Figure IV.2 Spectre de réponse de calcul.....	52
Figure V.1 Vue en plan et en élévation de la façade.....	63
Figure V.2 Légende pour la toiture plate.....	64
Figure V.3 C_{pe} pour les parois verticales sens XX.....	65
Figure V.4 C_{p1} sur les parois verticales XX.....	65
Figure V.5 C_{p2} sur les parois verticales XX.....	65
Figure VI.1 Identification des voiles.	69
Figure IV.2 Section partiellement tendue.....	72
Figure IV.3 Section entièrement tendue.....	72
Figure IV.4 Section entièrement comprimée.....	72
Figure IV.5 Moment fléchissant suivant la direction (x) dans le palier I.....	76
Figure IV.6 Moment fléchissant suivant la direction (y) dans le palier I.....	76
Figure IV.7 Effort de cisaillement dans le pallier I.....	77
Figure IV.8 Zones de ferrailage pour le palier I suivant le moment M_{xx}	78
Figure IV.9 Plan de ferrailage de la dalle du palier I.....	78
Figure IV.10 Plan de ferrailage des voiles type 1 du palier I.....	79
Figure IV.11 Plan de ferrailage des voiles type 2 du palier I.....	79
Figure IV.12 Plan de ferrailage des voiles type 3 du palier I.....	79
Figure IV.13 Plan de ferrailages des voiles de type 5 et 6 du palier I.....	80
Figure IV.14 Plan de ferrailage du voile type 4 du palier I.....	81

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1 Charges du plancher terrasse.....	24
Tableau II.2 Charges étage courant.....	24
Tableau II.3 Charges balcon.....	24
Tableau II.4 Charges mur extérieur.....	25
Tableau II.5 Charges mur intérieur.....	25
Tableau II.6 Charges sur la paillasse.....	25
Tableau II.7 Charges sur palier.....	25
Tableau III.1 Sollicitations agissant sur le garde-corps.	32
Tableau III.2 Ferrailage du garde-corps.	32
Tableau III.3 Charges et surcharges sur la paillasse.....	36
Tableau III.4 Charges et surcharges sur la volée.....	36
Tableau III.5 Combinaisons des charges.....	37
Tableau IV 1 Résultats de l'analyse modale.....	51
Tableau IV 2 Valeurs du spectre de réponse.....	53
Tableau IV.3 Caractéristiques géométriques.....	54
Tableau IV 4 Distribution de l'effort sismique suivant chaque niveau.....	55
Tableau IV.5 Vérification de la stabilité au renversement.	56
Tableau IV.6 Vérification des déplacements inter-étages.	57
Tableau IV.7 Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ	59
Tableau V.1 Calcul de la pression dynamique	62
Tableau V.2 Valeurs des coefficients C_{pe}	63
Tableau V.3 Coefficients de compression externe de la toiture.	64
Tableau V.4 Détermination des coefficients C_p	64
Tableau V.5 Calcul des forces appliquées sur les parois verticales	66
Tableau V.6 Calcul des moments renversants	67
Tableau IV.1 Données du voile V_{33}	73
Tableau IV.2 Ferrailage des voiles	74

INTRODUCTION GENERALE

Depuis toujours le domaine de la construction constitue une préoccupation importante, il présente des contraintes et problématiques auquel plusieurs ingénieurs font face à travers des études et analyses détaillés ainsi que des programmes de recherches dans le but d'assurer une stabilité globale vis-à-vis des différentes sollicitations et de limiter les pertes humaines mais aussi de garantir l'esprit d'économie et d'aller vers le développement durable.

Pour parvenir à cet état de sécurité l'ingénieur doit tout d'abord se prémunir de règlements nécessaires, mais encore de se référer à des règles de conception et de calculs qui lui permettront d'aller vers une construction parasismique capable de résister à un niveau d'agression sismique défini réglementairement pour chaque zone de sismicité. Pour ce niveau elle peut alors subir des dommages irréparables mais elle ne doit pas s'effondrer sur ses occupants.

Dans le but d'illustrer les connaissances acquises durant notre parcours au sein de l'Ecole National Polytechnique et d'assimiler une expérience dans le domaine d'étude et de conception d'ouvrage nous avons pris pour projet l'étude d'un bâtiment de grande hauteur a usages multiples contreventé par voiles située dans une zone de forte sismicité.

Cette étude sera menée suivant les étapes suivantes :

- Le 1^{er} chapitre présente et expose tous les données de la structure ainsi que les matériaux qui la constitue.
- Le 2^{ème} chapitre introduit d'une part un pré-dimensionnement des éléments structuraux, et d'autre part les différents charges appliquées sur les éléments de la structure.
- Le calcul des éléments secondaires se fait l'objet de la 3^{ème} chapitre.
- Le 4^{ème} chapitre expose est définie les caractéristique dynamique de la structure obtenus à l'aide d'une modélisation 3D faite par le logiciel ETABS 9.37 pour chaque mode de vibration.
- Le chapitre 5 portera sur l'étude la stabilité globale par rapport à l'effet de vent.
- Le 6^{ème} et dernier chapitre comporte une étude détaillée du ferrailage des différents éléments porteurs ainsi que leur plans d'exécutions, suivi par une conclusion générale

CHAPITRE I

PRESENTATION DU PROJET

I.1 Introduction

Dans le cadre de réalisation de la promotion immobilière Ben Aknoun -Alger le maître d'ouvrage a choisi l'entreprise Société d'Etudes et d'Engineering pour l'étude de son projet architectural.

L'étude de ce projet comporte une partie conception des éléments tels que les planchers, la disposition des voiles sur tous le bâtiment, un calcul des éléments secondaires (garde-corps, escalier, acrotère...) et une étude dynamique de la structure c'est une étape cruciale de l'étude car s'est-elle qui permet de prévoir le comportement lors d'un séisme.

Le projet comporte trois bâtiments de R+15 R+14 et R+6 à infrastructures commune.

I.2 Implantation

Le terrain sélectionné pour recevoir ce projet de trois bâtiments à infrastructures commune se situe à Ben Aknoun

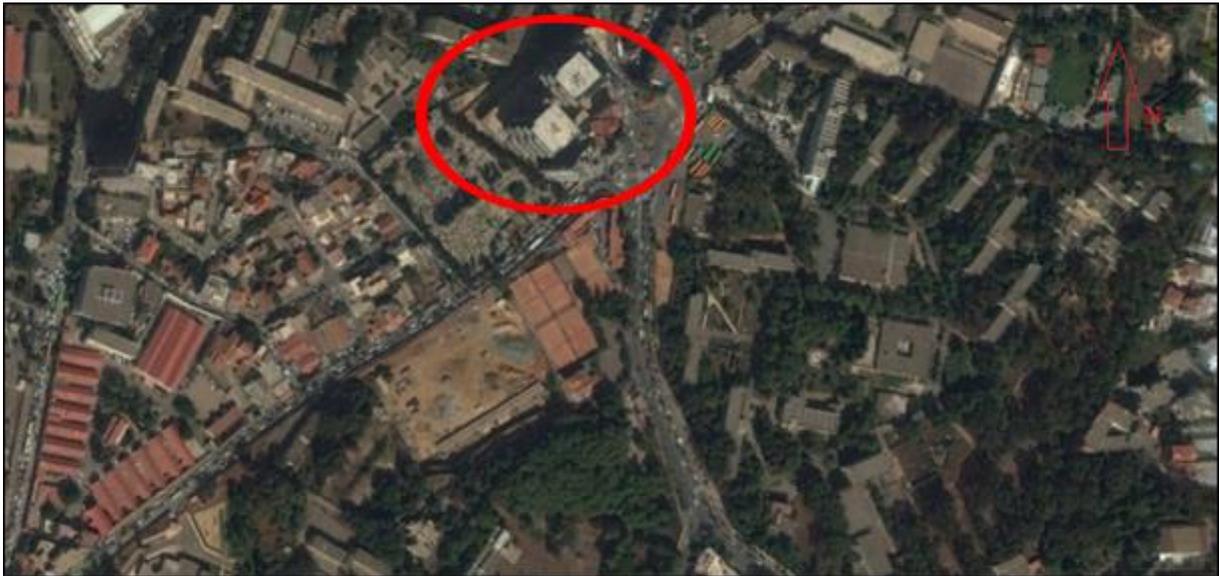


Figure I.1 Implantation du bâtiment.

I.3 Présentation du bâtiment

Le bâtiment choisi pour l'étude est un bloc de R+15 en béton armé comportant :

- Trois sous-sols à usage de parking
- Le rez-de-chaussée et le premier niveau à usage d'habitation
- Les 14 niveaux restant à usage d'habitation avec une disposition de : 2 F3, F4 et un F5

D'après le RPA99 version 2003 le bâtiment est régulier en plan et en élévation, il est considéré comme un ouvrage de grande importance (groupe 1B) vu son usage d'habitation collective ou de bureaux et de sa hauteur qui dépasse les 48 m.

Il se trouve implanté dans une zone de haute sismicité (zone III).

I.3.1 Dimensions

I.3.1.1 Dimensions en élévation

- Hauteur totale du bâtiment : $H = 60.35$ m
- Hauteur de RDC : $h = 4.17$ m
- Hauteur de l'étage courant : $h = 3.06$ m

Le bâtiment présente une régularité en élévation



Figure I.2 Vue en élévation du bâtiment.

I.3.1.2 Dimensions en plan

Le bâtiment présente une régularité en plan suivant les deux sens (longitudinal et transversal).

Les plus grandes dimensions sont :

- Sens longitudinal : 24.2 m
- Sens transversal : 24.15 m

Surfaces :

- Surfaces habitable : 581 m²
- Surface construite : 730 m²

I.4. Conception du bâtiment

I.4.1. System structurel

La stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des sollicitations verticales et horizontales est assurée par un système structurel composé de voiles et dalles en béton armé se sont des éléments structuraux qui assurent l'équilibre et le bon fonctionnement de l'ouvrage.

I.4.2. Plancher

Les planchers sont des éléments horizontaux dits "diaphragme" qui assurent la fonctionnalité de l'ouvrage et qui permet la transmission des efforts aux éléments de contreventement.

- Un plancher doit être résistant aux charges verticales et horizontales.
- Un plancher doit assurer une isolation phonique et thermique des différents étages.

Pour notre cas les planchers sont de types dalles pleines dont leurs réalisations permet un gain de temps vu le coffrage approprié et aussi un gain économique.

I.4.3. Escalier

Ce sont des éléments non structuraux permettant le passage d'un niveau à un autre, dans notre projet se sont des escaliers en béton armé composés de deux volées.

I.4.4. Maçonnerie

La maçonnerie est assurée par l'usage de la briques creuse à 8 trous de 10 cm d'épaisseur pour la construction des murs extérieurs (double cloisons) séparés d'une lame d'air de 5 cm, et des murs intérieurs (une seule cloison).

I.4.5. Revêtement

Les différents revêtements utilisés dans le bâtiment étudié sont :

- Marbre de 2 cm d'épaisseur recouvrant tous le plancher ainsi que l'escalier
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds
- Enduit de ciment pour les murs extérieurs et les balcons
- Mortier de ciment pour le crépissage de façades extérieures

I.4.6. Acrotère

Mur de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur construit sur le pourtour de la terrasse inaccessible.

I.4.7. Ascenseur

Vue la hauteur importante du bâtiment, l'immeuble dispose de deux ascenseurs pour faciliter les déplacements entre étages.

I.5 Caractéristiques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures (CBA 93).

I.5.1. Béton

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression.

I.5.1.1 Dosage

Le mètre cube d'un béton courant est constitué de :

- Ciment portland CPA 325 de 350 kg/m³
- Sable D_s < 5 mm - 0.4 m³
- Gravier de 3/8 et 15/25 - 0.8 m³
- Eau de gâchage - 0.175 m³

I.5.1.2 Résistance à la compression

Pour le dosage utilisé de 350 kg/ m³ nous obtiendrons une résistance a la compression de 25 MPA à 28 jours qui est décrite par f_{c28} .

La résistance à la compression du béton a (j) jours pour des résistances $f_{c28}=25\text{MPa}$ est définie par :

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\Theta \gamma_b} f_{cj} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14 \text{ MPA}$$

I.5.1.3 Résistance à la traction

La résistance à la traction du béton à (j) jours est définie par :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28}$$

Ce qui nous donne :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

I.5.1.4 Les contraintes limites

A. L'état limite ultime

Il s'agit de vérifier que la déformation limite de rupture du béton n'est pas dépassée et que le matériau est à son point limite de rupture (état limite).

f_{bu} : contrainte ultime du béton en compression $f_{bu} = \frac{0.85}{\Theta \gamma_b} f_{cj}$

γ_b : coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons normales et 1.15 pour les combinaisons accidentels.

Θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement, il est fixé à :

- 1 lorsque la durée probable de l'application de la combinaison d'action considérée est supérieur à 24h.
- 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h, et a 0.85 lorsqu'elle est inférieur à 1h.

f_{cj} : résistance à la compression du béton a (j) jours.

Les diagrammes de contraintes déformation adoptés sont :

- Parabole rectangle pour les sections entièrement comprimés.
- Rectangulaire simplifié pour les autres cas

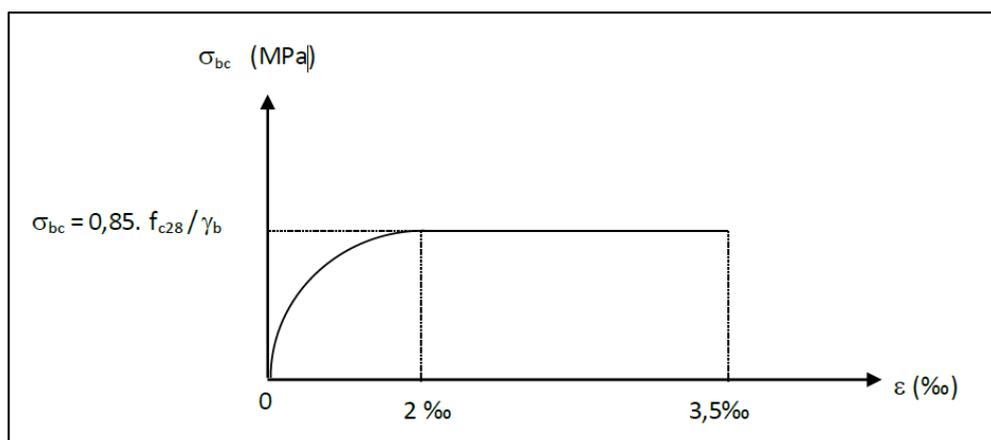


Figure I.3 Diagrammes contraintes déformations du béton.

B. L'état limite de service

Les critères concernent la limitation des contraintes de compression du béton, la limitation des ouvertures des fissures et de la déformabilité de la structure. Les matériaux sont en phase élastique.

La loi contrainte déformation du béton est supposée linéaire et est donc caractérisée par le module de déformation du béton E_c .

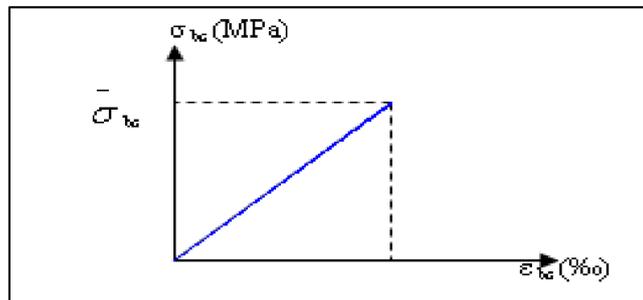


Figure I.4 Diagrammes contraintes déformation du béton à l'ELS.

La contrainte limite de service e , compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}$$

Avec

$$\bar{\sigma} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

- Coefficient de Poisson :

Il est égal à :

- $\nu = 0$ à l'ELS
- $\nu = 0.2$ à l'ELU

- Module de déformation longitudinal :

Le module de Young dérivé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

- $E_{vj} = 1100 (f_{cj})^{1/3}$
- $E_{v28} = \frac{1100}{3} (f_{c28})^{1/3} = 1072.13 \text{ MPA}$

I.5.2. Acier

L'acier est un alliage métallique constitué principalement de fer en petite proportion il est caractérisé par sa grande résistance à la traction et à la compression, il est combiné au béton pour corriger la faiblesse de ce dernier vis-à-vis de la traction.

L'acier utilisé dans notre projet est le FE500.

I.5.2.1 Les contraintes ultimes

- L'état limite ultime :

La contrainte ultime à l'ELU est donnée par :

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec : f_e : limite élastique de l'acier utilisé.

γ_s : Coefficient de sécurité avec :

$$\gamma_s = 1 \quad \text{cas de situations accidentels.}$$

$$\gamma_s = 1.15 \quad \text{cas de situations durables ou transitoires.}$$

- L'état limite de service :

Les formes et les dimensions de chaque élément ainsi que les dispositions des armatures sont conçus de manière à limiter la probabilité d'apparition des fissures d'une largeur supérieure à celle qui serait tolérable en raison du rôle et de la situation de l'ouvrage.

Nous avons ainsi 3 cas de fissuration :

Fissuration peu préjudiciable pas de limitation.

$$\text{Fissuration préjudiciable } \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \text{Min} [2/3 f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}].$$

$$\text{Fissuration très préjudiciable } \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \text{Min} [1/2 f_e ; 90\sqrt{\eta f_{tj}}].$$

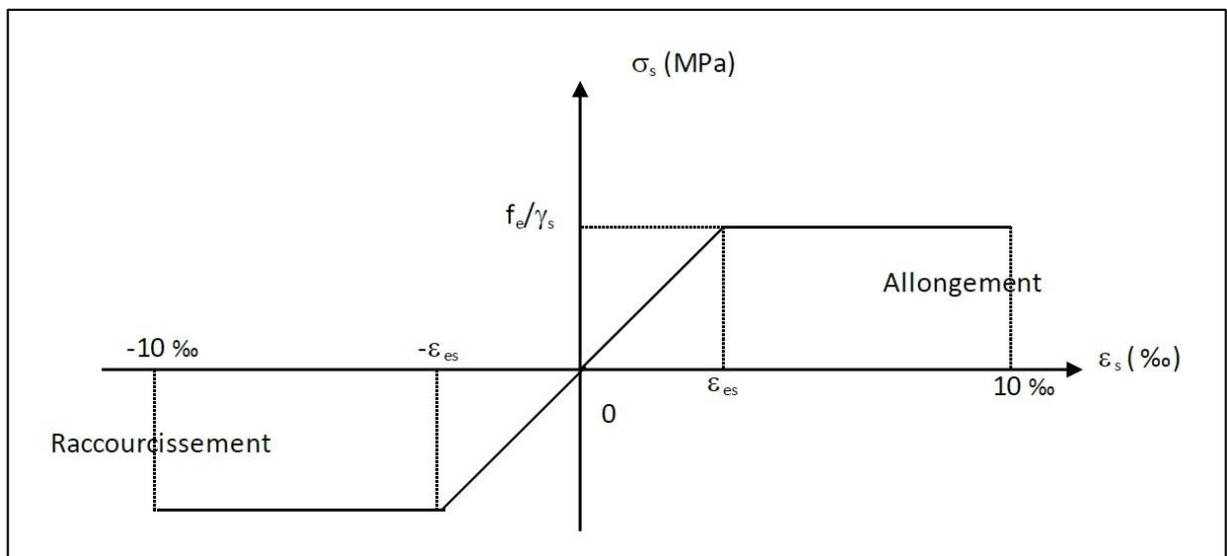


Figure I.5 Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

I.6. Caractéristiques du sol d'assise

Compte tenu des travaux d'investigation et les résultats obtenus à partir des différents essais effectués par le Laboratoire, le sol d'assise se caractérise par une capacité portante de 3 bars constituée de mollasse blanchâtre jusqu'à 20m suivis par de la marne grise compacte.

CHAPITRE II

PREDIMENTIONNEMENT

II.1 Introduction

Le pré-dimensionnement des éléments structuraux (voiles et dalles) est une étape importante dans l'étude d'un projet elle offre une première vision sur les dimensions des éléments.

Ce pré-dimensionnement suit plusieurs conditions et représente le point de départ vis-à-vis de la justification à la stabilité, résistance et de durabilité de la structure aux différentes sollicitations.

Les sollicitations appliqués à la structure peuvent être verticales (poids propres et charges d'exploitation) et horizontales (séisme et vent).

II.2 Pré dimensionnement des Planchers

L'épaisseur des planchers dépend des conditions suivantes :

- **Résistance au feu**

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

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

$e = 15\text{cm}$ pour trois heure de coupe-feu.

On admet $e = 20\text{cm}$

- **Condition de flèche**

L'épaisseur est conditionné par :

$$\frac{L}{40} \leq e \leq \frac{L}{30}$$

Pour $L = 7.9\text{m}$

$$19 \text{ cm} \leq e \leq 26 \text{ cm}$$

On prend $e = 25\text{cm}$

- **Isolation phonique**

Selon le CBA 93, l'épaisseur des planchers doit être au moins égale à 16 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Dans notre cas on prend $e = 15 \text{ cm}$.

D'où : $e = \max (20\text{cm} ; 25 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) = 25\text{cm}$

$$e = 25 \text{ cm}$$

II.3 Pré dimensionnement des voiles

II.3.1 Critère dynamique

Le critère dynamique est un critère basé sur l'hypothèse du modelé continue qui suppose un contreventement sans discontinuité sur lequel la répartition des éléments est suffisamment dense pour pouvoir considérer leurs réactions comme une charge répartie.

Ce critère a été élaboré par Mr Bui, il permet à travers un calcul de période de vibration et de moment d'inertie d'estimer l'épaisseur des éléments de contreventement verticale.

Il est donné par la formule suivante :

$$T = 1.785 \sqrt{\frac{MH^3}{EI}}$$

- Estimation de la période de vibration

$$T_0 = C_t \times H_n^{3/4} = 0.05(60.35)^{3/4} = 1.08 \text{ s} \quad (\text{RPA})$$

- Détermination de la surface des planchers chargés :

$$S_1 : 581 \text{ m}^2 \quad \text{Surface des planchers (SS3} \rightarrow \text{E01).}$$

$$S_2 : 730 \text{ m}^2 \quad \text{Surface des planchers (E02} \rightarrow \text{E15).}$$

$$S^* = (581 \times 5) + (730 \times 14) = 13125 \text{ m}^2$$

- Estimation du poids de la structure :

$$M/\text{m}^2 = 0.25 \times 25000 \times 1.4 + 0.2(Q)$$

$$M = 13125 \times (0.35 \times 25 + 2.7) = 150281 \text{ KN} = 15028.1 \text{ Tonnes}$$

- Calcul du moment d'inertie :

L'inertie est obtenue de la manière suivante

$$T = 1.785 \sqrt{\frac{MH^3}{EI}}$$

$$\frac{T}{1.785} = \sqrt{\frac{MH^3}{EI}} \quad \left(\frac{T}{1.785}\right)^2 = \frac{MH^3}{EI}$$

$$\left(\frac{T}{1.785}\right)^2 \times \frac{E}{MH^3} = \frac{1}{I} \quad , \quad I = \frac{MH^3}{E} \times \left(\frac{1.785}{T}\right)^2$$

Application numérique:

$$I = \frac{15028.1 \times 10^3 \times 60.35^3}{32164190 \times} \times \left(\frac{1.785}{1.08}\right)^2$$

$$I = 280.53 \text{ m}^4$$

Calcul de l'inertie du noyau :

$$I_{\text{noyau}} = \left(\frac{8.9}{12}\right)^4 - \left(\frac{8.9 - 2e}{12}\right)^4 - 2\left(\frac{e^3}{12} + \left(\frac{e \times 8.9}{2}\right)^2\right)$$

Pour $e = 50 \text{ cm}$

$$I_{\text{noyau}} = \left(\frac{8.9}{12}\right)^4 - \left(\frac{8.9 - 2 \times 0.5}{12}\right)^4 - 2\left(\frac{0.5^3}{12} + \left(\frac{0.5 \times 8.9}{2}\right)^2\right) = 178.45 \text{ m}^4$$

Remarque :

On remarque que l'inertie du noyau central couvre presque les 70% de l'inertie totale d'où l'estimation de $e_{\text{noyau}} = 50\text{cm}$ est acceptable, et que la partie restante sera assurée par les voiles d'extrémité

II.3.2 Estimation de l'épaisseur

Le pré dimensionnement des voiles en béton armé est régi par l'article 7.7.1 de l'RPA ils servent comme system de contreventement. Ils reprennent les efforts horizontaux (séisme et vent) qu'ils les transmettent directement aux fondations.

