

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la
Recherche Scientifique



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Ecole Nationale Polytechnique

Département du génie civil

Mémoire du Projet de Fin d'Etudes d'Ingénieur

Thème

Etude d'un bâtiment R + 9 + 2ES + SS
sur fondations profondes

Présenté par :

M. Nabil CHELABI

M. Matinassa ZIANE

Dirigé par :

M. R. BOUTEMEUR

Proposé par :

COSIDAP كوسيدار
Entreprise de construction

Résumé

L'objectif de notre travail est l'étude d'un bâtiment constitué de 9 étages, un rez-de-chaussée, 2 entresols et un sous-sol, en béton armé à usage d'habitation et bureaux, implanté dans une zone à forte sismicité. Le bâtiment est de forme irrégulière, il se caractérise par son ossature constituée uniquement par des voiles linéaires.

Pour mener à bien l'étude, la modélisation de la structure de ce bâtiment a été effectuée à l'aide d'un logiciel de calcul aux éléments finis Robot, ce type de modélisation permet l'analyse modale et le calcul de l'ouvrage.

L'étude de l'infrastructure a abouti à des fondations profondes (pieux) suite à la faible portance du sol d'assise.

Mots clés : Béton armé, voile, étude sismique, Robot, capacité portante, fondations profondes, pieux.

ملخص

الهدف من هذا العمل هو دراسة منشأة من الخرسانة المسلحة تتكون من طابق ارضي و 9 طوابق و طابق تحت ارضي و طابقين بينين ذات استعمال سكني و مكثبي مبنى في منطقة ذات نشاط زلزالي قوي. البناية ذات شكل غير منتظم, يتميز بمنشأة مقاومة تتكون فقط من جدران من الاسمنت المسلح.

تصور المنشأة و دراستها الحركية انجزت بواسطة البرنامج Robot . دراسة البنية التحتية أدت بنا إلى اعتماد أساسات عميقة (أعمدة تحتية) نظرا لضعف تحمل التربة.

كلمات مفتاحية: الخرسانة المسلحة, جدار, دراسة زلزالية, تحمل التربة, أساسات عميقة, أعمدة تحتية.

Abstract

The objective of our work is the study of a building made up of 9 stages, a ground floor, 2 mezzanines and a basement, out of reinforced concrete of use of dwelling and offices, located a zone with strong seismicity. The building is of irregular form, it is characterized by its framework only made up by linear veils.

To conclude the study, the modeling of the structure of this building was carried out using computation software to the finite elements Robot, this type of modeling allows the modal analysis and the calculation of the work.

The study of the infrastructure led to deep foundations (piles) following the weak bearing pressure of the ground of base.

Key words: Reinforced concrete, veil, seismic study, Robot, bearing capacity, deep foundations, pile.

Remerciements

Toute notre gratitude, grâce et remerciement vont à Dieu le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté de finir ce travail à temps.

Nous exprimons nos sincères remerciements à toutes les personnes qui de près ou de loin, de par leurs actes ou conseils, ont contribué à la réalisation de ce projet.

Nous tenons à remercier en particulier :

Notre promoteur, M. R. BOUTEMEUR, pour nous avoir suivi tout au long de notre travail, et nous avoir permis de le mener à bien.

Notre chef de département, M^{me} R. KETTAB, et M^{me} SID, pour nous avoir facilité les contacts avec COSIDER.

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

Tout le personnel de l'ENP et de COSIDER construction.

Toute la promotion 2011 de l'ENP.

Dédicaces

En signe de respect et de reconnaissance, je dédie ce modeste travail à :

Mes très chers parents ;

Mes frères ;

Et tous mes amis.

Nabil CHELABI

A ceux à qui cela fera plaisir, je dédie ce travail.

Matinassa ZIANE

Table de Matières

Introduction générale

Chapitre I : Présentation du projet

I.1. Introduction	2
I.2. Présentation du bâtiment	2
I.2.1. Dimensions	3
I.2.1.1. Dimensions en plan	3
I.2.1.2. Dimensions en élévation.....	4
I.2.2. Système structural	5
I.2.3. Planchers	6
I.2.4. Maçonnerie	6
I.2.5. Revêtements	6
I.2.6. Acrotère	6
I.2.7. Garde-corps	6
I.2.8. Escaliers.....	6
I.3. Caractéristiques des matériaux	7
I.3.1. Béton	7
I.3.1.1. Dosage	7
I.3.1.2. Résistance à la compression	7
I.3.1.3. Résistance à la traction	7
I.3.1.4. Contraintes limites	7
I.3.2. Acier.....	8
I.4. Caractéristiques du sol d'assise.....	9
I.5. Nature du site d'implantation du bâtiment.....	9

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charges

II.1. Introduction	10
II.2. Pré dimensionnement des planchers	10
II.2.1. Condition de résistance au feu	10
II.2.2. Isolation phonique	11
II.2.3. Limitation de flèche	11
II.3. Pré dimensionnement des voiles	11
II.4. Evaluation des charges	12
II.4.1. Plancher terrasse	12
II.4.2. Plancher étage courant	13
II.4.3. Balcon	13
II.4.4. Mur double cloison	13
II.4.5. Mur cloison unique	14
II.4.6. Mur décoratif.....	14
II.4.7. Escalier.....	14
II.4.7.1. Paillasse	14
II.4.7.2. Palier.....	14

II.5. Descente de charges	15
II.5.1. Voiles parallèles à l'axe Ox	17
II.5.2. Voiles parallèles à l'axe Oy	18

Chapitre III : Dimensionnement des éléments non structuraux

III.1. Introduction	20
III.2. Murs décoratifs	20
III.2.1. Evaluation des sollicitations de calcul	21
III.2.2. Calcul du ferrailage	21
III.2.3. Vérification au cisaillement	22
III.2.4. Composante horizontale de la charge sismique	22
III.3. Acrotères.....	23
III.3.1. Acrotère 1	23
III.3.1.1. Evaluation des sollicitations de calcul	24
III.3.1.2. Calcul du ferrailage.....	24
III.3.1.3. Vérification au cisaillement	24
III.3.1.4. Composante horizontale de la charge sismique	24
III.3.2. Acrotère 2	25
III.3.2.1. Evaluation des sollicitations de calcul	25
III.3.2.2. Calcul du ferrailage.....	26
III.3.2.3. Vérification au cisaillement	26
III.3.2.4. Composante horizontale de la charge sismique	26
III.4. Gardes corps	27
III.4.1. Evaluation des sollicitations de calcul	27
III.4.2. Calcul du ferrailage	28
III.4.3. Vérification au cisaillement.....	28
III.4.4. Composante horizontale de la charge sismique	28
III.5. Escaliers.....	29
III.5.1. Pré dimensionnement.....	29
III.5.1.1. Hauteur et largeur des marches h et g.....	29
III.5.1.2. Largeur de l'escalier.....	30
III.5.1.3. Epaisseur des escaliers	30
III.5.2. Calculs	30
III.5.2.1. Volée A	31
III.5.2.2. Volées B et B'	32
III.5.2.3. Palier	33
III.5.2. Ferrailage de l'escalier.....	35
III.6. Balcons	36
III.6.1. Combinaison des charges	36
III.6.2. Sollicitations de calcul	36
III.6.3. Calcul du ferrailage	36
III.6.4. Vérification au cisaillement.....	37
III.7. Planchers.....	37
III.7.1. Dalle appuyée sur trois côtés	38

III.7.1.1. Evaluation des charges.....	38
III.7.1.2. Sollicitations de calcul	38
III.7.1.3. Calcul du ferrailage.....	39
III.7.1.4. Vérification au cisaillement	39
III.7.2. Dalle appuyée sur quatre côtés	40
III.7.2.1. $l_x/l_y > 0.4$	40
III.7.2.2. $l_x/l_y < 0.4$	42
III.7.3. Ferrailage réel.....	43
III.7.4. Schéma de ferrailage des planchers	44

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction	45
IV.2. Méthodes de calcul.....	45
IV.2.1. Présentation de la méthode modale spectrale	46
IV.2.2. Nombre de modes à considérer	46
IV.2.2. Combinaison du mouvement sismique.....	46
IV.2.2.1. Combinaison réponses modales.....	46
IV.2.2.2. Combinaisons des composantes du mouvement sismique	47
IV.3. Analyse modale	47
IV.3.1. Caractéristiques de la structure relativement à l'étude dynamique	47
IV.3.2. Modélisation de la structure	48
IV.3.3. Résultats et observations de l'analyse modale	49
IV.2.4. Vérification de la période de vibration.....	49
IV.2.5. Spectre de réponse de calcul.....	54
IV.4. Analyse sismique.....	55
IV.4.1. Combinaisons de charges	55
IV.4.2. Caractéristiques géométriques	55
IV.4.3. Distribution de l'effort sismique sur les différents niveaux	56
IV.4.4. Vérification de la résultante des forces sismiques.....	56
IV.5. Vérification de la stabilité au renversement.....	57
IV.6. Justification vis à vis de l'effet P- Δ	57

Chapitre V : Ferrailage des éléments principaux

V.1. Introduction	60
V.2. Distribution de l'effort sismique sur les différents voiles	61
V.2.1. Détermination des coordonnées du centre de gravité (G).....	61
V.2.2. Détermination des coordonnées du centre de torsion (C)	62
V.2.3. Calcul des excentricités	63
V.2.4. Calcul du coefficient de rigidité à la torsion J_0	64
V.2.5. Distribution des efforts	64
V.3. Ferrailage des voiles	65
V.3.1. Ferrailage vertical	66
V.3.2. Ferrailage horizontal.....	68
V.3.3. Ferrailage du linteau	70

Chapitre VI : Fondaion

VI.1. Introduction	72
VI.2. Fondations radier général	72
VI.2.1. Combinaisons de charges	72
VI.2.2. Caractéristiques géométriques du radier	73
VI.2.2.1. Surface	73
VI.2.2.2. Centre de gravité	73
VI.2.2.3. Moments d'inertie	73
VI.2.2.4. Epaisseur du radier	73
VI.2.3. Vérifications du radier	74
VI.2.3.1. Vérification au poinçonnement	74
VI.2.3.2. Vérification aux sous pressions	75
VI.2.3.3. Vérification des contraintes	75
VI.3. Fondations sur pieux	78
VI.3.1. Répartition des pieux	78
VI.3.2. Capacité portante des pieux	79
VI.3.2.1. Capacité portante latérale des pieux	79
VI.3.2.2. Capacité portante en pointe des pieux	79
VI.3.2.3. Charges admissibles des pieux	80
VI.3.3. Sollicitations et vérification des pieux	81
VI.3.3.1. Combinaisons d'actions	81
VI.3.3.2. Calcul sous chargement statique	81
VI.3.3.3. Calcul sous chargement sismique	83
VI.3.3.4. Vérification de l'effet poireau	84
VI.3.4. Ferrailage des pieux	86
VI.3.4.1. Modélisation des pieux	86
VI.3.4.2. Calcul des raideurs	86
VI.3.4.3. Ferrailage longitudinal	88
VI.3.4.4. Ferrailage transversal	88
VI.3.4.5. Dimensionnement tête de pieu	90
VI.3.4.6. Vérification des contraintes du béton des têtes de pieux	90
VI.3.4.7. Ferrailage des têtes de pieux	91
VI.4. Comparaison entre les 2 types de fondations	92

Conclusion générale

Bibliographie

ANNEXES

- Annexe A : Plans du bâtiment
- Annexe B : Rapport du sol
- Annexe C : Descentes de charges
- Annexe D : Résultats Robot de l'analyse modale

Liste de figures

Chapitre I : Présentation du projet

Fig. I.1. Plan de situation.....	2
Fig. I.2. Plan de masse	3
Fig. I.3. Plan du premier entresol	4
Fig. I.4. Façade postérieure	4
Fig. I.5. Coupe A-A.....	4
Fig. I.6. Sous-sol.....	5
Fig. I.7. 2 ^{ème} entresol	5
Fig. I.8. 1 ^{er} entresol.....	5
Fig. I.9. RDC et étages courants	5
Fig. I.10. Brique creuse	5
Fig. I.11. Diagramme contraintes-déformations du béton.....	8
Fig. I.12. Diagramme contraintes-déformations de l'acier.....	9

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charges

Fig. II.1. Coupe de voile en élévation	11
Fig. II.2. Coupe de voile en plan	12
Fig. II.3. Disposition des différents voiles	16

Chapitre III : Dimensionnement des éléments non structuraux

Fig. III.1. Détails et modélisation du mur décoratif	21
Fig. III.2. Dimensions pour le calcul du ferrailage du mur décoratif.....	21
Fig. III.3. Ferrailage du mur décoratif.....	23
Fig. III.4. Détails et modélisation de l'acrotère 1	24
Fig. III.5. Dimensions pour le calcul du ferrailage de l'acrotère 1	24
Fig. III.6. Ferrailage de l'acrotère 1	25
Fig. III.7. Détails et modélisation de l'acrotère 2	25
Fig. III.8. Dimensions pour le calcul du ferrailage de l'acrotère 2	26
Fig. III.9. Ferrailage de l'acrotère 2	27
Fig. III.10. Détails et modélisation du garde corps	27
Fig. III.11. Dimensions pour le calcul du ferrailage du garde corps	28
Fig. III.12. Ferrailage du garde corps	28
Fig. III.13. Vue en 3D de l'escalier	28
Fig. III.14. Dimensions de l'escalier	30
Fig. III.15. Schéma statique de la volée A	31
Fig. III.16. Schéma statique des volées B et B'	32
Fig. III.17. Schéma statique du palier.....	34
Fig. III.18. Schéma de ferrailage de la volée A.....	35
Fig. III.19. Schéma de ferrailage des volées B et B'	35
Fig. III.20. Schéma de ferrailage du palier	35
Fig. III.21. Schéma statique du balcon.....	36
Fig. III.22. Schéma de ferrailage du balcon	37

Fig. III.23. Dimensions de la dalle appuyée sur 3 côtés	38
Fig. III.24. Dimensions de la dalle appuyée sur 4 côtés (1)	40
Fig. III.25. Dimensions de la dalle appuyée sur 4 côtés (2)	42
Fig. III.26. Schéma statique de la poutre de calcul	42
Fig. III.26. Schéma de ferrailage du plancher	44

Chapitre IV : Etude dynamique

Fig. IV.1. Modèle 3D de la structure	48
Fig. IV.2. Représentation du mode 1	50
Fig. IV.3. Représentation du mode 2	51
Fig. IV.4. Représentation du mode 3	52
Fig. IV.5. Représentation du mode 4	53
Fig. IV.6. Spectre de réponse de calcul	54

Chapitre V : Ferrailage des éléments principaux

Fig. V.1. Vue en 3D du sous-sol	60
Fig. V.2. Vue en 3D du RDC	60
Fig. V.3. Plan de ferrailage d'un voile du groupe 7	69
Fig. V.4. Schéma de ferrailage du linteau	71

Chapitre VI : Fondaion

Fig. VI.1. Répartition des pieux	78
Fig. VI.2. Sol mobilisé par un pieu	85
Fig. VI.4. Modèle d'un pieu Ø90 et L = 12 m.....	85
Fig. VI.5. Principe de ferrailage d'un pieu Ø50 (élévation et coupe)	89
Fig. VI.6. Disposition des armatures des têtes de pieux.....	91

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation du projet

Tab. I.1. Résistance à la compression du béton à j jours	7
--	---

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charges

Tab. II.1. Charges dues au plancher terrasse	13
Tab. II.2. Charges dues au plancher étage courant	13
Tab. II.3. Charges dues au balcon	13
Tab. II.4. Charge permanente due au mur double cloison.....	13
Tab. II.5. Charge permanente due au mur cloison unique.....	14
Tab. II.6. Charge permanente due au mur décoratif.....	14
Tab. II.7. Charges dues à la paillasse	14
Tab. II.8. Charges dues palier.....	14
Tab. II.9. Règle de dégression adoptée.....	15
Tab. II.10. Descente de charges du voile E_3	17
Tab. II.11. Descente de charges des voiles parallèles à O_x	18
Tab. II.12. Descente de charges du voile $VIII_2$	19
Tab. II.13. Descente de charges des voiles parallèles à O_y	19
Tab. II.14. Comparaison des descentes de charges	19

Chapitre III : Dimensionnement des éléments non structuraux

Tab. III.1. Actions et sollicitations agissant sur le mur décoratif.....	21
Tab. III.2. Résultats du calcul du ferrailage du mur décoratif.....	22
Tab. III.3. Actions et sollicitations agissant sur l'acrotère 1	24
Tab. III.4. Résultats du calcul du ferrailage de l'acrotère 1	24
Tab. III.5. Actions et sollicitations agissant sur l'acrotère 2	26
Tab. III.6. Résultats du calcul du ferrailage de l'acrotère 2	26
Tab. III.7. Actions et sollicitations agissant sur le garde corps	27
Tab. III.8. Résultats du calcul du ferrailage du garde corps.....	28
Tab. III.9. hauteur et largeur des marches	29
Tab. III.10. Combinaison des charges de la volée A.....	31
Tab. III.11. Diagrammes des efforts de la volée A	31
Tab. III.12. Résultats du calcul du ferrailage de la volée A	32
Tab. III.13. Combinaison des charges des volées B et B'	32
Tab. III.14. Diagrammes des efforts des volées B et B'	33
Tab. III.15. Résultats du calcul du ferrailage des volées B et B'	33
Tab. III.16. Combinaison des charges du palier	33
Tab. III.17. Diagrammes des efforts du palier.....	34
Tab. III.18. Résultats du calcul du ferrailage du palier	34
Tab. III.19. Combinaison des charges du balcon	36
Tab. III.20. Diagrammes des efforts du balcon	36
Tab. III.21. Résultats du calcul du ferrailage du balcon.....	37
Tab. III.22. Charges et surcharges sur la dalle appuyée sur 3 côtés	38

Tab. III.23. Sollicitations de calcul pour la dalle appuyée sur 3 côtés	39
Tab. III.24. Ferrailage de la dalle appuyée sur 3 côtés	39
Tab. III.25. Vérification de la dalle appuyée sur 3 côtés au cisaillement.....	39
Tab. III.26. Charges revenant à la dalle appuyée sur 4 côtés (1)	40
Tab. III.27. Sollicitations de calcul pour la dalle appuyée sur 4 côtés (1)	41
Tab. III.28. Ferrailage de la dalle appuyée sur 4 côtés (1)	41
Tab. III.29. Vérification de la dalle appuyée sur 4 côtés (1) au cisaillement	42
Tab. III.30. Combinaison des charges appuyée sur 4 côtés (2).....	42
Tab. III.31. Diagrammes des efforts de la poutre de calcul	43
Tab. III.32. Résultats du calcul du ferrailage de la poutre de calcul	43

Chapitre IV : Etude dynamique

Tab. IV.1. Résultats de l'analyse modale	49
Tab. IV.2. Valeurs du spectre de réponse.....	55
Tab. IV.3. Caractéristiques géométriques	56
Tab. IV.4. Distribution de l'effort sismique	56
Tab. IV.5. Vérification de la résultante des forces sismiques	57
Tab. IV.6. Vérification de la stabilité au renversement.....	57
Tab. IV.7. Détails des déplacements du bâtiment	58
Tab. IV.8. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	59

Chapitre V : Ferrailage des éléments principaux

Tab. V.1. Centre de gravité partie I	62
Tab. V.2. Centre de torsion partie I	63
Tab. V.3. Calcul des excentricités	63
Tab. V.4. Coefficients de rigidité à la torsion J_{θ}	64
Tab. V.5. Distribution des efforts partie I	65
Tab. V.6. Distribution des efforts partie II	65
Tab. V.7. Groupes de voiles	66
Tab. V.8. Ferrailage Vertical.....	67
Tab. V.9. Ferrailage horizontal	69

Chapitre VI : Fondaion

Tab. VI.1. Efforts à la base de la structure	72
Tab. VI.2. Estimation du coût engendré par l'augmentation de la surface du radier	77
Tab. VI.3. Types de pieux par appuis.....	78
Tab. VI.4. Caractéristiques des pieux aux états limites.....	81
Tab. VI.5. Vérification des sections des pieux sous chargement statique	82
Tab. VI.6. Vérification des sections des pieux sous chargement sismique	84
Tab. VI.7. Raideurs horizontales et verticales des pieux	87
Tab. VI.8. Sollicitations - Armatures longitudinales.....	88
Tab. VI.9. Sollicitations - Armatures transversales.....	89
Tab. VI.10. Détails de calcul des ferrailages des têtes de pieux	91
Tab. VI.11. Comparaison entre les coûts des matériaux	92

Introduction générale

« Il est bon que la préoccupation parasismique soit intégrée dès les premières phases de la conception du projet, au même titre que l'étanchéité ou l'isolation. Cette approche doit devenir un réflexe, et la réglementation un aiguillon. »

Auteur inconnu.

Notre formation d'ingénieur étant achevée, dans le but de mettre en pratique nos acquis et d'acquérir une expérience dans le domaine de l'étude et la conception des bâtiments, nous avons choisi comme thème de notre mémoire, l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation qui fait partie d'un projet exécutée par l'entreprise COSIDER.

L'implantation d'un ouvrage quelconque nécessite de prendre en compte la sismicité de la région mais surtout de procéder à une étude de sol sérieuse permettant de dresser avec une bonne précision la coupe géologique et les caractéristiques des différentes couches. La qualité du sol joue un rôle important et c'est pourquoi, entre autres, le roc dur en place est à choisir plutôt qu'un remblai artificiel ou un terrain meuble, trop souvent gorgé d'eau, et dès lors susceptible de se liquéfier sous l'effet des vibrations, et de devenir en quelques instants incapables de soutenir un bâti quelconque, et dans ce cas, on doit construire sur pieux ou puits par exemple.

Notre travail se subdivisera en trois parties principales :

Dans la première partie, nous présenterons d'abord l'ouvrage, ses constituants et les matériaux de construction. Puis, nous procéderont au pré dimensionnement des éléments ainsi qu'à l'établissement des descentes de charges. Enfin, nous calculerons les ferraillages des différents éléments non structuraux.

La deuxième partie aura pour objectif la détermination des ferraillages des éléments principaux, pour y arriver, nous effectueront d'abord une analyse dynamique en réalisant un modèle 3D à l'aide d'un logiciel de calcul (Robot), puis nous achèverons cette partie dudit ferraillage.

Et enfin dans la troisième et dernière partie, nous aborderons l'étude des fondations dont nous exposerons deux variantes, des fondations superficielles en radier général et des fondations profondes en pieux.

Présentation du projet

I.1. Introduction

Dans le cadre du logement social participatif, l'OPGI de Dar El Beida a choisi l'entreprise COSIDER en sa filiale de construction pour la réalisation de 800 logements à Soudania, Alger.

Le projet se compose de :

- 19 bâtiments tours SS+2ES+R+9
- 7 bâtiments SS+2ES+R+5

SS+2ES+R+N (sous-sol + 2 entresols + rez-de-chaussée + N étages)

I.2. Présentation du bâtiment

L'ouvrage qui va faire objet de notre étude fait partie du projet sus-dénotmé, c'est une tour SS+2ES+R+9 à usage de bureaux et d'habitation (Fig. I.2.).

- Vides sanitaires au sous-sol.
- 2 logements et des bureaux aux entresols.
- Des logements à partir du rez-de-chaussée jusqu'au neuvième étage à raison de quatre logements par étage.

Le bâtiment est classé en groupe d'usage 2, c'est un ouvrage courant ou d'importance moyenne (bâtiment à usage d'habitation collective ou à usage de bureaux ne dépassant pas les 48 mètres).

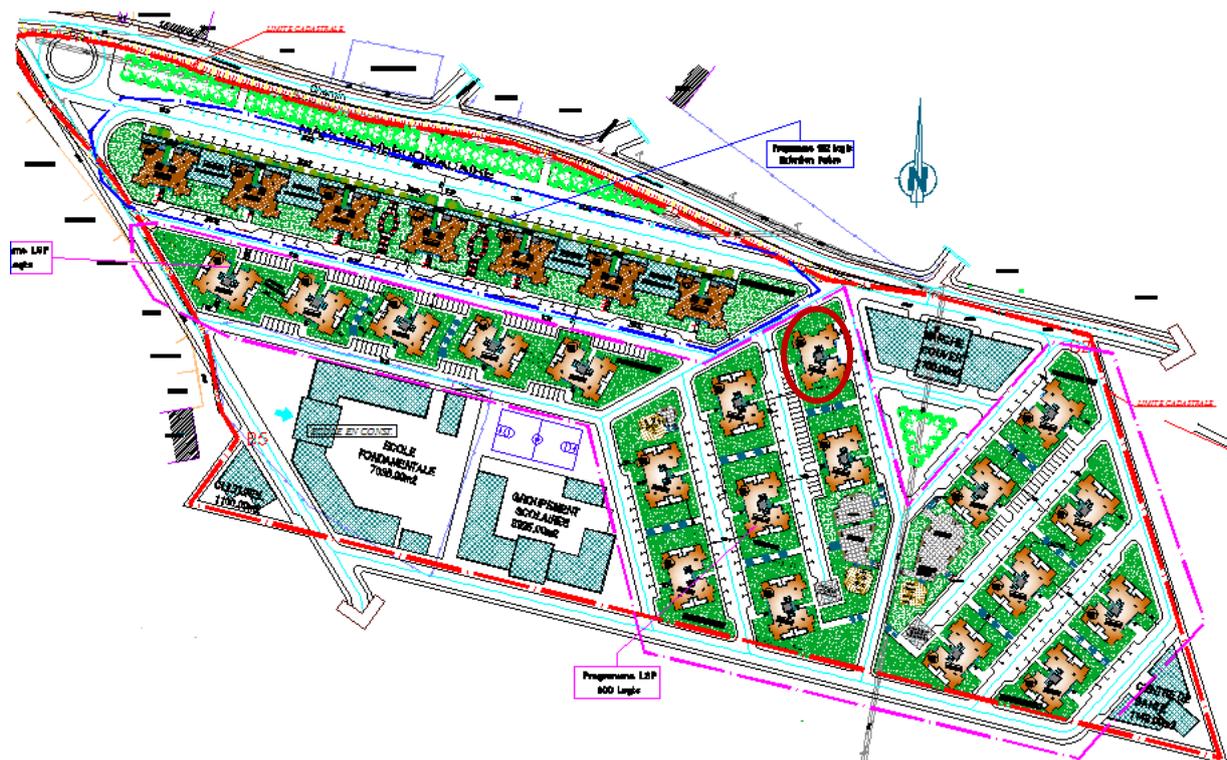


Fig. I.2. Plan de masse

I.2.1. Dimensions

I.2.1.1. Dimensions en plan

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

Les plus grandes dimensions sont :

- Sens longitudinal : **26.60 m**
- Sens transversal : **20.70 m**

Avec les surfaces suivantes :

- Surface habitable : **272.86 m²**
- Surface construite : **389.96 m²**

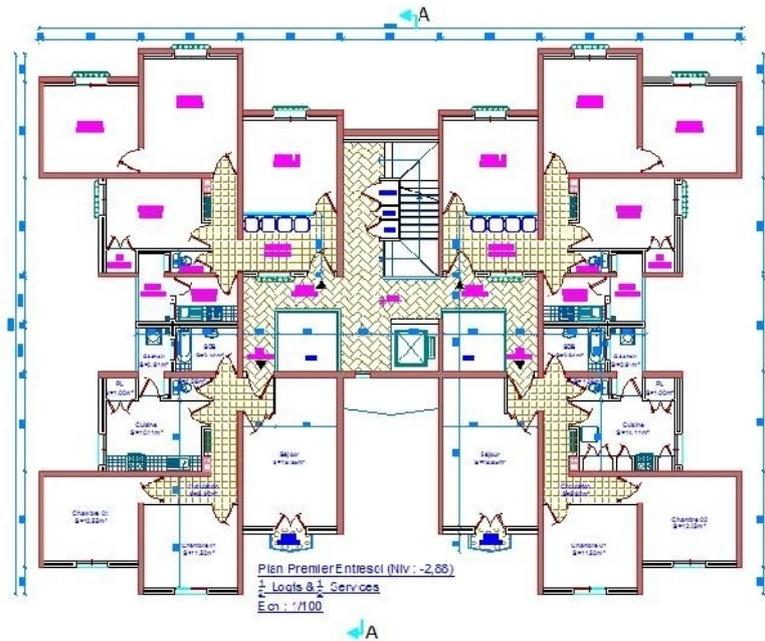


Fig. I.3. Plan du premier entresol

I.2.1.2. Dimensions en élévation

- La hauteur de niveau est de **2.88 m** pour tous les niveaux.
- La hauteur totale du bâtiment est de **40.32 m**.

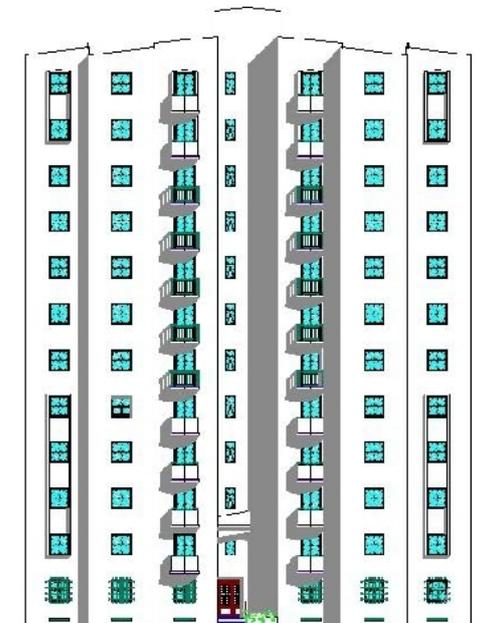


Fig. I.4. Façade postérieure

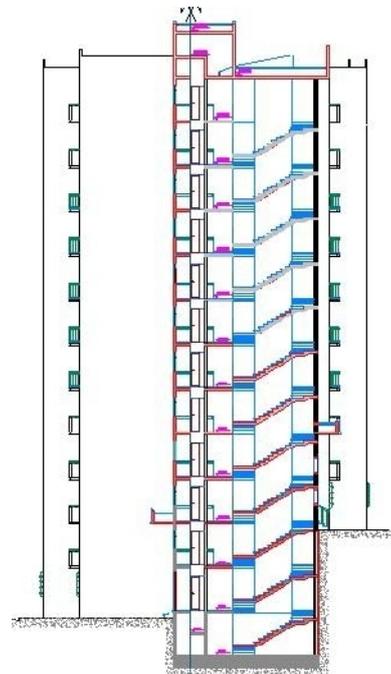


Fig. I.5. Coupe A-A

I.2.2. Système structural

La stabilité du bâtiment sous l'effet des actions verticales et horizontales est assurée par une structure résistante constituée uniquement de voiles en béton armé.

Au niveau du sous-sol se trouve une forte concentration de voiles en béton armé. Ce niveau forme une base très rigide pour le bâtiment grâce au aux murs de soubassement.

Puis, en partant vers le haut, les voiles qui constituent le sous-sol continuent leurs montées sans décalages, avec quelques interruptions au deuxième entresol et d'autres au premier et enfin au rez-de-chaussée pour que ceux qui restent continuent jusqu'au dernier étage sans interruption.

Ce qui nous donne les répartitions suivantes selon les niveaux :

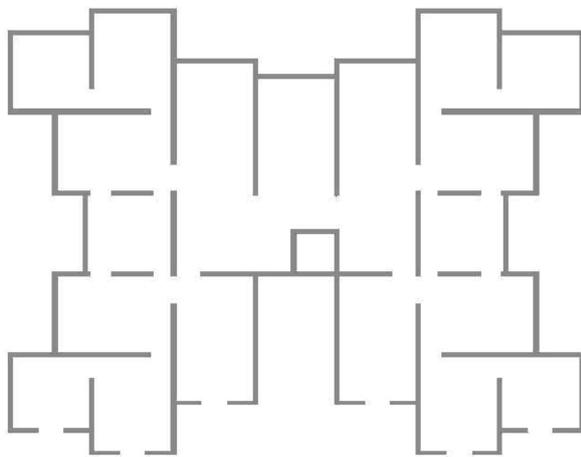


Fig. I.6. Sous-sol

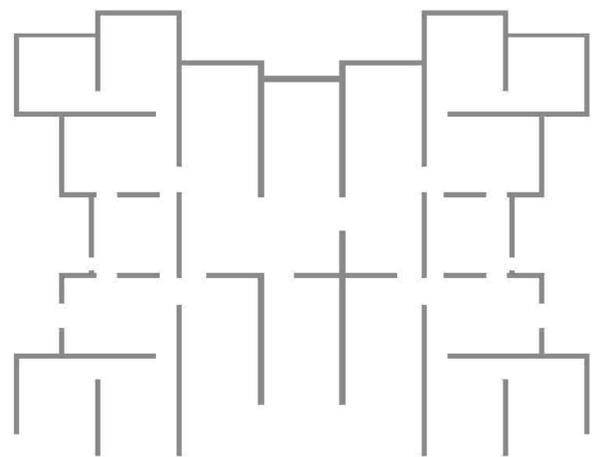


Fig. I.7. 2^{ème} entresol

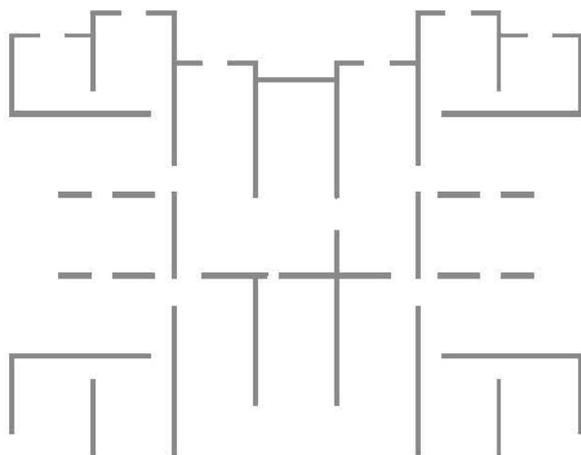


Fig. I.8. 1^{er} entresol

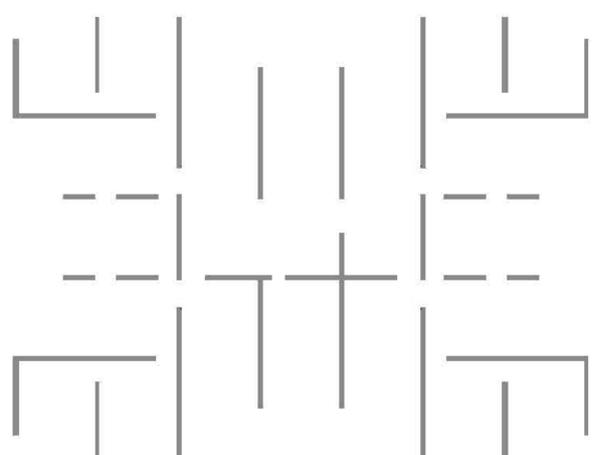


Fig. I.9. RDC et étages courants

I.2.3. Planchers

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes infiniment rigides. Dans ce projet, on a eu recours seulement aux planchers dalle pleine qui sont les plus répandus pour ce genre de construction vu leur caractère économique et leur facilité d'exécution surtout lorsqu'on a le coffrage approprié, banches et coffrage tunnel, ce qui ne manque pas à l'entreprise de réalisation.

I.2.4. Maçonnerie

La maçonnerie utilisée dans ce projet est en briques creuses 8 trous à **10 cm** d'épaisseur, on s'en est servi pour le remplissage des murs extérieurs qui ne sont pas des voiles en double cloison avec **5 cm** d'espacement, pour les séparations des pièces à l'intérieur et encore pour une seule cloison à l'intérieur pour les côté des entresols qui sont exposés aux soutènements avec des séparations de **15 cm**.



Fig. I.10. Brique creuse

I.2.5. Revêtements

Les différents revêtements utilisés dans le bâtiment sont :

- Carrelage de **2 cm** d'épaisseur pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- Céramique recouvrant tout les murs des salles d'eau.
- Enduit plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Mortier de ciment pour les crépissages des façades extérieurs.

I.2.6. Acrotère

On note la présence d'acrotères de **45 cm** de hauteur et **20 cm** d'épaisseur pour la terrasse inaccessible, et d'acrotères de **60 cm** de hauteur et **20 cm** d'épaisseur ou des murs décoratifs pour la terrasse accessible.

I.2.7. Garde-corps

On a deux types de garde-corps de **105 cm** de hauteur pour des raisons esthétiques :

- Garde-corps mixte (béton armé + métal), la partie inférieure en béton armé de **95 cm** de hauteur et **15 cm** d'épaisseur.
- Garde-corps métallique de **105 cm** de hauteur.

I.2.8. Escaliers

Les escaliers utilisés dans ce bâtiment sont des escaliers en anse de panier.

I.3. 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.3.1. Béton

Le rôle fondamental du béton dans une construction est de reprendre les efforts de compression qui seront développés par la suite.

I.3.1.1. Dosage

La composition courante d'un mètre cube de béton est approximativement la suivante :

- Ciment PORTLAND CPA 325 **350 kg**
- Sable $D_s < 5$ mm **0.400 m³**
- Gravier 5/15 et 15/25 **0.800 m³**
- Eau de gâchage **0.175 m³**

I.3.1.2. Résistance à la compression

Les résistances nominales exigées dans ce projet sont donné par le tableau suivant :

Age du béton [j]	7 jours	28 jours
Résistance à l'écrasement f_{cj}	19 MPa	27 MPa

Tab. I.1. Résistance à la compression du béton à j jours

Pour notre projet, on adopte $f_{c28} = 25$ MPa.

I.3.1.3. Résistance à la traction

Conventionnellement déduite de celle à la compression selon la formule suivante :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

I.3.1.4. Contraintes limites

a. Etat limite ultime

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

Avec $\gamma_b = 1.5$ pour les situations durables.

$\gamma_b = 1.15$ Pour les situations accidentelles.

Les diagrammes de contraintes déformations adoptés sont :

- Parabole-Rectangle pour les sections entièrement comprimées.
- Rectangulaire simplifié pour les autres cas.

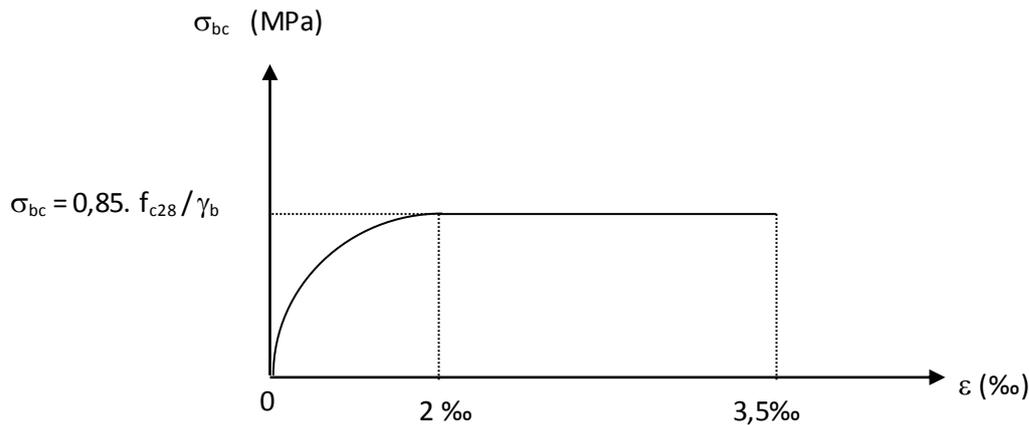


Fig. I.11. Diagramme contraintes-déformations du béton

b. Etat limite de service

Contrainte de compression dans le béton :

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

1.3.2. Acier

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction, on le combine avec le béton pour corriger la faiblesse de ce dernier vis-à-vis de la traction. L'acier doit être conforme aux normes AFNOR.

Type d'acier utilisé :

- FeE400 HA ($f_e = 400 \text{ MPa}$: Limite d'élasticité garantie).
- FeE240 RL ($f_e = 240 \text{ MPa}$: Limite d'élasticité garantie).

Résistance de calcul :

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

Avec $\gamma_s = 1.15$ pour les situations durables.

$\gamma_s = 1.00$ Pour les situations accidentelles.

Allongement (ϵ_l)

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

Avec $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$ (Module d'élasticité de l'acier).

L'allongement et le raccourcissement sont limités à 10 ‰

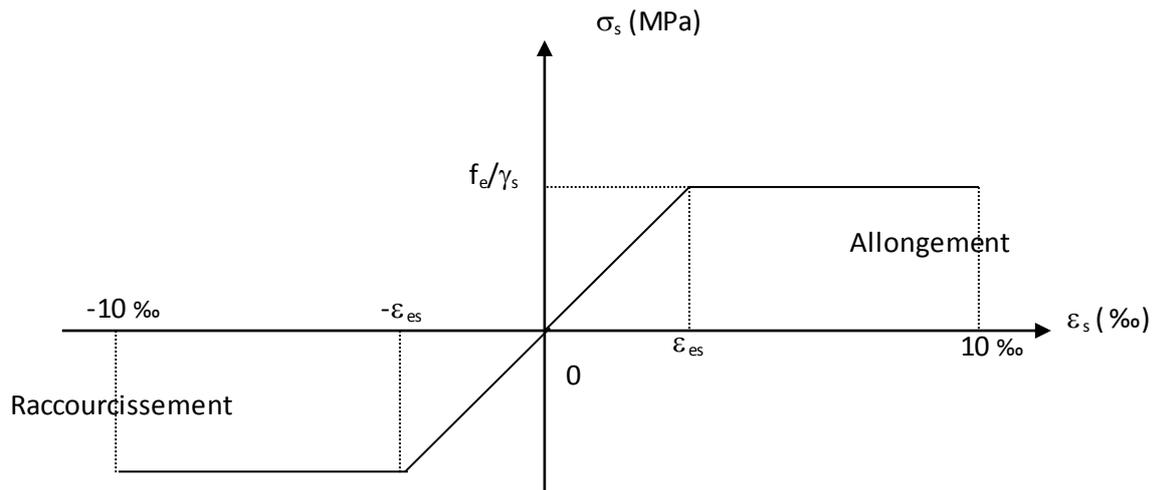


Fig. I.12. Diagramme contraintes-déformations de l'acier

I.4. Caractéristiques du sol d'assise

Compte tenu des travaux d'investigation et les résultats obtenus à partir des différents essais effectués par le Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction (LNHC) de Oued Smar, on peut conclure que le site se caractérise par une portance moyenne, et vu son relief accidenté ou la présence des pentes qui se situent entre 10 et 15%, la surface du sol recouverte par un sol parfois altéré repose sur un sol marneux ainsi que la présence d'eau à partir de **3 m** de profondeur.

La capacité portante admissible du sol d'assise est de **0.12 MPa**.

I.5. Nature du site d'implantation du bâtiment

Le bâtiment est implanté à Souidania (Alger), qui est classée dans la **zone III** d'après le **RPA99 version 2003** (zone de forte sismicité). Les résultats des essais géophysique et pressiométriques montrent que le sol est meuble, donc classé en catégorie S3 d'après le **RPA99 version 2003**.

Pré dimensionnement et descente de charges

II.1. Introduction

Afin de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité, on procède à un pré dimensionnement qui a pour but « le pré calcul » des sections des différents éléments résistants de la structure, il est régi par des lois issues des règlements **CBA 93** et **RPA 99 version 2003**, ces lois découlent généralement des limitations de déformations

Après la détermination des différentes épaisseurs, et surfaces revenant à chaque élément porteur on pourra évaluer les charges (poids propres) et surcharges (application de la règle de dégression). Une fois les sollicitations dans les sections dangereuses déterminées on fera les calculs exacts.

II.2. Pré dimensionnement des planchers

Le plancher est une plaque horizontale en béton armé infiniment rigide qui sert de séparation entre deux niveaux successifs, il s'occupe de la transmission des charges et surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs, tout en assurant des fonctions de confort en ce qui concerne l'isolation thermique et phonique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Dans notre cas, on n'a eu affaire qu'aux planchers dalles pleines pour leur facilité de réalisation vu l'immensité du projet qui nécessite l'utilisation du coffrage tunnel, pour garantir de courts délais de réalisations.

L'épaisseur des planchers varie de 8 à 20 cm, mais ce sont surtout les problèmes d'isolation phonique (vis-à-vis des bruits aériens) et de résistance au feu qui influent sur le choix de l'épaisseur à donner à la dalle, plus que le critère de résistance.

II.2.1. Condition de résistance au feu

Vis-à-vis de la résistance au feu, il faut retenir que les caractéristiques mécaniques de béton et de l'acier chutent de 50% si la température atteint 500°C ce qui engendre des allongements très importants et entraîne la rupture. (Mais une température élevée devient insupportable pour les occupants avant cette valeur).

- $e = 7$ cm pour 1 heure de coupe feu
- $e = 11$ cm pour 2 heures de coupe feu
- $e = 17.5$ cm pour 4 heures de coupe feu

Dans notre cas, on prend $e = 15$ cm

II.2.2. Isolation phonique

Selon les règles **CBA 93**, l'épaisseur des plancher doit être au moins égale à **13 cm**. Pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Dans notre cas, on opte pour **$e = 15 \text{ cm}$** .

II.2.3. Limitation de flèche

- Si $l_x/l_y < 0.4$: la dalle porte suivant sa petite portée uniquement et son calcul se fera comme pour une **poutre de 1 mètre de largeur**.
- Si $l_x/l_y > 0.4$: la dalle porte suivant les 2 directions x et y, et c'est le cas pour lequel on pré dimensionne les planchers.

l_x : petite portée du plancher.

l_y : grande portée du plancher.

Le plus grand panneau à pour dimensions, $l_x = 360 \text{ cm}$ et $l_y = 605 \text{ cm}$, pour une dalle s'appuyant sur 3 ou 4 appuis, l'épaisseur du plancher doit obéir à la loi suivante :

$$\frac{l_y}{50} \leq e \leq \frac{l_y}{40} \Rightarrow \frac{605}{50} \leq e \leq \frac{605}{40}$$

On obtient donc : **$12.1 \leq e \leq 15.125 \text{ cm}$**

On opte pour **$e = 15 \text{ cm}$** .

II.3. Pré dimensionnement des voiles

Le pré dimensionnement des voiles en béton armé est régi par l'article 7.7.1 du RPA99, ils servent à contreventer le bâtiment d'une part en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4e$. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la figure II.2.

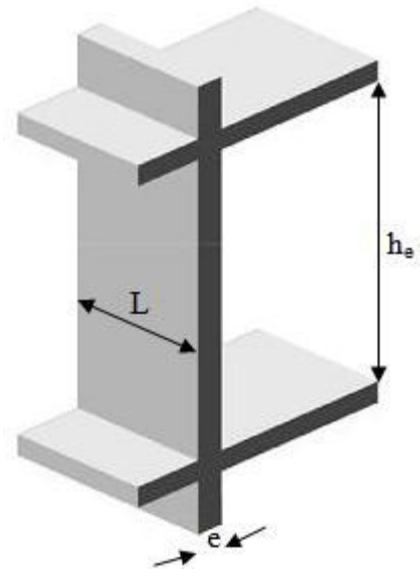


Fig. II.1. Coupe de voile en élévation

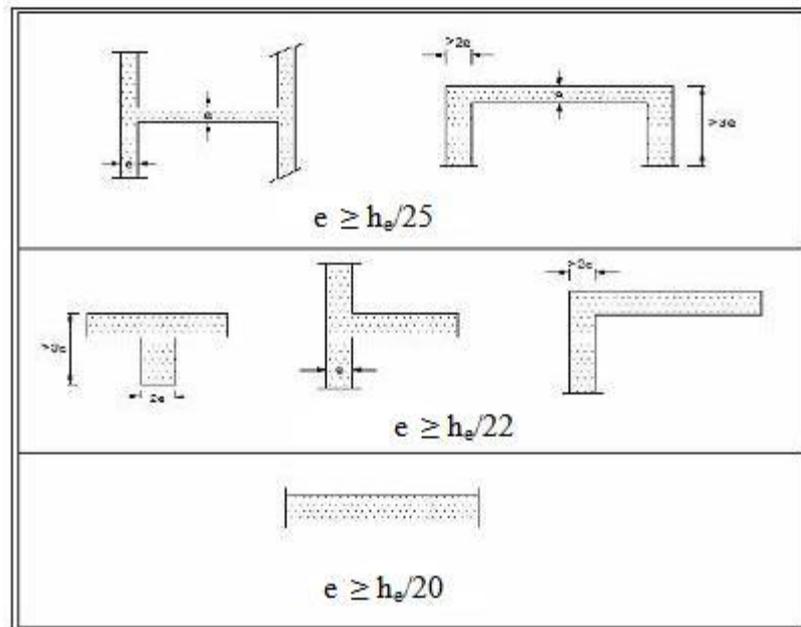


Fig. II.2. Coupe de voile en plan

$h_e = 273 \text{ cm}$

- $e \geq \frac{h_e}{25} \Rightarrow e \geq 10.92$
- $e \geq \frac{h_e}{22} \Rightarrow e \geq 12.41$
- $e \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow e \geq 13.65$

$e \geq \max (e_{\min}=15 ; 10.92 ; 12.41 ; 13.65) = 15 \text{ cm}$

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

II.4. Evaluation des charges

Avant de commencer les calculs de dimensionnements des éléments du bâtiment, nous devons d'abord évaluer les charges qu'ils engendrent.