Un élément est considéré comme voile si la condition $1 \geq 4e$ est vérifiée, dans le cas contraire il sera considéré comme un élément linéaire.

L'épaisseur minimale d'un voile est de 15 cm, elle doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué sur la figure.

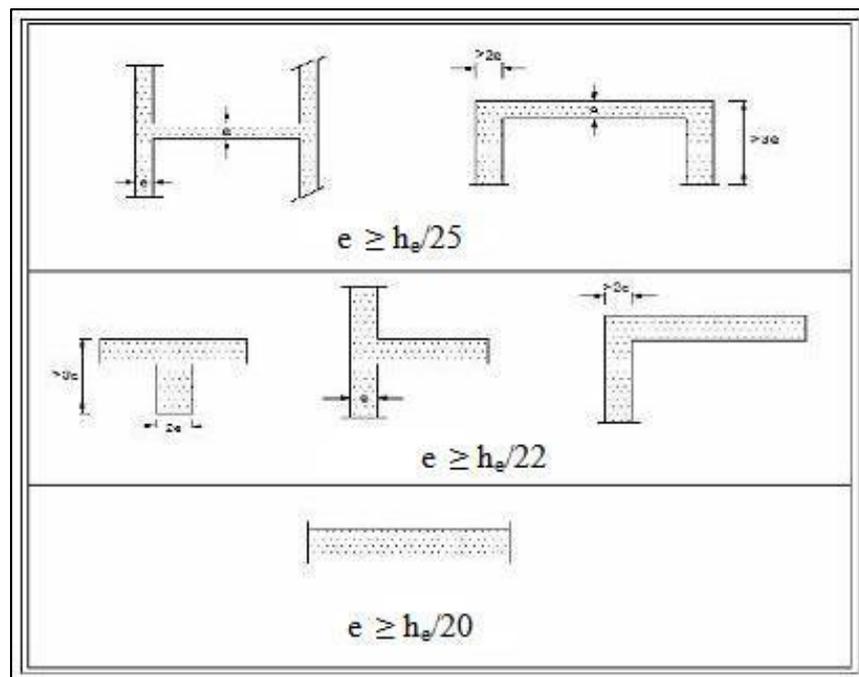


Figure II.1 Coupe de voiles en plan.

$$h_e = 3.06 \text{ m}$$

- $e \geq \frac{h_e}{22}$
- $e \geq \frac{h_e}{20}$

$$e \geq \max(15 ; 13.9 ; 15.3) = 15.3 \text{ cm}$$

On adopte $e = 20 \text{ cm}$

II.4 Evaluation des charges

Les charges d'exploitation sont définies par le DTR B.C 2.2.

II.4.1 Planchers terrasse

La terrasse est inaccessibile et faite de béton armé surmontés de plusieurs couches de revêtements pour sa protection et d'une pente pour l'évacuation des eaux.

Tableau II.1 Charges du plancher terrasse.

Couches	Epaisseur (cm)	G (KN/m ²)
Protection gravillons roulés	5	0.85
Etanchéité multicouches	2	0.12
Forme de pente	1	2.2
Dalle pleine	25	6.25
Enduit de ciment	1.5	0.27
Enduit de plâtre	1.5	0.15
Charges permanentes G		$\Sigma G_i = 9.84$
Charges d'exploitations Q		1

II.4.2 Plancher étage courant

Tableau II.2 Charges étage courant.

Couches	Epaisseur (cm)	G (KN/m ²)
Marbre	2	1
Mortier de pose	3	0.6
Béton	25	6.25
Enduit de plâtre	1	0.1
Cloisons	/	1
Charges permanentes G		$\Sigma G_i = 8.95$
Charges d'exploitations Q (habitation)		1.5
Charges d'exploitations Q (bureaux)		2.5

II.4.3 Balcon

Tableau II.3 Charges balcon.

Couches	Epaisseur (cm)	G (KN/m ²)
Carrelage	2	0.44
Mortier de pose	2	0.4
Lit de sable	3	0.54
Dalle pleine	25	6.25
Enduit de ciment	1.5	0.27
Charges permanentes G		$\Sigma G_i = 7.9$
Charges d'exploitations Q		3.5

II.4.4 Mur extérieur (double cloison)

Tableau II.4 Charges mur extérieur.

Couches	Epaisseur (cm)	G (KN/m ²)
Enduit de plâtre	2	0.2
Brique creuse	10	0.9
Lame d'air	5	/
Brique creuse	10	0.9
Enduit de ciment	105	0.27
Charges permanentes G		$\Sigma Gi = 2.27$

II.4.5 Mur intérieur (cloison unique)

Tableau II.5 Charges mur intérieur.

Couches	Epaisseur (cm)	G (KN/m ²)
2 × Enduit de plâtre	2	0.4
Brique creuse	10	0.9
Charges permanentes G		$\Sigma Gi = 1.3$

II.4.6 Escalier

- **Paillasse**

Tableau II.6 Charges sur la paillasse.

Couches	Epaisseur (cm)	G (KN/m ²)
Marbre	2	1
Mortier de pose	2	0.4
Poids des marches	$\frac{h}{2} = 8.5$	2.13
Lit de sable	2	$1 \times \frac{17}{30} = 0.57$
Paillasse	$\frac{15}{\cos \alpha} = 17.76$	4.44
Enduit de plâtre	2	0.2
Charges permanentes G		$\Sigma Gi = 8.74$
Charges d'exploitations Q		2.5

- **Palier**

Tableau II.7 Charges sur palier.

Couches	Epaisseur (cm)	G (KN/m ²)
Marbre	2	1
Mortier de pose	2	0.4
Palier	25	6.25
Lit de sable	2	0.36
Enduit de plâtre	2	0.2
Charges permanentes G		$\Sigma Gi = 7.85$
Charges d'exploitations Q		2.5

II.4.7 Ascenseur

Le poids propre d'un ascenseur est de : $G = 1000 \text{ kg/m}^2 = 10 \text{ KN/m}^2$

La charges d'exploitation est de : $Q = 800 \text{ kg/m}^2 = 8 \text{ KN/m}^2$

II.4.8 Acrotère

$G = 2500 \times (0.6 \times 0.1 + 0.1 \times 0.1 - 0.1 \times 0.05 \times 0.01 \times 0.01) = 168.5 \text{ kg/ml} = 1.685 \text{ KN/ml}$

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

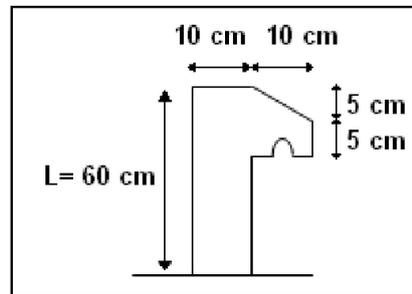


Figure II.2 Dimensions de l'acrotère

II.4.9 Garde-corps

$G = 25 \times 0.15 \times 1 = 3.75 \text{ KN/ml}$

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

II.5 Conclusion

Le pré-dimensionnement des éléments structuraux est une étape essentielle dans l'étude d'un ouvrage, elle permet de limiter les erreurs et aide dans le ferrailage des éléments

CHAPITRE III

DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

III.1 Introduction

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

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

Cependant, le calcul des éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Par ailleurs, certains éléments doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique (composante verticale ou horizontale) comme ils doivent répondre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique.

Dans ce chapitre on va s'intéresser aux éléments suivants :

- L'acrotère
- Les balcons
- Les escaliers

III.2 Etude de l'acrotère

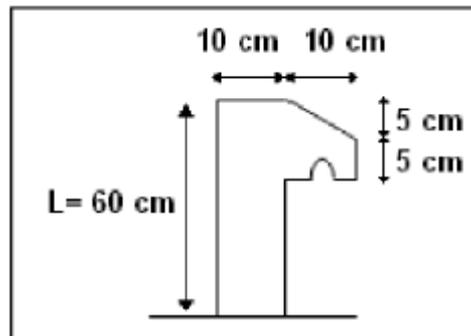


Figure III.1 Dimensions de l'acrotère.

III.2.1 Evaluation des sollicitations

La section dangereuse est la section d'encastrement.

Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho \times s = 25 \times (0,1 \times 0,6 + 0,1 \times 0,1 - \frac{0,05 \times 0,1}{2} - 0,01 \times 0,01) = 1,685 \text{ KN/ml}$$

Charge de la main courante (DTR B.C 2.2) : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Force sismique (RPA 99/03) :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p = 4 \times 0,3 \times 0,8 \times 1,685 = 1,62 \text{ KN/ml}$$

Avec :

C_p : Facteur de force horizontale.

A : Coefficient d'accélération de zone.

W_p : Poids propre de l'élément non structural (acrotère).

D'où :

$$G = 1,685 \text{ KN/ml}$$

$$Q = \text{Max} (F_p ; 1,5Q) = 1,62 \text{ KN/ml}$$

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,685 = 2,27 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = Q \times h = 1,62 \times 0,6 = 0,972 \text{ KN.m/ml}$$

$$N_{\text{ser}} = G = 1,685 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{\text{ser}} = Q \times h = 1,685 \times 0,6 = 1,011 \text{ KN.m / ml}$$

III.2.2 Calcul du ferrailage

III.2.2.1 Calcul à l'ELU

Notre section est sollicitée en flexion composée :

L'excentricité : $e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 0,43 \text{ m}$

Et $\frac{h}{6} = 0,016 \text{ m} = 1,67 \text{ cm}$

Avec : $h = 0,1 \text{ m}$

$e_0 \geq \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression est à l'extérieur du noyau central, d'où on est dans le cas d'une section partiellement comprimée.

L'excentricité accidentelle (e_a) :

$$e_a \geq \text{Max} (2 \text{ cm} ; 1/250) \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

Avec :

$$l = 60 \text{ cm}$$

$$e = e_a + e_0 = 0,45 \text{ m} = 45 \text{ cm}$$

Nous allons établir les calculs avec des sollicitations majorées par le coefficient γ_n :

$$\gamma_n = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \times \left(\frac{h}{e_0}\right) = 1,07 \quad \text{pour} \quad \frac{e_0}{h} = 4 \geq 1$$

Avec :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = l_f \frac{\sqrt{12}}{h} = 41,57.$$

l_f : longueur de flambement $l_f = 2 \times H = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m}$

h : largeur de notre élément $h = 0,10 \text{ m}$

i : rayon de giration de la section du béton ;

λ : Élancement du poteau $\lambda = l_f / i$

Nous aurons :

- Sollicitation par rapport au centre de gravité du béton :

$$N_u^* = \gamma_n \times N_{u0} = 1,07 \times 2,27 = 2,43 \text{ KN}$$

$$M_u^* = \gamma_n \times M_{u0} + N_u^* \times e_a = 1,07 \times 0,9 + 2,43 \times 0,02 = 1,01 \text{ KN.m/ml}$$

- Sollicitation par rapport aux armatures tendues :

$$M_u/As^* = M_u^* + N_u^* \times e_{AS} = M_u^* + N_u^* \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1,08 \text{ KN.m/ml}$$

Nous calculerons la section en flexion simple sous l'action du moment M_u/As^* .

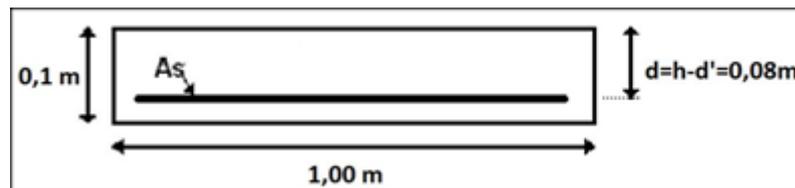


Figure III.2 Section de calcul de l'acrotère.

h : hauteur total de la section.

b : largeur de section.

d : hauteur utile.

d' : distance entre centre de gravité des armatures comprimées et l'arête comprimée de la section.

Asc : armatures comprimées.

As : armatures tendues.

α : angle d'une armature avec la fibre moyenne.

μ : coefficient de frottement.

y : distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée.

I : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe neutre.

Nous avons :

$$h = 0,1 \text{ m} ; \quad d = h - d' = 0,08 \text{ m} ; \quad b = 1 \text{ m} ; \quad f_{bu} = 14,17 \text{ MPa} ; \quad f_{su} = 348 \text{ MPa}$$

Notons:

$$M_u/As^* = Mu = 1,08 \text{ KN.m/ml}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,012$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,015 \leq 0,25 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$As = 0,8 \times \alpha \times b \times d \times \frac{f_{bc}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 4,68 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

III.2.2.2 Calcul à l'ELS

$$N_{ser} = 1,685 \text{ KN/m}$$

$$M_{ser} = 0,6 \text{ KN.m/ml}$$

$$e_0 = \frac{N_{ser}}{M_{ser}} = 0,36 \text{ m} \Rightarrow e_0 \geq h/6 = 0,016 \text{ m} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

$$M_{ser}/AS^* = M_{ser} + N_{ser} \times e_{AS} = M_{ser} + N_{ser} \times (d - h/2) = 0,650 \text{ KN.m/ml}$$

Le calcul des armatures s'effectue en se ramenant à une étude de flexion simple.

$$\bar{\sigma}_s = \sigma_s = \text{Min} [2/3f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}] = 201,6 \text{ MP} \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

Avec :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\eta = 1,6 \text{ pour les armatures à hautes adhérences}$$

$$M = \frac{1}{2} \times \sigma_{bc} \times b \times y \times (d - \frac{y}{3})$$

$$A_s \times \sigma_s = \frac{1}{2} \times b \times y \times \sigma_{bc}$$

D'après le diagramme des contraintes nous avons :

$$\sigma_{bc} = \frac{\alpha \times \sigma_s}{(1-\alpha) \times n}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{y}{d}$$

En portant cette relation dans les expressions précédentes, nous obtenons :

$$\sigma_s \times \alpha^3 - 3 \times \sigma_s - \frac{6 \times n \times M}{b \times d^2} \times \alpha + \frac{6 \times n \times M}{b \times d^2} = 0$$

Nous aurons alors après avoir résolu l'équation du 3^{ème} degré :

$$\alpha = 0,117 \Rightarrow \text{Axe neutre : } y = \alpha \times d = 0,94 \text{ cm}$$

$$\sigma_{bc} = 1,78 \text{ MPa}$$

$$A_{s,ser} = \frac{\alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}}{2 \times \sigma_s} - \frac{N}{\sigma_s} = 0,33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{s,min} \geq 0,23 (f_{t28}/f_e) b_0 d = 0,97 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ (BAEL 91)}$$

Par la suite nous aurons :

$$A_s = \text{Min} (A_{s,ser} ; A_{s,u} ; A_{s,min}) = 0,97 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend donc :

$$A_s = \mathbf{5 HA8} = 2,50 \text{ cm}^2 \quad \text{avec HA8} = 0,50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espacement} = 20 \text{ cm} \leq E_{min} = 25 \text{ cm} \text{ (CBA 93)}$$

- Armatures de répartition (transversales) :

$$A_{s,t} = A_s / 4 = 0,5 \text{ cm}^2 = \mathbf{2 HA6}$$

III.2.2.3 Vérification des contraintes Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\alpha \times \sigma_s}{(1-\alpha) \times n} = 1,78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,78 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Acier :

$$\sigma_s = \sigma_s = \text{Min} [2/3 f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}] = 201,6 \text{ MPa (Fissuration préjudiciable)}$$

Avec :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} = 2,1 \text{ MPa}$$

$\eta = 1,6$ pour les armatures à hautes adhérences

III.2.2.4 Effort tranchant :

La contrainte de cisaillement maximale dans le béton est donnée par :

$$\tau_b = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{1,5 Q}{1 \times 0,08} \approx 0,019 \text{ MPa}$$

$$\tau_{b, adm} = \text{min} \left(\frac{0,15}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa (Fissuration préjudiciable)}$$

$\tau_b \leq \tau_{b, adm} \Rightarrow$ Le béton seul suffit pour reprendre l'effort tranchant, la section ne nécessite pas d'armatures transversales.

Nous avons adopté le ferrailage minimal dans les deux sens, avec une section transversale égale au quart des armatures longitudinales, on aura ce qui suit :

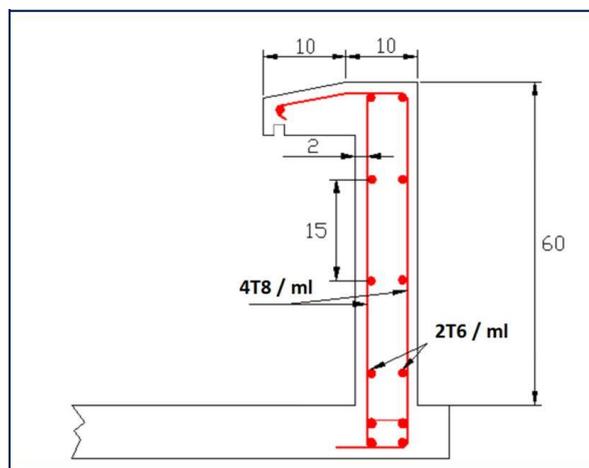


Figure III.3 Ferrailage de l'acrotère.

III.3 Etude du garde-corps

C'est un élément non structural de protection qui permet d'éviter la chute des usagers. Les garde-corps de notre bâtiment sont en béton armé avec 15cm d'épaisseur et 100cm de hauteur.

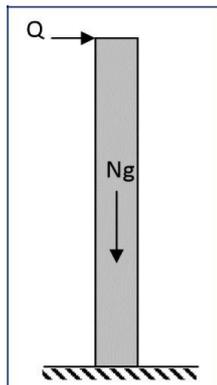


Figure III.4 Charges du garde-corps.

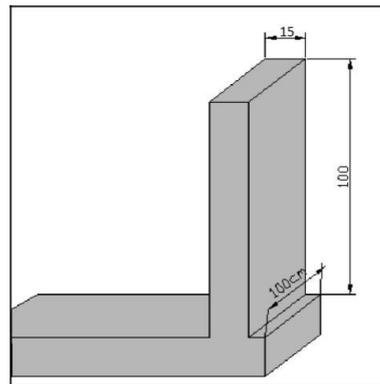


Figure III.5 Dimensions du garde-corps.

III.3.1 Evaluation des sollicitations

La section dangereuse est la section d'encastrement, le tableau ci-dessous donne les sollicitations appliquées sur le garde-corps.

Charges permanentes : $G = 25 \times 0,15 \times 1 = 3,75 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Tableau III.1 Sollicitations agissant sur le garde-corps.

	N [KN/ml]	M [KN.m/ml]	T [KN/ml]
ELU	5,06	1,5	1,5
ELS	3,75	1	1

III.3.2 Calcul du ferrailage

Nous allons procéder aux mêmes calculs que pour l'acrotère.

Nous aurons alors :

Tableau III.2 Ferrailage du garde-corps.

	e_0 [cm]	λ	Nu^* [KN/ml]	Mu/As^* [KN.m/ml]	Pivot A	A_{st} [cm ²]	A_{sc} [cm ²]	$A_{s,min}$ [cm ²]	$A_s = 2 \text{ cm}^2$
ELU	0,30	46,20	5,67	2,10	α	0,47	0	1,80	
					0,011				
					μ				
			0,0088						
ELS	e_0 [cm]	M_{ser}^* [KN.m/ml]	α	σ_{bc} [MPa]	$A_{s,ser}$ [cm ²]				
	0,27	1,21	1,21	1,21	1,21				

On prend donc :

$$A_s = \text{HA T8} = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{avec HA8} = 0,50 \text{ cm}^2$$

Espacement :

$$25 \text{ cm} \leq E_{\text{min}} = 40 \text{ cm (CBA 93)}$$

Armatures de répartition (transversales) :

$$A_{s, t} = A_s / 4 = 0,5 \text{ cm}^2 = \mathbf{2 \text{ HA6}}$$

III.3.2.1 Vérification des contraintes Béton :

$$\sigma_{bc} = (\alpha \times \sigma_s) \div ((1-\alpha) \times n) = 1,49 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc} = 1,49 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Acier :

$$\sigma_s = \sigma_s = \text{Min} [2/3 f_e ; 11 \sqrt{\eta f_{tj}}] = 201,6 \text{ MPa (Fissuration préjudiciable)}$$

Avec

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\eta = 1,6 \text{ pour les armatures à hautes adhérences}$$

III.3.2.2 Effort tranchant :

La contrainte de cisaillement maximale dans le béton est donnée par :

$$\tau_b = V_u / (b_0 \times d) = 1,5 \times Q / (1 \times 0,13) \approx 0,012 \text{ MPa}$$

$$\tau_{b,adm} = \text{min} (0,15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa (Fissuration préjudiciable)}$$

$\tau_b \leq \tau_{b,adm} \Rightarrow$ Le béton seul suffit pour reprendre l'effort tranchant, la section ne nécessite pas d'armatures transversales.

Nous avons adopté le ferrailage minimal dans les deux sens, avec une section transversale égale au quart des armatures longitudinales, on aura ce qui suit :

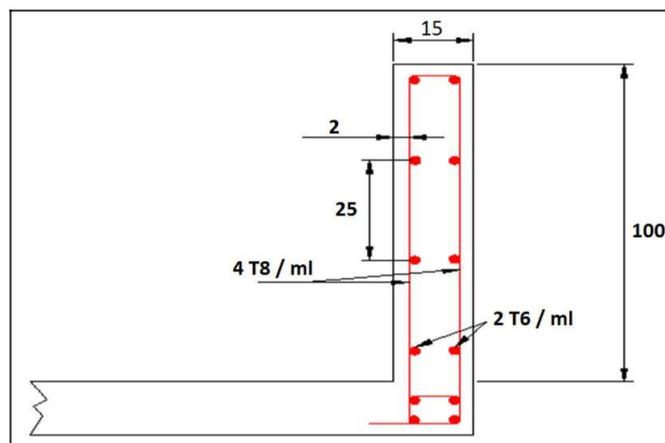


Figure III.6 Ferrailage du garde-corps.

III.4 Etude de l'escalier

Les escaliers sont des éléments non structuraux qui permettent le passage d'un étage à un autre, Ils sont constitués de gradins sur dalles inclinées en béton armé (paillasse), et de dalles horizontales (paliers).

Notre bâtiment comporte des escaliers droits à deux volées.

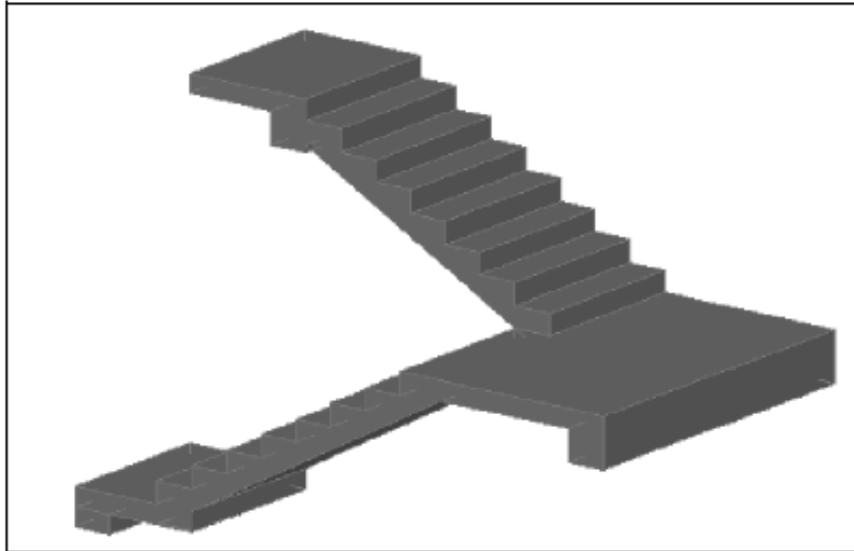


Figure III.7 Escaliers à deux volées.

III.4.1 Conception

Un escalier est dimensionné à l'aide des règles de confort, qui déterminent quatre facteurs principaux :

- La montée ou la hauteur d'escalier.
- L'emmarchement.
- Le giron.
- La hauteur de la marche.

D'une manière générale on utilise des relations empiriques qui garantissent des conditions de confort aux usagers comme la relation de Blondel.

D'après la formule de BLONDEL on a :

$$60 \leq g + 2h \leq 65$$

Avec :

- h : hauteur de la contre marche.
- g : largeur de la marche.

En fixant la hauteur des contremarches $h = 17\text{cm}$, et pour une hauteur d'étage $h_e = 306\text{cm}$

($H = \frac{h_e}{2} = 153\text{cm}$ étant la hauteur à gravir), on aura :

- Le nombre de contre marches correspondant est :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$$

- La largeur de la marche est :

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

$g + 2h = 64$; Donc la condition de Blondel est vérifiée.

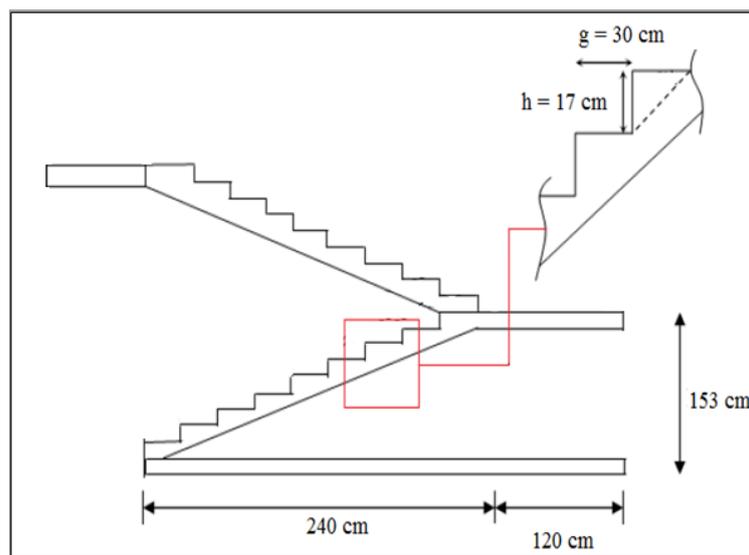


Figure III.8 Coupe transversale au niveau de l'escalier.

III.4.2 Pré-dimensionnement de la pailasse et du palier intermédiaire

La pailasse doit avoir une épaisseur suffisante qui permet d'éviter une flèche excessive.

Condition de limitation de la flèche :

$$e \geq \text{Max} \left\{ \frac{\text{portée}}{30}, 10\text{ cm} \right\}$$

L'inclinaison de la pailasse est :

$$\alpha = \arctang \frac{1.53}{2.4} = 32.52^\circ$$

D'où :

La portée de la pailasse $L = \frac{2,4}{\cos \alpha} = 2.85\text{ m}$

Donc :

$$e \geq \text{max} \{9, 4\text{cm}; 10\text{cm}\}$$

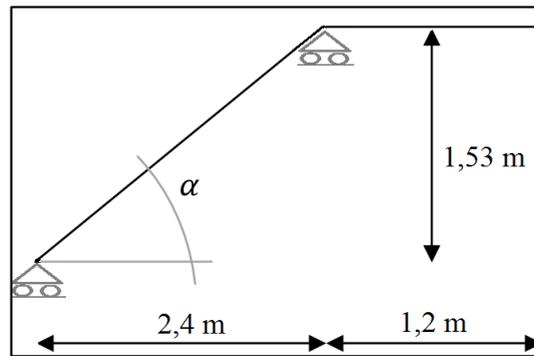


Figure III.9 Emprise des escaliers.

On adopte une épaisseur $e = 15\text{cm}$ pour la paillasse ;

On prend une épaisseur $e = 25\text{cm}$ pour le palier de repos.

III.4.3 Evaluation des charges et surcharges

Les sollicitations seront calculées pour un mètre linéaire.

- **Paillasse**

Tableau III.3 Charges et surcharges sur la paillasse.

Couches	Epaisseur (cm)	G_i (KN/m ²)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Marbre	2	1	8,74	2,5
Mortier de pose	2	0,4		
Lit de sable	2	$1 \times \frac{17}{30} = 0,57$		
Poids des marches	$\frac{h}{2} = 8,5$	2,13		
Paillasse	$\frac{15}{\cos \alpha} = 17,78$	4,44		
Enduit de plâtre	2	0,2		

- **Palier**

Tableau III.4 Charges et surcharges sur la volée.

Couches	Epaisseur (cm)	G_i (KN/m ²)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Marbre	2	1	8,21	2,5
Mortier de pose	2	0,4		
Lit de sable	2	0,36		
Dalle pleine en BA	25	6,25		
Enduit de plâtre	2	0,2		

III.4.4 Combinaisons d'actions

- À l'ELU : $1,35G + 1,5 Q$
- À l'ELS : $G + Q$

Tableau III.5 Combinaisons des charges.

	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	P _{ELU} (KN/ml)	P _{ELS} (KN/ml)
Paillasse	8,74	2,5	15,54	11,24
Palier	8.21	2,5	14,83	11,71

III.4.5 Calcul de ferrillage

La modélisation de l'escalier se rapport à deux poutres :

- une poutre hyperstatique encastrée aux extrémités de portée 280 cm et de section (120×25) cm² qui représente le palier
- une poutre isostatique de portée 240 cm et de section (135×15) cm² qui représente la paillasse

III.4.5.1 Palier

a) Calcul à l'ELU

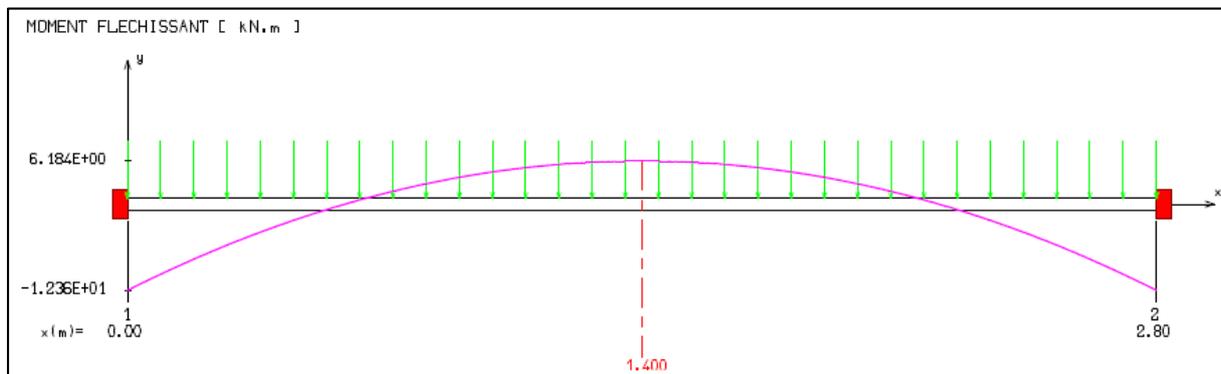


Figure III.10 Moment fléchissant à l'ELU dans le palier.

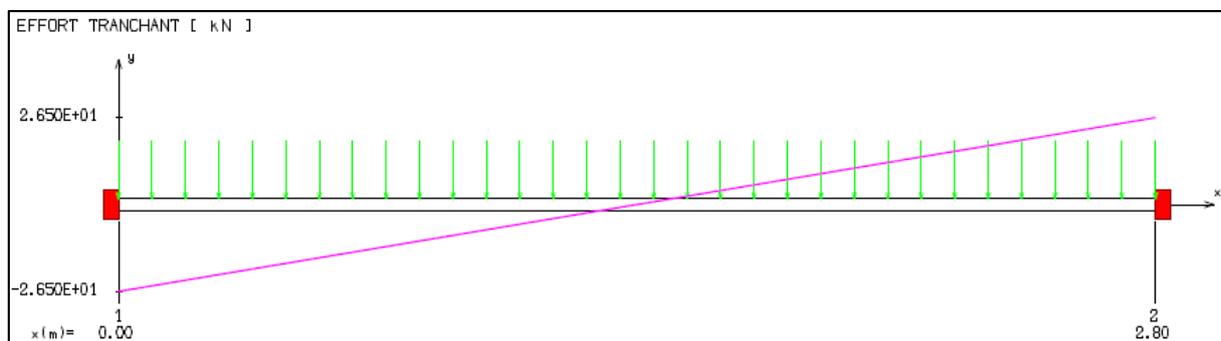


Figure III.11 L'effort tranchant à l'ELU dans le palier.

i. A l'appui

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{12,36}{1,2 \times (0,22)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,014 \leq 0,48$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0,017 \leq 0,259$$

$$\Rightarrow \text{pivot A} \quad \epsilon_s = 10 \text{ ‰} \quad \epsilon_{bc} = 10 \text{ ‰} \quad A_{SC} = 0$$

$$A_S = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bu}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{0,8 \times 0,017 \times 1,2 \times 0,22 \times 14,2}{\frac{500}{1,15}} = 1,17 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{Smin} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1,2 \times 0,22 \times \frac{2,1}{500} = 2,5 \text{ cm}^2$$

$$A_S < A_{Smin} \Rightarrow A_S = A_{Smin} \quad A_S = 8T12 \text{ esp} = 15 \text{ cm}$$

- **Armatures de répartitions**

$$A_{Srep} = \frac{A_S}{4} = \frac{9,05}{4} = 2,26 \text{ cm}^2 = 14T6 \text{ esp} = 20 \text{ cm}$$

ii. En travée

$$\mu = 0,0075 \quad \alpha = 9,32 \times 10^{-3} \leq 0,259 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$A_S = 0,64 \text{ cm}^2$$

$$A_{Smin} = 2,5 \text{ cm}^2$$

$$A_S = A_{Smin} = 8T12 \quad \text{esp} = 15 \text{ cm}$$

- **Armatures de répartitions**

$$A_{Srep} = 14T6 \quad \text{esp} = 20 \text{ cm}$$

b) Vérification à l'ELS

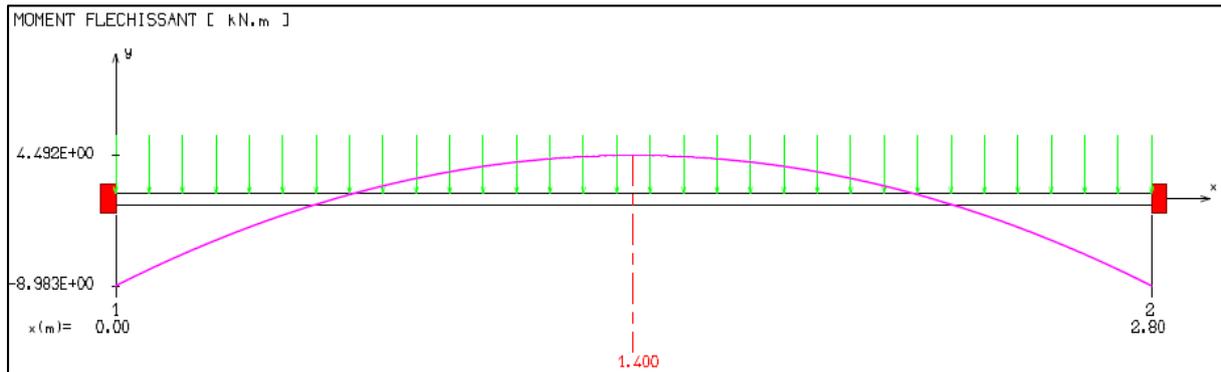


Figure III.12 Moment fléchissant à l'ELS dans le palier.

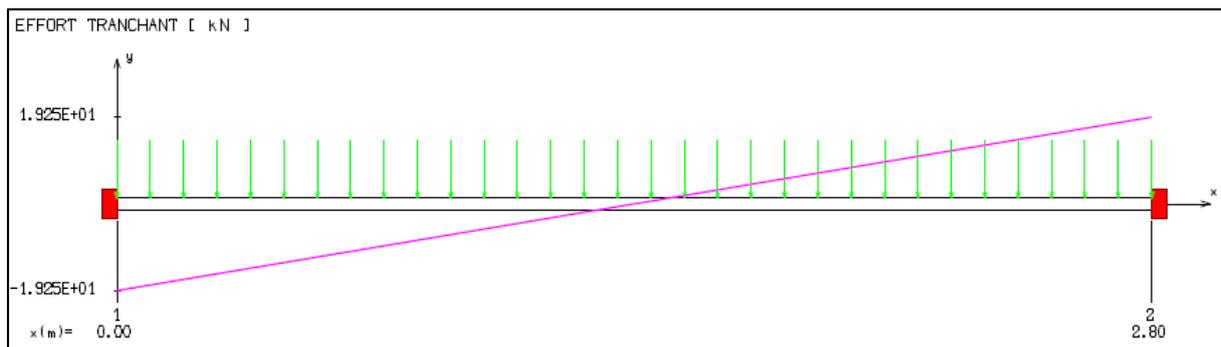


Figure III.13 L'effort tranchant à l'ELS dans le palier.

Pour la vérification à l'ELS on prend le moment le plus grand qui est celui de l'appui

$$M_{\text{ser}} = 8,98 \text{ KN.m}$$

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable ($\overline{\sigma}_s = 435 \text{ MPa}$).

i. Acier :

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

Avec :

$$\sigma_s = n \times K \times (d - y)$$

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^2$$

On résout l'équation suivante pour avoir y : $I = 0$

$$b \times y^2 + 30 \times A_s \times y - 30 \times d \times A_s = 0$$

On aura :

$$y = 0,034 \text{ m}$$

Donc:

$$I = 1,46 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$K = 60 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_s = 173 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_s \text{ vérifié}$$

ii. Béton

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cj} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\sigma_{bc} = K \times y = 1,8 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \text{ vérifie}$$

• Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement maximale dans le béton est donnée par :

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{26,5}{1,2 \times 0,22} = 0,1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{b, adm} = \min \left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \text{ (Fissuration peu préjudiciable)}$$

$\tau_b \leq \tau_{b, adm} \Rightarrow$ Le béton seul suffit pour reprendre l'effort tranchant, la section ne nécessite pas d'armatures transversales.

III.4.5.2 Paillasse

a) Calcul à l'ELU

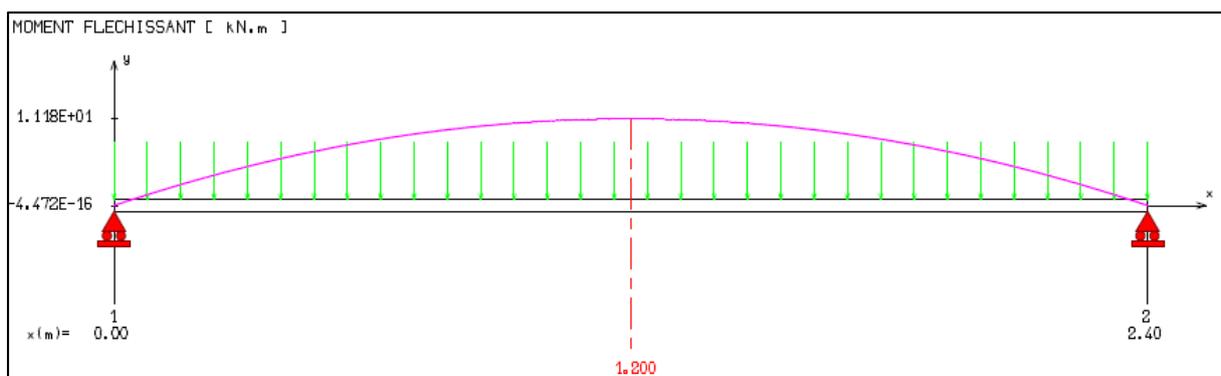


Figure III.14 Moment fléchissant à l'ELU dans la paillasse.

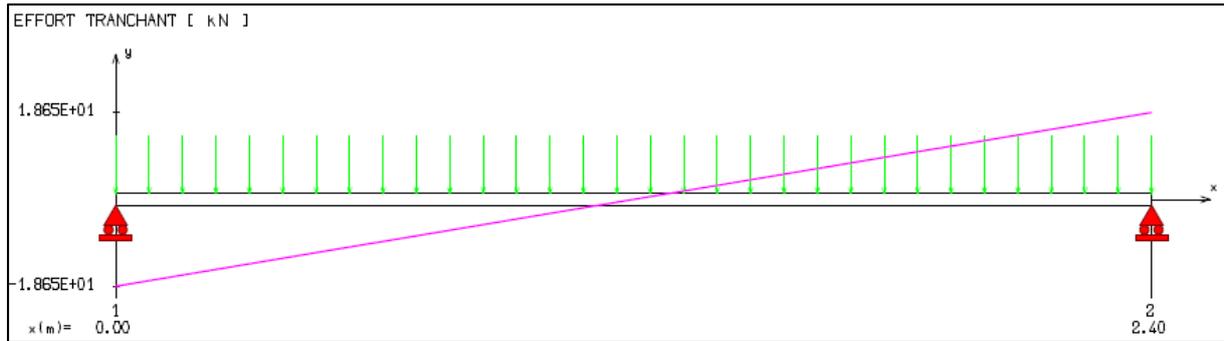


Figure III.15 L'effort tranchant à l'ELU dans la paille.

i. En travée

$$\mu = 0,039 \quad \alpha = 0,05 \leq 0,259 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$A_S = 2,66 \text{ cm}^2$$

$$A_{S\text{min}} = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$A_S = 9T12 \quad \text{esp} = 15 \text{ cm}$$

- **Armatures de répartitions**

$$A_{S\text{rep}} = 12T6 \quad \text{esp} = 20 \text{ cm}$$

b) Vérification à l'ELS

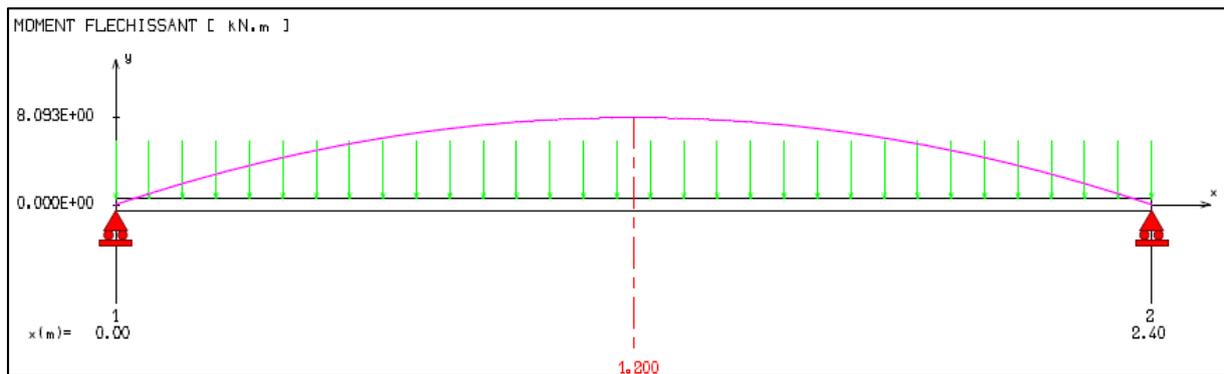


Figure III.16 Moment fléchissant à l'ELS dans la paille.

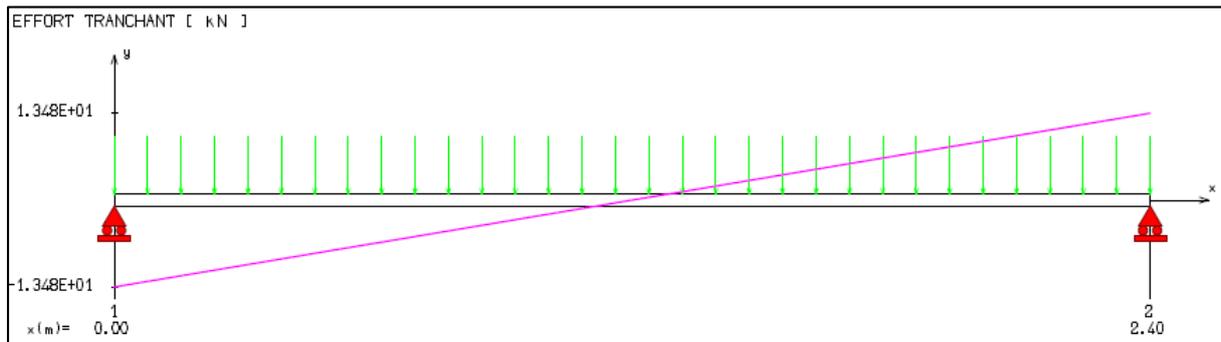


Figure III.17 L'effort tranchant à l'ELS dans la paillasse.

i. Acier :

On doit vérifier que :

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

Avec :

$$y = 0,023 \text{ m}$$

Donc :

$$I = 4,3 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$K = 188,14 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_s = 273,74 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 435 \text{ MPa} \text{ vérifié}$$

ii. Béton

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{cj} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\sigma_{bc} = K \times y = 4,327 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \text{ vérifié}$$

• Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement maximale dans le béton est donnée par :

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{18,6}{1,35 \times 0,12} = 0,115 \text{ MPa}$$

$$\tau_{b, adm} = \min \left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \text{ (Fissuration peu préjudiciable)}$$

$\tau_b \leq \tau_{b, adm} \Rightarrow$ Le béton seul suffit pour reprendre l'effort tranchant, la section ne nécessite pas d'armatures transversales.

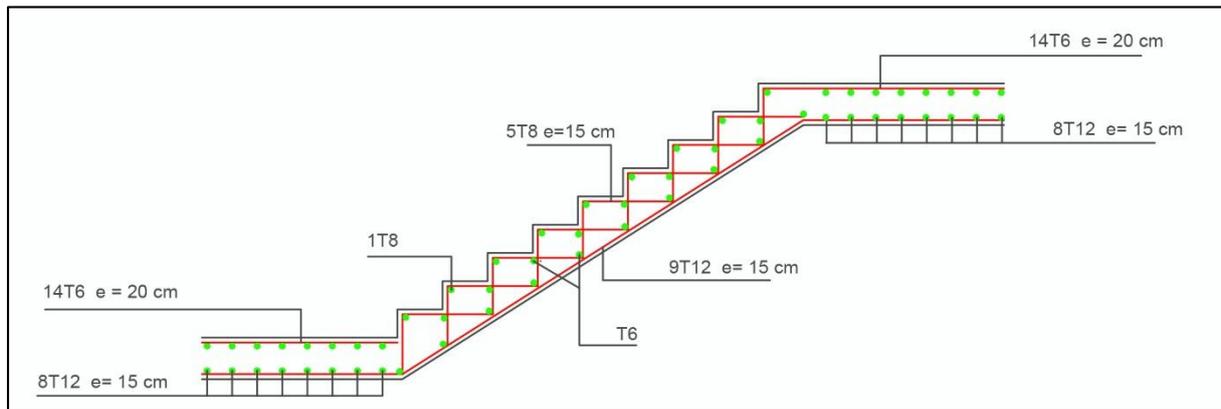


Figure III.18 Ferrailage de l'escalier.