II.4.1. Plancher terrasse

La terrasse est inaccessible et réalisée en béton armé surmontée de plusieurs couches de protection avec une pente pour faciliter l'évacuation des eaux pluviales.

Couches	Epaisseur [m]	G [kN/m ²]
Protection en gravillons roulés	0.050	0.85
Etanchéité multicouches	0.020	0.12
Forme de pente	0.100	2.20
Isolation en liège	0.040	0.03
Papier Kraft	-	0.05
Pare vapeur	0.010	0.06
Film en polyane	-	0.01

Dalle pleine	0.150	3.30
Enduit de ciment	0.015	0.27
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Charge permanente G		7.34
Charge d'exploitation Q		1.00

Tab. II.1. Charges dues au plancher terrasse

II.4.2. Plancher étage courant

Couches	Epaisseur [m]	G [kN/m ²]
Dalle de sol	0.010	0.28
Mortier de pose	0.020	0.40
Lit de sable	0.030	0.54
Dalle pleine	0.150	3.75
Enduit de ciment	0.015	0.27
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Charge permanente G		5.39
Charge d'exploitation Q_{habitation}		1.50
Charge d'exploitation Q_{bureaux}		2.50

Tab. II.2. Charges dues au plancher étage courant

II.4.3. Balcon

Couches	Epaisseur [m]	G [kN/m ²]
Carrelage	0.020	0.44
Mortier de pose	0.020	0.40
Lit de sable	0.030	0.54
Dalle pleine	0.150	3.75
Enduit de ciment	0.015	0.27
Charge permanente G		5.40
Charge d'exploitation Q		3.50

Tab. II.3. Charges dues au balcon

II.4.4. Mur double cloison

Couches	Epaisseur [m]	G [kN/m ²]
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Enduit de ciment	0.015	0.27
Brique creuse	0.100	0.90
Lame d'air	0.050	-
Brique creuse	0.100	0.90
Enduit de ciment	0.015	0.27
Charge permanente G		2.49

Tab. II.4. Charge permanente due au mur double cloison

II.4.5. Mur cloison unique

Couches	Epaisseur [m]	G [kN/m ²]
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Enduit de ciment	0.015	0.27
Brique creuse	0.100	0.90
Enduit de ciment	0.150	0.27
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Charge permanente G		1.74

Tab. II.5. Charge permanente due au mur cloison unique**II.4.6. Mur décoratif**

Couches	Epaisseur [m]	G [kN/m ²]
Enduit de ciment	0.015	0.27
Mur en béton armé	0.100	2.50
Enduit de ciment	0.015	0.27
Charge permanente G		3.04

Tab. II.6. Charge permanente due au mur décoratif**II.4.7. Escalier****II.4.7.1. Paillasse**

Couches	Epaisseur [m]	G [kN/m ²]
Carrelage	0.020	0.44
Mortier de pose	0.020	0.40
Marche	0.170	2.13
Paillasse	0.150	3.75
Enduit de ciment	0.015	0.27
Charge permanente G		6.95
Charge d'exploitation Q		2.50

Tab. II.7. Charges dues à la paillasse**II.4.7.2. Palier**

Couches	Epaisseur [m]	G [kN/m ²]
Carrelage	0.020	0.44
Mortier de pose	0.020	0.40
Palier	0.150	3.75
Enduit de ciment	0.015	0.27
Charge permanente G		4.82
Charge d'exploitation Q		2.50

Tab. II.8. Charges dues palier

II.5. Descente de charges

Pour chaque projet, une descente de charges manuelle est effectuée, même si une modélisation de la structure sur un logiciel a déjà été effectuée. Cette descente de charges sera utile tout au long du projet, permettant de retrouver rapidement les charges appliquées sur les différents éléments de la structure. De plus, elle permet de conserver une trace de la répartition des charges et ainsi de rester en cohérence du début à la fin du projet.

Pour le calcul de la descente des charges on utilise la règle de dégression donnée par le document technique règlementaire «DTR B.C. 2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitation» qui recommande « d'appliquer une dégression de la charge d'exploitation lorsque le bâtiment étudié comporte plus de 5 niveaux et que l'occupation des différents niveaux peut être considérée comme indépendante ». Ce qui est le cas pour notre bâtiment.

On procède comme suit :

- Sous le terrasse : Q_0
- Sous le 9^{ème} étage : $Q_0 + Q_1$
- Sous le 8^{ème} étage : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$
- Sous le 7^{ème} étage : $Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Sous le 6^{ème} étage : $Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- Sous le 5^{ème} étage : $Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous les étages inférieurs : $Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$

n : numéro de l'étage à partir du sommet du bâtiment.

Ce qui nous donne pour tout le bâtiment :

Niveau	Dégression	Q [kN/m ²]
Sous la terrasse	Q_0	1.000
Sous le 9 ^{ème} étage	$Q_0 + Q_1$	2.500
Sous le 8 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.950(Q_1 + Q_2)$	3.850
Sous le 7 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.900(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5.050
Sous le 6 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.850(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6.100
Sous le 5 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.800(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7.000
Sous le 4 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.750(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	7.750
Sous le 3 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	8.497
Sous le 2 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.688(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	9.256
Sous le 1 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.667(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$	10.005
Sous le RDC	$Q_0 + 0.650(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$	10.750
Sous le 1 ^{er} ES	$Q_0 + 0.636(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11})$	12.130
Sous le 2 nd ES	$Q_0 + 0.625(Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12})$	13.500

Tab. II.9. Règle de dégression adoptée

La descente de charges s'effectuera pour tous les voiles, pour les distinguer, on a fait comme suit :

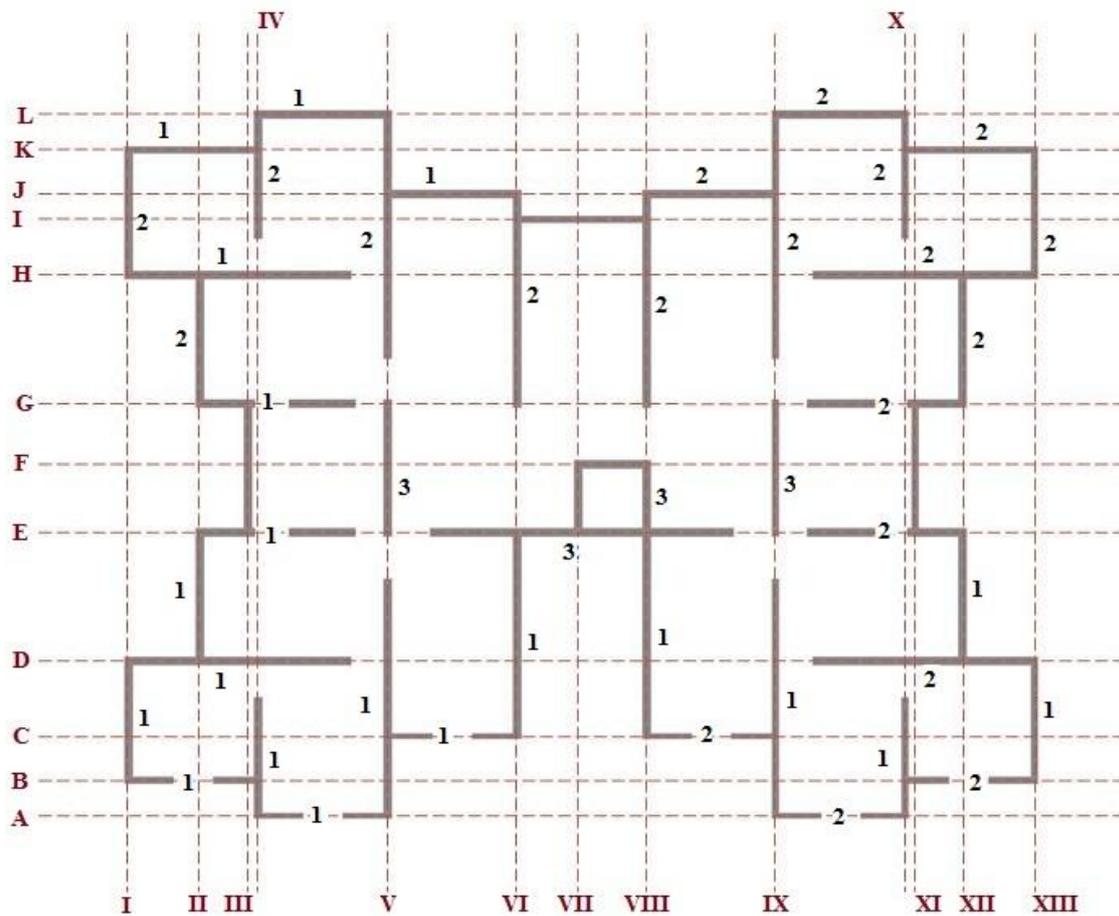


Fig. II.3. Disposition des différents voiles.

Pour effectuer une descente de charges manuelle, on a d'abord repérer tous les éléments qui serviront d'appuis pour les dalles et définit tous les sens porteurs des dalles de chaque niveau figure II.3

Dans notre cas, les charges sur chaque voile d'un niveau sont calculées, en commençant par la dalle haute du dernier niveau. En descendant de niveau en niveau, les charges sont cumulées pour obtenir le chargement sur les fondations.

Les charges qui reviennent aux planchers sont transmises aux voiles selon la théorie des lignes de rupture établie par « Johanssen ». Qui stipule qu'on admet la répartition des efforts sur les appuis des dalles à 45°.

Dans ce qui suit, on donnera les descentes de charges de tous les voiles qui constituent notre bâtiment suivant les deux sens.

II.5.1. Voiles parallèles à l'axe Ox

Niveau	N_Q [kN]	G [kN]		G_i [kN]	N_G [kN]	N_u [kN]
Sous la terrasse	24.540	Plancher	269.222	440.872	440.872	631.987
		Voile	166.725			
		Cloison	-			
		Acrotère	4.925			
Sous le 9 ^{ème} étage	61.350	Plancher	132.270	249.855	690.727	1024.506
		Voile	117.585			
		Cloison	-			
Sous le 8 ^{ème} étage	94.479	Plancher	132.270	249.855	940.582	1411.504
		Voile	117.585			
		Cloison	-			
Sous le 7 ^{ème} étage	123.927	Plancher	132.270	249.855	1190.430	1792.971
		Voile	117.585			
		Cloison	-			
Sous le 6 ^{ème} étage	149.694	Plancher	132.270	249.855	1440.292	2168.930
		Voile	117.585			
		Cloison	-			
Sous le 5 ^{ème} étage	171.780	Plancher	132.270	249.855	1690.147	2539.368
		Voile	117.585			
		Cloison	-			
Sous le 4 ^{ème} étage	190.185	Plancher	132.270	249.855	1940.002	2904.280
		Voile	117.585			
		Cloison	-			
Sous le 3 ^{ème} étage	208.510	Plancher	132.270	249.855	2189.857	3269.072
		Voile	117.585			
		Cloison	-			
Sous le 2 ^{ème} étage	227.142	Plancher	132.270	249.855	2439.712	3634.324
		Voile	117.585			
		Cloison	-			
Sous le 1 ^{er} étage	245.522	Plancher	132.270	249.855	2689.567	3999.198
		Voile	117.585			
		Cloison	-			
Sous le RDC	280.500	Plancher	166.656	284.241	2973.808	4435.390
		Voile	117.585			
		Cloison	-			
Sous le 1 ^{er} ES	281.476	Plancher	132.270	248.025	3221.833	4770.598
		Voile	102.360			
		Cloison	13.395			
Sous le 2 ^{ème} ES	308.349	Plancher	92.702	239.571	3461.410	5243.427
		Voile	121.485			
		Cloison	25.490			

Tab. II.10. Descente de charges du voile E_3

Les descentes de charges détaillées des autres voiles sont données dans l'annexe C.

Voiles	N_Q [kN]	N_G [kN]	N_u [kN]	$1.15N_u$ [kN]
$A_1 ; A_2 ; B_1 ; B_2 ; C_1 ; C_2$	6.000	78.102	114.438	131.603
$D_1 ; D_2 ; H_1 ; H_2$	206.746	2560.565	3766.882	4331.914
$E_1 ; E_2 ; G_1 ; G_2$	198.006	2207.315	3276.884	3768.417
E_3	308.349	3461.410	5243.427	6029.94
F	4.860	42.034	64.036	73.641
I	0.000	181.622	245.190	281.969
$J_1 ; J_2 ; K_1 ; K_2 ; L_1 ; L_2$	24.700	262.200	391.020	449.673

Tab. II.11. Descente de charges des voiles parallèles à Ox II.5.2. Voiles parallèles à l'axe Oy

Niveau	N_Q [kN]	G [kN]		G_i [kN]	N_G [kN]	N_u [kN]
Sous la terrasse	34.910	Plancher	91.016	254.516	254.516	395.962
		Voile	84.630			
		Cloison	13.595			
		Escalier	62.539			
		Acrotère	2.736			
Sous le 9 ^{ème} étage	79.665	Plancher	69.639	260.239	514.755	814.417
		Voile	84.630			
		Cloison	43.431			
		Escalier	62.539			
Sous le 8 ^{ème} étage	118.304	Plancher	69.639	260.239	774.994	1223.698
		Voile	84.630			
		Cloison	43.431			
		Escalier	62.539			
Sous le 7 ^{ème} étage	152.650	Plancher	69.639	260.239	1035.233	1626.540
		Voile	84.630			
		Cloison	43.431			
		Escalier	62.539			
Sous le 6 ^{ème} étage	182.703	Plancher	69.639	260.239	1295.472	2022.942
		Voile	84.630			
		Cloison	43.431			
		Escalier	62.539			
Sous le 5 ^{ème} étage	208.460	Plancher	69.639	260.239	1555.711	2412.900
		Voile	84.630			
		Cloison	43.431			
		Escalier	62.539			
Sous le 4 ^{ème} étage	229.928	Plancher	69.639	260.239	1815.950	2796.425
		Voile	84.630			
		Cloison	43.431			
		Escalier	62.539			
Sous le 3 ^{ème} étage	251.366	Plancher	69.639	260.239	2076.189	3179.904
		Voile	84.630			
		Cloison	43.431			
		Escalier	62.539			
Sous le 2 ^{ème} étage	273.031	Plancher	69.639	260.239	2336.428	3563.724

		Voile	84.630			
		Cloison	43.431			
		Escalier	62.539			
Sous le 1 ^{er} étage	294.457	Plancher	69.639	260.239	2596.667	3947.186
		Voile	84.630			
		Cloison	43.431			
Sous le RDC	302.140	Plancher	69.639	257.436	2854.103	4306.260
		Voile	84.630			
		Cloison	43.431			
Sous le 1 ^{er} ES	327.809	Plancher	66.836	142.610	2996.713	4537.276
		Voile	84.630			
		Cloison	-			
Sous le 2 ^{ème} ES	353.350	Plancher	66.836	142.610	3139.323	4768.111
		Voile	84.630			
		Cloison	-			
		Escalier	62.539			

Tab. II.12. Descente de charges du voile VIII₂

Les descentes de charges détaillées des autres voiles sont donnée dans l'annexe C.

Voiles	N _Q [kN]	N _G [kN]	N _u [kN]	1.15N _u [kN]
I ₁ ; I ₂ ; XIII ₁ ; XIII ₂	61.810	1110.491	1591.877	1830.659
II ₁ ; II ₂ ; XII ₁ ; XII ₂	20.000	176.749	268.611	308.903
III ; XI	20.000	162.348	249.170	286.546
IV ₁ ; IV ₂ ; X ₁ ; X ₂	169.259	1854.641	2757.653	3171.301
V ₁ ; V ₂ ; IX ₁ ; IX ₂	312.502	3202.269	4791.816	5510.588
V ₃ ; IX ₃	150.837	1807.305	2666.117	3066.035
VI ₁ ; VIII ₁	157.528	1931.291	2843.535	3270.065
VI ₂	293.438	2936.851	4404.906	5065.642
VII	29.187	90.228	165.588	190.426
VIII ₂	353.350	3139.323	4768.111	5483.328
VIII ₃	146.964	1230.500	1881.621	2163.864

Tab. II.13. Descente de charges des voiles parallèles à Oy

Remarque :

Cette même descente de charges a été effectuée par le logiciel Robot, le tableau suivant résume les masses de la structures obtenues manuellement et par le logiciel :

Masse manuelle [tonnes]	Masse Robot [tonnes]	Ecart
6654.38546	6609.92351	0.673%

Tab. II.14. Comparaison des descentes de charges

Dimensionnement des éléments non structuraux

III.1. Introduction

Les éléments non structuraux sont les éléments du bâtiment qui ne font pas partie de sa structure porteuse, ils comportent les éléments secondaires et les planchers.

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement; Ce sont des éléments en maçonnerie (cloisons, murs extérieurs, etc.) ou autres (balcon, etc.). Ils n'apportent pas une contribution significative à la résistance aux actions sismiques, donc peuvent être considérés comme éléments secondaires, et ils sont soumis à des sollicitations négligeables devant les sollicitations sismiques.

Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant certains doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique.

Dans ce chapitre, on va procéder au calcul des éléments suivants :

- Les murs décoratifs.
- Les acrotères.
- Les gardes corps.
- Les escaliers.
- Les balcons.
- Les planchers.

III.2. Murs décoratifs

Le mur décoratif est un élément au niveau de la terrasse qui remplace les acrotères le long des façades principale et postérieure, son rôle est d'assurer la sécurité d'une part, et de donner un aspect esthétique au bâtiment d'une autre part.

Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire. Le mur décoratif est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS et une vérification aux charges sismiques sera effectuée.

Les dimensions du mur décoratif sont données dans la figure III.1.

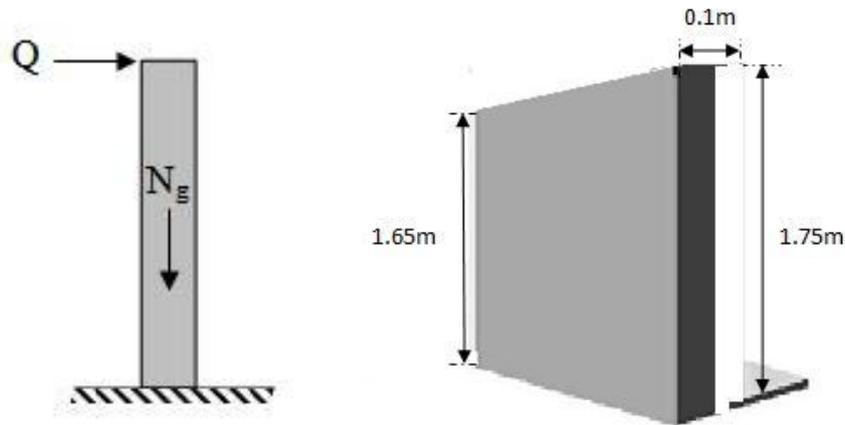


Fig. III.1. Détails et modélisation du mur décoratif

III.2.1. Evaluation des sollicitations de calcul

Le mur décoratif est de **10 cm** d'épaisseur et de hauteur variable allant de **1.30 à 1.75 m** sur une longueur de **3.90 m**, on étudiera 1 mètre linéaire à partir du bord de **1.75 m** de hauteur, donc l'autre bord aura **1.65 m** de hauteur pour avoir les sollicitations les plus défavorables. Le calcul se fera au niveau de la section d'encastrement, les sollicitations à utiliser pour le calcul du ferrailage sont données dans le tableau III.1.

$$G = 25 \left(0.1 \frac{1.75+1.65}{2} \right) = 4.25 \text{ kN/ml}$$

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

	N [kN/ml]	M [kN.m/ml]	V [kN/ml]
ELU	5.737	2.550	1.500
ELS	4.250	1.700	1.000

Tab. III.1. Actions et sollicitations agissant sur le mur décoratif

III.2.2. Calcul du ferrailage

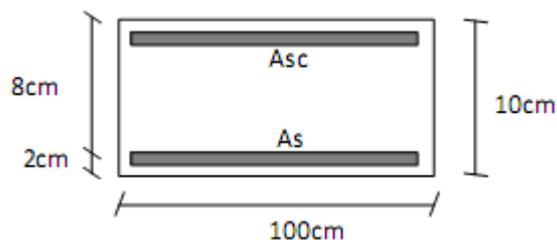


Fig. III.2. Dimensions pour le calcul du ferrailage du mur décoratif

La section transversale du mur décoratif est de $1.00 \times 0.10 \text{ m}^2$, avec un enrobage de 2 cm, les résultats de calculs des armatures à la flexion composée sont donnés dans le tableau suivant :

ELU		ELS	
Pivot	A	σ_b [MPa]	2.951
A_{sc} [cm ²]	0.000	σ_s [MPa]	185.811
A_s [cm ²]	0.830	$\sigma_{b,lim}$ [MPa]	15.000
$A_{s,min}$ [cm ²]	0.966	$\sigma_{s,lim}$ [MPa]	201.633

Tab. III.2. Résultats du calcul du ferrailage du mur décoratif

III.2.3. Vérification au cisaillement

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \cdot d}$$

Les fissurations étant préjudiciables, la contrainte de cisaillement τ_u doit être limitée par une contrainte admissible donnée par :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min} \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Or, $\tau_u = 0.187 \text{ MPa}$. Donc $\tau_u < \overline{\tau_u}$

Le béton seul suffit pour reprendre l'effort tranchant.

III.2.4. Composante horizontale de la charge sismique

Le mur décoratif peut être soumis à une force sismique horizontale donnée par :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

A : Coefficient de zone.

C_p : Facteur de force horizontale.

W_p : Poids du mur.

Le ferrailage obtenu sous l'action des charges permanentes et surcharges d'exploitation est suffisant lorsque la condition suivante est vérifiée :

$$F_p \leq 1.5Q$$

On a : $A = 0.25$

$C_p = 0.8$

$W_p = 4.25 \text{ kN}$

Donc $F_p = 3.4 \text{ kN} > 1.5 \text{ kN}$

On doit recalculer le ferrailage pour l'état limite accidentel, avec $F_p = 3.4 \text{ kN}$ comme force horizontale.

Le nouveau ferrailage qu'on trouve est $A_s = 4.528 \text{ cm}^2 > A_{s,min}$.

On va adopter le ferrailage $A_s = 4.528 \text{ cm}^2$, et la section obtenue dans un sens sera retenue dans l'autre sens suite à la variation de la direction de la charge sismique, avec une section d'armatures transversales au moins égale au quart (1/4) de la section longitudinale.

On obtient donc le ferrailage suivant :

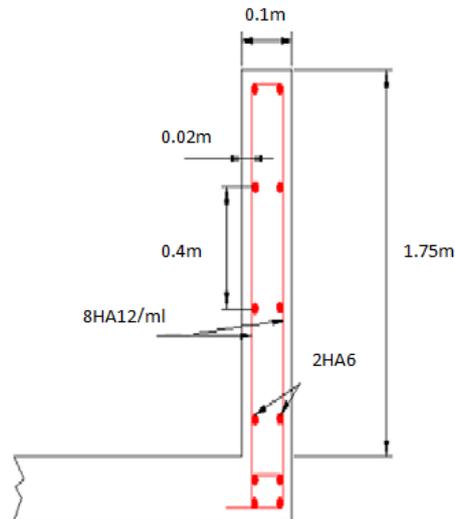


Fig. III.3. Ferrailage du mur décoratif

III.3. Acrotères

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, servant de garde corps pour faire face à toute chute accidentelle.