III.4.5.3 Ferrailage de la poutre palière :

La Poutre palière prévue pour reprendre la réaction du palier de repos, elle est supposé comme étant encastree aux extrémités dans les deux voiles

a) Coffrage :

Selon le BAEL 91, la hauteur de la poutre palière

$$\frac{l}{15} \leq h_p \leq \frac{l}{10} \Rightarrow 18,67 \leq h_p \leq 28 \Rightarrow h_p = 30 \text{ cm}$$

Avec :

$$l = 2,8 \text{ m}$$

l : portée de la poutre palière.

b) Ferrailage :

Le ferrailage se fait à l'ELU en flexion simple, sous fissuration peu nuisible.

i. Evaluation des charges :

- Poids propre de la poutre : $G = 0,30 \times 0,30 \times 2500 = 0,225 \text{ t/ml}$.
- Réaction du la paillasse $R = 1,87 \text{ t/ml}$.

ii. Calcul à l'ELU

$$q_U = R + 1,35 G = 21,7 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{\text{appui}} = \frac{q \times l^2}{12} = 14,18 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{travée}} = \frac{q \times l^2}{24} = 7,08 \text{ KN.m}$$

- **Armatures longitudinales :**

Appui :

$$\mu = 0,046 \quad \alpha = 0,059 \leq 0,259 \quad \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$A_S = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{S\min} = 0,78 \text{ cm}^2$$

$$A_S = 6T12$$

En travée :

$$\mu = 0,023 \quad \alpha = 0,029 \leq 0,259 \quad \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$A_S = 0,62 \text{ cm}^2$$

$$A_{S\min} = 0,78 \text{ cm}^2$$

$$A_S < A_{S\min} \quad A_S = A_{S\min} = 0,78 \text{ cm}^2$$

$$A_S = 6T12$$

- **Armatures d'âmes :**

$$\phi_t \leq \min (\phi_{t\min} ; h/35 \text{ mm} ; b_o/10) = 8 \text{ mm}$$

$$\text{On opte pour } A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

iii. Vérification à l'ELS

- **Acier :**

On doit vérifier que :

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

Avec :

$$y = 0,051 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } I = 1,64 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$K = 86,46 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_s = 284,02 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 435 \text{ MPa} \text{ vérifié}$$

- **Béton**

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{cj} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\sigma_{bc} = K \times y = 4,3 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \text{ vérifié}$$

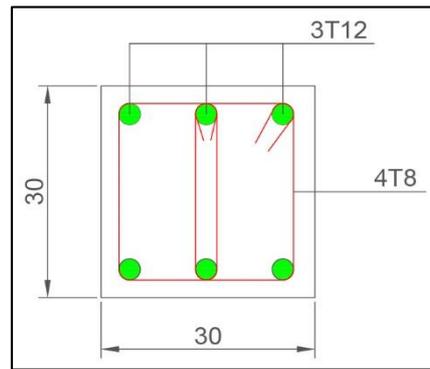


Figure III.19 Ferrailage de la poutre palière.

III.4.6 Conclusion

Les éléments non structuraux ce sont des éléments secondaires qui permettent la transmission des efforts aux éléments porteurs pour cela leurs dimensionnement doit satisfaire les conditions des différents règlements.

CHAPITRE IV

ETUDE DYNAMIQUE

IV.1 Introduction

Depuis toujours les risques du séisme ont été jugé comme incontournables, l'objectif visé dans la construction pour palier a cette contrainte était d'établir des ouvrages qui devait néanmoins assurer l'évacuation des personnes y habités au moment de ces sollicitations, au cour du temps cette vision a changé elle s'est développé grâce à des recherche laborieuse et pointues qui ont permis d'arriver à des résultats offrant une réduction beaucoup meilleure de la vulnérabilité des ouvrages aux séismes.

Une étude dynamique a pour but de déterminer les caractéristiques propres d'une structure pendant les vibrations (séisme), cette étude peut s'avérer très complexe vue l'architecture et la conception de la structure, c'est pour cela l'ingénieur se réfère toujours à une modélisation beaucoup plus simple et qui s'adapte et se rapproche au mieux de la structure mère.

Pour modéliser une structure, plusieurs méthodes sont utilisées parmi lesquelles on cite :

- **Modélisation en masses concentrées** : dans ce modèle les masses sont concentrées au niveau de chaque plancher formant ainsi un pendule multiple, c'est un modèle simple et assez limité (discontinuité dans le système structurel, irrégularités).
- **Modélisation en éléments finis** : dans ce cas la structure est décomposée en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolations on balaie tout l'élément puis toute la structure.

IV.2 Méthodes de calcul

Le règlement parasismique algérien présente deux méthodes principales pour l'analyse des structures, le choix de l'une de ces deux méthodes se fait en fonction des caractéristiques de ces dernières (caractéristiques géométriques).

Ces deux méthodes sont :

- Méthode statique équivalente
- Méthode dynamique qui regroupe :
 - Méthode modale spectrale
 - Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

Vue les caractéristiques du bâtiment étudié la méthode statique équivalente ne peut pas être appliquée (article 4.1.2 RPA99) et comme la méthode d'analyse par accélérogrammes nécessite l'intervention de spécialiste ce qui nous amène a la méthode modale spectrale qui est la méthode la plus adéquat.

IV.2.1 Présentation de la méthode modale spectrale

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme sur une structure, elle est caractérisée par :

- La sollicitation sismique directe sous forme d'un spectre de réponse.
- Le comportement supposé élastiques de la structure permettant le calcul des modes propres.

L'analyse modale est basée sur les observations suivantes :

- La réponse d'une structure est prépondérante au voisinage de certaines fréquences.
- Le comportement de la structure pour ces fréquences est appelé mode de vibration.

- Le comportement global peut être considéré comme la somme des contributions des différents modes.
- Cette méthode est applicable à tous types de structure (bâtiments réguliers ou irréguliers, ouvrages spéciaux, ...).

IV.2.2 Nombre de modes à considérer

Selon le RPA99 le nombre de modes de vibration à considérer doit satisfaire les conditions suivantes :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit au moins égale à 90% de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes retenus ont une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale.
- Le minimum de modes à retenir est de 3 modes.

Dans le cas où les conditions citées ci-dessus ne sont pas observées, le nombre minimal de modes (K) à considérer s'obtient par les inégalités suivantes :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20 \text{ s}$$

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

Pour notre cas on a :

- $N = 16$ $K \geq 3\sqrt{16}$ $K \geq 12$
Le nombre de mode à considérer est de 12 modes au minimum, la deuxième inégalité sera vérifiée après calcul.

IV.2.3 Combinaisons du mouvement sismique

IV.2.3.1 Combinaisons réponses modale

Elle se fait comme suit (article 4.3.5 RPA99) :

- Les réponses de deux modes de vibrations i et j de périodes T_i et T_j et d'amortissement ξ_i , ξ_j sont considérées comme indépendantes si le rapport $r = T_i/T_j$ ($T_i \leq T_j$) vérifie :

$$r \leq 10 / (10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})$$

- Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2}$$

E : effet de l'action sismique considérée.

E_i : valeur modale de E selon le mode i.

K : nombre de modes retenus.

- c) Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|) + \sum_{i=3}^k E_i^2}$$

E : résultante de l'effet considéré.

E_i, E_j ; effets considérés pour les modes i et j respectivement.

La méthode la plus préservatrice employée pour estimer la valeur maximale d'un déplacement ou d'une force dans une structure est la méthode ABS (la somme des valeurs absolues des réponses modales) cette méthode suppose que toutes les valeurs modales maximales se produisent en même temps.

Une approche très commune dans les logiciels d'études est l'utilisation de la méthode SRSS (la racine carrée de la somme des carrés) avec les valeurs modales maximales des déplacements ou des forces, cette méthode suppose que toutes les valeurs modales maximales sont statiquement indépendantes.

Dans le cas de structures où plusieurs fréquences se rapproche ou sont identiques, cette méthode n'est pas applicable.

Une autre méthode est très recommandée est la méthode CQC (combinaison quadratiques complète) qui est basé sur la théorie des vibrations aléatoires. La valeur d'une force est estimée à partir des valeurs modales maximales par la formule :

$$F = \sum_m \sum_n (f_n) \cdot (\rho_{mn}) \cdot (f_m)$$

Avec :

f_n : force modale associée au mode n .

ρ_{mn} : coefficient modal de CROSS pour la méthode CQC avec un amortissement ξ constant.

Le logiciel Etabs combine les modes de vibration par la CQC

IV.2.3.3 Combinaisons des composantes du mouvement sismique

L'action sismique ne comporte pas une direction privilégiée et doit donc être considérée suivant deux composantes horizontales et une composante verticale. Nous avons donc trois combinaisons de réponses modales.

Les maxima des effets des trois composantes du mouvement sismique sont alors combinés linéairement en utilisant les combinaisons de **Newmark** :

- $E = \pm E_x \pm \lambda E_y \pm \mu E_z$
- $E = \pm \lambda E_x \pm E_y \pm \mu E_z$
- $E = \pm \lambda E_x \pm \mu E_y \pm E_z$

Avec :

E_x , E_y et E_z : Déformations ou sollicitations engendrées par chacune des composantes horizontales et verticales et E l'action qui en résulte ;

λ et μ : Coefficients pris égaux à 0.3 dans les cas courants.

On peut également effectuer une combinaison quadratique des effets des trois directions sismiques à la place des combinaisons linéaires pondérées.

IV.3 Analyse modale

IV.3.1 Caractéristiques de la structure relativement à l'étude dynamique

- La structure est classée en groupe d'usage 1B.
- Le site est ferme et de catégorie S2.
- L'ouvrage se trouve dans une zone de forte sismicité (zone III).
- La hauteur totale de la structure est de 60.35m.
- Le system structural est composé de dalles et voiles en béton armé dont le pourcentage d'amortissement est de $\xi = 10\%$.

IV.3.2 Modélisation de la structure

Le calcul dynamique est réalisé à l'aide du logiciel ETABS V9.3, sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 15 niveaux (3SS + RDC + 15 étages) encadrée à sa base. Le logiciel permet de déterminer automatiquement les caractéristiques dynamiques d'une structure (matrice de rigidité, déplacements et efforts) à partir d'une modélisation préalable et appropriée.

Dans ce modèle on ne modélisera que la structure (voiles et dalles), les éléments non structuraux sont introduits comme charges (acrotère, escaliers, balcons. . .).

Les éléments dalles et voiles sont modélisés par un élément de type FRAME.

Les sources de masse pour l'étude dynamique sont les charges permanentes et les surcharges d'exploitations avec une minoration telle que donnée dans la formule suivante :

$$W = G + \beta \times Q$$

Avec :

- G : poids propre ;
- Q : charge d'exploitation ;
- β : coefficient de pondération ($\beta = 0.2$ pour une structure d'habitation).

Le spectre de réponse de calcul donné par le RPA est introduit en termes de périodes.

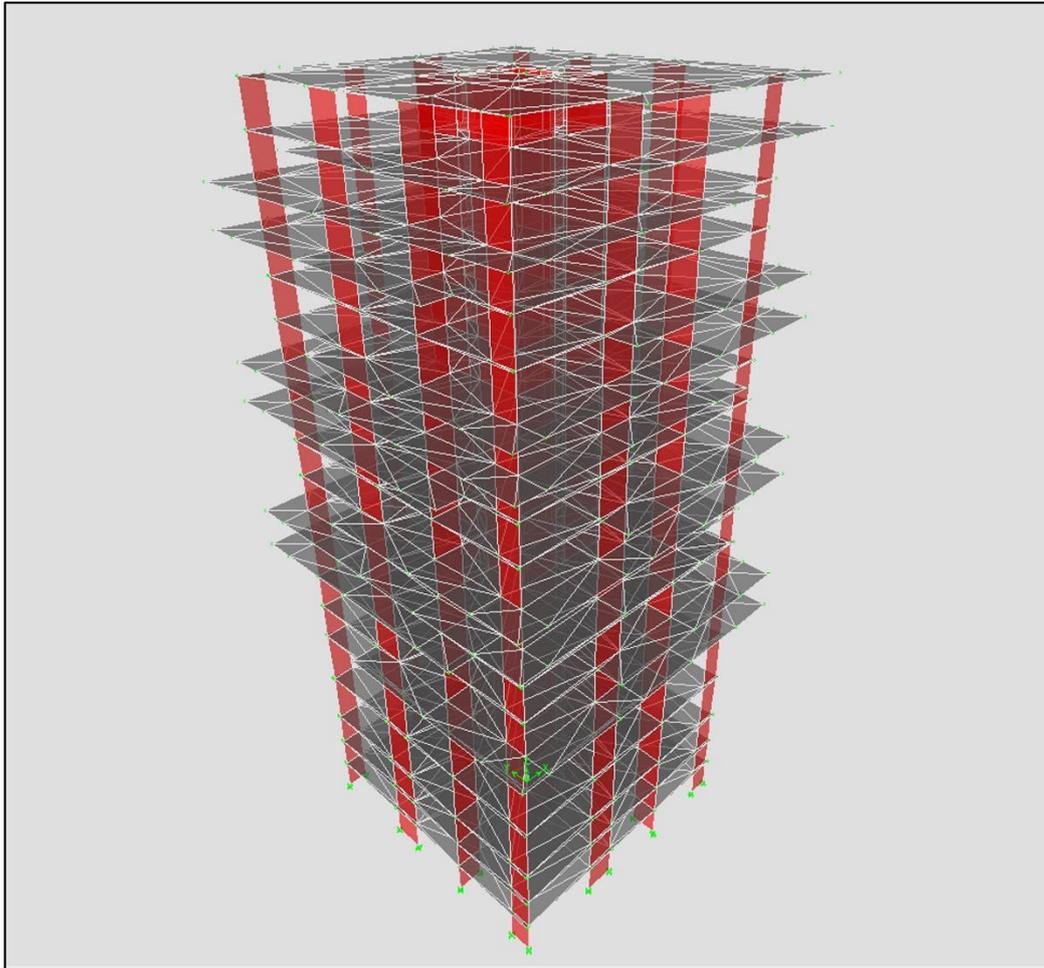


Figure IV.1 Modélisation de la structure.

IV.3.3. Résultats et observations de l'analyse modale

Le tableau suivant présente les différents résultats obtenus de l'analyse modale :

Tableau IV 1 Résultats de l'analyse modale.

Mode	Période	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	1.28842	71.3801	0.0022	0.0286	71.3801	0.0022	0.0286
2	1.257597	0.0035	69.9937	0.5749	71.3836	69.9959	0.6035
3	1.091616	0.0233	0.4619	82.001	71.4069	70.4578	82.6045
4	0.334647	0.3297	0.5357	6.2619	71.7367	70.9935	88.8664
5	0.322999	14.8518	0.0264	0.1217	86.5885	71.0199	88.9881
6	0.300855	0.0027	15.2615	0.2588	86.5912	86.2814	89.2469
7	0.180332	0.0048	0.0281	2.5115	86.596	86.3094	91.7584
8	0.145365	4.0882	0.0005	0.0027	90.6842	86.3099	91.7612
9	0.132433	0.0003	4.297	0.0438	90.6844	90.6069	91.805
10	0.118501	0	0.0263	2.1583	90.6844	90.6332	93.9633
11	0.091261	2.8772	0	0.0418	93.5617	90.6333	94.0051
12	0.087905	0.0264	0.0352	1.8115	93.588	90.6684	95.8165

On remarque que $T_{12} = 0.08 \text{ s} \leq 0.2 \text{ s}$ d'où le choix des 12 modes de vibrations est justifié.

Et aussi la masse vibrante cumulée atteint les **90%** au niveau du neuvième mode.

IV.3.4. Vérification de la période de vibration

La valeur de la période donnée par le logiciel Etabs doit vérifier la condition de l'article 4.2.4 de l'RPA99, ce dernier exige que la période trouvée ne doit pas dépasser les 30% de la valeur calculée obtenue par l'application de la formule empirique appropriée :

$$T_{\text{empirique}} = \min \left\{ 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D}}; c_T h^{3/4} \right\} = 1.08 \text{ s} ; 1.3 T_{\text{empirique}} = 1.404 \text{ s} ; C_T = 0.05.$$

$$T_{\text{etabs}} = 1.2 \text{ s} \quad ; \quad 1.3 T_{\text{empirique}} \geq T_{\text{etabs}}$$

D'où la condition est vérifiée

Remarque : Toute la hauteur du bâtiment est prise en compte vue la présence des joints parasismiques jusqu'au sous-sols.

IV.3.5 Spectre de réponse de calcul

Pour parvenir aux effets maximum engendrés par les forces sismiques sur la structure pour chaque mode le RPA99 fait appel au spectre de calcul suivant :

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

D'après le RPA les paramètres relatifs à notre structure sont tel que :

- Coefficient d'accélération de la zone **A = 0.3**
- Catégorie du site **S2** ce qui nous donne **T₁ = 0.15s** et **T₂ = 0.40s**
- Facteur de qualité **Q = 1.15**.
- Coefficient de comportement global de la structure **R = 3.5**
- Pourcentage d'amortissement critique **ξ = 10%**
- Facteur de correction d'amortissement $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0.763$

On obtient le spectre suivant :

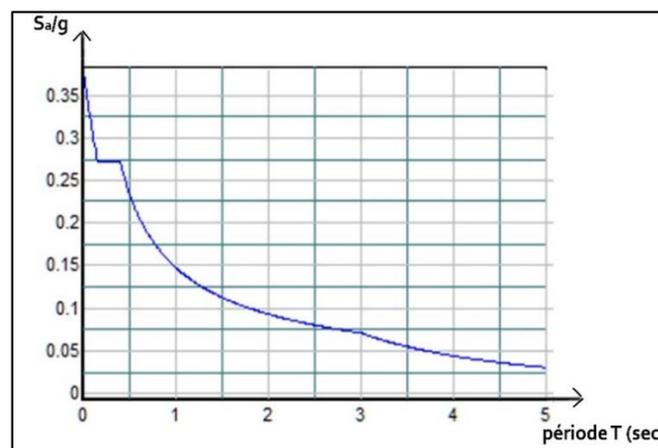


Figure IV.2 Spectre de réponse de calcul.

Tableau IV 2 Valeurs du spectre de réponse.

T(s)	S _a /g	T(s)	S _a /g	T(s)	S _a /g
0.000	0.380	1.700	0.100	3.400	0.058
0.100	0.310	1.800	0.100	3.500	0.055
0.200	0.270	1.900	0.096	3.600	0.052
0.300	0.270	2.000	0.093	3.700	0.050
0.400	0.230	2.100	0.090	3.800	0.048
0.500	0.210	2.200	0.087	3.900	0.046
0.600	0.210	2.300	0.085	4.000	0.044
0.700	0.190	2.400	0.082	4.100	0.042
0.800	0.170	2.500	0.080	4.200	0.040
0.900	0.160	2.600	0.078	4.300	0.039
1.000	0.150	2.700	0.076	4.400	0.037
1.100	0.140	2.800	0.074	4.500	0.036
1.200	0.130	2.900	0.073	4.600	0.035
1.300	0.120	3.000	0.071	4.700	0.034
1.400	0.120	3.100	0.067	4.800	0.032
1.500	0.110	3.200	0.064	4.900	0.031
1.600	0.110	3.300	0.060	5.000	0.030

Ils ont été obtenus pour une précision de 0.1

IV.4 Analyse sismique

Après avoir effectué l'analyse modale, on effectue l'analyse sismique pour obtenir les efforts horizontaux appliqués à notre bâtiment.

IV.4.1 Combinaisons de charges

On doit définir les combinaisons de charges suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q$
- $G + Q + E$
- $0.8G + E$

IV.4.2 Caractéristiques géométriques

Dans le tableau qui suit, on retrouve les caractéristiques géométriques du bâtiment pour chaque niveau, à savoir : le centre de gravité, le centre de torsion, les excentricités théoriques accidentelles, et excentricité de calcul.

Tableau IV.3 Caractéristiques géométriques.

Etage	X_G	Y_G	X_C	Y_C	X_{th}	Y_{th}	X_{ac}	Y_{ac}	X_{cal}	Y_{cal}
SS3	-0.015	0	-0.209	0	0.194	0	1.205	1.21	1.205	1.21
SS2	-0.014	0	-0.234	0.001	0.22	0.001	1.205	1.21	1.205	1.21
SS1	-0.013	0	-0.236	0.001	0.223	0.001	1.205	1.21	1.205	1.21
RDC	-0.012	0	-0.234	0.001	0.222	0.001	1.205	1.21	1.205	1.21
E01	-0.013	0	-0.232	0.001	0.219	0.001	1.205	1.21	1.205	1.21
E02	0.085	-1.146	-0.229	0	0.314	1.146	1.205	1.21	1.205	1.21
E03	1.134	0.097	-0.223	-0.001	1.357	0.098	1.205	1.21	1.357	1.21
E04	-0.109	1.146	-0.219	0.001	0.11	1.145	1.205	1.21	1.205	1.21
E05	-1.158	-0.097	-0.217	0.002	0.941	0.099	1.205	1.21	1.205	1.21
E06	0.085	-1.146	-0.214	0.001	0.299	1.147	1.205	1.21	1.205	1.21
E07	1.134	0.097	-0.209	0.001	1.343	0.096	1.205	1.21	1.343	1.21
E08	-0.109	1.146	-0.205	0.002	0.096	1.144	1.205	1.21	1.205	1.21
E09	-1.158	-0.097	-0.202	0.003	0.956	0.1	1.205	1.21	1.205	1.21
E10	0.085	-1.146	-0.199	0.002	0.284	1.148	1.205	1.21	1.205	1.21
E11	1.134	0.097	-0.194	0.002	1.328	0.095	1.205	1.21	1.328	1.21
E12	-0.109	1.146	-0.189	0.004	0.08	1.142	1.205	1.21	1.205	1.21
E13	-1.158	-0.097	-0.185	0.005	0.973	0.102	1.205	1.21	1.205	1.21
E14	0.085	-1.146	-0.18	0.003	0.265	1.149	1.205	1.21	1.205	1.21
E15	1.304	0.111	-0.172	0.002	1.476	0.109	1.205	1.21	1.476	1.21

IV.4.3 Distribution de l'effort sismique sur les différents niveaux

Le tableau qui suit donne la distribution de l'effort sismique sur les différents niveaux :

Tableau IV 4 Distribution de l'effort sismique suivant chaque niveau.

Etage	V _x [kN]	V _y [kN]
E15	2211,96	2232,4
E14	4156,15	4253,66
E13	5726,13	5931,66
E12	6992,29	7294,1
E11	8043,49	8406,19
E10	8945,92	9336
E09	9728,39	10147,09
E08	10410,43	10900,02
E07	11030,64	11621,86
E06	11640,12	12311,3
E05	12274,03	12978,31
E04	12934,79	13643,72
E03	13601,86	14313,53
E02	14253,4	14981,62
E01	14830,32	15578,55
RDC	15346,6	16091,26
SS1	15671,86	16382,39
SS2	15843,98	16523,43
SS3	15906,27	16572,06

IV.4.4 Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon le RPA99 article 4.3.6 la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si cette condition n'est pas vérifiée on doit majorer l'effort tranchant à la base par le rapport :

$$0,8 \frac{V}{V_t}$$

Le calcul de la force sismique à la base du bâtiment par la méthode statique équivalente est donné par la formule suivante :

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

Dans laquelle :

- A : coefficient d'accélération de zone $A = 0,3$
- Q : facteur de qualité $Q = 1,15$
- R : coefficient de comportement $R = 3,5$
- W : poids total de la structure $W = 164432,4 \text{ kN}$
- D : facteur d'amplification dynamique $D = 0,98$

$$V = 15884,1698 \text{ kN} \quad ; \quad V_t = 15906 \text{ kN}$$

$$\frac{V_t}{V} = 1.25 > 0,8$$

D'où la condition est **vérifiée**.

IV.5 Vérification de la stabilité au renversement

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble de la structure, soumise à des effets de renversement dus aux cas les plus défavorables des sollicitations.

Pour que le bâtiment soit stable au renversement, la condition suivante doit être vérifiée :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1,5$$

- M_R : Moment renversant

$$M_{R_x} = \sum_{i=1}^n F_{X_i} \times H_i$$

$$M_{R_y} = \sum_{i=1}^n F_{Y_i} \times H_i$$

- M_S : Moment stabilisant

$$M_{S_x} = W \times X_G$$

$$M_{S_y} = W \times Y_G$$

- (X_G, Y_G) : coordonnées du centre de gravité de la structure.
- W : poids total du bâtiment.
- F_i : Force sismique au niveau i .
- H_i : Hauteur du niveau i .

Tableau IV.5 Vérification de la stabilité au renversement.

Direction X				Direction Y			
Vi [KN]	Fxi [KN]	Hi [KN]	Mi [KN.m]	Vi [KN]	Fyi [KN]	Hi [KN]	Mi [KN.m]
2211,96	2211,96	60,35	133491,8	2232,4	2232,4	60,35	134725,3
4156,15	1944,19	57,29	111382,6	4253,66	2021,26	57,29	115798
5726,13	1569,98	54,23	85140,02	5931,66	1678	54,23	90997,94
6992,29	1266,16	51,17	64789,41	7294,1	1362,44	51,17	69716,05
8043,49	1051,2	48,11	50573,23	8406,19	1112,09	48,11	53502,65
8945,92	902,43	45,05	40654,47	9336	929,81	45,05	41887,94
9728,39	782,47	41,99	32855,92	10147,09	811,09	41,99	34057,67
10410,43	682,04	38,93	26551,82	10900,02	752,93	38,93	29311,56
11030,64	620,21	35,87	22246,93	11621,86	721,84	35,87	25892,4
11640,12	609,48	32,81	19997,04	12311,3	689,44	32,81	22620,53
12274,03	633,91	29,75	18858,82	12978,31	667,01	29,75	19843,55
12934,79	660,76	26,69	17635,68	13643,72	665,41	26,69	17759,79
13601,86	667,07	23,63	15762,86	14313,53	669,81	23,63	15827,61
14253,4	651,54	20,57	13402,18	14981,62	668,09	20,57	13742,61
14830,32	576,92	17,51	10101,87	15578,55	596,93	17,51	10452,24
15346,6	516,28	12,83	6623,872	16091,26	512,71	12,83	6578,069
15671,86	325,26	8,45	2748,447	16382,39	291,13	8,45	2460,048
15843,98	172,12	5,44	936,3328	16523,43	141,04	5,44	767,2576
15906,27	62,29	2,72	169,4288	16572,06	48,63	2,72	132,2736
Mstab =1902093 KN.m				Mstab =1902093 KN.m			
Mrenv =673922,8 KN.m				Mrenv =706073,5 KN.m			
Mstab / Mrenv =2,82				Mstab / Mrenv =2,69			

La stabilité au renversement est vérifiée.

IV.6 Vérifications des déplacements latéraux inter-étages

L'article 5.10 du RPA99/2003 préconise de vérifier l'inégalité suivante ;

$$\Delta_K \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

$\bar{\Delta} = 1\% h_e$; h_e étant la hauteur d'étage.

$$\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1}$$

$$\Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

$$\Delta_x^k = R \times \Delta_{ex}^k$$

$$\Delta_y^k = R \times \Delta_{ey}^k$$

- $\Delta_{ex}^k, \Delta_{ey}^k$: déplacements relatifs au niveau k par rapport au niveau k-1.
- $\delta_{ex}^k, \delta_{ey}^k$: déplacements dus aux forces sismiques au niveau k.
- $R = 3,5$.

Tableau IV.6 Vérification des déplacements inter-étages.

Etage	Δ_{ex}^k / h_e	Δ_{ey}^k / h_e	Δ_x^k / h_e	Δ_y^k / h_e	Vérification suivant X	Vérification suivant Y
E15	0,001302	0,001406	0,004557	0,004921	vérifie	vérifie
E14	0,001362	0,00145	0,004767	0,005075	vérifie	vérifie
E13	0,001411	0,001503	0,004939	0,0052605	vérifie	vérifie
E12	0,001465	0,001575	0,005128	0,0055125	vérifie	vérifie
E11	0,001532	0,001628	0,005362	0,005698	vérifie	vérifie
E10	0,001577	0,001646	0,00552	0,005761	vérifie	vérifie
E09	0,001588	0,001677	0,005558	0,0058695	vérifie	vérifie
E08	0,00161	0,001735	0,005635	0,0060725	vérifie	vérifie
E07	0,001653	0,001751	0,005786	0,0061285	vérifie	vérifie
E06	0,001659	0,001714	0,005807	0,005999	vérifie	vérifie
E05	0,001618	0,001705	0,005663	0,0059675	vérifie	vérifie
E04	0,001604	0,001738	0,005614	0,006083	vérifie	vérifie
E03	0,001628	0,001714	0,005698	0,005999	vérifie	vérifie
E02	0,001559	0,001623	0,005457	0,0056805	vérifie	vérifie
E01	0,001498	0,001545	0,005243	0,0054075	vérifie	vérifie
RDC	0,00131	0,001337	0,004585	0,0046795	vérifie	vérifie
SS1	0,001045	0,001058	0,003658	0,003703	vérifie	vérifie
SS2	0,000762	0,000765	0,002667	0,0026775	vérifie	vérifie
SS3	0,000358	0,000359	0,001253	0,0012565	vérifie	vérifie

IV.7 Justification vis à vis de l'effet P-Δ

L'effet **P-Δ** est un effet non linéaire (effet de 2ème ordre) qui se produit dans chaque structure où les éléments de celle-ci sont soumis à des charges axiales.

Cet effet est principalement lié à l'importance de la charge axiale **P** et le déplacement **Δ**, et aussi à :

- La rigidité ou la souplesse de la structure dans l'ensemble.
- La souplesse des différents éléments de la structure.

Pour considérer que l'effet P-Δ est négligeable, on doit vérifier la rigidité de la structure pour cela le RPA99 préconise de vérifier l'inégalité suivante :

$$\Theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k » calculés par formule :

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

h_k : Hauteur de l'étage k.

δ_k : Déplacement horizontal de l'étage k.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques de l'étage k.

R : Coefficient de comportement de la structure (**R** = 3.5).

- Si $0.1 < \Theta_k < 0.2$ l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $\frac{1}{1-\Theta_k}$ selon le RPA99 version 2003.
- Si $\Theta_k > 0.2$ la structure est instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.7 Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ .

Etage	Poids	Hauteur d'étage	Suivant X			Suivant Y		
			Δ_k	V_k	Θ_k	Δ_k	V_k	Θ_k
E15	9929	3,06	0,0038	2211,96	0,00557	0,0041	2232,4	0,00596
E14	19577	3,06	0,0038	4156,15	0,00585	0,0041	4253,66	0,00617
E13	29226	3,06	0,004	5726,13	0,00667	0,0043	5931,66	0,00692
E12	38874	3,06	0,0041	6992,29	0,00745	0,0043	7294,1	0,00749
E11	48523	3,06	0,0042	8043,49	0,00828	0,0045	8406,19	0,00849
E10	58171	3,06	0,0043	8945,92	0,00914	0,0045	9336	0,00916
E09	67820	3,06	0,0043	9728,39	0,00980	0,0045	10147,09	0,00983
E08	77468	3,06	0,0043	10410,43	0,01046	0,0045	10900,02	0,01045
E07	87117	3,06	0,0044	11030,64	0,01136	0,0046	11621,86	0,01127
E06	96765	3,06	0,0043	11640,12	0,01168	0,0044	12311,3	0,01130
E05	106414	3,06	0,0042	12274,03	0,01190	0,0044	12978,31	0,01179
E04	116062	3,06	0,0042	12934,79	0,01232	0,0043	13643,72	0,01195
E03	125711	3,06	0,004	13601,86	0,01208	0,0041	14313,53	0,01177
E02	135359	3,06	0,0039	14253,4	0,01210	0,004	14981,62	0,01181
E01	146339	4,68	0,0056	14830,32	0,01181	0,0055	15578,55	0,01104
RDC	159005	4,38	0,0045	15346,6	0,01064	0,0044	16091,26	0,00993
SS1	170210	3,01	0,0024	15671,86	0,00866	0,0023	16382,39	0,00794
SS2	179173	2,72	0,0015	15843,98	0,00624	0,0014	16523,43	0,00558
SS3	188135	2,72	0,0007	15906,27	0,00304	0,0007	16572,06	0,00292

On constate que $\Theta_k < 0,1$ pour chaque niveau « k » et dans les deux sens, donc l'effet P- Δ est négligé dans le calcul des éléments structuraux.

IV.8 Conclusion

Notre structure est considérée comme un immeuble de grande hauteur et pour cela tous les vérifications due à l'instabilité et celles exigé par les règlements ont étaient vérifiées.

L'usage de la méthode spectrale modale nous a permis d'obtenir le comportement de la structure et aussi de déterminer les efforts repris par chaque élément.

D'où notre structure est stable nous pouvons passer ainsi au dimensionnement des éléments structuraux.

CHAPITRE V

ETUDE AU VENT

V.1 Introduction

Le vent est un phénomène naturel dû à une variation de la pression atmosphérique. L'action du vent résulte de la perturbation de l'écoulement du vent causé par la présence des constructions sur le chemin du vent. Il est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction supposées horizontales, ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure. Ces forces dépendent aussi de plusieurs autres paramètres :

- La région
- Le site
- L'altitude
- Les dimensions de l'ouvrage

L'objet de cette étude est l'évaluation de l'action du vent sur la structure et de vérifier ensuite la stabilité de l'ensemble, pour cela on fera le calcul pour chaque direction perpendiculaire aux différentes parois de la structure.

Tous les calculs sont basés sur les prescriptions du règlement Algérien Neige et Vent (RNV99), tout en considérant la structure comme étant une console encastrée à sa base.

V.2 Caractéristiques du bâtiment

- Longueur du bâtiment : 24.1 m
- Largeur du bâtiment : 24.15
- Hauteur du bâtiment : 60.35
- Zone 1^{er}
- Terrain de catégorie 4
- Coefficient de topographie : $C_t = 1$
- Pression dynamique de référence : $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$

Facteurs du site :

- Facteur du terrain : $K_t = 0.24$
- $Z_0 = 1 \text{ m}$
- $Z_{min} = 16 \text{ m}$
- Coefficient de calcul : $\xi = 0.46$
- Coefficient dynamique C_d

Le coefficient dynamique tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

Pour: $b_x = 24.1 \text{ m}$

$b_y = 24.2 \text{ m}$

$H = 60.35 \text{ m}$

D'où :

$C_d = 0.96$

V.3 Détermination de la pression dynamique

Pour le calcul de la pression dynamique le RNV99 propose de diviser le maître couple en n éléments de surface horizontaux avec n étant le nombre d'étages.

$$Q_{\text{dyn}} = q_{\text{ref}} \times C_e(Z_{\text{eq}})$$

C_e : Coefficient d'exposition au vent.

q_{ref} : Pression dynamique de référence pour le cas d'une structure permanente.

$$C_e(Z) = C_t(Z) \times C_r(Z) \times \left[1 + 7 \times \frac{K_t}{C_t(Z) \times C_r(Z)} \right]$$

Avec :

K_t : Indice du terrain.

C_r : Coefficient de rugosité.

C_t : Coefficient de topographie.

Z : Hauteur considérée en mètres.

$$C_r(Z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \quad \text{pour } Z_{\text{min}} \leq Z \leq 200\text{m}$$

$$C_r(Z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z_{\text{min}}}{Z_0}\right) \quad \text{pour } Z < Z_{\text{min}}$$

Les valeurs obtenues sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau V.1 Calcul de la pression dynamique.

Etages	Z(m)	Cr	Ct	Ce	Q _{dyn} (N/m ²)
RDC	2.19	0.665	1	1.559	584.784
E01	6.72	0.665	1	1.559	584.784
E02	10.59	0.665	1	1.559	584.784
E03	13.65	0.665	1	1.559	584.784
E04	16.71	0.676	1	1.592	597.066
E05	19.77	0.716	1	1.716	643.559
E06	22.83	0.751	1	1.825	684.318
E07	25.89	0.781	1	1.922	720.675
E08	28.95	0.808	1	2.009	753.539
E09	32.01	0.832	1	2.089	783.558
E10	35.07	0.854	1	2.163	811.212
E11	38.13	0.874	1	2.232	836.868
E12	41.19	0.892	1	2.295	860.811
E13	44.25	0.910	1	2.355	883.267
E14	47.31	0.926	1	2.412	904.421
E15	50.37	0.941	1	2.465	924.425

V.4 Détermination des coefficients de pression extérieurs C_{pe}

Pour les parois verticales il convient de les diviser suivant la figure V.1

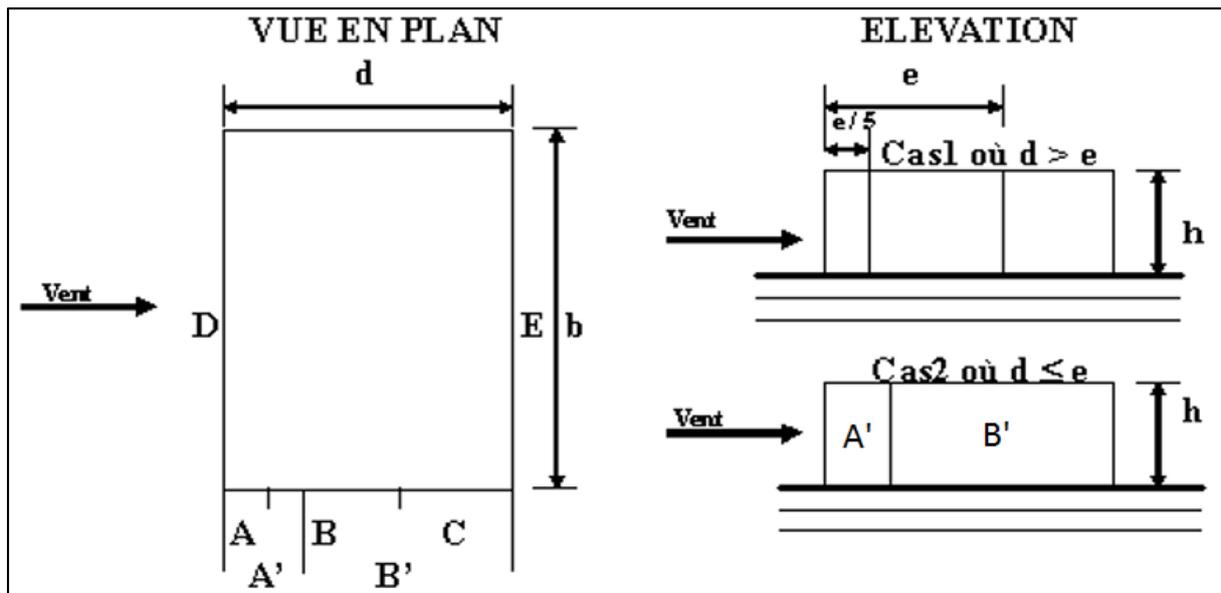


Figure V.1 Vue en plan et en élévation de la façade.

Les valeurs des coefficients C_{pe1} et C_{pe10} sont données dans l'article 5.1 du RNV99

Tableau V.2 Valeurs des coefficients C_{pe} .

A'		B'		D		E	
C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe10}	C_{pe1}
-1	-1.3	-0.8	-1	0.8	1	-0.3	-0.3

Remarque : vu la symétrie de notre bâtiment l'étude au vent se fera suivant une seule direction (direction x).

- Toiture :

Pour notre cas il s'agit d'une toiture plate, elle a une pente qui est inférieure ou égale à 4° , il convient de la diviser comme indiqué sur le figure V.2.

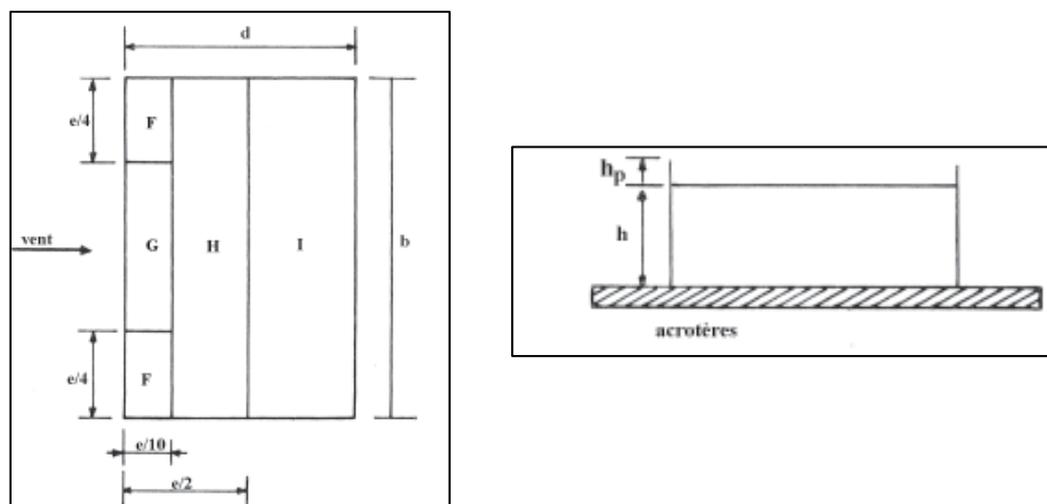


Figure V.2 Légende pour la toiture plate.

Les valeurs de C_{pe1} et C_{pe10} sont données dans le tableau V.2

Tableau V.3 Coefficients de compression externe de la toiture.

ZONE		F		G		H		I	
Avec acrotère	$H_p/H=0.025$	C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe10}	C_{pe1}
		-1.6	-2.2	-1.1	-1.2	-0.7	-1.2	±0.2	

- Parois verticales :

Sens XX vent perpendiculaire à $b = 24.15$ m.

$d = 24.1$ m ; $H = 51.9$ m

$e = \min(b ; 2H) = \min(24.15\text{m} ; 103.8) = 24.15$ m.

Les zones de pression et les valeurs des coefficients correspondant à ces zones sont montrées sur la figure suivante :

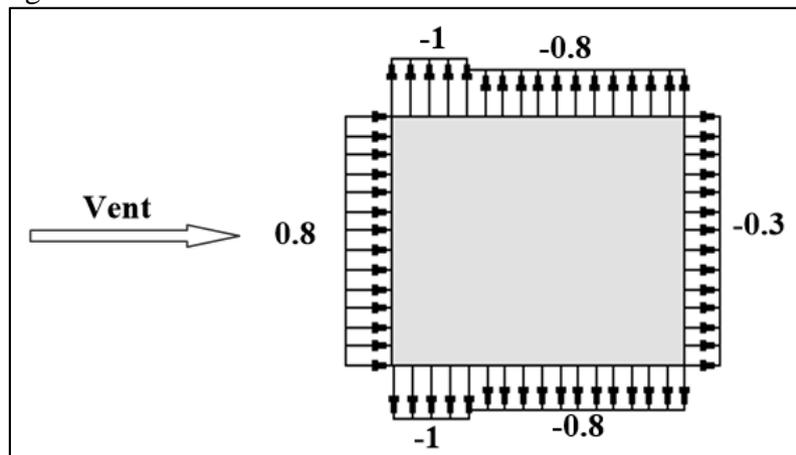


Figure V.3 C_{pe} pour les parois verticales sens XX.

V.5 Détermination des coefficients C_{pi} et C_p

V.5.1 Coefficient de pression intérieure C_{pi}

On utilisera les valeurs : $C_{pi} = -0,5$; $C_{pi} = +0,8$.

V.5.2 Coefficient de pression de vent C_p

Le calcul se fait à l'aide de la formule suivante : $C_p = C_{pe} - C_{pi}$

Les résultats sont présentés dans les tableaux ci-après

Parois verticales :

Tableau V.4 Détermination des coefficients C_p .

Zone	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	C_{p1}	C_{p2}
A'	-1	0,8	-0,5	-1,8	-0,5
B'	-0,8	0,8	-0,5	-1,6	-0,3
D'	0,8	0,8	-0,5	0	1,3
E'	-0,3	0,8	-0,5	-1,1	0,2

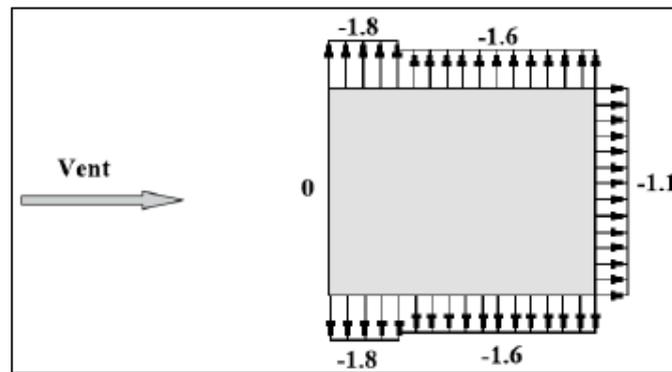


Figure V.4 Cp1 sur les parois verticales XX.

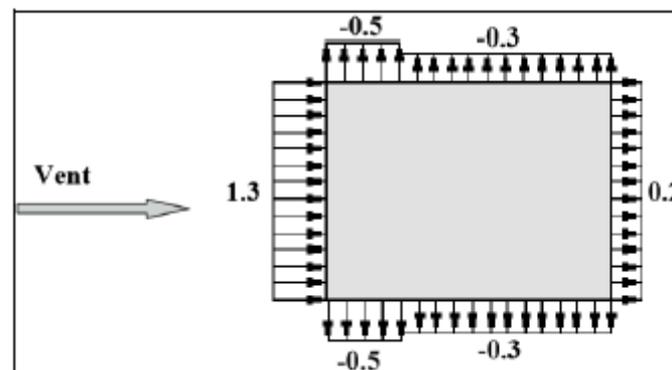


Figure V.5 Cp2 sur les parois verticales XX.

V.6 Répartition des coefficients de pression

La pression due au vent q_j , qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par :

$$q_j = C_d \times W(Z_j).$$

Avec :

C_d : Coefficient dynamique de la construction.

W : Pression nette exercée sur l'élément de surface j calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j $W(Z_i)$ est donnée à l'aide de la formule suivante :

$$W(Z_j) = q_{\text{dyn}}(Z_j) \times (C_{pe} - C_{pi}).$$

D'où :

$$q_{ji} = C_d \times q_{\text{dyn}}(Z_j) \times (C_p).$$

V.7 Calcul de la force résultante

La force résultante R , se décompose en deux forces :

- Une force globale horizontale F_w , qui correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et la composante horizontale des forces appliquées au niveau de l'acrotère.
- Une force de soulèvement F_u .

La force résultante R est donnée par la formule suivante :

$$R = \sum (q_j \times S_j) + \sum F_{frj}$$

- \sum désigne la somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces) ;
- S_j (en m²) est l'aire de l'élément de surface j ; dans le cas des treillis, S_j concerne l'aire des Pleins ;
- F_{frj} (en N) désigne les forces de frottement éventuelles.

On peut négliger les effets des forces de frottement car le rapport $d/b \geq 3$ n'est pas vérifié.

Tableau V.5 calcul des forces appliquées sur les parois verticales.

H(m)	z(m)	s(m)	q_j (N/m ²)	F_h (N)	q_j (N/m ²)	F_h (N)	q_j (N/m ²)	F_h (N)	q_j (N/m ²)	F_h (N)
4,38	2,19	105,12	0	0	-617,53	-64915,00	729,81	76717,72	112,28	11802,73
4,68	6,72	112,32	0	0	-617,53	-69361,23	729,81	81972,36	112,28	12611,13
3,06	10,6	73,44	0	0	-617,53	-45351,57	729,81	53597,31	112,28	8245,74
3,06	13,7	73,44	0	0	-617,53	-45351,57	729,81	53597,31	112,28	8245,74
3,06	16,7	73,44	0	0	-630,50	-46304,05	745,14	54722,97	114,64	8418,92
3,06	19,8	73,44	0	0	-679,60	-49909,71	803,16	58984,2	123,56	9074,49
3,06	22,8	73,44	0	0	-722,64	-53070,66	854,03	62719,87	131,39	9649,21
3,06	25,9	73,44	0	0	-761,03	-55890,25	899,40	66052,11	138,37	10161,86
3,06	29	73,44	0	0	-795,74	-58438,92	940,42	69064,18	144,68	10625,26
3,06	32	73,44	0	0	-827,44	-60766,99	977,88	71815,53	150,44	11048,54
3,06	35,1	73,44	0	0	-856,64	-62911,67	1012,39	74350,16	155,75	11438,49
3,06	38,1	73,44	0	0	-883,73	-64901,34	1044,41	76701,59	160,68	11800,24
3,06	41,2	73,44	0	0	-909,02	-66758,14	1074,29	78895,98	165,28	12137,84
3,06	44,3	73,44	0	0	-932,73	-68499,69	1102,32	80954,18	169,59	12454,49
3,06	47,3	73,44	0	0	-955,07	-70140,26	1128,72	82893,03	173,65	12752,77
3,06	50,4	73,44	0	0	-976,19	-71691,57	1153,68	84726,4	177,49	13034,83
				0		-954262,60		1127765		173502,29

V.8 Calcul des moments renversants

Le moment renversant est calculé comme suit :

$$M_{XX1} = \sum F_h \times z_i$$

Tableau V.6 Calcul des moments renversants.

z(m)	F _h (N)	F _h (N)	F _h (N)	F _h (N)	M _{XX1} (N.m)	M _{XX2} (N.m)
2,19	0	-64915,00	76717,72	11802,73	-142163,84	193859,78
6,72	0	-69361,23	81972,36	12611,13	-466107,45	635601,07
10,6	0	-45351,57	53597,31	8245,74	-480273,15	654917,93
13,7	0	-45351,57	53597,31	8245,74	-619048,96	844157,67
16,7	0	-46304,05	54722,97	8418,92	-773740,71	1055100,96
19,8	0	-49909,71	58984,2	9074,49	-986714,95	1345520,39
22,8	0	-53070,66	62719,87	9649,21	-1211603,16	1652186,13
25,9	0	-55890,25	66052,11	10161,86	-1446998,47	1973179,73
29	0	-58438,92	69064,18	10625,26	-1691806,76	2307009,22
32	0	-60766,99	71815,53	11048,54	-1945151,20	2652478,91
35,1	0	-62911,67	74350,16	11438,49	-2206312,25	3008607,62
38,1	0	-64901,34	76701,59	11800,24	-2474688,19	3374574,80
41,2	0	-66758,14	78895,98	12137,84	-2749767,83	3749683,40
44,3	0	-68499,69	80954,18	12454,49	-3031111,22	4133333,49
47,3	0	-70140,26	82893,03	12752,77	-3318335,48	4525002,93
50,4	0	-71691,57	84726,4	13034,83	-3611104,14	4924232,92
$\sum M_{XX}$					27154927,77	37029446,96

L'effet du vent appliqué sur la toiture a été négligé vue la dimension minimale de cette dernière.

$$M_{\text{renv}} = 37,03 \text{ MN.m} \leq M_{\text{stab}} = 1902,09 \text{ MN.m}$$

Le moment renversant est nettement inférieur au moment stabilisant (calculé dans le chapitre IV) d'où la stabilité est assurée.