Comme pour le mur décoratif, l'acrotère est considéré comme une console encastree à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS sans oublier la vérification aux charges sismiques.

Dans notre bâtiment, on a 2 types d'acrotères qui se différencient par leurs hauteurs, ils seront calculés séparément, leurs dimensions sont données dans les figures III.4 et III.7.

III.3.1. Acrotère 1

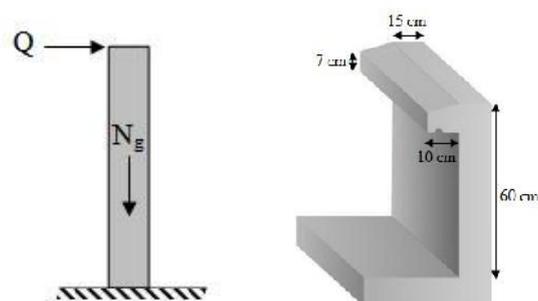


Fig. III.4. Détails et modélisation de l'acrotère 1

Pour le dimensionnement de l'acrotère 1, on va considérer une bande de 1 m, encastrée à sa base. Les dimensions sont détaillées dans le schéma précédent.

III.3.1.1. Evaluation des sollicitations de calcul

Les sollicitations à utiliser pour le calcul du ferrailage sont données dans le tableau III.3.

$$G = 25 \left(0.6 * 0.15 + \frac{0.1(0.07+0.1)}{2} \right) = 2.463 \text{ kN/ml}$$

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

	N [kN/ml]	M [kN.m/ml]	V [kN/ml]
ELU	3.324	0.900	1.500
ELS	2.463	0.600	1.000

Tab. III.3. Actions et sollicitations agissant sur l'acrotère 1

III.3.1.2. Calcul du ferrailage

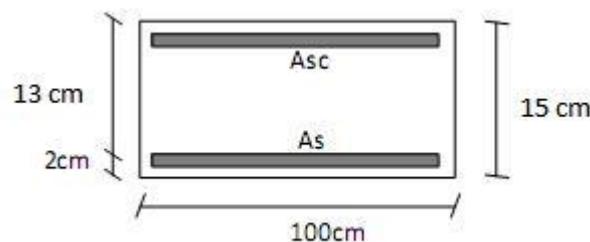


Fig. III.5. Dimensions pour le calcul du ferrailage de l'acrotère 1

Les résultats de calculs des armatures à la flexion composée sont donnés dans le tableau suivant :

ELU		ELS	
Pivot	A	σ_b [MPa]	0.435
A_{sc} [cm ²]	0.000	σ_s [MPa]	31.197
A_s [cm ²]	0.140	$\sigma_{b,lim}$ [MPa]	15.000
$A_{s,min}$ [cm ²]	1.570	$\sigma_{s,lim}$ [MPa]	201.633

Tab. III.4. Résultats du calcul du ferrailage de l'acrotère 1

III.3.1.3. Vérification au cisaillement

$$\tau_u = 0.012 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$$

Le béton seul suffit pour reprendre l'effort tranchant.

III.3.1.4. Composante horizontale de la charge sismique

$$W_p = 2.463 \text{ kN} \Rightarrow F_p = 1.969 \text{ kN} > 1.5 \text{ kN}$$

On doit recalculer le ferrailage pour l'état limite accidentel, avec $F_p = 1.969 \text{ kN}$ comme force horizontale.

Le nouveau ferrailage qu'on trouve est $A_s = 0.54 \text{ cm}^2 < A_{s, \min}$.

Donc on va adopter le ferrailage minimal $A_{s, \min} = 1.570 \text{ cm}^2$ dans les deux sens, avec une section d'armatures transversales au moins égale au quart de la section longitudinale.

Donc, on obtient le ferrailage suivant :

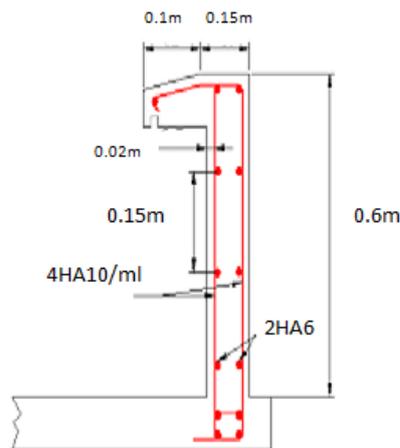


Fig. III.6. Ferrailage de l'acrotère 1

III.3.2. Acrotère 2

Pour le dimensionnement de l'acrotère 2, on va considérer une bande de 1m, encadrée à sa base. Les dimensions sont détaillées dans le schéma suivant :

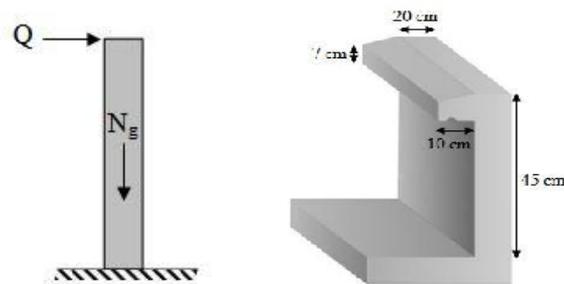


Fig. III.7. Détails et modélisation de l'acrotère 2

III.3.2.1. Evaluation des sollicitations de calcul

Les sollicitations à utiliser pour le calcul du ferrailage sont données dans le tableau III.5.

$$G = 25 \left(0.45 * 0.2 + \frac{0.1(0.07+0.1)}{2} \right) = 2.463 \text{ kN/ml}$$

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

	N [kN/ml]	M [kN.m/ml]	V [kN/ml]
ELU	3.324	0.675	1.500
ELS	2.463	0.450	1.000

Tab. III.5. Actions et sollicitations agissant sur l'acrotère 2

III.3.2.2. Calcul du ferrailage

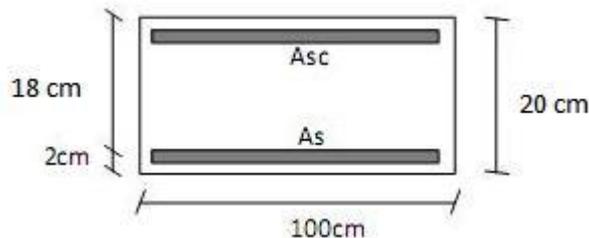


Fig. III.8. Dimensions pour le calcul du ferrailage de l'acrotère 2

Les résultats de calculs des armatures à la flexion composée sont donnés dans le tableau suivant :

ELU		ELS	
Pivot	A	σ_b [MPa]	0.173
A_{sc} [cm ²]	0.000	σ_s [MPa]	12.622
A_s [cm ²]	0.550	$\sigma_{b,lim}$ [MPa]	15.000
$A_{s,min}$ [cm ²]	2.100	$\sigma_{s,lim}$ [MPa]	201.633

Tab. III.6. Résultats du calcul du ferrailage de l'acrotère 2

III.3.2.3. Vérification au cisaillement

$$\tau_u = 0.008 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$$

Le béton seul suffit pour reprendre l'effort tranchant.

III.3.2.4. Composante horizontale de la charge sismique

$$W_p = 2.463 \text{ kN} \Rightarrow F_p = 1.969 \text{ kN} > 1.5 \text{ kN}$$

On doit recalculer le ferrailage pour l'état limite accidentel, avec $F_p = 1.969 \text{ kN}$ comme force horizontale.

Le nouveau ferrailage qu'on trouve est $A_s = 0.57 \text{ cm}^2 < A_{s,min}$.

Donc on va adopter le ferrailage minimal $A_{s,min} = 2.100 \text{ cm}^2$ dans les deux sens, avec une section d'armatures transversales au moins égale au quart de la section longitudinale.

Donc, on obtient le ferrailage suivant :

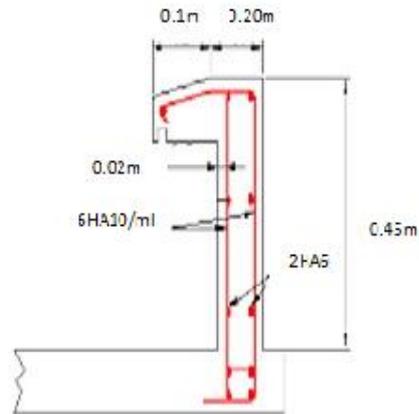


Fig. III.9. Ferrailage de l'acrotère 2

III.4. Gardes corps

C'est un moyen de protection, servant à prévenir toute chute. Le garde corps est un élément non structural en béton armé de 10cm d'épaisseur et de 100cm de hauteur, la méthode de calcul du garde corps est la même que celle de l'acrotère.

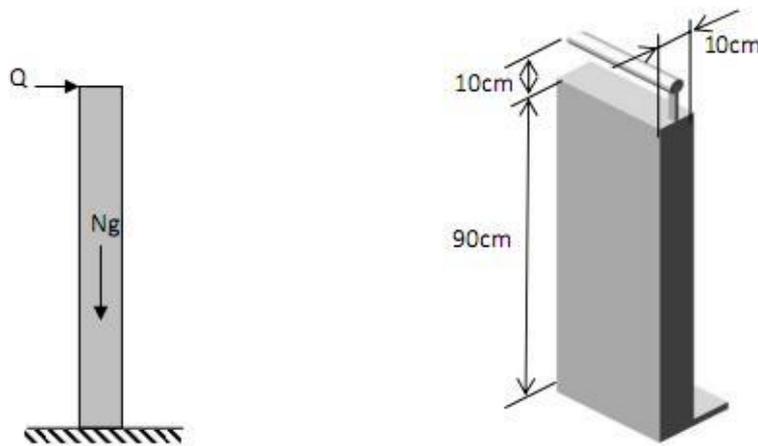


Fig. III.10. Détails et modélisation du garde corps

III.4.1. Evaluation des sollicitations de calcul

Les sollicitations à utiliser pour le calcul du ferraillage sont données dans le tableau III.7.

$$G = 25(0.1 * 0.9) = 2.25 \text{ kN/ml}$$

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

	N [kN/ml]	M [kN.m/ml]	V [kN/ml]
ELU	3.038	1.350	1.500
ELS	2.250	0.900	1.000

Tab. III.7. Actions et sollicitations agissant sur le garde corps

III.4.2. Calcul du ferrailage

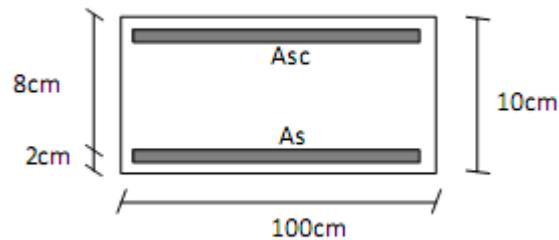


Fig. III.11. Dimensions pour le calcul du ferrailage du garde corps

Les résultats de calculs des armatures à la flexion composée sont donnés dans le tableau suivant :

ELU		ELS	
Pivot	A	σ_b [MPa]	0.173
A_{sc} [cm ²]	0.000	σ_s [MPa]	123.390
A_s [cm ²]	0.433	$\sigma_{b, lim}$ [MPa]	15.000
$A_{s, min}$ [cm ²]	0.966	$\sigma_{s, lim}$ [MPa]	201.633

Tab. III.8. Résultats du calcul du ferrailage du garde corps

III.4.3. Vérification au cisaillement

$$\tau_u = 0.187 \text{ MPa} < \overline{\tau_u}$$

Le béton seul suffit pour reprendre l'effort tranchant.

III.4.4. Composante horizontale de la charge sismique

$$W_p = 2.25 \text{ kN} \Rightarrow F_p = 1.8 \text{ kN} > 1.5 \text{ kN}$$

On doit recalculer le ferrailage pour l'état limite accidentel, avec $F_p = 1.8 \text{ kN}$ comme force horizontale.

Le nouveau ferrailage qu'on trouve est $A_s = 0.723 \text{ cm}^2 < A_{s, min}$.

Donc on va adopter le ferrailage minimal $A_{s, min} = 0.966 \text{ cm}^2$ dans les deux sens, avec une section d'armatures transversales au moins égale au quart de la section longitudinale.

Donc, on obtient le ferrailage suivant :

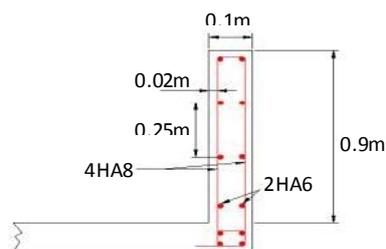


Fig. III.12. Ferrailage du garde corps

III.5. Escaliers

Un escalier est un moyen statique permettant le passage d'un niveau horizontal à un autre (les moyens dynamiques étant les ascenseurs, escalators...), c'est un élément non structural composé de gradins successifs sur une dalle inclinée en béton armé.

Dans notre cas, on a à faire à des escaliers en anse de panier, ce sont des escaliers à une seule volée sans paliers de repos, à la place de ces derniers on a des marches triangulaires qui assurent la continuité de la volée.

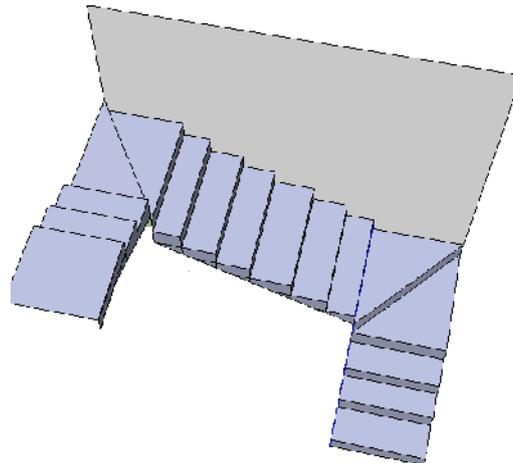


Fig. III.13. Vue en 3D de l'escalier

III.5.1. Pré dimensionnement

III.5.1.1. Hauteur et largeur des marches h et g

Le choix des dimensions dépend des conditions d'utilisation et de la destination prévue pour l'escalier. Le tableau III.3 présente les valeurs (courantes et extrêmes) de g et h.

Dimension	Valeurs courantes [m]	Valeurs extrêmes [m]
h	0.16 à 0.17	0.13 à 0.17
g	0.26 à 0.29	0.26 à 0.36

Tab. III.9. hauteur et largeur des marches

g : giron (largeur de la marche, sauf pour les marches triangulaires).

h : hauteur de la marche.

La relation entre g et h est donnée par la relation de Blondel :

$$60 \leq g + 2h \leq 64 \text{ [cm]}$$

En fixant la hauteur de la marche h à **17 cm**, on trouve le nombre de contre marches correspondant **n = 17**.

Ce qui nous donne un giron de **28 cm** pour les marches rectangulaires.

Donc la condition de Blondel est vérifiée.

III.5.1.2. Largeur de l'escalier

Pour faciliter la circulation des personnes, la largeur minimale des escaliers est fixée à **0.60 m**, dans notre cas la largeur est égale à **1.40 m**.

III.5.1.3. Epaisseur des escaliers

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la formule :

$$e \geq \max \left\{ \frac{\text{portée}}{30}; 10\text{cm} \right\}$$

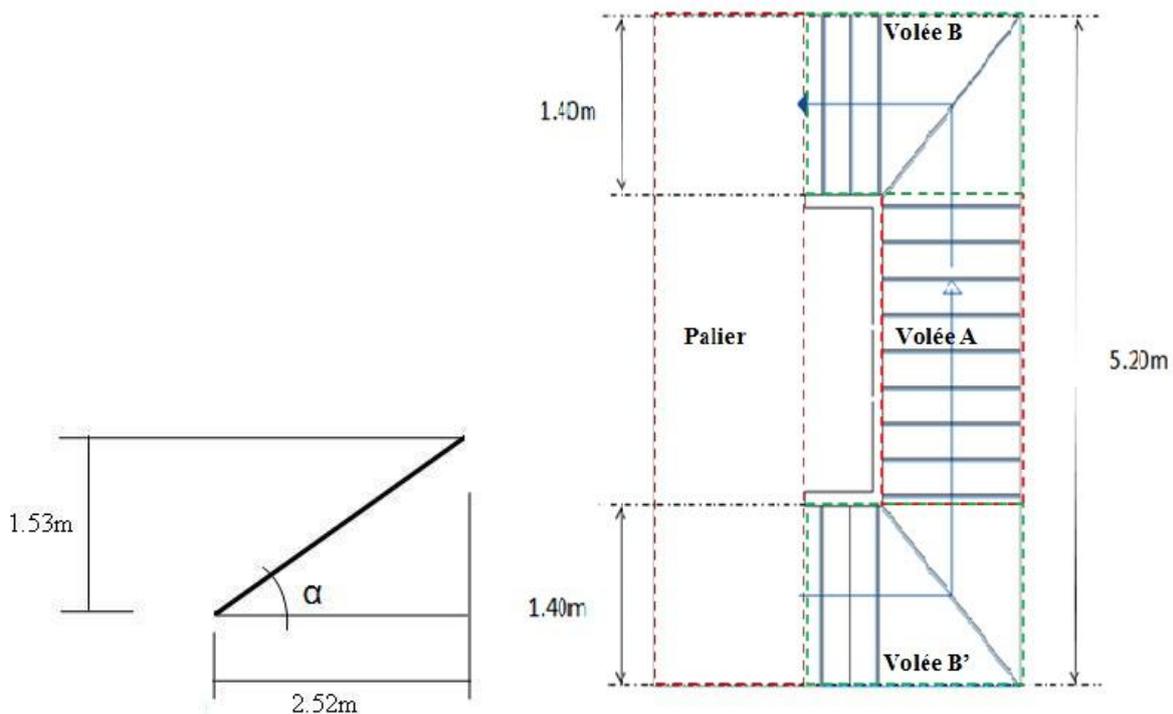


Fig. III.14. Dimensions de l'escalier

$$\text{portée} = \sqrt{252^2 + 153^2} = 295\text{cm}$$

$$\text{Donc } e \geq \max\{9.83; 10\text{cm}\}$$

On adopte comme épaisseur **e = 13 cm** pour la paillasse, et **e = 15 cm** pour le palier.

III.5.2. Calculs

Pour le calcul des escaliers, on procède comme suit :

- La volée A sera assimilée à une poutre console, dont on étudiera le ferrailage d'un mètre linéaire.
- Les volées B et B' seront assimilées à une poutre encastrée des deux côtés.

- Le palier sera assimilé à une poutre console, avec une force linéaire répartie le long son bord qui représente ce qui lui revient des volées B et B', et comme pour la volée A, on y étudiera un mètre linéaire.

III.5.2.1. Volée A

a. Combinaison des charges

Les combinaisons de charges à considérer sont réunies dans le tableau suivant :

G [kN/m]	Q [kN/m]	ELU (1.35G + 1.5Q)	ELS (G + Q)
6.950	2.500	13.133	9.450

Tab. III.10. Combinaison des charges de la volée A

b. Sollicitations de calcul

La modélisation de la volée A est illustrée dans la figure suivante :

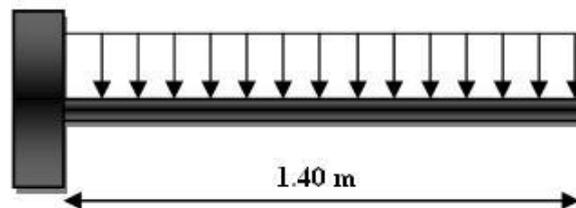
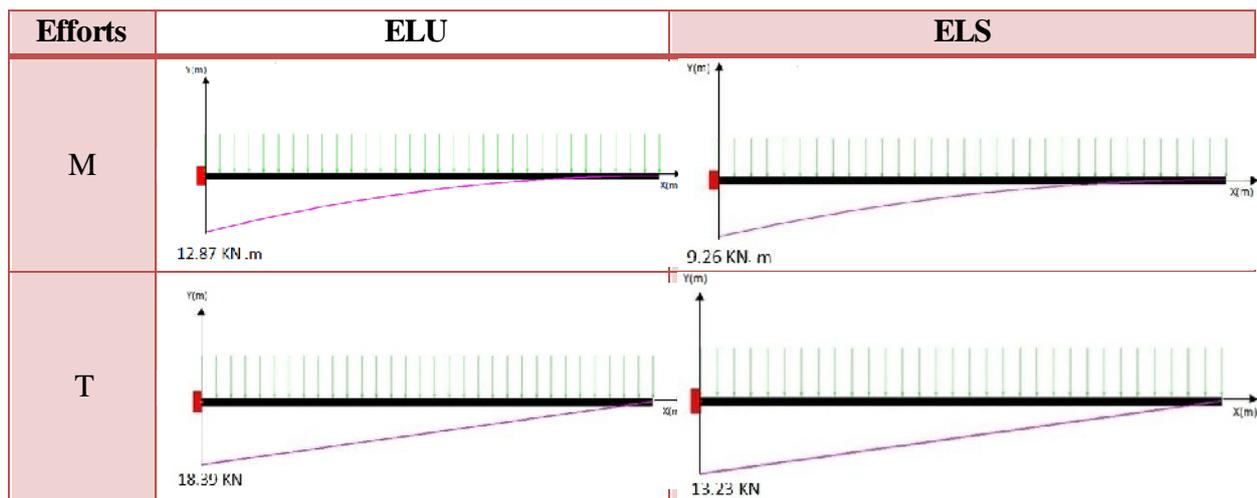


Fig. III.15. Schéma statique de la volée A

Les diagrammes des moments fléchissants et efforts tranchants calculés à l'ELU et à l'ELS à l'aide du logiciel RDM 6 sont donnés dans le tableau suivant :



Tab. III.11. Diagrammes des efforts de la volée A

c. Calcul du ferrailage

La section dangereuse est celle de l'encastrement, elle a pour dimensions **1 m** de largeur et **0.13 m** de hauteur avec un enrobage d'aciers de **0.02 m**, les fissurations sont considérées comme étant préjudiciables, les résultats de ferrailage sont donnés dans le tableau suivant :

Section	σ_b [MPa]	σ_s [MPa]	$A_{s, sup}$ [cm ²]	$A_{s, inf}$ [cm ²]
Appui	14.167	347.826	5.070	0.000

Tab. III.12. Résultats du calcul du ferrailage de la volée A

Le diamètre des barres des armatures principales ne doit pas dépasser un dixième de la hauteur de la paillasse, avec un espacement $e \leq \max\{33 \text{ cm}, 3 \cdot \text{épaisseur}\}$. Donc le ferrailage à adopter pour la volée A est **5HA12/ml** (5.65 cm²), des armatures de répartition seront prévues, avec une section au moins égale au quart des armatures principales, ce qui nous donne des barres **4HA8/m**.

d. vérification au cisaillement

$$\tau_u = 0.167 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}$$

Le béton seul suffit pour reprendre l'effort tranchant.

III.5.2.2. Volées B et B'

a. Combinaison des charges

Les combinaisons de charges à considérer sont réunies dans le tableau suivant :

G [kN/m]	Q [kN/m]	ELU (1.35G + 1.5Q)	ELS (G + Q)
6.950	2.500	13.133	9.450

Tab. III.13. Combinaison des charges des volées B et B'

b. Sollicitations de calcul

La modélisation des volées B et B' est illustrée dans la figure suivante :

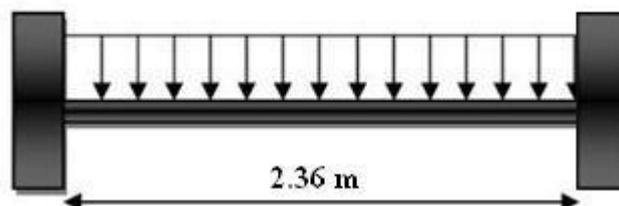
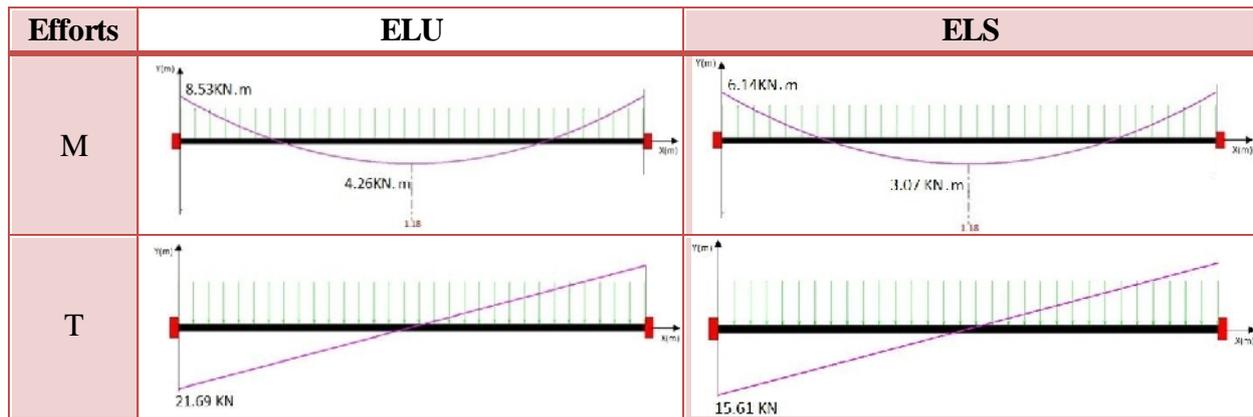


Fig. III.16. Schéma statique des volées B et B'

Les diagrammes des moments fléchissants et efforts tranchants calculés à l'ELU et à l'ELS à l'aide du logiciel RDM 6 sont donnés dans le tableau suivant :



Tab. III.14. Diagrammes des efforts des volées B et B'

c. Calcul du ferrailage

On a deux sections dangereuses, celle de l'appui et celle en mi travée, elles ont pour dimensions **1.4 m** de largeur et **0.13 m** de hauteur avec un enrobage d'aciers de **0.02 m**, les fissurations sont considérées comme étant préjudiciables, les résultats de ferrailage sont donnés dans le tableau suivant :

Section	σ_b [MPa]	σ_s [MPa]	$A_{s, sup}$ [cm ²]	$A_{s, inf}$ [cm ²]
Appui	14.167	347.826	3.360	0.000
Travée	14.167	347.826	0.000	1.860

Tab. III.15. Résultats du calcul du ferrailage des volées B et B'

Le ferrailage à adopter pour les volées B et B' est **5HA10** (3.93 cm²) pour les armatures d'appuis qu'on prolongera pour toute la volée pour former les armatures supérieures, et pour les armatures à mi travée on adopte **3HA10** (3.36 cm²) qu'on prolongera aussi sur toute la volée pour former les armatures inférieures. Avec des Barres **HA8** comme armatures de répartition.

d. Vérification au cisaillement

$$\tau_u = 0.141 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

Le béton seul suffit pour reprendre l'effort tranchant.

III.5.2.3. Palier

a. Combinaison des charges

Les combinaisons de charges à considérer sont réunies dans le tableau suivant :

Charge	G	Q	ELU (1.35G + 1.5Q)	ELS (G + Q)
Répartie	4.820 kN/m	2.500 kN/m	10.257 kN/m	7.320 kN/m
Concentré	8.201 kN	2.950 kN	15.496 kN	11.151 kN

Tab. III.16. Combinaison des charges du palier

b. Sollicitations de calcul

La modélisation du palier est illustrée dans la figure suivante :

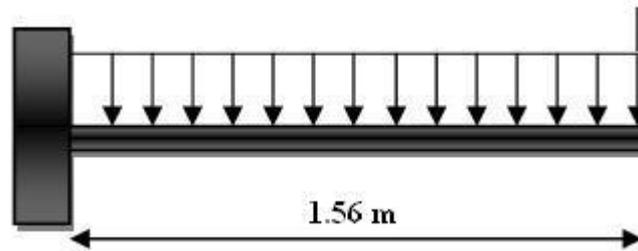
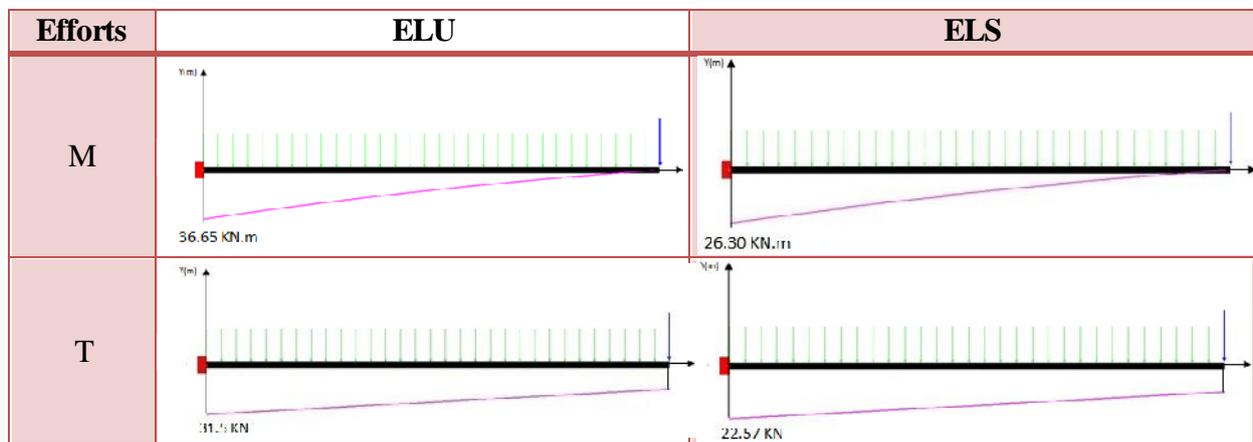


Fig. III.17. Schéma statique du palier

Les diagrammes des moments fléchissants et efforts tranchants calculés à l'ELU et à l'ELS à l'aide du logiciel RDM 6 sont donnés dans le tableau suivant :



Tab. III.17. Diagrammes des efforts du palier

c. Calcul du ferrailage

La section dangereuse est celle de l'encastrement, elle a pour dimensions **1 m** de largeur et **0.15 m** de hauteur avec un enrobage d'aciers de **0.02 m**, les fissurations sont considérées comme étant préjudiciables, les résultats de ferrailage sont donnés dans le tableau suivant :

Section	σ_b [MPa]	σ_s [MPa]	$A_{s, sup}$ [cm ²]	$A_{s, inf}$ [cm ²]
Appui	14.167	347.826	12.170	0.000

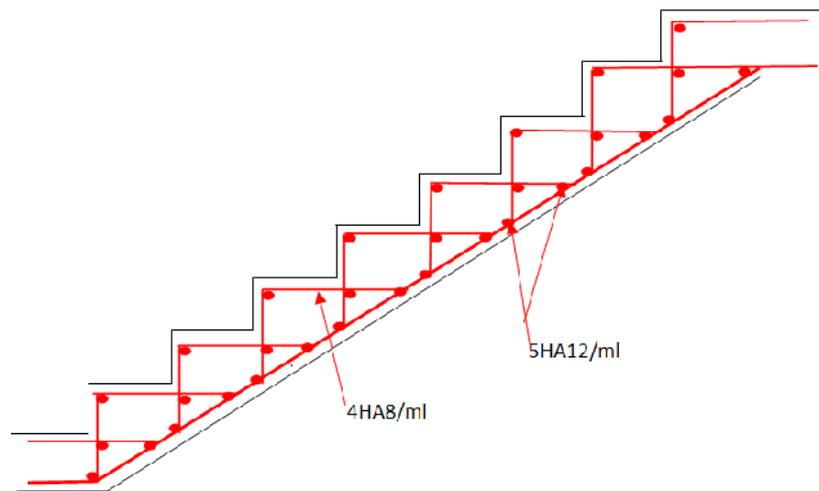
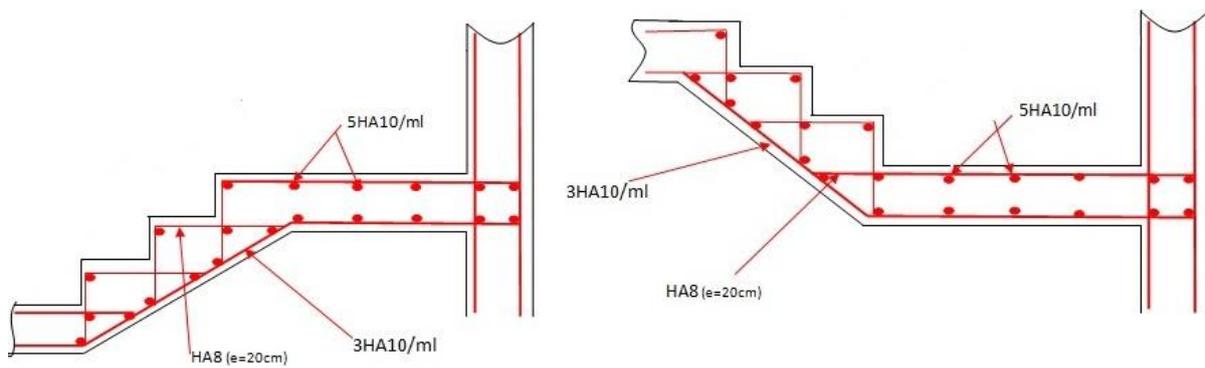
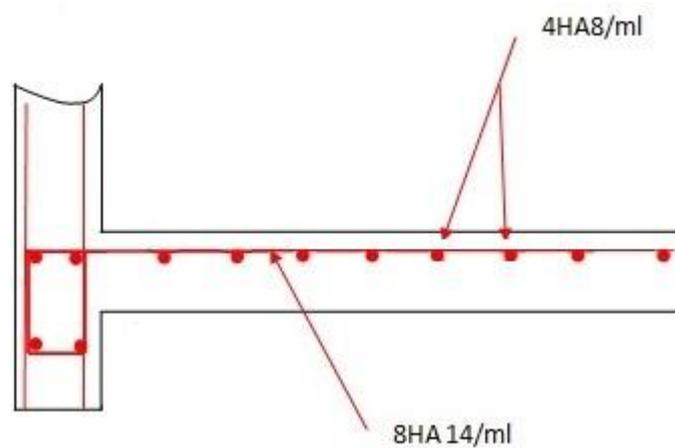
Tab. III.18. Résultats du calcul du ferrailage du palier

Le ferrailage à adopter pour le palier est **8HA14/ml** (13.32 cm²), avec **4HA8/ml** comme armatures de répartition.

d. Vérification au cisaillement

$$\tau_u = 0.243 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

Le béton seul suffit pour reprendre l'effort tranchant.

III.5.3. Ferrailage de l'escalier**Fig. III.18.** Schéma de ferrailage de la volée A**Fig. III.19.** Schéma de ferrailage des volées B et B'**Fig. III.20.** Schéma de ferrailage du palier

III.6. Balcons

Les balcons dans notre bâtiment sont des portes à faux, donc des dalles appuyées sur un seul côté (encastrement) ils seront donc calculés comme étant des poutres consoles.

III.6.1. Combinaison des charges

Les combinaisons de charges à considérer sont réunies dans le tableau suivant :

Charge	G	Q	ELU (1.35G + 1.5Q)	ELS (G + Q)
Répartie	8.640 kN/m	3.500 kN/m	20.024 kN/m	14.210 kN/m
Concentré	4.860 kN	0.000 kN	6.561 kN	4.860 kN

Tab. III.19. Combinaison des charges du balcon

III.6.2. Sollicitations de calcul

La modélisation du palier est illustrée dans la figure suivante :

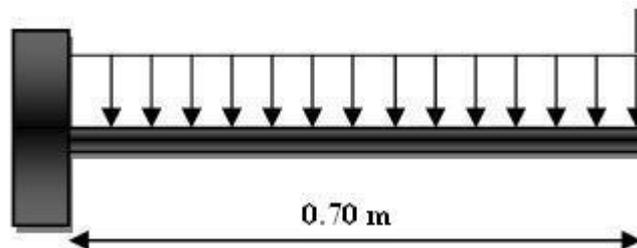


Fig. III.21. Schéma statique du balcon

Les diagrammes des moments fléchissants et efforts tranchants calculés à l'ELU et à l'ELS à l'aide du logiciel RDM 6 sont donnés dans le tableau suivant :

Efforts	ELU	ELS
M		
T		

Tab. III.20. Diagrammes des efforts du balcon

III.6.3. Calcul du ferrailage

La section dangereuse est celle de l'encastrement, elle a pour dimensions **1.6 m** de largeur et **0.15 m** de hauteur avec un enrobage d'aciers de **0.02 m**, les fissurations sont

considérées comme étant préjudiciables, les résultats de ferrailage sont donnés dans le tableau suivant :

Section	σ_b [MPa]	σ_s [MPa]	$A_{s, sup}$ [cm ²]	$A_{s, inf}$ [cm ²]
Appui	14.167	347.826	3.190	0.000

Tab. III.21. Résultats du calcul du ferrailage du balcon

Le ferrailage à adopter pour le palier est **5HA10** (3.93 cm²), avec **4HA8/ml** comme armatures de répartition.

III.6.4. Vérification au cisaillement

$$\tau_u = 0.099 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

Le béton seul suffit pour reprendre l'effort tranchant.

On obtient donc le schéma de ferrailage suivant :

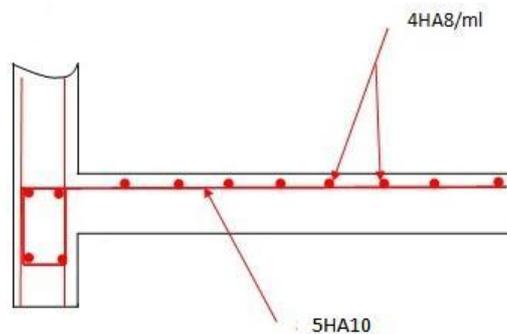


Fig. III.22. Schéma de ferrailage du balcon

III.7. Les planchers

Dans notre bâtiment, on n'a que des planchers dalle pleine, et selon leurs appuis, on différencie deux types :

- Des dalles appuyées sur trois côtés, les dimensions du plus grand panneau dont on étudiera le ferrailage sont $l_y = 5.85 \text{ m}$ et $l_x = 3.6 \text{ m}$.
- Des dalles appuyées sur quatre côtés dont on distingue deux types selon le rapport l_x/l_y :
 - $l_x/l_y > 0.4$: pour $l_y = 5.85 \text{ m}$ et $l_x = 3.6 \text{ m}$, la dalle portera suivant les deux directions.
 - $l_x/l_y < 0.4$: pour $l_y = 9.8 \text{ m}$ et $l_x = 3.6 \text{ m}$, la dalle portera suivant sa petite portée uniquement, elle sera étudiée comme étant une poutre encastree des deux côtés de longueur **3.6 m**, dont on étudiera un mètre linéaire.

III.7.1. Dalle appuyée sur trois côtés

Les dimensions de la dalle appuyée sur trois côtés sont données dans la figure suivante :

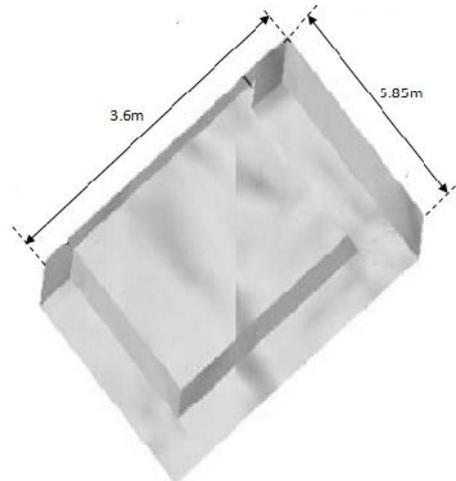


Fig. III.23. Dimensions de la dalle appuyée sur 3 côtés

III.7.1.1. Evaluation des charges

Pour le calcul des dalles, seules les charges verticales seront prises en compte (charges permanentes et d'exploitation). Une charge répartie linéairement sur le bord libre est présente, elle est due aux cloisons (6.723 kN/ml) ou à l'acrotère (5.32 kN/ml), on va en retenir la plus grande charge pour avoir le chargement le plus défavorable ce qui nous donnera le ferrailage optimal. Les différentes charges sont indiquées dans le tableau suivant :

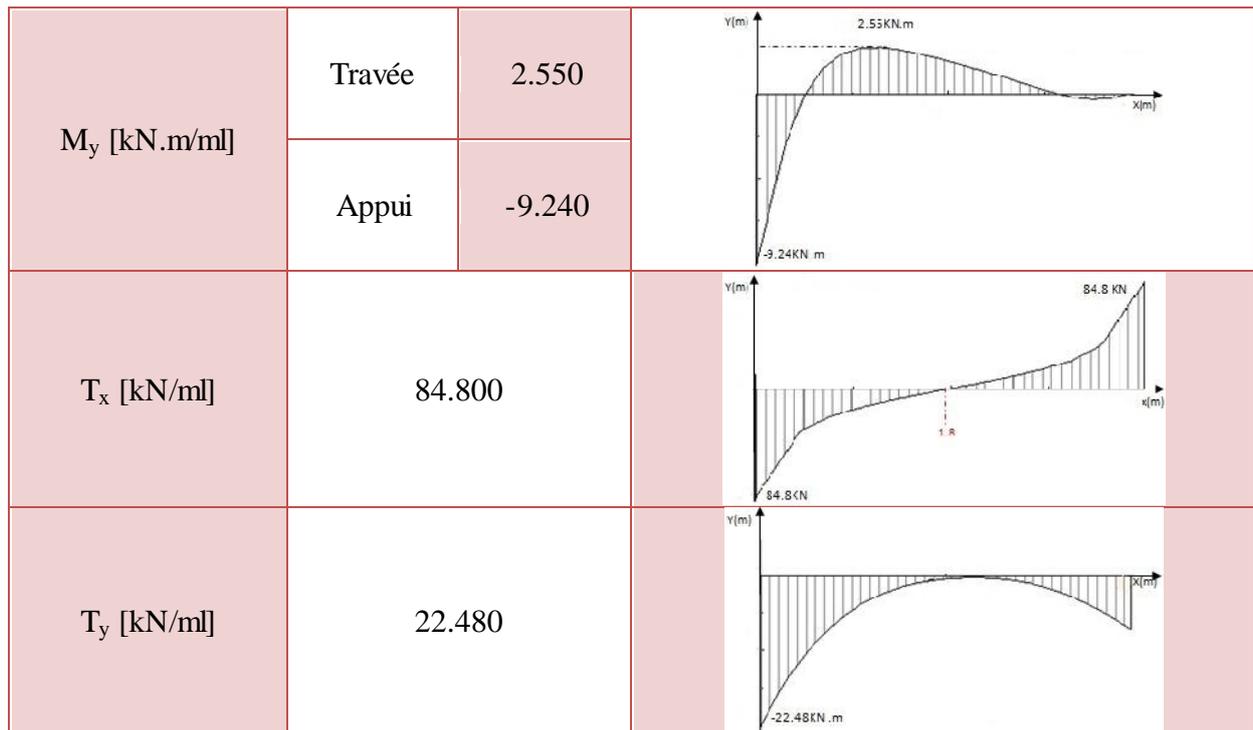
Charges permanentes	Plancher [kN/m ²]	7.340
	Mur double cloison [kN/m]	6.723
Charge d'exploitation [kN/m²]		2.500

Tab. III.22. Charges et surcharges sur la dalle appuyée sur 3 côtés

III.7.1.2. Sollicitations de calcul

Le calcul se fera uniquement à l'ELU vu que les fissurations sont considérées comme étant peu préjudiciables, les sollicitations seront données par le logiciel de calcul des dalles SOCOTEC Dalle.

Sollicitation	Valeur maximale		Diagramme
M_x [kN.m/ml]	Travée	12.620	
	Appui	-29.180	



Tab. III.23. Sollicitations de calcul pour la dalle appuyée sur 3 côtés

III.7.1.3. Calcul du ferrailage

Pour le calcul des armatures, on va considérer une section rectangulaire de **1 m** de largeur et **0.15 m** de hauteur avec un enrobage d'acier de **0.02 m** les résultats du calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Sens	Section dangereuse	Moment [kN.m]	$A_{s, sup}$ [cm ²]	$A_{s, inf}$ [cm ²]
X	Travée	12.620	0.000	2.870
X	Appui	-29.180	6.920	0.000
Y	Travée	2.550	0.000	1.570
Y	Appui	-9.240	2.090	0.000

Tab. III.24. Ferrailage de la dalle appuyée sur 3 côtés

Donc pour le sens **X**, on adopte comme ferrailage, **4HA10/ml** (3.14cm²) comme armatures inférieures, et **7HA12/ml** (7.92 cm²) comme armatures supérieures. Pour le sens **Y**, on adopte **2HA10/ml** (1.57 cm²) comme armatures inférieures et **3HA10/ml** (2.36 cm²) comme armatures supérieures.

III.7.1.4. Vérification au cisaillement

Le tableau suivant résume les valeurs des contraintes de cisaillement.

Sens	Effort tranchant	τ_u [MPa]	$\bar{\tau}_u$ [MPa]
X	84.800	0.652	3.333
Y	22.480	0.173	3.333

Tab. III.25. Vérification de la dalle appuyée sur 3 côtés au cisaillement

Les contraintes de cisaillement sont inférieures aux contraintes admissibles, donc le béton seul peut reprendre les efforts tranchants.

III.7.2. Dalle appuyée sur quatre côtés

On y distingue deux types selon le rapport l_x/l_y

III.7.2.1. $l_x/l_y > 0.4$

Les dimensions de la dalle appuyée sur quatre côtés sont données dans la figure suivante :

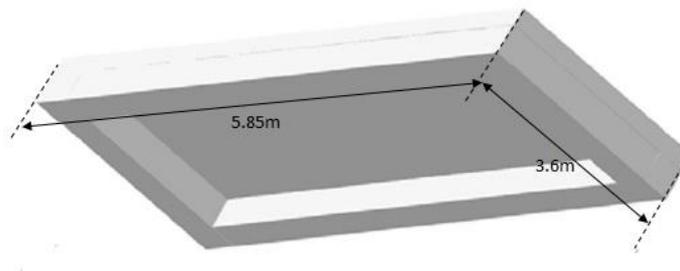


Fig. III.24. Dimensions de la dalle appuyée sur 4 côtés (1)

a. Evaluation des sollicitations

Les charges permanentes et d'exploitation revenant à la dalle sont reportées dans le tableau suivant :

Niveau	G [kN/m ²]	Q [kN/m ²]	Combinaison à l'ELU
Plancher terrasse	7.340	1.000	11.409
Plancher courant à usage d'habitation	5.390	1.500	9.527
Plancher courant à usage de bureaux	5.390	2.500	11.027

Tab. III.26. Charges revenant à la dalle appuyée sur 4 côtés (1)

Nous retiendrons la charge la plus grande, donc **11.409 kN/m²**.

b. Sollicitations de calcul

Pour la détermination des sollicitations de dimensionnement (moment fléchissant et effort tranchant) appliquées sur la dalle, on utilise la méthode indiquée dans l'annexe E3 du BAEL.

Les moments isostatiques maximums au centre du panneau ont pour valeurs :

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \cdot P \cdot l_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \cdot M_x \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont des coefficients donnés en fonction de $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$.

l_x , l_y : portée entre nus d'appuis de la dalle avec $l_x < l_y$.

La continuité est prise en compte par la multiplication des moments par des coefficients forfaitaires :

- En appui : $M_{ax,y} = 0.5M_{0x}$
- En travée : $\begin{cases} M_{tx} = 0.85M_{0x} \\ M_{ty} = 0.85M_{0y} \end{cases}$

Les efforts tranchants maximaux sont donnés par :

- Au milieu de l_x : $V_x = \frac{P.l_x.l_y}{2l_y+l_x}$
- Au milieu de l_y : $V_y = \frac{P.l_x}{3}$

Pour tenir compte de la continuité, l'effort tranchant à l'appui voisin de celui de rive sera majoré de 10%.