V.9 Conclusion

Le vent fait partie des actions qu'il faut considérer quand il s'agit des constructions élevées, mais il est moins important qu'un séisme pour une construction lourde en zone de forte sismicité. Comme il est rare d'avoir la combinaison des deux actions à la fois donc on va concentrer notre étude aux sollicitations dues aux séismes qui sont plus défavorables.

CHAPITRE VI

FERRAILLAGES DES ELEMENTS STRUCTURAUX

VI.1 Introduction

Après avoir calculé toutes les charges auxquelles sont soumis les éléments structuraux de notre bâtiment, nous allons procéder au calcul de leurs ferraillements. Ces derniers seront conformes aux règles de calcul en vigueur, à savoir : CBA93, BAEL91 et RPA99/2003.

Les règles CBA.93 « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé » ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'appliquent plus spécialement aux bâtiments courants.

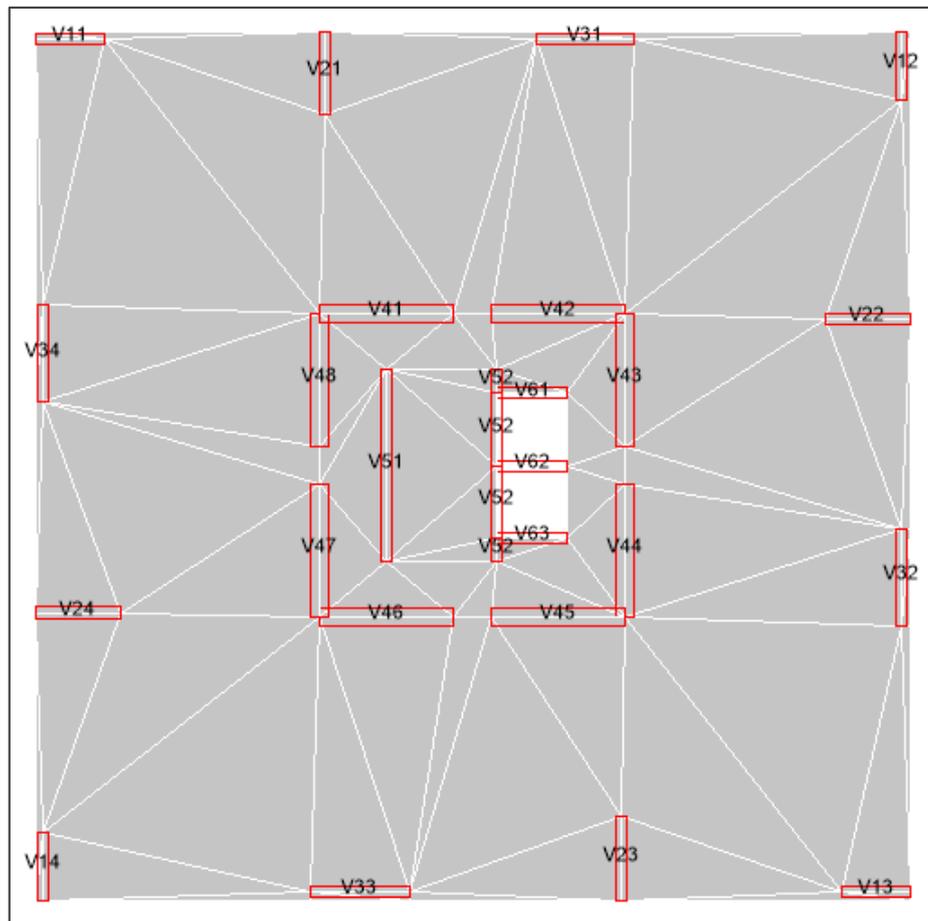
Les règles RPA99/version 2003 ont pour but de fixer les normes de conception et de calcul des constructions en zone sismique, pour des ouvrages courants. Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Les objectifs du ferraillement sont la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

VI.2 Ferraillements des voiles

VI.2.1 Identification des voiles

Pour faciliter l'identification des voiles et exploitation des résultats obtenus par logiciel ces derniers seront distingués suivant leurs longueurs en plusieurs types, cette classification se fera comme suit :



FigureVI.1 Identification des voiles.

V_{ij} :

- i : indice de type.
- j : numéro du voile.

VI.2.2 Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions à prendre en compte sont les suivantes :

Selon le BAEL 91 :

- ELU : $1.35G + 1.5Q$
- ELS : $G + Q$

Selon le RPA 99 :

- $G + Q + E$
- $0.8G + E$

VI.2.3 Ferrailages verticales

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprenne les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions suivantes :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures d'ont le pourcentage minimal est de 0.2% de la section horizontal du béton tendue.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets dans la partie supérieure, toutes les autres barres n'auront pas de crochets la jonction se fera par recouvrement.
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15cm (le ferrailage doit être symétrique en raison de changement en termes de moment).
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité du voile, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

VI.2.4 Ferrailages horizontales

Le ferrailage horizontal sera disposées perpendiculairement à la face du voile, les barres doivent être munies de crochets de 135° et auront une longueur de $10\varnothing$.

Dans le cas où il existe des talons de rigidité les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage.

VI.2.5 Règles communes

- Les pourcentages minimaux des armatures verticales et horizontales est donné comme suit : Globalement dans la section du voile 0.15%
En zone courante 0.1%
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min (1.5e ; 30\text{cm})$$

Avec : e représente l'épaisseur du voile.

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles aux mètres carré.
- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Les diamètres des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devraient pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40 \emptyset pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possibles.

20 \emptyset pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons de charges.

Méthodes de calcul

La méthode utilisée pour le calcul des armatures verticales des voiles est la méthode des contraintes, cette méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\bullet \quad \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{|M| V}{I} \quad [1]$$

$$\bullet \quad \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{|M| V'}{I} \quad [2]$$

Avec :

- N : effort normal sur le voile.
- A : section du voile.
- M : moment fléchissant suivant la plus grande inertie.
- I : moment d'inertie du voile.
- V, V' : distance de la fibre la plus éloignée sachant que $V = V' = L/2$.

Après quelque modification des deux formules [1] et [2] on obtient :

$$\bullet \quad \sigma_1 = \frac{N}{el} + \frac{|M| 6}{el}$$

$$\bullet \quad \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{|M| 6}{el}$$

On distinguera trois cas :

- Section entièrement comprimée : si $\sigma_1 \leq 0$ (SEC)
- Section entièrement tendue : si $\sigma_2 \geq 0$ (SET)
- Section partiellement comprimée (ou tendue) si $\sigma_1 \times \sigma_2 \leq 0$ (SPT ou SPC)

Pour **SPT** :

- $L_t = \frac{|\sigma_1|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} \times h$
- $A_s = \frac{\sigma_1 \times L_t}{2} \times e \times \frac{\gamma_s}{f_e}$

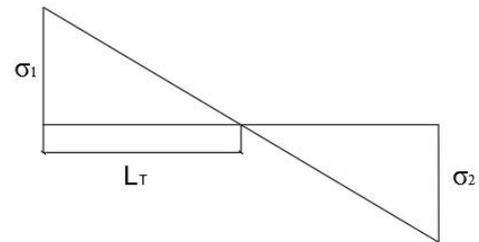


Figure VI.2 Section partiellement tendue.

Pour **SET** :

- $L_t = L$
- $A_s = \frac{\sigma_1 \times e \times L \times \gamma_s}{f_e}$

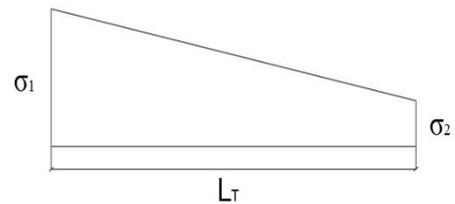


Figure VI.3 Section entièrement tendue.

Pour **SEC** :

- $L_t = L$
- A_s : si $(|N| - f_{bu} \cdot e \cdot L) \leq 0$
 $A_s = A_{min}$
 Si $(|N| - f_{bu} \cdot e \cdot L) \geq 0$
 $A_s = (|N| - f_{bu} \cdot e \cdot L) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$

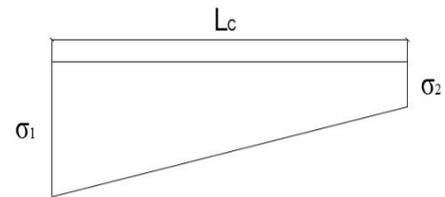


Figure VI.4 Section entièrement comprimée.

Pour le ferrailage horizontal :

$$\frac{A_t}{e \times s_t} \leq \frac{\tau}{\frac{f_e}{\gamma_s} (\cos\theta + \sin\theta) \times 0.9}$$

Exemple de calcul

Dans notre calcul nous allons travailler avec une densité de ferrailage (ρ_v ; ρ_h), c'est à partir de cette densité qu'on déterminera la quantité d'acier pour une section donnée du voile puis on généralise pour toute la section du voile.

Ces étapes seront suivies pour les deux types de ferrillages verticaux et horizontaux.

Pour l'acier verticale : $\rho_v = \frac{A_s}{e \times L_t}$ (%)

Pour l'acier horizontale : $\rho_h = \frac{A_t}{e \times s_t}$ (%)

Ex : voile type 3 palier I

- Acier verticale :

$e = 30\text{cm}$; $L = 270\text{cm}$; $L_t = 84\text{cm}$

À l'aide de notre outils de calcul (Excel) on tire la densité maximal du ferrailage verticale du voile qui a pour valeur $\rho_v = 0.77$

Tableau VI.1 Données du voile V₃₃.

palier	voile	Load	e(m)	L(m)	cas	L _t (m)	τ(MPA)	A _s (cm ²)	ρ _v (%)	σ(kn)	ρ _h (%)
1	V33	08GE MAX	0.3	2.7	SPT	0.84	1.669	19.28	0.77	7658	0.34

Pour une section $a = 30\text{cm} \times 10\text{cm}$

$$A_s = \frac{\rho_v \times e \times l}{100} = \frac{0.77 \times 30 \times 10}{100} = 2.31\text{cm}^2$$

On prend deux barres de **T20** qu'on étale sur le dixième de la longueur totale ($L/10 = 270/10 = 30\text{ cm}$) ce qui nous fais **3T20×2** espacés de **10cm**.

Pour le reste de la partie tendue ($l = 84 - 30 = 54\text{cm}$) avec un espacement de 20cm on obtient un nombre de deux barres pour cela on choisit du **T14**.

Ce qui nous donne pour cette longueur tendue une section composée de **(3T20×2 esp 10cm) + (2T14×2 esp 20cm)** d'où $A_{s\text{-calculée}} = 25\text{cm}^2$.

$$A_{s\text{-calculée}} = 25\text{cm}^2 \geq A_s = 19.28\text{cm}^2$$

- Acier horizontale :

Pour une section $a = 30\text{cm} \times 10\text{cm}$

$$A_t = \frac{\rho_h \times e \times l}{100} = \frac{0.34 \times 30 \times 10}{100} = 1.02\text{cm}^2$$

On prend deux barres de T10 chaque 10cm ce qui nous donne un ferrailage de (T10×2 esp 10cm)

D'où pour les voiles type III du palier I on adaptera le ferrailage suivant :

Pour le ferrailage vertical :

- Extrémité du voile :
2× (3T20×2) Esp 10cm
- Partie courante :
6T14×2 Esp 20cm

Pour le ferrailage horizontal :

T10×2 Esp 10cm

VI.2.6 vérifications

- Vérification au cisaillement :
Pour les armatures horizontales il faut vérifier que $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$

$$\frac{\bar{V}}{e \times d} \leq 0.2 \times f_{c28}$$

$$\begin{aligned} e &= 30\text{cm} \\ L &= 270\text{cm} \\ d &= 0.9 \times L \\ \bar{V} &= 1.4 \times T \end{aligned}$$

$$1.669 \text{ MPa} \leq 5 \text{ MPa}$$

D'où la condition est vérifiée.

- Vérification à la compression du béton :

$$\text{Pour les armatures verticales il faut vérifier que } \sigma_1 = \frac{N}{el} + \frac{|M|}{el} \leq 0.6 f_{c28}$$

$$7.658 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa}$$

Le tableau suivant résume le ferrailage des voiles dans les différents paliers :

Tableau VI.2 Ferrailages des voiles.

Palier	type	e (m)	L (m)	Lt (m)	As (cm ²)	pv max (%)	Nombre de barres		As pour lt	pv utilisé (%)	ph (%)	Ferrailage horizontal
							Extrémité du voile	partie courante du voile				
1	1	0.3	1.9	1.9	53.01	0.93	2×(3T20×2) Esp 10cm	6T14×2 Esp 20cm	56.16	0.98	0.29	T10×2 Esp 10cm
	2	0.3	2.4	0.82	14.67	0.6	2×(3T16×2) Esp 10cm	9T12×2 Esp 20cm	25.82	1.04	0.26	T10×2 Esp 10cm
	3	0.3	2.7	0.84	19.28	0.77	2×(3T20×2) Esp 10cm	10T14×2 Esp 20cm	25	0.99	0.34	T10×2 Esp 10cm
	4	0.5	3.68	3.68	442.99	2.41	2×(5T25×3) +8 T25 Esp 10cm	(24T25×3) Esp 10cm	485.99	2.64	0.74	T16×3 Esp 10cm
	5	0.3	5.3	2.59	95.71	1.23	2×(5T25×2) Esp 10cm	T20×2 Esp 20cm	118.21	1.52	0.44	T10×3 Esp 10cm
	6	0.3	1.93	1.47	58.31	1.32	2×(3T25×2) Esp 10cm	12T20×2 Esp 20cm	60.87	1.38	0.29	T10×2 Esp 10cm
2	1	0.3	1.9	1.9	7.4	0.13	2×(3T10×2) esp 10cm	5 T10×2 esp 20cm	17.27	0.30	0.16	T10×2 Esp 10cm
	2	0.3	2.4	0.75	3.59	0.16	2×(3T10×2) esp 10cm	8 T10×2 esp 20cm	21.98	0.97	0.22	T10×2 Esp 10cm
	3	0.3	2.7	0.35	0.51	0.05	2×(3T10×2) esp 10cm	9 T10×2 esp 20cm	23.55	2.24	0.14	T10×2 Esp 10cm
	4	0.5	3.68	2.53	174.34	1.38	2×(5T25×3) + 8 T25 Esp 10cm	12 T20×3 Esp 15cm	187.16	1.48	0.71	T16×3 Esp 10cm
	5	0.3	5.3	2.6	35	0.45	2×(5T14×2) Esp 10cm	23T10×2 Esp 20cm	43.97	0.56	0.35	T10×2 Esp 10cm
	6	0.3	1.93	1.13	15.9	0.47	2× (3T14×2) Esp 10cm	6T10×2 Esp 20cm	22.3	0.65	0.16	T10×2 Esp 10cm

3	1	0.3	1.9	0.32	0.63	0.07	2×(3T10×2) Esp 10cm	5T10×2 Esp 20cm	17.27	1.79	0.16	T10×2 Esp 10cm
	2	0.3	2.4	0.75	3.59	0.16	2×(3T10×2) Esp 10cm	8T10×2 Esp 20cm	21.98	0.98	0.22	T10×2 Esp 10cm
	3	0.3	2.7	0.35	0.51	0.05	2×(3T10×2) Esp 10cm	9T10×2 Esp 20cm	23.55	2.24	0.14	T10×2 Esp 10cm
	4	0.5	3.68	2.33	65.59	0.56	2×(5T20×3) + 8 T20 Esp 10cm	11T16×2 Esp 20cm	88.48	0.76	0.51	T10×3 Esp 10cm
	5	0.3	5.3	2.37	12.81	0.18	2×(5T10×2) Esp 10cm	20T10×2 Esp 20cm	47.1	0.66	0.2	T10×2 Esp 10cm
	6	0.3	1.93	0.94	4.07	0.14	2×(3T10×2) Esp 10cm	5T10×2 Esp 20cm	17.27	0.61	0.1	T10×2 Esp 10cm
4	1	0.3	1.9	0.78	7.32	0.31	2×(3T14×2) Esp 10cm	6T10×2 Esp 20cm	12.37	0.52	0.19	T10×2 Esp 10cm
	2	0.3	2.4	1.12	14.66	0.43	2×(3T14×2) Esp 10cm	9T10×2 Esp 20cm	20.03	0.59	0.3	T10×2 Esp 10cm
	3	0.3	2.7	1.12	4.91	0.15	2×(3T10×2) Esp 10cm	9T10×2 Esp 20cm	23.55	0.7	0.13	T10×2 Esp 10cm
	4	0.5	3.68	1.94	28.75	0.3	2×(5T16×2) + 6 T16 Esp 10cm	11T12×2 Esp 20cm	31.42	0.32	0.34	T12×3 Esp 10cm
	5	0.3	5.3	2.85	7.77	0.09	2×(5T10×2) Esp 10cm	20T10×2 Esp 20cm	55.7	0.65	0.13	T10×2 Esp 10cm
	6	0.3	1.93	1.12	3.56	0.11	2×(3T10×2) Esp 10cm	5T10×2 Esp 20cm	17.27	0.51	0.08	T10×2 Esp 10cm

VI.3 Ferrailage des dalles

Pour permettre une étude complète et détaillé des dalles nous avons utilisé le logiciel SAFE, c'est un outil de conception ultime il intègre tous les aspects du processus de conception techniques dans un environnement simple et intuitif, son option d'importation du logiciel ETABS permet une importation complète des efforts appliqués sur la dalle

VI.3.1 méthodologie du travail

Après avoir modélise notre bâtiment dans le logiciel ETABS on exporte les résultats de ce dernier (chargements ; réactions) vers le logiciel SAFE.

La modélisation des dalles dans le logiciel SAFE se fera par palier, chaque palier sera représenté par une dalle.

Pour chaque dalle on déterminera les moments sollicitant dans les deux directions (M_{xx} ; M_{yy}) ainsi que l'effort de cisaillement Pour mieux exploiter les résultats on adoptera une échelle propre au logiciel SAFE qui vas de (-60 ; 120) KN.m/ml

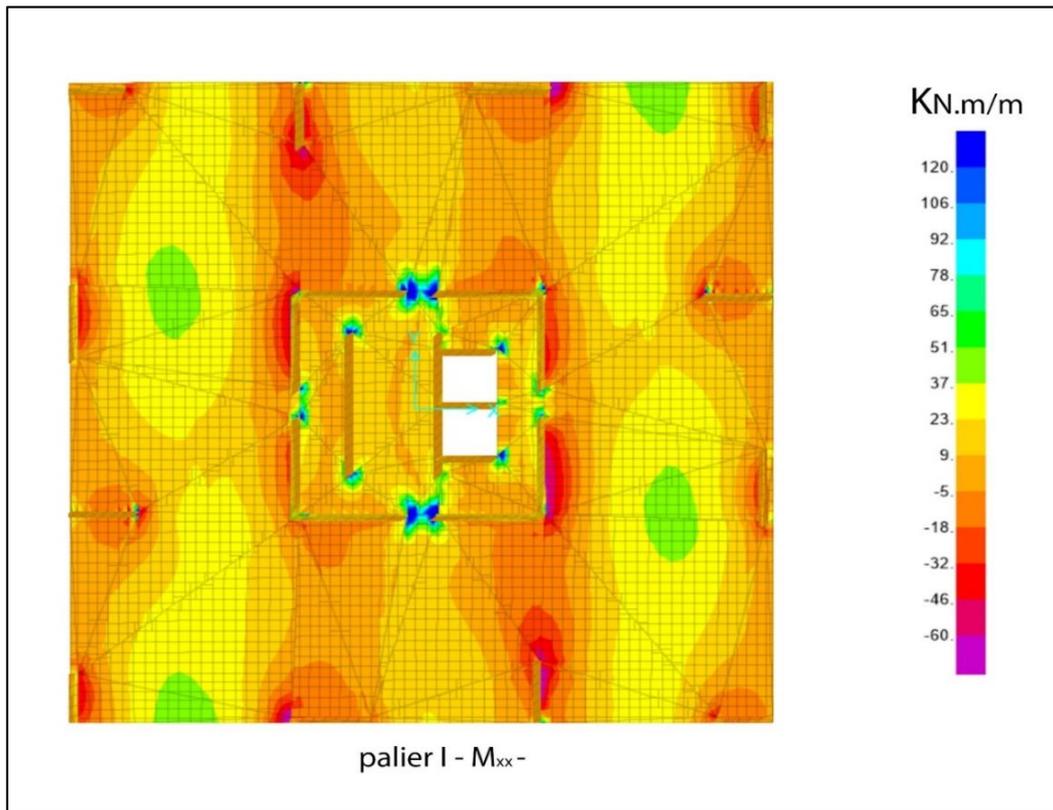


Figure VI.5 Moment fléchissant suivant la direction (x) dans le palier I.

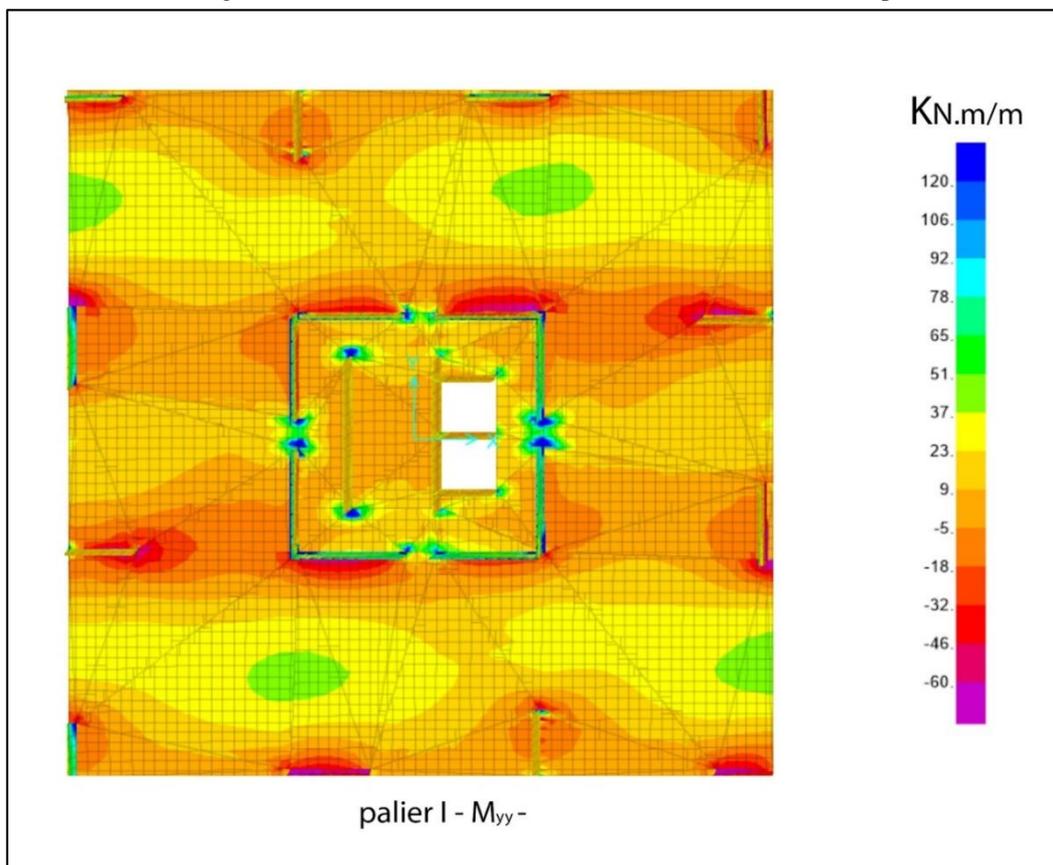


Figure VI.6 Moment fléchissant suivant la direction (y) dans le palier I.