Dans notre cas : $\alpha = 0.615$, $\mu_x = 0.081$, $\mu_y = 0.305$

Sollicitation	Valeur maximale	
	Appui	Travée
M_x [kN.m/ml]	-5.989	10.180
M_y [kN.m/ml]	-5.989	3.105
V_x [kN/ml]	15.704	
V_y [kN/ml]	13.691	

Tab. III.27. Sollicitations de calcul pour la dalle appuyée sur 4 côtés (1)

c. Calcul du ferrailage

Pour le calcul des armatures, on va considérer une section rectangulaire de **1 m** de largeur et **0.15 m** de hauteur avec un enrobage d'acier de **0.02 m** les résultats du calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Sens	Section dangereuse	Moment [kN.m]	$A_{s, sup}$ [cm ²]	$A_{s, inf}$ [cm ²]
X	Travée	10.180	0.000	2.300
X	Appui	-5.989	1.570	0.000
Y	Travée	3.105	0.000	1.570
Y	Appui	-5.989	1.570	0.000

Tab. III.28. Ferrailage de la dalle appuyée sur 4 côtés (1)

Donc pour le sens X, on adopte comme ferrailage, **3HA10/ml** (2.36 cm²) comme armatures inférieures, et **2HA10/ml** (1.57 cm²) comme armatures supérieures. Pour le sens Y, on adopte **2HA10/ml** (1.57 cm²) comme armatures inférieures et supérieures.

d. Vérification au cisaillement

Le tableau suivant résume les valeurs des contraintes de cisaillement :

Sens	Effort tranchant	τ_u [MPa]	$\bar{\tau}_u$ [MPa]
X	15.704	0.105	3.333
Y	13.691	0.091	3.333

Tab. III.29. Vérification de la dalle appuyée sur 4 côtés (1) au cisaillement

Les contraintes de cisaillement sont inférieures aux contraintes admissibles, donc le béton seul peut reprendre les efforts tranchants.

III.7.2.2. $l_x/l_y < 0.4$

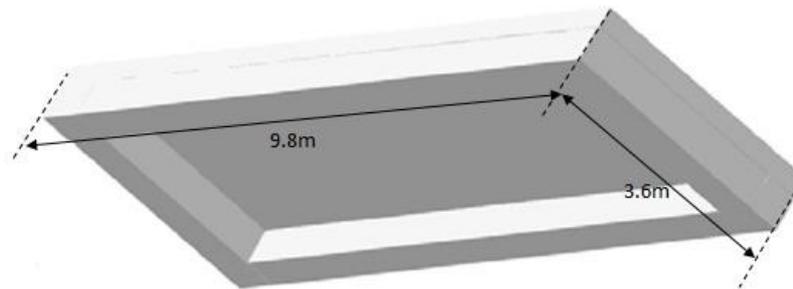


Fig. III.25. Dimensions de la dalle appuyée sur 4 côtés (2)

Dans ce cas, la dalle sera étudiée comme s'il s'agissait d'une poutre encastrée des deux côtés, ses dimensions sont **1 m** de largeur et **0.15 m** de hauteur, avec un enrobage d'acier de **0.02 m**.

a. Combinaison des charges

Les combinaisons de charges à considérer sont réunies dans le tableau suivant :

G [kN/m]	Q [kN/m]	ELU [1.35G + 1.5Q]
7.340	1.000	11.409

Tab. III.30. Combinaison des charges appuyée sur 4 côtés (2)

b. Sollicitations de calcul

La modélisation de la dalle est illustrée dans la figure suivante :

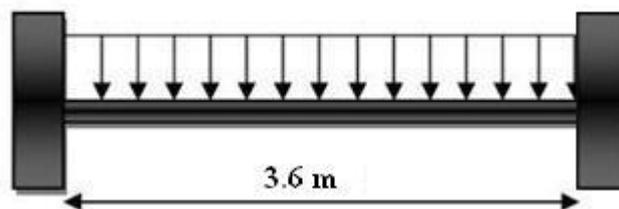
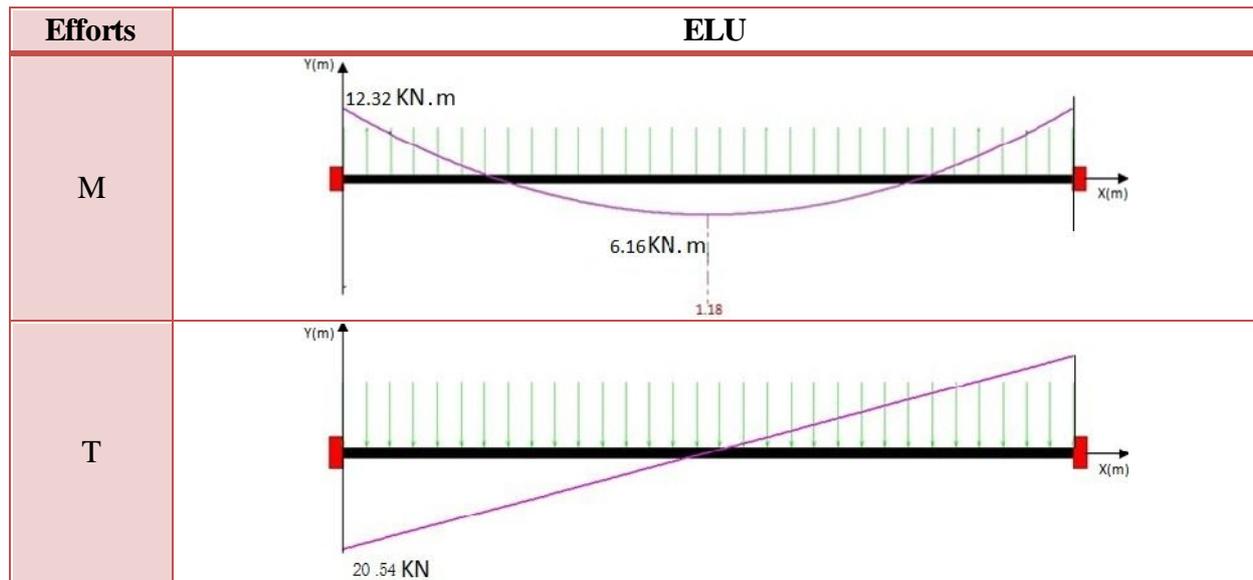


Fig. III.26. Schéma statique de la poutre de calcul

Les diagrammes des moments fléchissants et efforts tranchants calculés à l'ELU à l'aide du logiciel RDM 6 sont donnés dans le tableau suivant :



Tab. III.31. Diagrammes des efforts de la poutre de calcul

c. Calcul du ferrailage

On a deux sections dangereuses, celle de l'appui et celle en mi travée, elles ont pour dimensions **1 m** de largeur et **0.15 m** de hauteur avec un enrobage d'aciers de **0.02 m**, les fissurations sont considérées comme étant peu préjudiciables, les résultats de ferrailage sont donnés dans le tableau suivant :

Section	σ_b [MPa]	σ_s [MPa]	$A_{s, \text{sup}}$ [cm ²]	$A_{s, \text{inf}}$ [cm ²]
Appui	14.167	347.826	2.800	0.000
Travée	14.167	347.826	0.000	1.570

Tab. III.32. Résultats du calcul du ferrailage de la poutre de calcul

Le ferrailage à adopter pour la dalle est **2HA10/ml** (1.57cm²) pour les armatures d'appuis qu'on prolongera pour toute la portée de la dalle pour former les armatures supérieures, et pour les armatures à mi travée on adopte **4HA10/ml** (3.14 cm²) qu'on prolongera aussi sur toute la portée de la dalle pour former les armatures inférieures. Avec des barres **HA8** comme armatures de répartition.

d. Vérification au cisaillement

$$\tau_u = 0.158 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

Le béton seul suffit pour reprendre l'effort tranchant.

III.7.3. Ferrailage réel

Pour des raisons techniques qui sont liées à l'exécution en particulier (facilité de ferrailage), on adopte le même ferrailage pour tout le plancher selon les deux directions, ce qui nous donne les ferrillages suivants :

- Pour les armatures supérieures : **7HA12/ml** suivant les deux sens.
- Pour les armatures inférieures : **4HA10/ml** suivant les deux sens.

III.7.4. Schéma de ferrailage des planchers

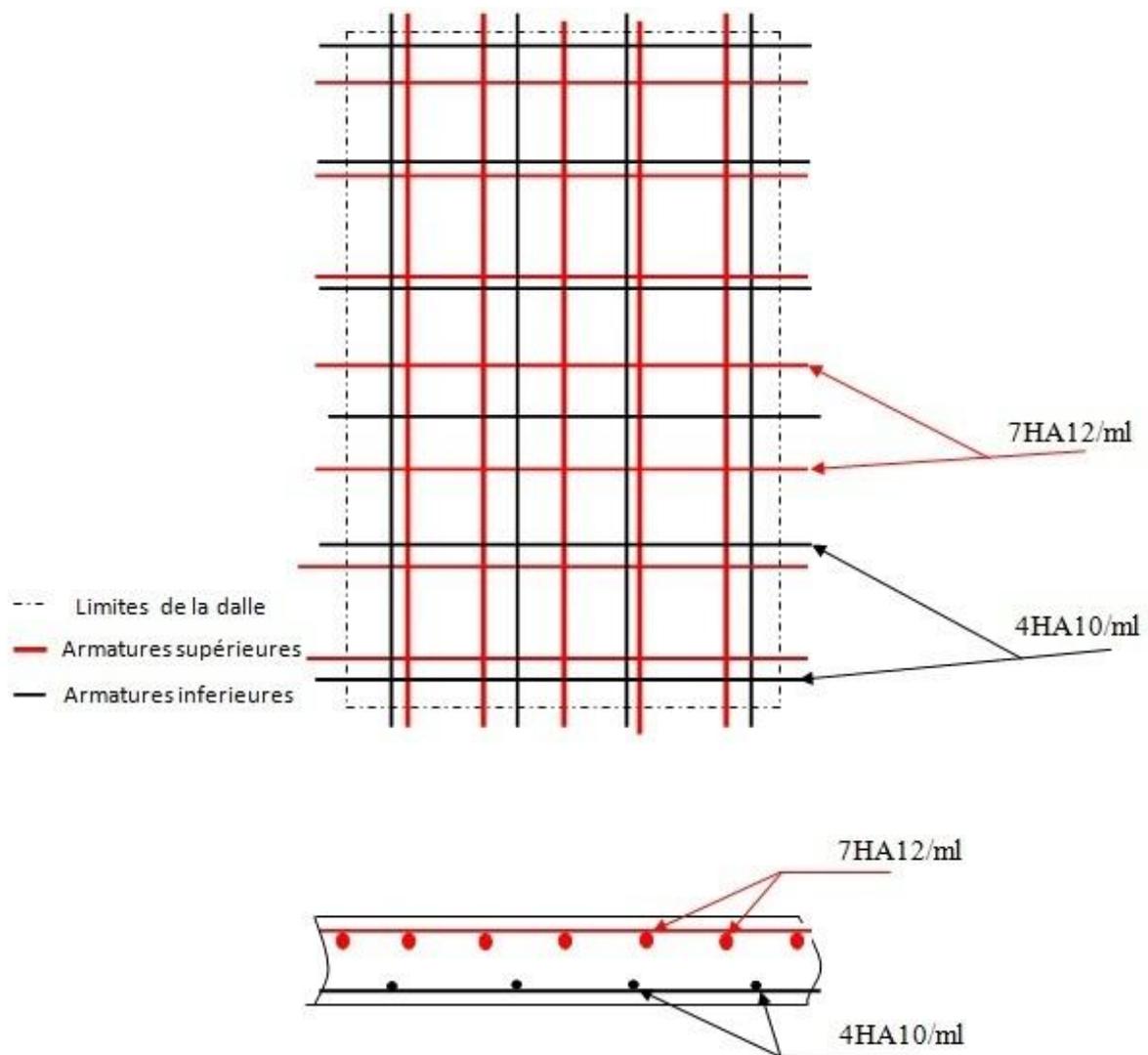


Fig. III.26. Schéma de ferrailage du plancher

Etude dynamique

IV.1. Introduction

Le risque de tremblement de terre a longtemps été jugé inéluctable. Autrefois, on se contentait d'admettre que les constructions devaient parfois subir les séquelles de mouvements du sol. Aussi les mesures de protection contre ce phénomène se sont-elles d'abord concentrées sur la gestion des catastrophes. Certes, des propositions relatives au mode de construction avaient déjà été émises au début du 20^e siècle, mais c'est au cours des dernières décennies que des recherches toujours plus nombreuses et pointues ont révélé comment réduire efficacement la vulnérabilité des ouvrages aux séismes.

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe, c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

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

- **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 mais qui a des limitations (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

L'analyse d'une structure peut se faire suivant deux méthodes principales, le choix de l'une ou l'autre dépend des caractéristiques de cette dernière (géométriques en particulier), ces méthodes sont :

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

Dans notre cas, la méthode statique équivalente n'est pas applicable vu que les conditions sur la hauteur et la régularité du bâtiment ne sont pas satisfaites (article 4.1.2 du

RPA99), la méthode d'analyse par accélérogrammes nécessite l'intervention de spécialistes. La méthode qui convient dans notre cas et dans tous les cas, est la méthode modale spectrale.

IV.2.1. Présentation de la méthode modale spectrale

La méthode modale spectral est, sans doute, la méthode la plus fréquemment utilisée pour l'analyse sismique des structure ; elle est caractérisée par :

- la définition du mouvement sismique imposé aux supports sous la forme d'un spectre de réponse de calcul ;
- l'hypothèse d'un comportement globalement linéaire de la structure, permettant l'utilisation des modes propres.

La bonne pratique de la méthode spectrale suppose :

- l'établissement d'une bonne modélisation ;
- le choix judicieux des modes à retenir ;
- la connaissance des limites de validité des règles de combinaisons des modes et des composantes; la règle quadratique ne doit pas être considéré comme ayant une valeur universelle.

IV.2.2. Nombre de modes à considérer

Le nombre de modes de vibration à considérer doit être (selon le RPA99) tel que :

- 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 3.

Dans le cas où les conditions citées ci-dessus ne sont pas observées, le nombre minimal de modes (K) à considérer est donné (selon le RPA99) 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 .

Selon la première inégalité, $K \geq 10.39$, donc on prend en premier lieu $K = 11$, et on vérifie la deuxième inégalité après les calculs.

IV.2.3. Combinaison du mouvement sismique

IV.2.3.1. Combinaison réponses modales

Les réponses modales calculées pour les différents modes retenus sont combinées de façon à reconstituer l'ensemble des effets du séisme réel.

Suivant chaque direction sismique, les valeurs globales de calcul des déplacements, déformations et sollicitations sont obtenues en combinant les valeurs maximales obtenues séparément dans chaque mode.

La méthode de combinaison des effets de chaque mode est la combinaison quadratique complète qui considère une corrélation entre deux réponses en fonction de l'écart existant entre les deux fréquences propres.

$$E = \sqrt{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \rho_{ij} E_i E_j}$$

Avec : E : Réponse à calculer.

E_i, E_j : Réponses maximales dans les modes i et j respectivement.

ρ_{ij} : Coefficient de corrélation des fréquences et des coefficient d'amortissement des modes i et j.

IV.2.3.2. 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 2.
- Le site est meuble, donc le sol est de catégorie S3.
- L'ouvrage se trouve dans une zone III (zone de forte sismicité).
- La structure a 40.32 m de hauteur.
- Le système structural est constitué entièrement de voiles en béton armé, donc le pourcentage d'amortissement critique $\xi = 10\%$.

- La composante verticale de la force sismique n'est pas considérée vu l'absence de porte à faux dépassant 1.5 m de portée comme stipulé dans le RPA99.

IV.3.2. Modélisation de la structure

Vu la complexité de la structure de l'ouvrage, l'utilisation de l'outil informatique et des logiciels de calcul des structures s'impose.

Il doit donc être effectué une analyse modale sur un modèle tridimensionnel qui consiste à calculer les effets maximaux d'un séisme sur une structure. Pour cela, on recherche les modes de vibration de la structure qui caractérisent son comportement au voisinage des fréquences dites de résonance. En effet, la réponse d'une structure est prépondérante au droit de ces fréquences de résonance.

Dans le logiciel Robot, les paramètres suivants ont été utilisés pour effectuer l'analyse modale :

- Méthode : Itération sur le sous-espace par blocs (méthode conseillée pour les structures comportant un nombre important de modes) ;
- Matrice des masses : concentrées sans rotations ;
- Paramètres :
 - Tolérance : 0.0001 écart entre deux itérations à atteindre pour passer au mode suivant ;
 - Nombre d'itérations : 40 (à augmenter si l'itération ne converge pas) ;
- Négliger la densité : pour ne pas prendre en compte deux fois le poids propre de la structure lorsqu'il est déjà intégré dans la déclaration des masses.
- Vérification de Strum : permet de vérifier que tous les modes trouvés sont bien les premiers modes.
- Participation massique :

$$W = G + \beta Q$$
 avec : G comme poids propre, Q comme charge d'exploitation et β comme coefficient de pondération égal à 0.2 (Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés selon le RPA99).

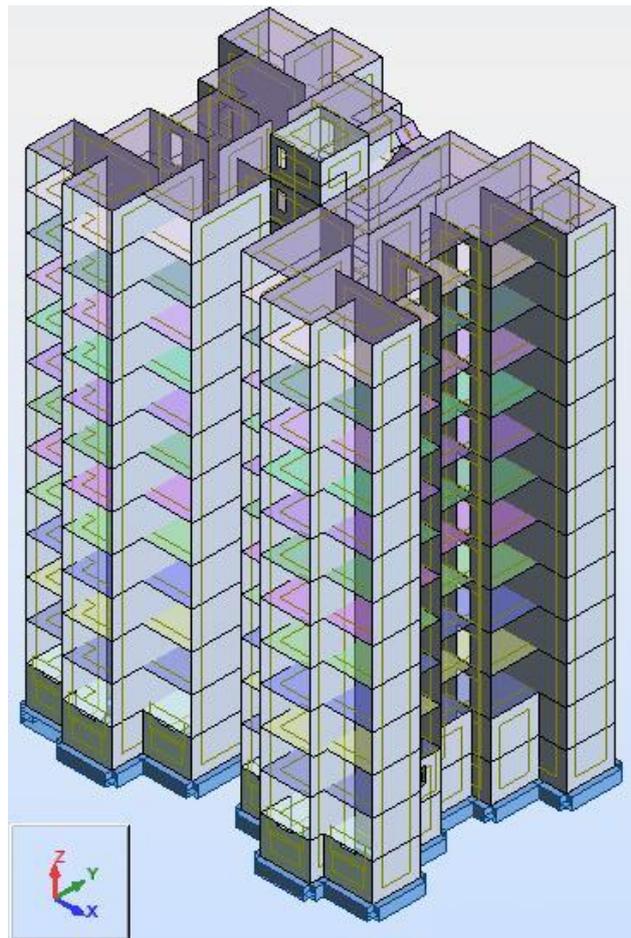


Fig. IV.1. Modèle 3D de la structure

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

Avec une modélisation de la structure avec des appuis d'encastrement à la base et des poussées de sols tout au long des voiles périphériques du sous-sol, et en allant jusqu'à 100 modes, on n'est pas arrivé à exciter 90% de la masse vibrante (82.21%), donc on se contentera de 11 modes.

Le tableau suivant présente les différents résultats obtenus de l'analyse modale (fréquences, périodes, masses cumulées, masse modale) :

Mode	Fréquence [Hz]	Période [s]	Masses cumulées UX [%]	Masses cumulées UY [%]	Masses cumulées UZ [%]	Masse modale UX [%]	Masse modale UY [%]	Masse modale UZ [%]
1	1.85	0.54	8.97	0.00	0.00	8.97	0.00	0.00
2	2.32	0.43	63.76	0.02	0.00	54.79	0.02	0.00
3	2.86	0.35	63.77	63.33	0.00	0.01	63.31	0.00
4	3.64	0.27	63.79	63.33	0.00	0.02	0.00	0.00
5	4.50	0.22	64.04	63.33	0.00	0.24	0.00	0.00
6	5.50	0.18	64.05	63.33	0.00	0.01	0.00	0.00
7	5.52	0.18	64.05	63.37	0.00	0.00	0.04	0.00
8	5.53	0.18	64.05	63.37	0.00	0.00	0.00	0.00
9	5.55	0.18	64.05	63.67	0.00	0.00	0.30	0.00
10	5.80	0.17	64.05	63.67	0.00	0.00	0.00	0.00
11	6.29	0.16	64.05	63.68	0.00	0.00	0.01	0.00

Tab. IV.1. Résultats de l'analyse modale

On remarque que $T_{11} = 0.16 \text{ s} < 0.2 \text{ s}$, donc le choix de 11 modes est justifié.

Les modes ont différents effets sur la structure. Certains engendrent de forts déplacements suivant une ou plusieurs directions (modes de flexion) alors que d'autres vont générer de la torsion (modes de torsion) ou encore un déplacement vertical (modes de tassement).

IV.3.4. Vérification de la période de vibration

La valeur de la période donnée par Robot doit vérifier la condition de l'article 4.2.4 du RPA99. Ce dernier exige que cette période ne doit pas dépasser la valeur calculée par la formule empirique appropriée de plus de 30% ; avec :

$$T_{\text{empirique}} = \min \left\{ 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} ; C_T h_N^{3/4} \right\} = 0.797 \text{ s} ; 1.3 T_{\text{emp}} = 1.0361 \text{ s} ; C_T = 0.05.$$

$$T_{\text{numérique}} = 0.5410 \text{ s}.$$

Donc la condition est vérifiée.

Vous trouverez en annexe D les résultats Robot.

Observation des modes

Mode 1 : mode de flexion suivant X, déplacement horizontal important suivant X.

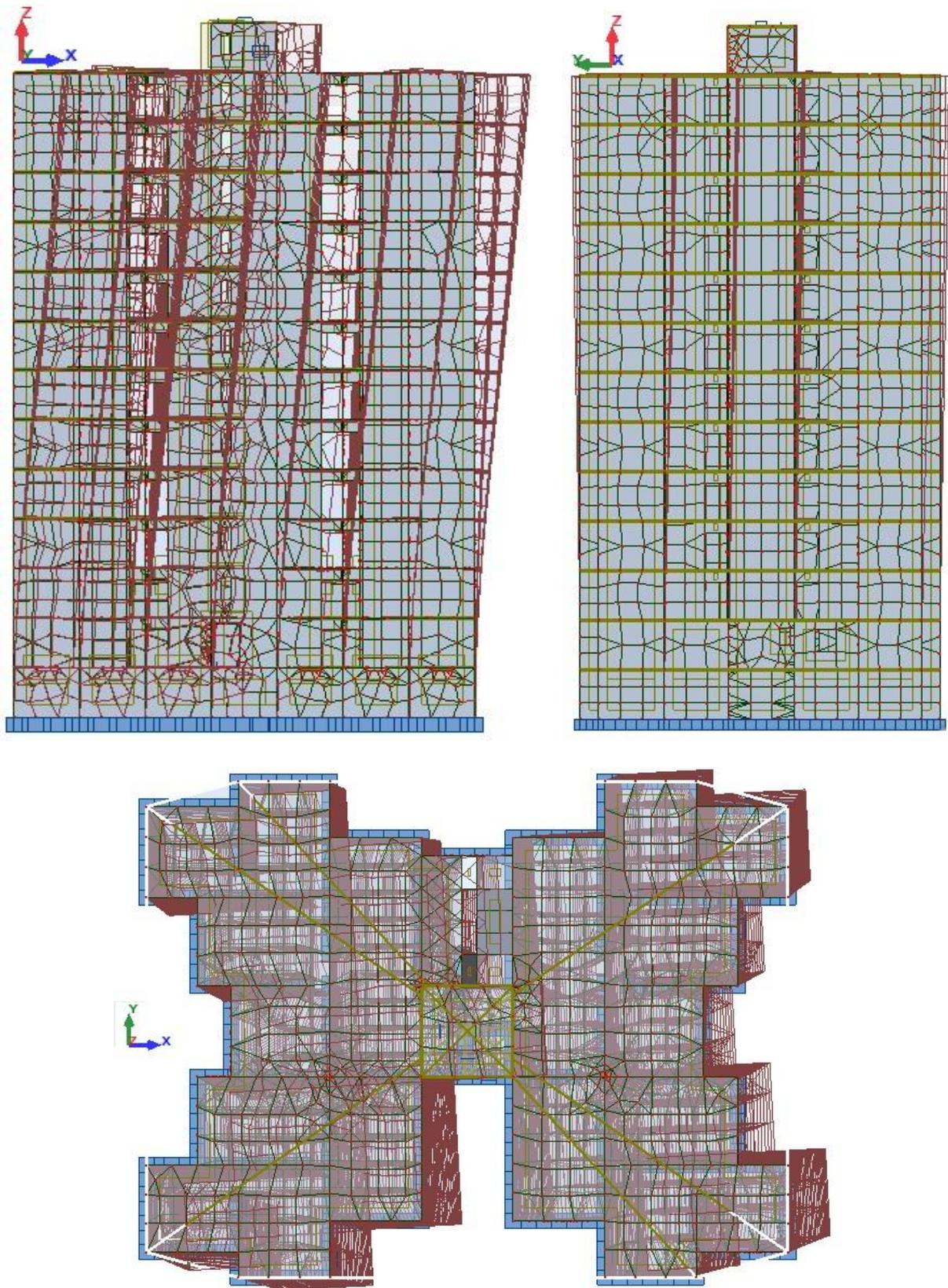


Fig. IV.2. Représentation du mode 1

Mode 2 : mode de flexion suivant Y, déplacement horizontal important suivant Y.

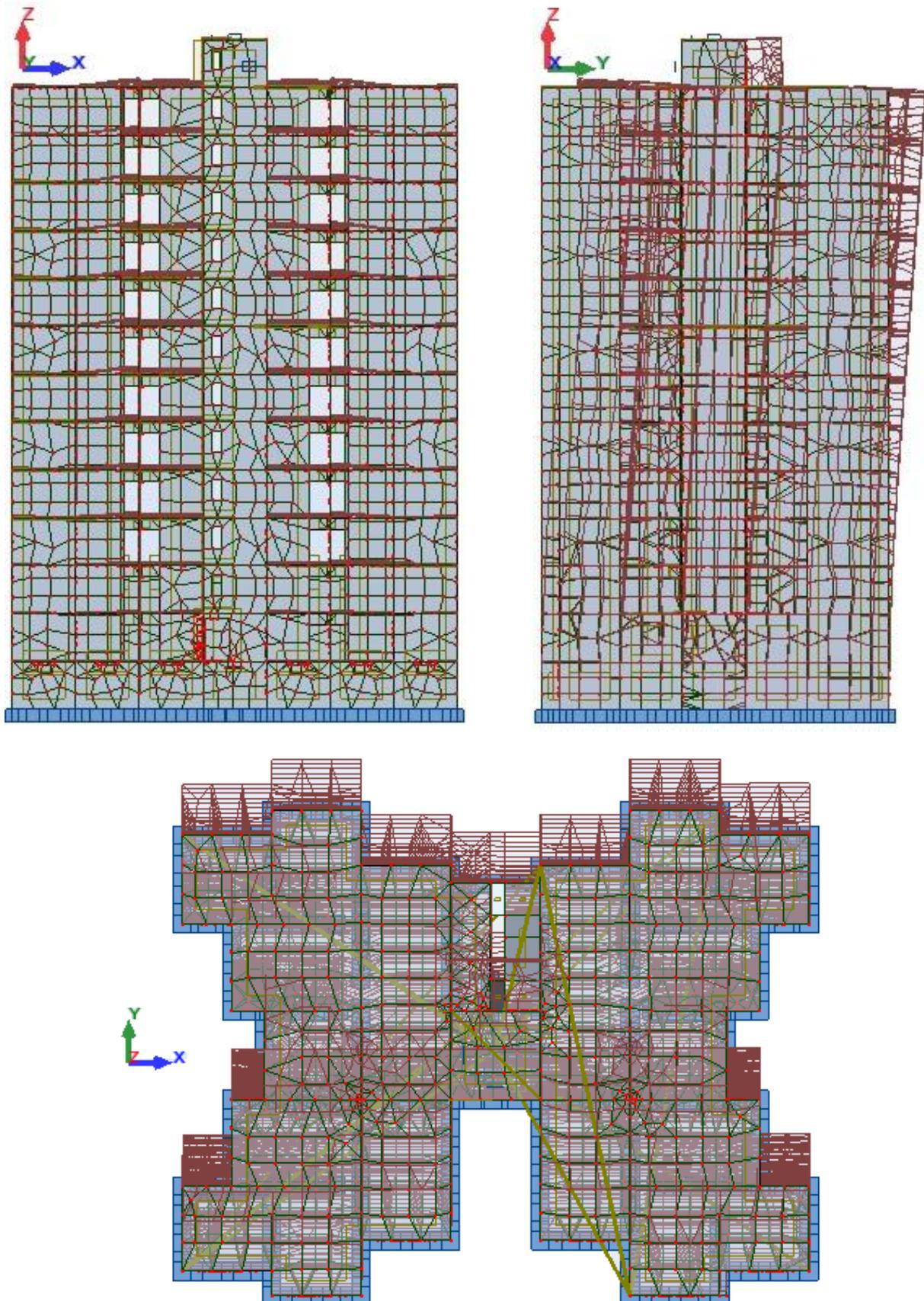


Fig. IV.3. Représentation du mode 2

Mode 3 : mode de torsion.

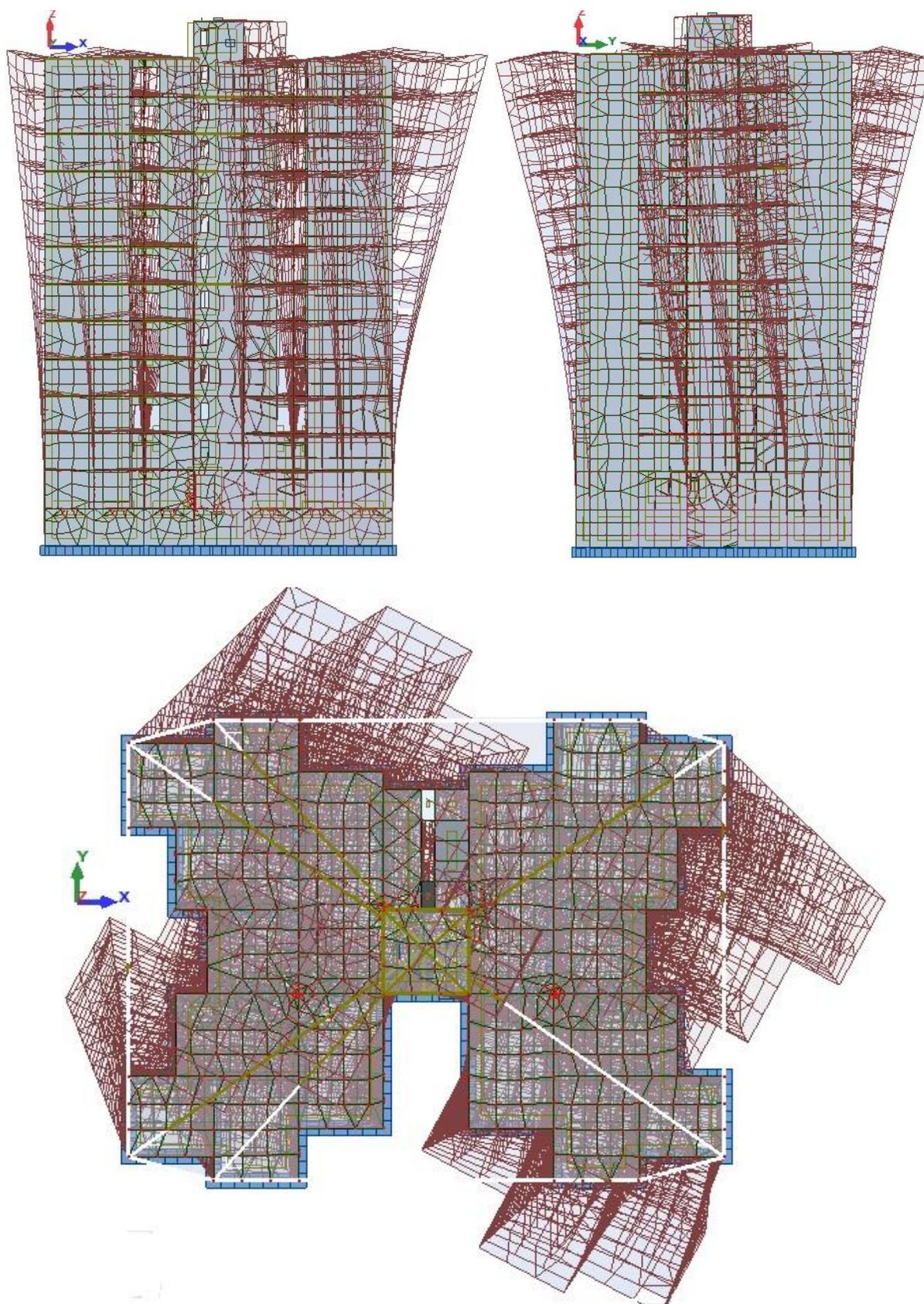


Fig. IV.4. Représentation du mode 3

Mode 4 : mode de tassement, déplacement vertical important.

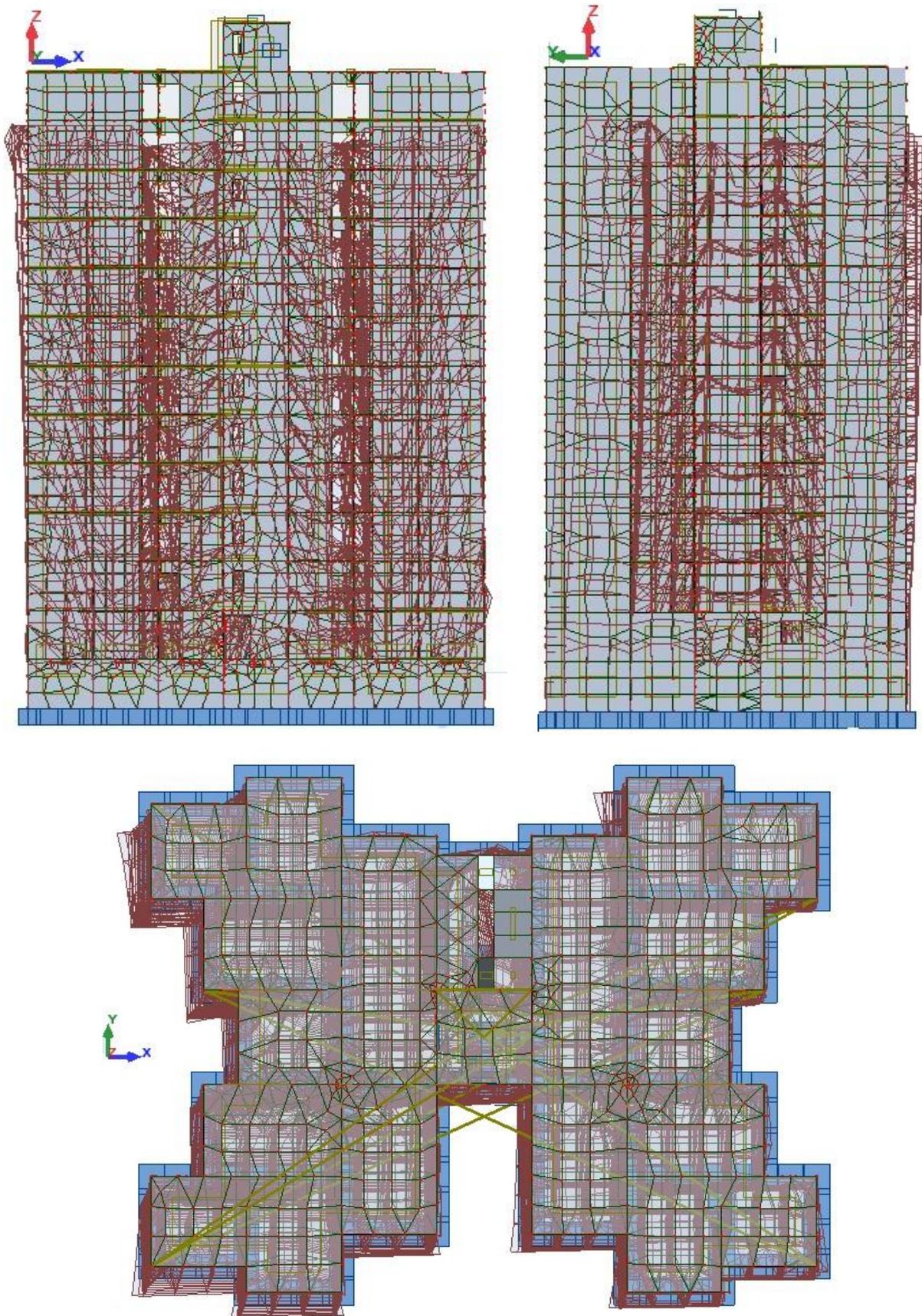


Fig. IV.5. Représentation du mode 4

IV.3.5. Spectre de réponse de calcul

Le calcul des forces sismiques pour notre structure a été mené suivant la méthode d'analyse modale spectrale qui est obligatoire pour notre cas vue l'irrégularité de la structure. Le principe est de rechercher pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Le RPA99 version 2003 recommande le spectre de réponse donné par la fonction suivante :

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

D'après de RPA99, les paramètres relatifs à notre structure sont comme suit :

- Coefficient d'accélération de zone **A = 0.25**
- Catégorie du site S3 donc : **T₁ = 0.15 s** et **T₂ = 0.50 s**.
- Facteur de qualité **Q = 1.20**.
- Coefficient de comportement global de la structure **R = 3.5**.
- Pourcentage d'amortissement critique **ξ = 10%**.
- Facteur de correction d'amortissement $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0.763$

Notre spectre de réponse aura l'allure suivante :

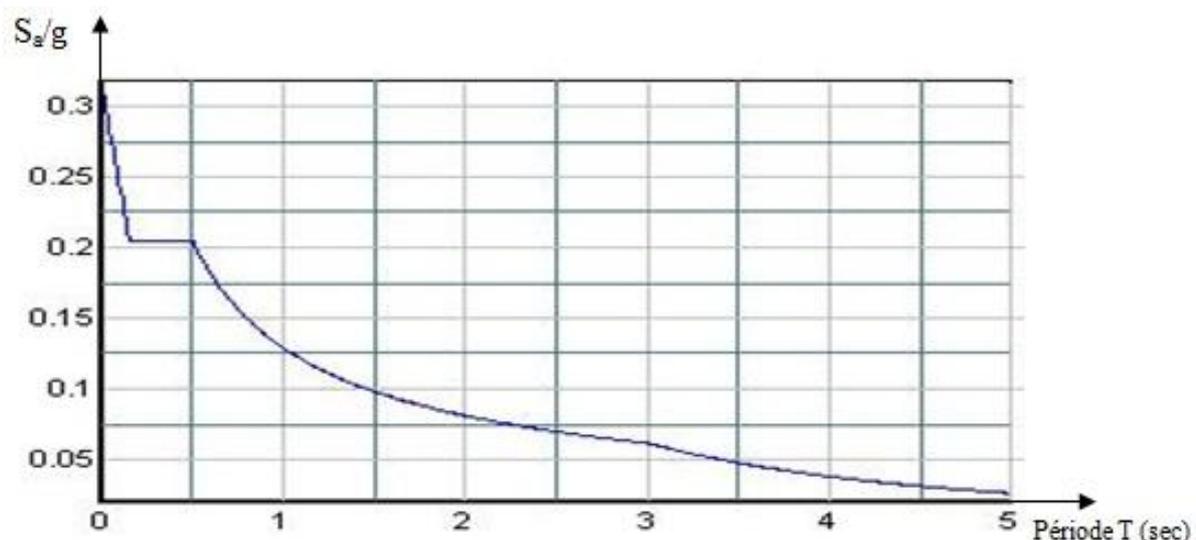


Fig. IV.6. Spectre de réponse de calcul

Les différentes valeurs du spectre de réponse de calcul sont détaillées dans le tableau suivant :

T [s]	S _a /g	T [s]	S _a /g	T [s]	S _a /g
0.000	0.313	1.700	0.090	3.400	0.050
0.100	0.241	1.800	0.087	3.500	0.048
0.200	0.205	1.900	0.084	3.600	0.046
0.300	0.205	2.000	0.081	3.700	0.044
0.400	0.205	2.100	0.079	3.800	0.042
0.500	0.205	2.200	0.076	3.900	0.040
0.600	0.181	2.300	0.074	4.000	0.038
0.700	0.163	2.400	0.072	4.100	0.037
0.800	0.150	2.500	0.070	4.200	0.035
0.900	0.138	2.600	0.068	4.300	0.034
1.000	0.129	2.700	0.066	4.400	0.033
1.100	0.121	2.800	0.065	4.500	0.032
1.200	0.114	2.900	0.063	4.600	0.030
1.300	0.108	3.000	0.062	4.700	0.029
1.400	0.103	3.100	0.059	4.800	0.028
1.500	0.098	3.200	0.056	4.900	0.027
1.600	0.094	3.300	0.053	5.000	0.026

Tab. IV.2. Valeurs du spectre de réponse

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_x
- G + Q + E_y
- 0.8G + E_x
- 0.8G + E_y

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 et accidentelles.

Étage	X _G [m]	Y _G [m]	X _C [m]	Y _C [m]	e _{th,x} [m]	e _{th,y} [m]	e _{acc,x} [m]	e _{acc,y} [m]
9 ^{ème}	13.34	10.37	13.24	10.29	0.10	0.09	1.33	1.04
8 ^{ème}	13.32	10.36	13.25	10.29	0.07	0.08	1.33	1.04

7 ^{ème}	13.34	10.33	13.02	09.67	0.32	0.58	1.33	1.04
6 ^{ème}	13.32	10.34	13.26	10.10	0.06	0.24	1.33	1.04
5 ^{ème}	13.34	10.34	13.14	10.27	0.20	0.07	1.33	1.04
4 ^{ème}	13.33	10.34	13.26	10.11	0.06	0.23	1.33	1.04
3 ^{ème}	13.34	10.32	13.25	10.22	0.08	0.10	1.33	1.04
2 ^{ème}	13.33	10.33	13.43	10.28	0.10	0.05	1.33	1.04
1 ^{er}	13.34	10.37	12.98	10.18	0.37	0.19	1.33	1.04
RDC	13.32	10.33	13.23	10.29	0.09	0.04	1.33	1.04
ES 1	13.33	11.31	13.27	10.44	0.06	0.86	1.33	1.04
ES 2	13.30	11.22	13.41	10.36	0.10	0.87	1.33	1.04
SS	13.33	11.62	13.53	10.14	0.20	0.48	1.33	1.04

Tab. IV.3. Caractéristiques géométriques

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 :

Etage	Vx [kN]	Vy [kN]
9 ^{ème}	1772.23	1874.02
8 ^{ème}	3463.74	3483.96
7 ^{ème}	4032.06	3614.34
6 ^{ème}	5340.66	5137.67
5 ^{ème}	5597.40	5919.64
4 ^{ème}	6138.65	6156.22
3 ^{ème}	7167.88	6597.74
2 ^{ème}	7307.91	7349.17
1 ^{er}	7780.55	7788.49
RDC	7829.11	8218.46
ES 1	8695.75	9068.88
ES 2	9090.83	9743.15
SS	9282.23	9821.57

Tab. IV.4. Distribution de l'effort sismique

IV.4.4. Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon le RPA99, la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

Si cette condition n'est pas vérifiée on doit majorer l'effort tranchant à la base dans le rapport : $0.8 \frac{V}{V_t}$.

L'effort tranchant à la base qu'il faut considérer est donc donné par la formule suivante :

$$V_t = 0.8V$$

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

W : poids totale de la structure ; **W = 66099.2351 kN**

Le tableau suivant résume les résultats des efforts ainsi que les vérifications :

V [kN]	V _t [kN]		V _t /V	
	Suivant X	Suivant Y	Suivant X	Suivant Y
7910.50	9282.23	9821.57	1.173 > 0.8	1.241 > 0.8

Tab. IV.5. Vérification de la résultante des forces sismiques

IV.5. Vérification de la stabilité au renversement

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement, dus aux cas les plus défavorables des sollicitations.

Pour que le bâtiment soit stable au renversement, on doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{M_S}{M_R} > 1.50$$

Avec :

- Moment stabilisant : $M_S = \begin{cases} M_{SX/O} = W \cdot X_0 \\ M_{SY/O} = W \cdot Y_0 \end{cases}$
- Moment renversant : $M_R = \sum_{i=1}^n F_i h_i$; dans notre cas donné par Robot.
- (X₀, Y₀) : Coordonnées du centre de gravité de la structure.
- W : Poids du bâtiment.
- F_i : Force sismique au niveau i.
- h_i : Hauteur du niveau i.

Direction	W [kN]	G [m]	M _S [kN.m]	M _R [kN.m]	M _S /M _R
Suivant X	66099.235	13.33	881051.958	200760.15	4.389
Suivant Y		10.58	699533.289	212762.27	3.289

Tab. IV.6. Vérification de la stabilité au renversement

IV.6. Justification vis à vis de l'effet P-Δ

L'effet **P-Δ** est un effet non linéaire (effet de 2^{ème} ordre) qui se produit en chaque structure où les éléments de la structure sont soumis à des charges axiales. C'est un effet associé à l'importance de la charge axiale **P** et le déplacement **Δ**. L'effet P-Δ est aussi lié à :

- L'importance de la charge axiale P.
- 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, le RPA99 propose de vérifier cela à l'aide de l'inégalité suivante :

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.1$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau k.

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k.

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

h_k : Hauteur de l'étage k.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

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 $0.1 < \theta_k < 0.2$, les effets P- Δ peuvent 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.

On doit aussi vérifier que les déplacements relatifs entre étages voisins ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage (article 5.10 du RPA 99 version 2003).

Le tableau suivant résume tous les déplacements de notre bâtiment :

Etage	δ_{ek} [cm]		δ_k [cm]		Δ_k [cm]	
	Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y
9 ^{ème}	1.848	1.198	6.468	4.193	0.228	0.329
8 ^{ème}	1.783	1.104	6.241	3.864	0.245	0.119
7 ^{ème}	1.713	1.070	5.996	3.745	0.392	0.417
6 ^{ème}	1.601	0.951	5.604	3.329	0.424	0.406
5 ^{ème}	1.480	0.835	5.180	2.923	0.462	0.333
4 ^{ème}	1.348	0.740	4.718	2.590	0.805	0.508
3 ^{ème}	1.118	0.595	3.913	2.083	0.539	0.305
2 ^{ème}	0.964	0.508	3.374	1.778	0.756	0.385
1 ^{er}	0.748	0.398	2.618	1.393	0.480	0.256
RDC	0.611	0.325	2.139	1.138	0.711	0.343
ES 1	0.408	0.227	1.428	0.795	0.480	0.245
ES 2	0.271	0.157	0.949	0.550	0.697	0.396
SS	0.072	0.044	0.252	0.154	0.252	0.154

Tab. IV.7. Détails des déplacements du bâtiment

On remarque que les déplacements relatifs Δ_k ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage (2.88 cm).

Le tableau qui suit nous donne les valeurs des différents paramètres de la justification de l'effet P- Δ :

Etage	P_k (kN)	Sens X			Sens Y		
		Δ_k [cm]	V_k [kN]	θ_k	Δ_k [cm]	V_k [kN]	θ_k
9 ^{ème}	6071.819	0.228	1772.23	0.00271	0.329	1874.02	0.00370
8 ^{ème}	11738.050	0.245	3463.74	0.00288	0.119	3483.96	0.00139
7 ^{ème}	16730.373	0.392	4032.06	0.00565	0.417	3614.34	0.00670
6 ^{ème}	21658.934	0.424	5340.66	0.00597	0.406	5137.67	0.00594
5 ^{ème}	26298.447	0.462	5597.40	0.00754	0.333	5919.64	0.00514
4 ^{ème}	31211.419	0.805	6138.65	0.01421	0.508	6156.22	0.00894
3 ^{ème}	35862.426	0.539	7167.88	0.00936	0.305	6597.74	0.00576
2 ^{ème}	40753.595	0.756	7307.91	0.01464	0.385	7349.17	0.00741
1 ^{er}	45407.122	0.480	7780.55	0.00973	0.256	7788.49	0.00518
RDC	50295.329	0.711	7829.11	0.01586	0.343	8218.46	0.00729
ES 1	54938.536	0.480	8695.75	0.01053	0.245	9068.88	0.00515
ES 2	59861.056	0.697	9090.83	0.01594	0.396	9743.15	0.00845
SS	66099.235	0.252	9282.23	0.00623	0.154	9821.57	0.00360

Tab. IV.8. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

On remarque bien que θ_k ne dépasse jamais 0.1, donc l'effet P- Δ est négligeable.