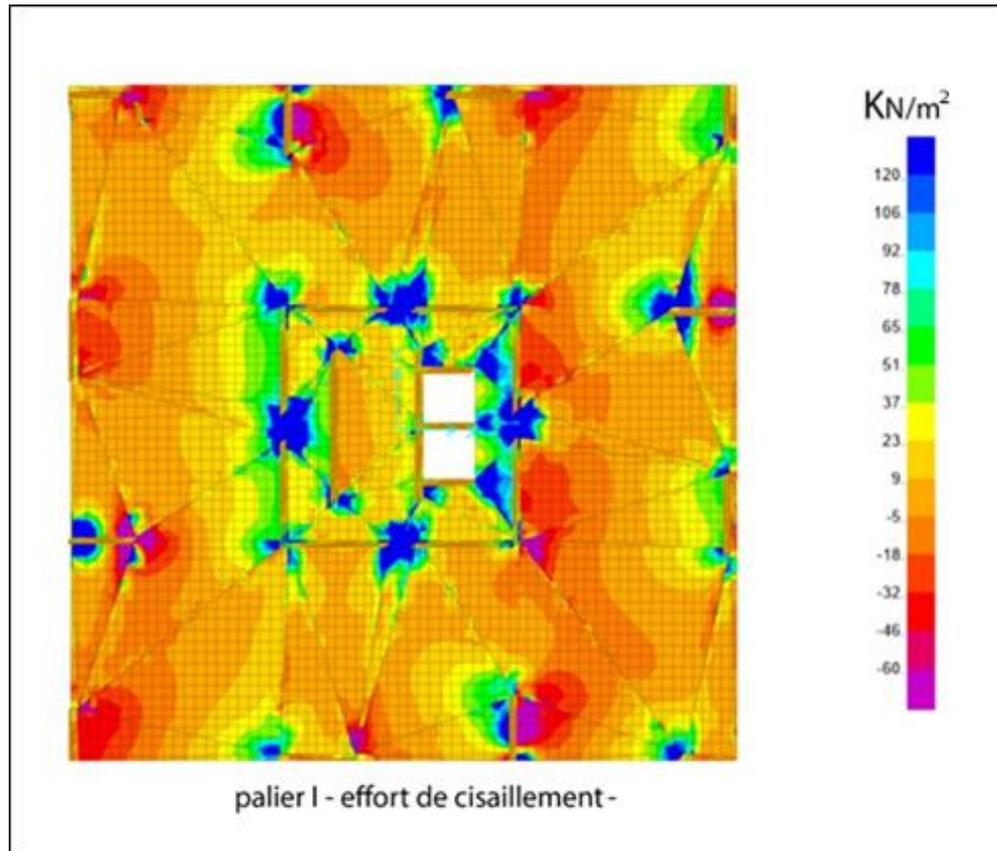


Figure VI.7 Effort de cisaillement dans le palier I.

IV.3.2 Vérification de l'effort de cisaillement

Pour le palier I l'effort de cisaillement max égale à 120 KN/m² il est inférieur à $0.2f_c28 = 5 \text{ MPA}$ d'où la condition est vérifiée.

IV.3.3 Ferrailage

Le ferrailage des dalles diffère d'une zone à une autre, là où il y'a une concentration de contraintes par exemple dans les extrémités des voiles (figure IV.5) on adopte un ferrailage uniforme partout est on doit renforcer les zones à forte concentration de contraintes.

Après analyse des résultats obtenus du logiciel SAFE pour les parties renforcés nous avons choisis les ferrailages suivant :

- **T12 esp 10cm + T10 esp 15cm**
Avec un moment résistant de **108.7 KN.m**

Et pour les parties courantes le ferrailage utilisé est :

- **T12 esp 15cm**
Avec un moment résistant de **55.13 KN.m**

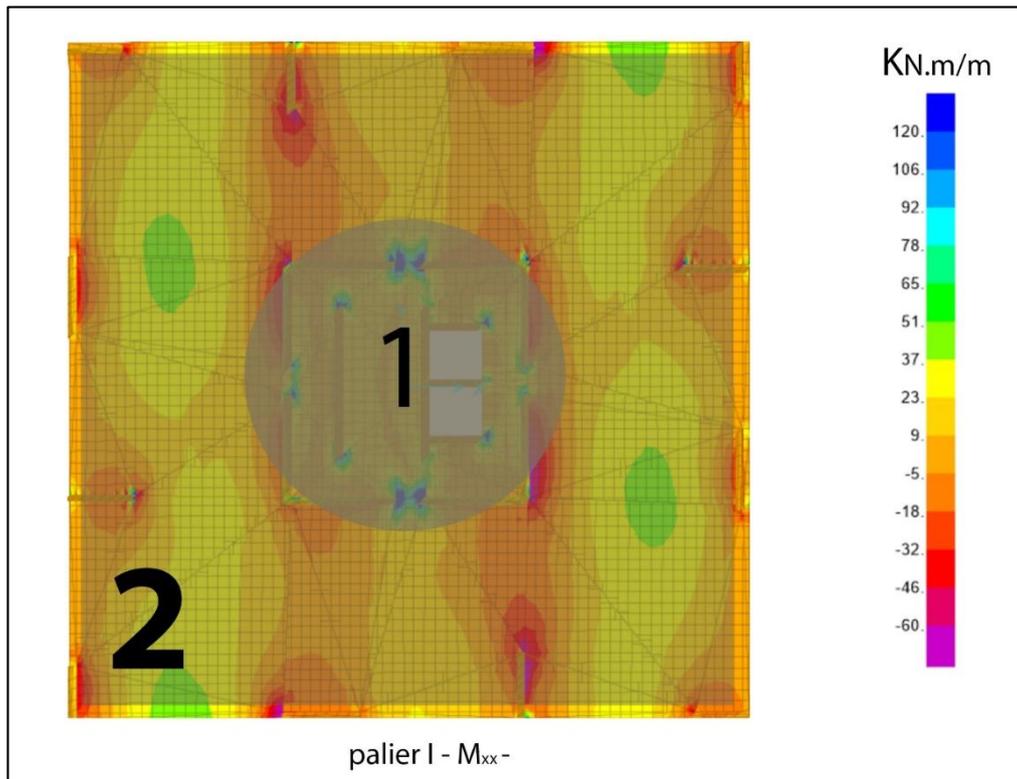


Figure VI.8 Zones de ferrailage pour le palier I suivant le moment M_{xx} .

Zone 1 : ferrailages renforcés T12 esp 10cm + T10 esp 15cm.

Zone 2 : ferrailages normale T12 esp 15cm.

IV.4 plans de ferrailages

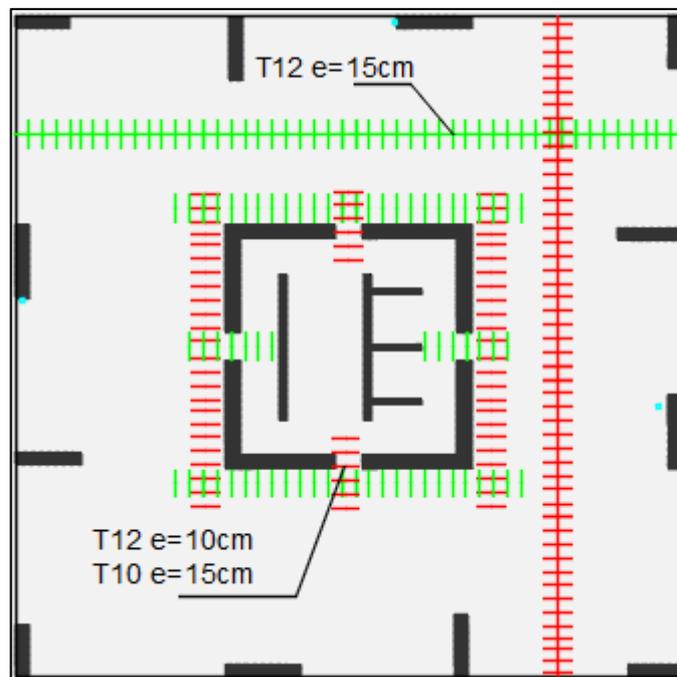


Figure VI.9 Plan de ferrailage de la dalle du palier I.

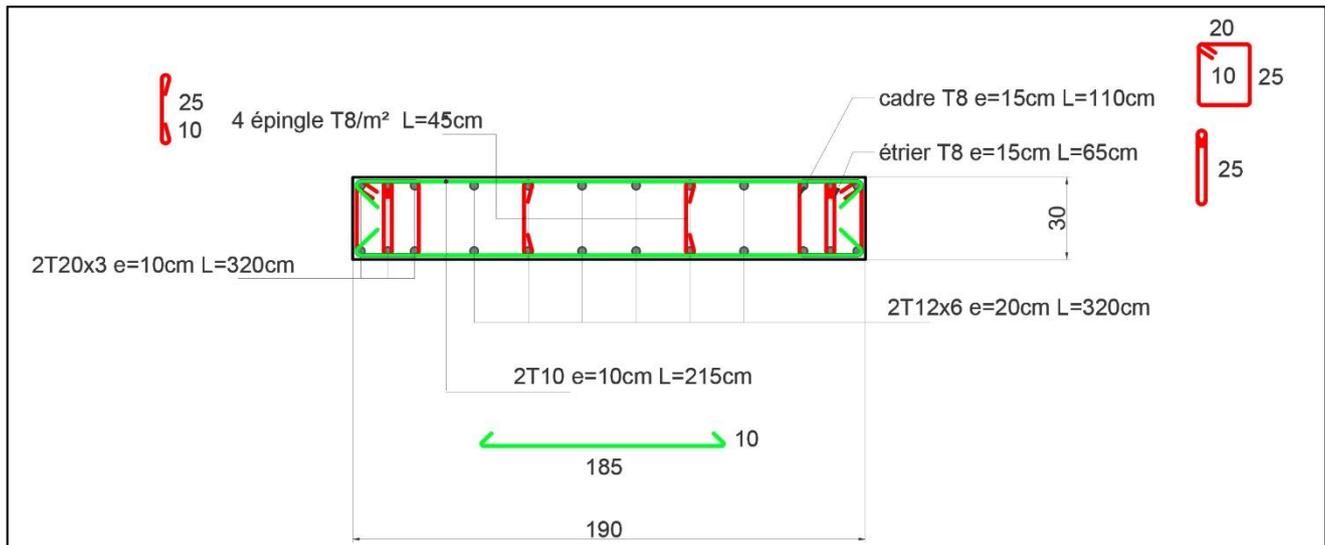


Figure VI.10 Plan de ferrailage des voiles type 1 du palier I.

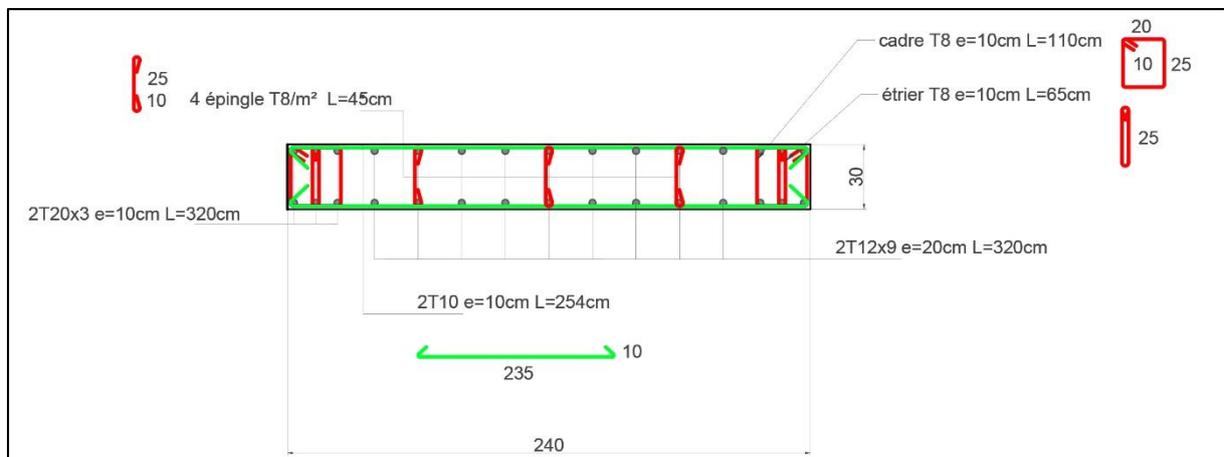


Figure VI.11 Plan de ferrailage des voiles type 2 du palier I.



Figure VI.12 Plan de ferrailage des voiles type 3 du palier I.

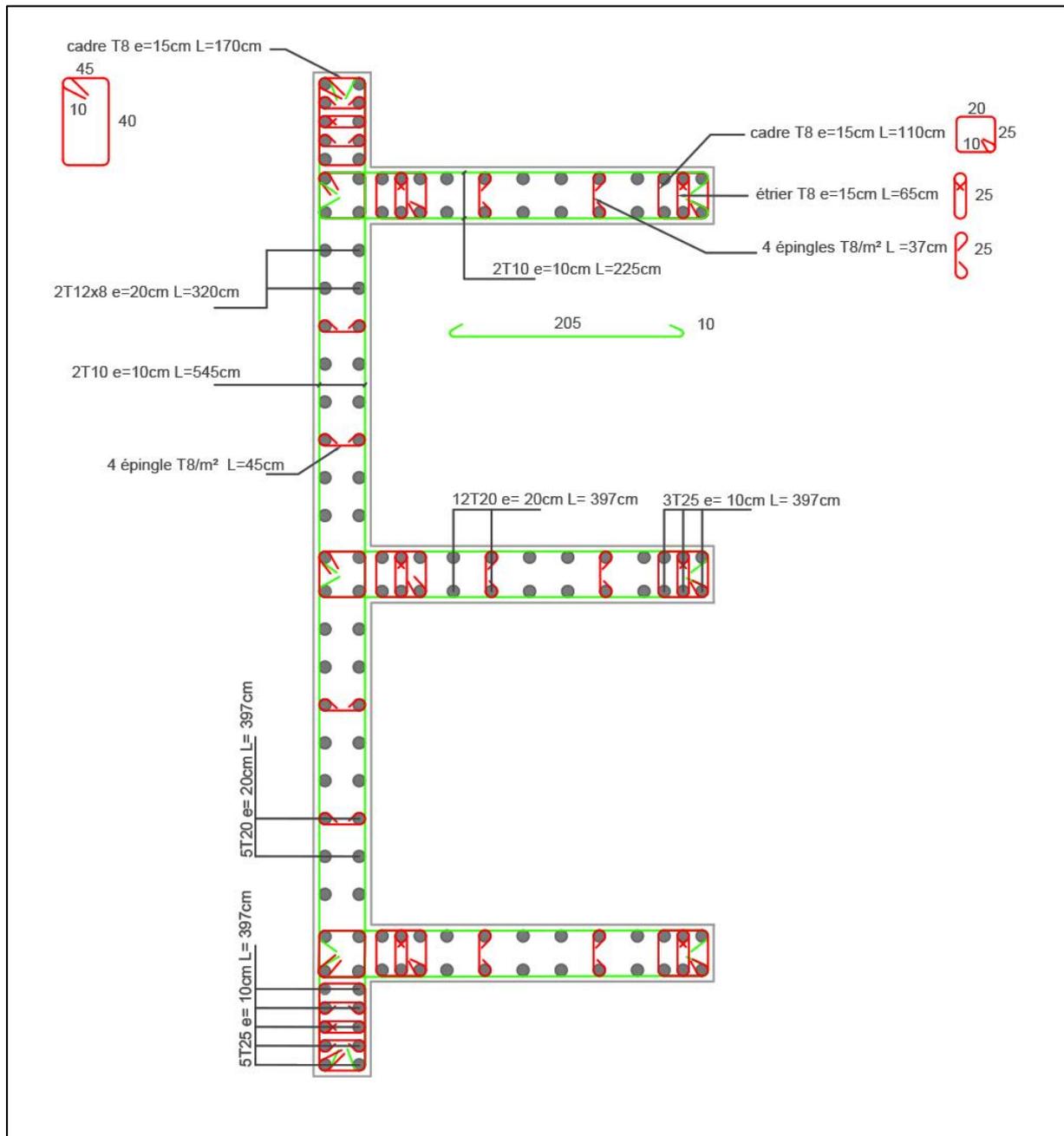


Figure VI.13 Plan de ferrailages des voiles de type 5 et 6 du palier I.

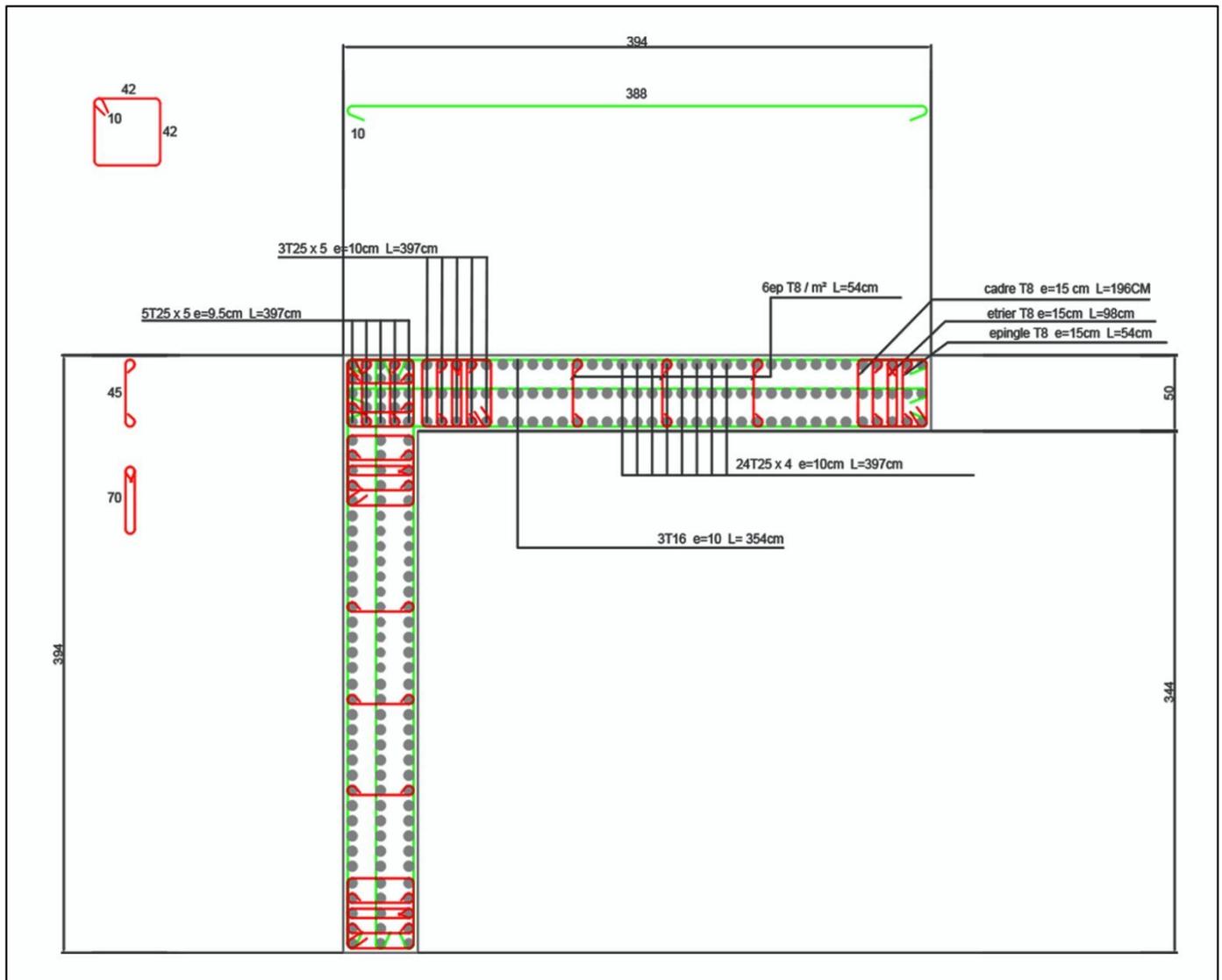


Figure VI.14 Plan de ferrailage du voile type 4 u palier I.

VI.5 Infrastructure

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir : Le poids propre, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.

Le choix du type de fondation dépend de :

- Le type d'ouvrage à construire.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Dans notre projet le types de fondation adopté est une fondation superficiel de type **radier générale**

VI.6 Conclusion

Les éléments structuraux participent à la stabilité de la structure vis-à-vis du poids propre et des sollicitations extérieures (Charges d'exploitation, séisme, vent...).

Leur dimensionnement a été fait conformément aux différents règlements de calcul (RPA99/03, CBA 93, BAEL...).

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude constitue l'aboutissement de trois années de formation à l'école national polytechnique, il reporte le travail de plusieurs mois de dure labeur, il représente l'illustration de l'ensemble de connaissances acquises au cours de notre parcours, il nous a permis de mieux couler dans le bain du génie civil et de faire face au différentes contraintes du métier.

Il nous a permis de s'adapter aux différents règlements en vigueur, s'harmoniser avec les différentes méthodes de calculs et de s'accoutumer avec l'outil informatique qui représente une clé indispensable pour la modélisation de l'ouvrages et la garantie des résultats obtenue.

Durant notre avancement on a noté que l'étude dynamique de la structure était la partie la plus crucial du projet, la détermination du comportement de celle-ci suivant les différents modes propres de vibration, ces déplacements et les efforts sur chaque élément nous renseigne sur l'état, la stabilité, et l'allure de cette dernière suivant les sollicitations horizontales.

Ce travail n'est qu'une contribution dont nous espérons qu'il sera d'une grande utilité pour promotions futurs

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Règlements et ouvrage

- [1] D.T.R-B.C.2.48 : Règles Parasismique Algériennes (RPA 99/ version 2003).C.G.S.
- [2] CBA93 : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé. C.G.S.
- [3] BAEL91 : Béton armé aux états limite.
- [4] D.T.R-B.C.2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitations.
- [5] RNV99 (Règles neige et vent), 1999. Groupe de coordination des textes techniques.

Cours / PFE / Articles

- [7] Cours de béton armé de l'Ecole Nationale Polytechnique, Dr BOUTEMEUR
- [8] Cours de techniques de recherches et de communications de l'Ecole Nationale Polytechnique, Pr KETTAB.
- [9] M. Mohamed Lotfi SAADA : projet de fin d'étude/ Etude d'un bâtiment R+12+2SS à usage d'habitation. 16 Juin 2016.
- [10] M. Nabil CHELABI, M. Matinassa ZIANE : projet de fin d'étude / Etude d'un bâtiment R + 9 + 2ES + SS sur fondations profondes
- [11] Critère Dynamique, Mécanique De La Rupture, Mr Bui

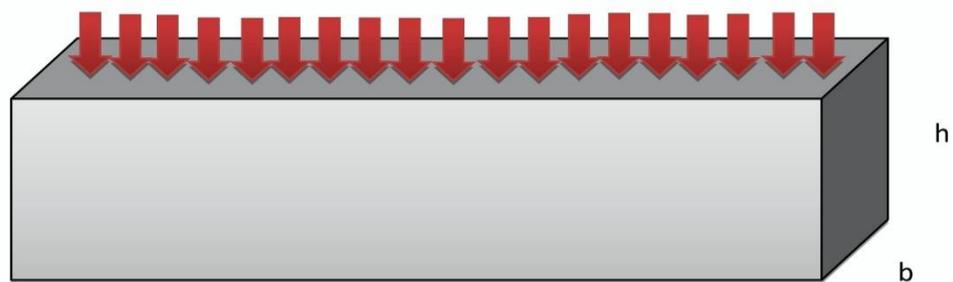
Logiciels

- [12] AUTOCAD 2017
- [13] ETABS 9.74
- [14] SAFE V12
- [15] RDM 6
- [16] Microsoft office 2016

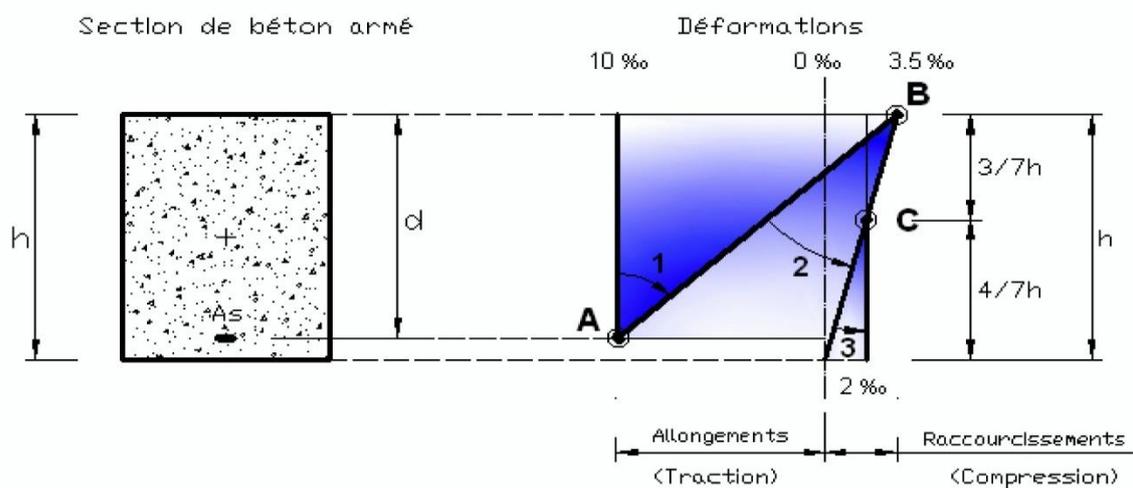
ANNEXE

Flexion Simple

section rectangulaire



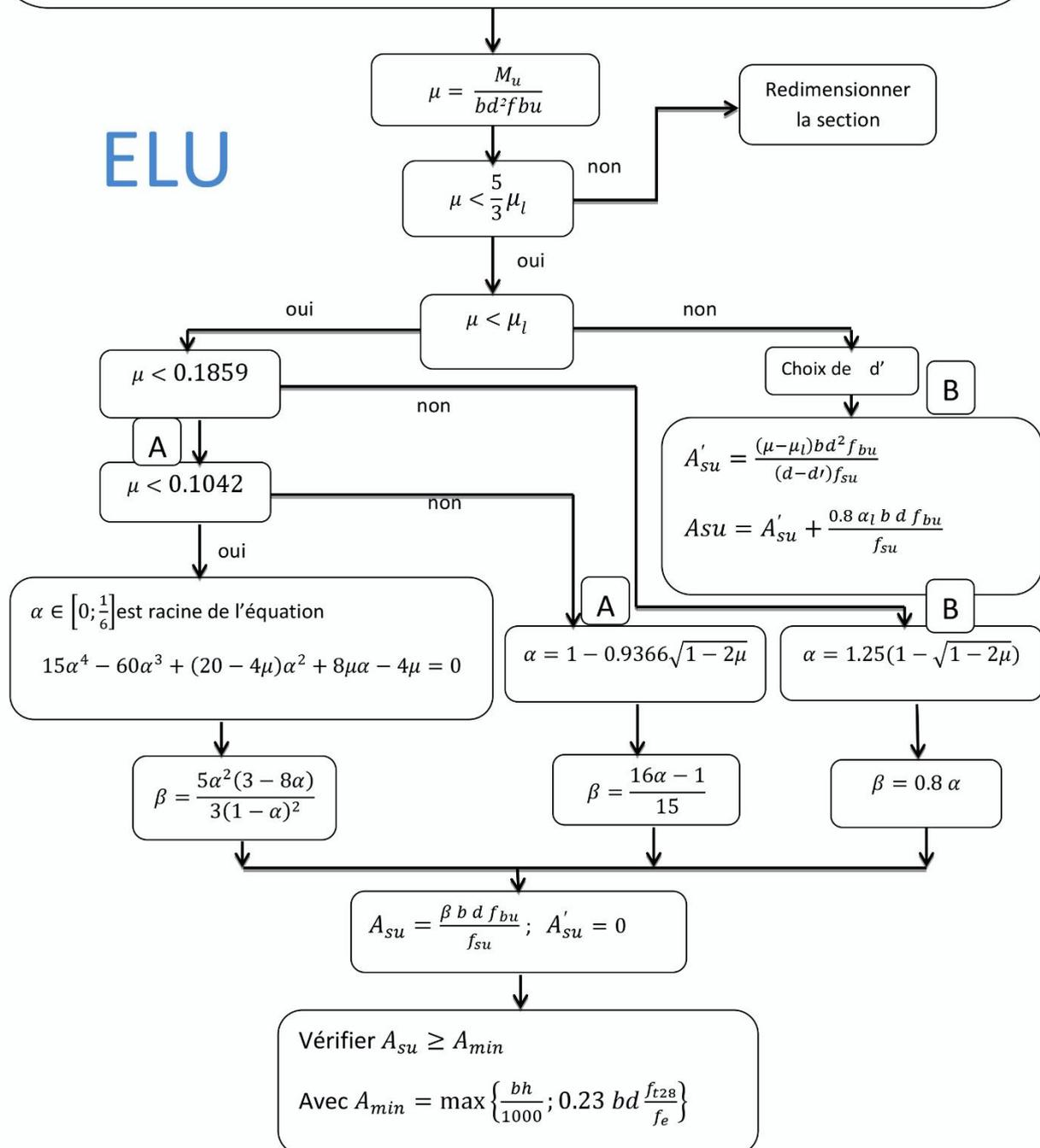
Les pivots



Organigramme Flexion Simple

M_u ; h ; b ; $d = 0.9 h$; $d' = 0.11 d$; $\gamma_s = 1.15$; $\gamma_b = 1.5$; f_{c28} ; f_e ;
 $\theta = \begin{cases} 1 & \text{si } t > 24 h \\ 0.9 & \text{si } 1 h \leq t \leq 24 h \\ 0.85 & \text{si } t < 1 h \end{cases}$ Est en fonction de la durée (t) d'application des combinaisons d'action
 $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$; $f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$; $E = 2.1 \times 10^5 MPa$; $\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E} (0/00)$; $\alpha_l = \frac{7}{7+2\varepsilon_l}$;
 $\mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l)$

ELU



Flexion simple à l'E.L.S d'une section rectangulaire

$$M_{ser}; h; b; d=0.9h; d'=0.11d; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \begin{cases} f_e & \text{pour FPP} \\ \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max \left(\frac{f_e}{2}, 110 \sqrt{1.6 f_{t28}} \right) \right\} & \text{pour FP} \\ \min \left\{ \frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} & \text{pour FTP} \end{cases}$$

$$\delta = \frac{d'}{d}; \mu_1 = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}}; \alpha = \frac{y}{d}; \alpha_s = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}}; \mu_s = \frac{\alpha_s^2 (1 - \frac{\alpha_s}{3})}{30 (1 - \alpha_s)}$$

Oui

$$\mu_1 \leq \mu_s$$

non

 α_1 Racine unique $\in [0,1]$

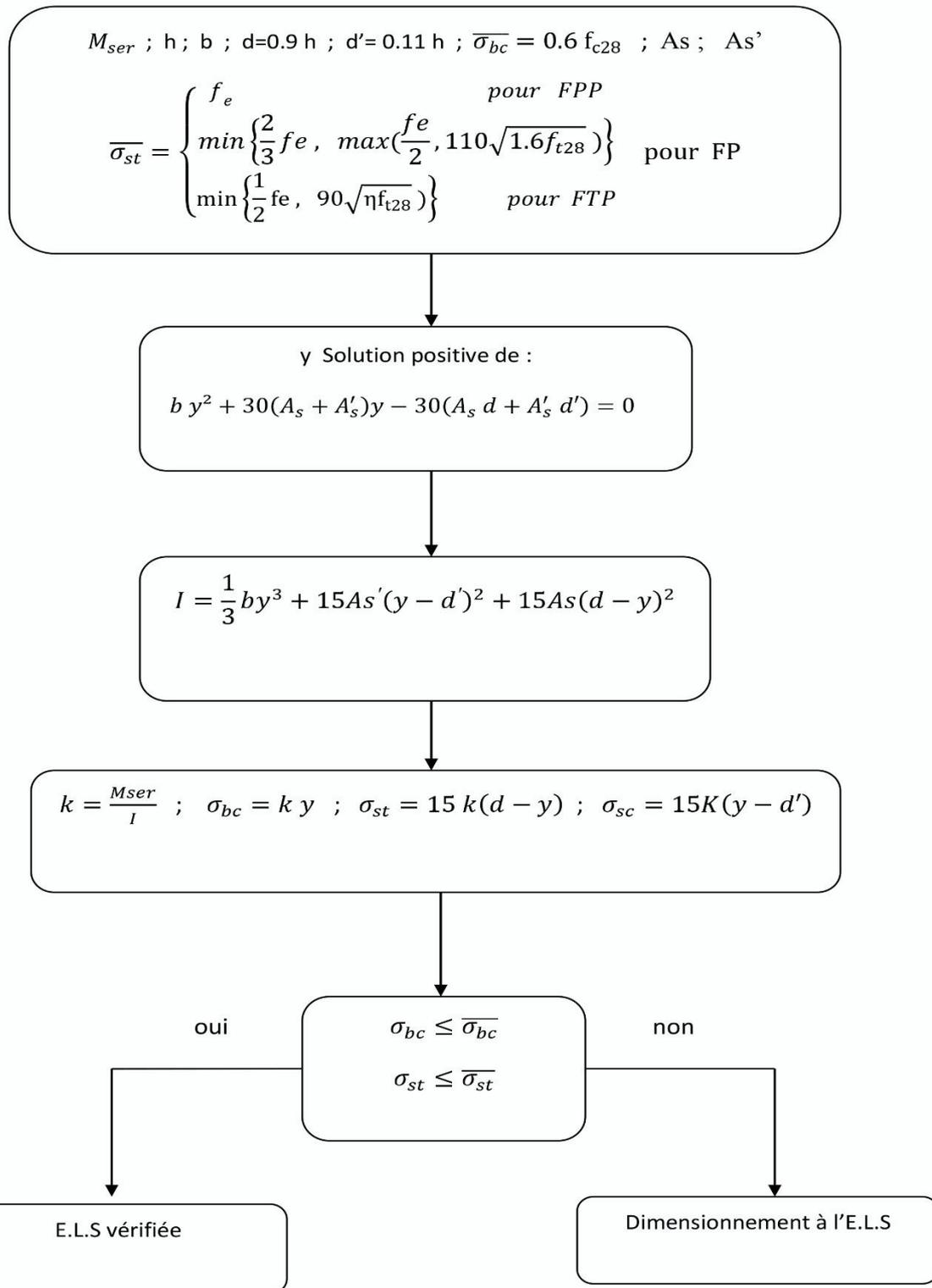
$$\alpha_1^3 - 3\alpha_1^2 - 90\mu_1\alpha_1 + 90\mu_1 = 0$$

$$A'_s = 0 \quad \text{et} \quad A_s = \frac{\alpha_1^2}{30(1 - \alpha_1)} b d$$

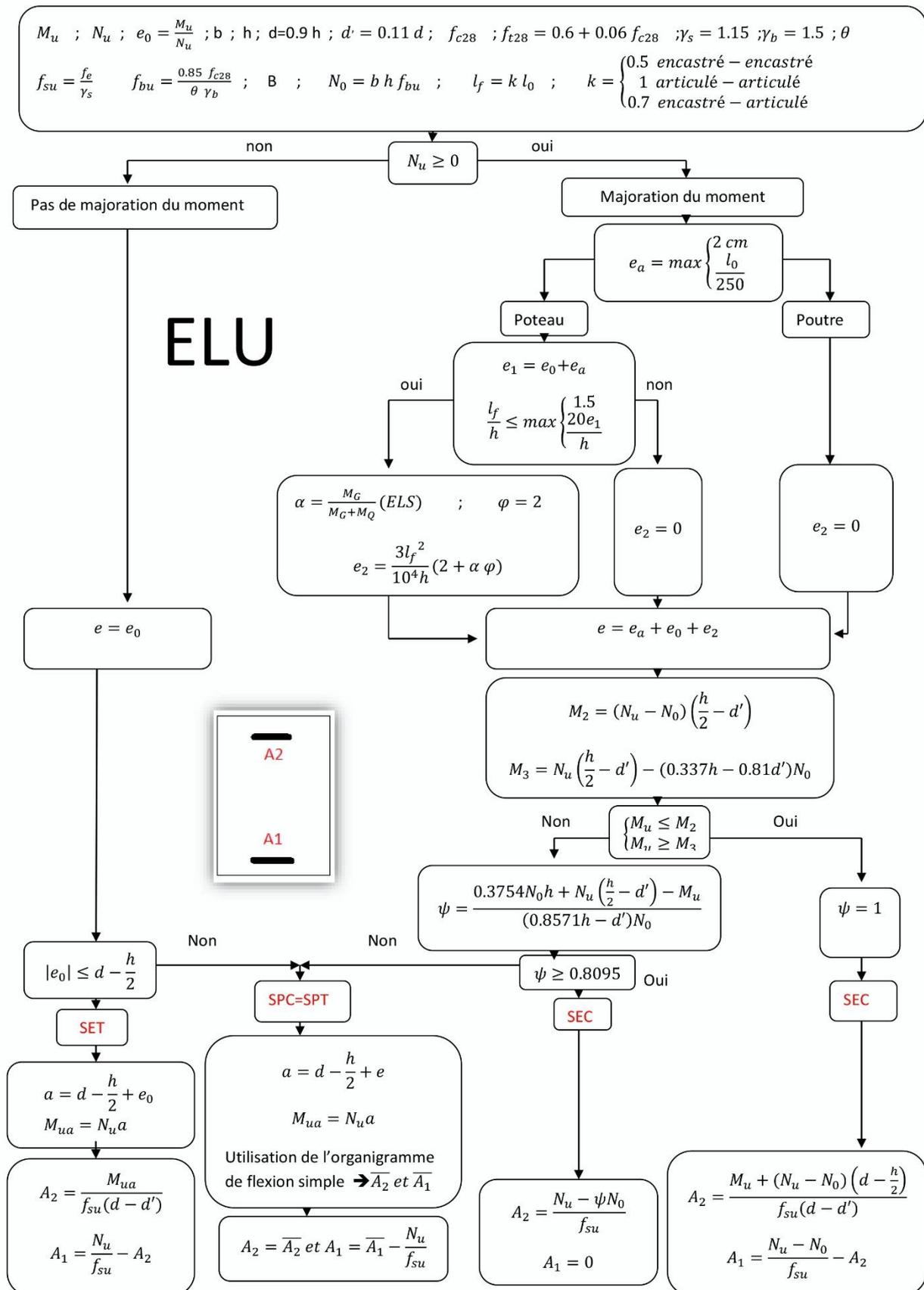
$$A'_s = \frac{(\mu_1 - \mu_s)(1 - \alpha_s)}{(\alpha_s - \delta)(1 - \delta)} b d$$

$$A_s = \frac{30(1 - \alpha_s)(\mu_1 - \mu_s) + \alpha_s^2(1 - \delta)}{30(1 - \alpha_s)(1 - \delta)} b d$$

Vérification à E.L.S



Organigramme Flexion Composé



Remarque :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bu}} < \mu_{bc} = 0.8 \frac{h}{d} \left(1 - 0.4 \frac{h}{d}\right)$$

SEC

Non

Oui

SPC

Section minimal

SET

$$A_{min} = B \frac{f_{t28}}{f_e}$$

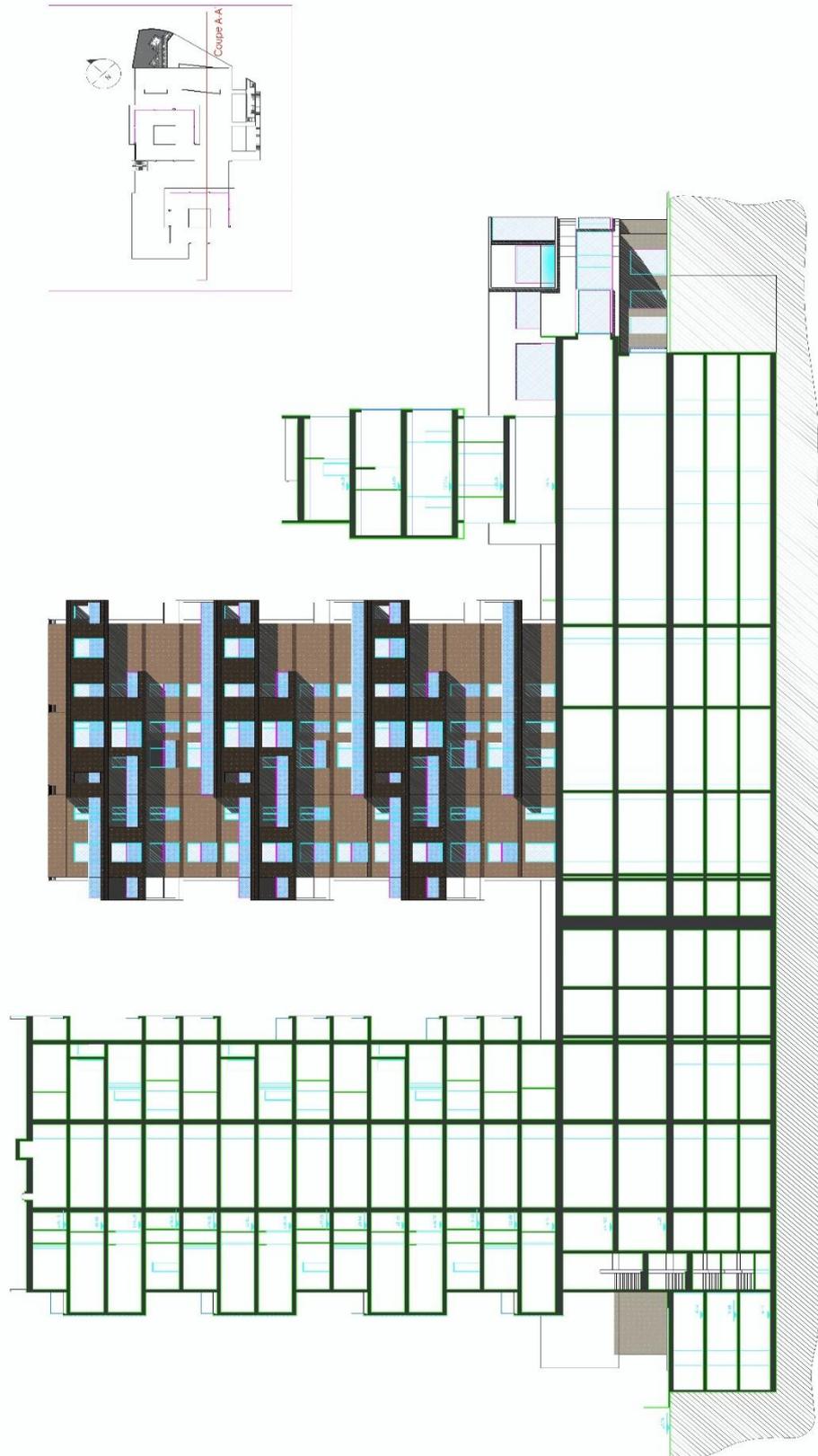
SPC=SPT

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b d \frac{e_0 - 0.45 d}{e_0 - 0.185 d}$$

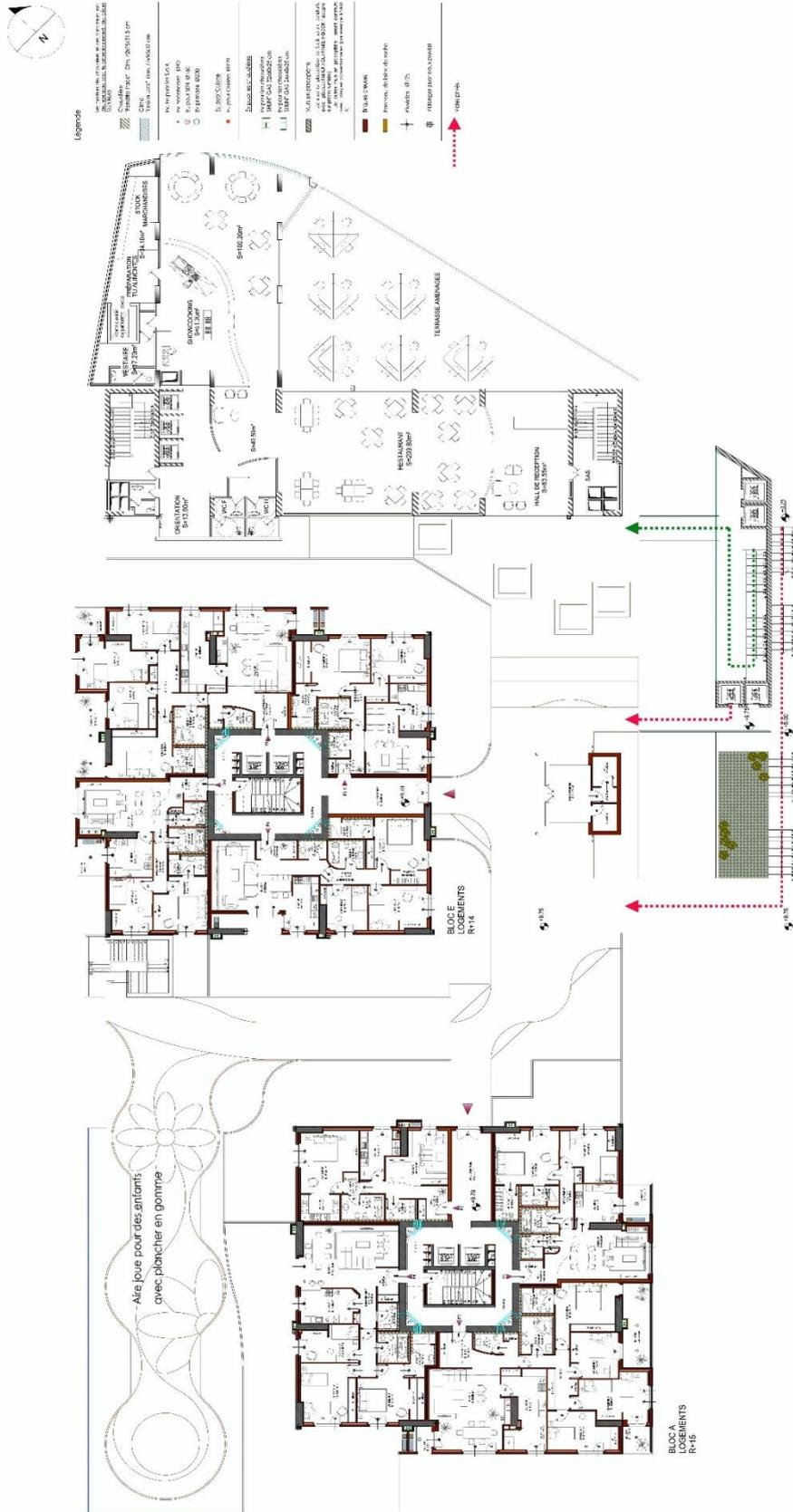
$$\text{Avec } e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$$



Disposition Des Différents Bâtiments Du Projet



Coupe Verticale De l'Ensemble Du Projet



Plan De l'Esplanade 2^{eme} Etage



Plan Du Sous-Sol 3



Plan De L'étage Courant