Ferrailage des éléments structuraux

V.1. Introduction

L'étude du contreventement nous permet d'établir la distribution de la résultante générale de l'action sismique dans les éléments de contreventement ainsi que la vérification de leur stabilité.

Après avoir calculé toutes les charges auxquelles sont soumis les différents éléments structuraux de notre bâtiment, nous allons procéder aux calculs de leurs ferrailages, ces derniers seront menés selon les règles de calcul du béton armé, à savoir : **CBA93**, **BAEL91** et **RPA99 version 2003**.

Les objectifs du ferrailage 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.

Afin d'assurer une sécurité à un risque normal, les règlements nous recommandent d'adopter des combinaisons d'actions qui varient dans le sens le plus défavorable, et dont les actions atteignent des intensités qui génèrent les efforts les plus sollicitant pour la structure. Les objectifs ainsi visés ont pour but d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques.

Etant donné que notre bâtiment est entièrement constitué de voiles, ce chapitre ne sera consacré qu'au calcul du ferrailage de ces derniers.

Vue la différence de concentration des voiles entre les niveaux (voir chapitre 1), on définit deux parties de calculs :

- Partie I : allant du sous-sol jusqu'au 1^{er} entresol.
- Partie II : allant du RDC jusqu'au 9^{ème} étage.

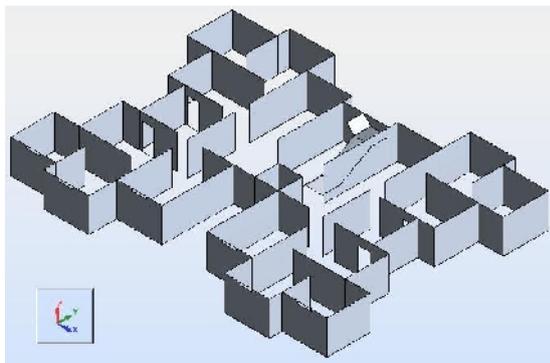


Fig. V.1. Vue en 3D du sous-sol

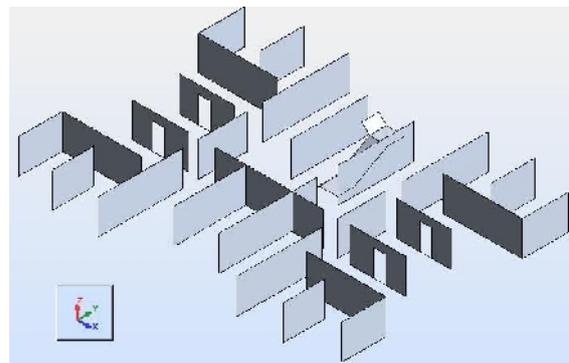


Fig. V.2. Vue en 3D du RDC

V.2. Distribution de l'effort sismique sur les différents voiles

La répartition des efforts dans les refends va dépendre à la fois de l'inertie de chaque refend, et de la position du centre de gravité et de celui de torsion.

Pour prendre en compte les effets de la torsion dans la structure, nous ferons les hypothèses suivantes :

- Le système est élastique linéaire.
- Les planchers sont indéformables horizontalement.
- Les refends sont parfaitement encastés à leurs bases.
- L'inertie des refends est constante sur toute la hauteur ou bien suit une loi de variation identique pour tous les refends.
- Le nombre de niveaux est au moins égale à quatre (4).
- Les déformations d'effort tranchant et la rigidité à la torsion sont négligeables.

V.2.1. Détermination des coordonnées du centre de gravité (G)

Les coordonnées du centre de gravité sont déterminées suivant la formule suivante :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \\ Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i} \end{cases}$$

Avec : (X_G, Y_G) : coordonnées du centre de gravité.

(X_i, Y_i) : Coordonnées du centre de gravité du voile i.

M_i : masse du voile i.

Les détails de calcul du centre de gravité du sous-sol (pour la partie I) sont donnés dans le tableau suivant :

Voiles parallèles à X				Voiles parallèles à Y			
Voile	m/ph (m ²)	X (m)	Y (m)	Voile	m/ph (m ²)	X (m)	Y (m)
A ₁	0.570	5.700	0.000	I ₁	0.726	0.000	2.865
A ₂	0.570	20.900	0.000	I ₂	0.760	0.000	17.780
B ₁	0.570	1.900	1.050	II ₁	0.740	2.100	6.530
B ₂	0.570	24.700	1.050	II ₂	0.740	2.100	24.030
C ₁	0.570	9.500	2.350	III	0.760	3.500	10.280
C ₂	0.570	17.100	2.350	IV ₁	0.696	3.800	1.740
D ₁	1.300	3.250	4.680	IV ₂	0.730	3.800	18.905
D ₂	1.300	23.350	4.680	V ₁	1.396	7.600	3.490
E ₁	0.912	4.380	8.380	V ₂	1.436	7.600	17.140
E ₂	0.912	22.220	8.380	V ₃	0.800	7.600	10.280
E ₃	1.780	13.300	8.380	VI ₁	1.206	11.400	5.365
F	0.400	14.200	10.380	VI ₂	1.260	11.400	15.230
G ₁	0.912	4.380	12.180	VII	0.400	13.200	9.380

G ₂	0.912	22.220	12.180	VIII ₁	1.206	15.200	5.365
H ₁	1.300	3.250	15.880	VIII ₂	1.260	15.200	15.230
H ₂	1.300	23.350	15.880	VIII ₃	0.400	15.200	9.380
I	0.760	13.300	17.630	IX ₁	1.396	19.000	3.490
J ₁	0.760	9.500	18.380	IX ₂	1.436	19.000	17.140
J ₂	0.760	17.100	18.380	IX ₃	0.800	19.000	10.280
K ₁	0.760	1.900	19.680	X ₁	0.696	22.800	1.740
K ₂	0.760	24.700	19.680	X ₂	0.730	22.800	18.905
L ₁	0.760	5.700	20.730	XI	0.760	23.100	10.280
L ₂	0.760	20.900	20.730	XII ₁	0.740	24.500	6.530
-	-	-	-	XII ₂	0.740	24.500	24.030
-	-	-	-	XIII ₁	0.726	26.600	2.865
-	-	-	-	XIII ₂	0.760	26.600	17.780
Centre de gravité G_I		X_G = 13.325			Y_G = 10.982		

Tab. V.1. Centre de gravité partie I

De la même manière que pour le sous-sol, on calcule le centre de gravité pour le RDC (partie II), et on trouve **G_{II} (X_G = 13.326 ; Y_G = 10.244)**.

V.2.2. Détermination des coordonnées du centre de torsion (C)

Les coordonnées du centre de torsion sont déterminées suivant la formule suivante :

$$\begin{cases} X_c = \frac{\sum I_{Yi} X_i}{\sum I_{Yi}} \\ Y_c = \frac{\sum I_{Xi} Y_i}{\sum I_{Xi}} \end{cases}$$

Avec : (X_C, Y_C) : coordonnées du centre de torsion.

(X_i, Y_i) : Coordonnées du centre de gravité du voile i.

I_i : Inertie du voile i.

Les détails de calcul du centre de torsion du sous-sol (pour la partie I) sont donnés dans le tableau suivant :

Voiles parallèles à X			Voiles parallèles à Y		
Voile	I _X (m ⁴)	I _Y (m ⁴)	Voile	I _X (m ⁴)	I _Y (m ⁴)
A ₁	0.685900	0.001069	I ₁	0.002420	0.797202
A ₂	0.685900	0.001069	I ₂	0.002533	0.914533
B ₁	0.685900	0.001069	II ₁	0.002467	0.844217
B ₂	0.685900	0.001069	II ₂	0.002467	0.844217
C ₁	0.685900	0.001069	III	0.002533	0.914533
C ₂	0.685900	0.001069	IV ₁	0.002320	0.702403
D ₁	4.577083	0.004333	IV ₂	0.002433	0.810452
D ₂	4.577083	0.004333	V ₁	0.004653	5.667807
E ₁	1.580314	0.003040	V ₂	0.004787	6.169104
E ₂	1.580314	0.003040	V ₃	0.002667	1.066667
E ₃	11.749483	0.005933	VI ₁	0.004020	3.654270

F	0.133333	0.001333	VI ₂	0.004200	4.167450
G ₁	1.580314	0.003040	VII	0.001333	0.133333
G ₂	1.580314	0.003040	VIII ₁	0.004020	3.654270
H ₁	4.577083	0.004333	VIII ₂	0.004200	4.167450
H ₂	4.577083	0.004333	VIII ₃	0.001333	0.133333
I	0.914533	0.002533	IX ₁	0.004653	5.667807
J ₁	0.914533	0.002533	IX ₂	0.004787	6.169104
J ₂	0.914533	0.002533	IX ₃	0.002667	1.066667
K ₁	0.914533	0.002533	X ₁	0.002320	0.702403
K ₂	0.914533	0.002533	X ₂	0.002433	0.810452
L ₁	0.914533	0.002533	XI	0.002533	0.914533
L ₂	0.914533	0.002533	XII ₁	0.002467	0.844217
-	-	-	XII ₂	0.002467	0.844217
-	-	-	XIII ₁	0.002420	0.797202
-	-	-	XIII ₂	0.002533	0.914533
Centre de torsion C_I		X_C = 13.305		Y_C = 10.236	

Tab. V.2. Centre de torsion partie I

De la même manière que pour le sous-sol, on calcule le centre de torsion pour le RDC (partie II), et on trouve **C_{II} (X_C = 13.305 ; Y_C = 9.668)**.

V.2.3. Calcul des excentricités

On calcule les excentricités théoriques suivant les formules suivantes :

$$\begin{cases} e_{xth} = |X_G - X_c| \\ e_{yth} = |Y_G - Y_c| \end{cases}$$

Et pour les excentricités accidentelles, on se sert des formules suivantes :

$$\begin{cases} e_{xacc} = 5\%L \\ e_{yacc} = 5\%L \end{cases}$$

Avec L la plus grande dimension du bâtiment.

L'excentricité de calcul sera la plus grande des deux excentricités.

Partie	Excentricité théorique		Excentricité accidentelle		Excentricité de calcul	
	Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y
Partie I	0.021	0.745	1.330	1.040	1.330	1.040
Partie II	0.020	0.577	1.330	1.040	1.330	1.040

Tab. V.3. Calcul des excentricités

Les nouvelles coordonnées du centre de torsion seront calculées en ajoutant l'excentricité aux coordonnées du centre de gravité, puis on calcule les coordonnées de chaque voile par rapport au centre de torsion.

V.2.4. Calcul du coefficient de rigidité à la torsion J_θ

Le coefficient de rigidité à la torsion J_θ se calcule selon la formule suivante :

$$J_\theta = \sum (I_X Y_{/C}^2 + I_Y X_{/C}^2)$$

Avec $(Y_{/C} ; X_{/C})$: coordonnées du voile par rapport au centre de torsion.

On obtient les valeurs du coefficient de rigidité à la torsion suivantes :

Partie	coefficient de rigidité à la torsion J_θ (m ⁶)
Partie I	4138.993
Partie II	2582.592

Tab. V.4. Coefficients de rigidité à la torsion J_θ

V.2.5. Distribution des efforts

L'effort sismique se distribue sur les différents voiles selon les formules suivantes :

$$\begin{cases} H_{Xi} = V_X \left(\frac{I_{Xi}}{\sum I_{Xi}} + \frac{e_Y I_{Xi} Y_{/C}}{J_\theta} \right) \\ H_{Yi} = V_Y \left(\frac{I_{Yi}}{\sum I_{Yi}} + \frac{e_X I_{Yi} X_{/C}}{J_\theta} \right) \end{cases}$$

Avec : $(H_{Xi} ; H_{Yi})$: Efforts sismiques revenant au voile i.

$(V_X ; V_Y)$: Efforts sismiques totaux.

$(I_{Xi} ; I_{Yi})$: Inerties du voile i.

$(e_X ; e_Y)$: Excentricités de calcul.

$(X_{/C} ; Y_{/C})$: Coordonnées du voile i par rapport au centre de torsion.

J_θ : Coefficient de rigidité à la torsion.

La première partie de la formule étant la force de translation (F_T) et la deuxième est la force de rotation (F_θ), et en ce qui concerne cette dernière, le RPA nous recommande de la prendre en considération seulement si elle a une valeur positive.

La distribution des efforts sur les voiles de la partie I est détaillée dans le tableau suivant :

Voiles parallèles à X					Voiles parallèles à Y				
Voiles	F_T (kN)	F_θ (kN)	F_{th} (kN)	F_{RPA} (kN)	Voiles	F_T (kN)	F_θ (kN)	F_{th} (kN)	F_{RPA} (kN)
A ₁ , A ₂	135.375	-19.232	116.143	135.375	I ₁ , I ₂	168.293	-42.298	125.995	168.293
B ₁ , B ₂	135.375	-17.552	117.822	135.375	II ₁ , II ₂	155.354	-33.451	121.903	155.354
C ₁ , C ₂	135.375	-15.473	119.902	135.375	III	168.293	-32.196	136.097	168.293
D ₁ , D ₂	903.371	-78.378	824.993	903.371	IV ₁ , IV ₂	149.140	-27.765	121.375	149.140
E ₁ , E ₂	311.904	-13.424	298.480	311.904	V ₁ , V ₂	1135.245	-137.359	997.886	1135.245
E ₃	2318.975	-99.804	2219.171	2318.975	V ₃	196.289	-23.750	172.539	196.289
F	26.316	-0.511	25.805	26.316	VI ₁	672.463	-37.540	634.923	672.463
G ₁ , G ₂	311.904	0.582	312.486	312.486	VI ₂ , VIII ₂	766.898	7.168	774.067	774.067
H ₁ , H ₂	903.371	41.185	944.556	944.556	VII	24.536	-0.612	23.924	24.536
I	180.500	11.962	192.462	192.462	VIII ₁	672.463	6.285	678.748	678.748

J ₁ , J ₂	180.500	13.562	194.061	194.061	VIII ₃	24.536	0.229	24.765	24.765
K ₁ , K ₂	180.500	16.335	196.834	196.834	IX ₁ , IX ₂	1135.245	84.596	1219.841	1219.841
L ₁ , L ₂	180.500	18.574	199.074	199.074	IX ₃	196.289	14.627	210.916	210.916
-	-	-	-	-	X ₁ , X ₂	149.140	20.833	169.973	169.973
-	-	-	-	-	XI	168.293	24.375	192.668	192.668
-	-	-	-	-	XII ₁ , XII ₂	155.354	26.231	181.584	181.584
-	-	-	-	-	XIII ₁ , XIII ₂	168.293	34.477	202.770	202.770

Tab. V.5. Distribution des efforts partie I

Et pour la partie II :

Voiles parallèles à X					Voiles parallèles à Y				
Voiles	F _T (kN)	F ₀ (kN)	F _{th} (kN)	F _{RPA} (kN)	Voiles	F _T (kN)	F ₀ (kN)	F _{th} (kN)	F _{RPA} (kN)
A ₁ , A ₂	-	-	-	-	I ₁ , I ₂	156.477	-56.728	99.748	156.477
B ₁ , B ₂	-	-	-	-	II ₁ , II ₂	-	-	-	-
C ₁ , C ₂	-	-	-	-	III	-	-	-	-
D ₁ , D ₂	985.032	-95.298	889.734	985.032	IV ₁ , IV ₂	138.669	-37.238	101.431	138.669
E ₁ , E ₂	340.099	-14.469	325.630	340.099	V ₁ , V ₂	1055.535	-184.233	871.303	1055.535
E ₃	2528.602	-107.574	2421.028	2528.602	V ₃	182.507	-31.855	150.652	182.507
F	-	-	-	-	VI ₁	625.247	-50.358	574.888	625.247
G ₁ , G ₂	340.099	4.464	344.563	344.563	VI ₂ , VIII ₂	713.052	9.595	722.647	722.647
H ₁ , H ₂	985.032	66.322	1051.354	1051.354	VII	-	-	-	-
I	-	-	-	-	VIII ₁	625.247	8.414	633.660	633.660
J ₁ , J ₂	-	-	-	-	VIII ₃	22.813	0.307	23.120	23.120
K ₁ , K ₂	-	-	-	-	IX ₁ , IX ₂	1055.535	113.422	1168.958	1168.958
L ₁ , L ₂	-	-	-	-	IX ₃	182.507	19.611	202.118	202.118
-	-	-	-	-	X ₁ , X ₂	138.669	27.935	166.604	166.604
-	-	-	-	-	XI	-	-	-	-
-	-	-	-	-	XII ₁ , XII ₂	-	-	-	-
-	-	-	-	-	XIII ₁ , XIII ₂	156.477	46.231	202.708	202.708

Tab. V.6. Distribution des efforts partie II

Remarque

On remarque que pour la majorité des voiles constituant la partie II, l'effort sismique qui leur est appliqué est supérieur à celui de la partie I, donc on doit s'attendre à ce que la section d'armatures des voiles de la partie II soit supérieure à celle des voiles de la partie I.

V.3. Ferrailage des voiles

Les voiles sont assimilés à des consoles verticales sollicitées par des forces horizontales, donc ils seront calculés en flexion composée en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie. La section des armatures longitudinales sera vérifiée pour la partie tendue puis généralisée sur toute la longueur du voile.

D'après le chargement et la disposition des voiles de notre bâtiment, on calcule le ferrailage pour les groupes de voiles suivants :

Groupe	Voiles
1	A ₁ , A ₂ , B ₁ , B ₂ , C ₁ , C ₂
2	D ₁ , D ₂ , H ₁ , H ₂
3	E ₁ , E ₂ , G ₁ , G ₂
4	E ₃
5	F, VII

6	I, J ₁ , J ₂ , K ₁ , K ₂ , L ₁ , L ₂
7	I ₁ , I ₂ , XIII ₁ , XIII ₂
8	II ₁ , II ₂ , XII ₁ , XII ₂
9	III, XI
10	IV ₁ , IV ₂ , X ₁ , X ₂
11	V ₁ , V ₂ , IX ₁ , IX ₂
12	V ₃ , IX ₃
13	VI ₁ , VIII ₁
14	VI ₂ , VIII ₂
15	VIII ₃

Tab. V.7. Groupes de voiles

V.3.1. Ferrailage vertical

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte à ce qu'il reprenne les contraintes de flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le RPA 99.

Ces prescriptions sont résumées dans ce qui suit :

- L'effort de traction engendrée dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.2% de la section horizontal de béton tendue.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être rattachées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.
- A chaque extrémité du voile (trumeaux), l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur de voile, cet espacement est au plus 15 cm (le ferrailage vertical doit être symétrique en raison de changement en terme de moment).
- Le pourcentage minimal d'armatures longitudinal des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile égale à 0.15%.
 - En zone courante égale à 0.10%.

Combinaisons de charges

- **0.8G – E** : Pour le calcul à la traction.
- **G + Q + E** : Pour la vérification à la compression.

Pour cette dernière, $\sigma_{bmax} = \frac{N}{e.L}$ doit être inférieure à f_{c28} .

Les armatures transversales perpendiculaires à la face du voile sont des épingles au nombre au moins 4 épingles au mètre carré, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticales.

Les détails du ferrailage des groupes de voiles sont donnés dans le tableau suivant :

Partie	Groupe	N_G (kN)	N_Q (kN)	N_E (kN)	$N_{(0.8G-E)}$ (kN)	$N_{(G+Q+E)}$ (kN)	A_v (cm ²)	A_{vmin} (cm ²)	Armatures	σ_b (MPa)	Espacement (cm)
Partie I	1	78.102	6.600	68.400	-5.918	220.077	0.15	11.40	34HA10	0.386	22
	2	2560.565	206.746	3627.095	-1578.643	3711.867	39.47	26.00	44HA12	2.855	30
	3	2207.315	198.006	1710.450	55.402	2717.807	0.00	18.24	24HA12	2.980	30
	4	3461.410	308.349	6503.552	-3734.424	6088.734	93.36	35.60	62HA14	3.421	29
	5	90.228	29.187	25.263	46.919	145.731	0.00	8.00	14HA10	0.364	30
	6	262.200	24.700	301.754	-91.994	485.974	2.30	15.20	24HA10	0.639	30
	7	1110.491	61.810	1331.879	-443.486	1375.071	11.09	15.20	24HA10	1.809	30
	8	176.749	20.000	188.455	-47.056	378.333	1.18	14.80	24HA10	0.511	30
	9	162.348	20.000	194.696	-64.818	375.016	1.62	15.20	26HA10	0.493	30
	10	1854.641	169.259	1162.336	321.377	2193.873	0.00	14.60	24HA10	3.005	30
	11	3202.269	312.502	4240.561	-1678.746	4734.612	41.97	28.72	48HA12	3.297	30
	12	1807.305	150.837	1316.116	129.728	2169.058	0.00	16.00	26HA10	2.711	30
	13	1931.291	157.528	2809.544	-1264.511	2767.567	31.61	24.12	42HA10	2.295	30
	14	3139.323	353.350	3066.780	-555.321	4266.740	13.88	25.20	42HA10	3.386	30
	15	1230.500	146.964	309.067	675.333	1402.229	0.00	8.00	14HA10	3.506	30
Partie II	2	170.085	1987.913	3105.538	-2969.470	3209.352	74.24	26.00	50HA14	2.469	26
	3	148.570	1757.665	1450.792	-1331.936	2250.798	33.30	18.24	24HA14	2.468	30
	4	245.522	2689.567	7612.265	-7415.847	6463.691	185.40	35.60	122HA14	3.631	15
	7	46.823	867.458	1024.209	-986.750	1116.989	24.67	15.20	26HA12	1.470	30
	10	129.154	1472.965	876.383	-773.059	1768.723	19.33	14.60	24HA10	2.423	30
	11	239.109	2503.726	3125.904	-2934.617	3911.793	73.37	28.72	66HA12	2.724	22
	12	112.256	1411.238	970.166	-880.362	1725.612	22.01	16.00	26HA12	2.157	30
	13	126.903	1498.114	2017.624	-1916.101	2258.677	47.90	24.12	44HA12	1.873	27
	14	294.457	2596.667	2202.353	-1966.787	3613.771	49.17	25.20	44HA12	2.868	28
15	116.808	959.818	221.952	-128.506	1099.746	3.21	8.00	14HA10	2.749	30	

Tab. V.8. Ferrailage Vertical

Précision

Comme prévu, le ferrailage vertical dans la partie II est relativement élevé par rapport à celui de la partie I, et cela est dû à l'interruption des voiles au niveau du rez-de-chaussée, ce qui a entraîné une augmentation de l'effort sismique repris par les voiles restants.

Dans ce cas, on adopte le ferrailage vertical de la partie II pour tous les niveaux (y compris ceux de la partie I).

V.3.2. Ferrailage horizontal

Ces armatures doivent reprendre les efforts de cisaillement (article 7.7.2 du RPA99).

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec : $\bar{V} = 1.4 V_{\text{calcul}} \Rightarrow V$: Effort tranchant du au séisme.

e : Epaisseur du voile.

D = 0.9h : Hauteur utile.

H : Hauteur totale de la section brute.

$\bar{\tau}_b$: Contrainte admissible du béton.

Le pourcentage minimal d'armatures est :

- 0.15%.e.L si $\tau_b \leq 0.025 f_{c28} = 0.5 \text{ MPa}$
- 0.25%.e.L si $\tau_b \geq 0.025 f_{c28} = 0.5 \text{ MPa}$

L'espacement : $s \leq \min(1,5e ; 30\text{cm})$ d'après RPA99 (article 7.7.4.3).

Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

- 40 ϕ : Les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20 ϕ : Les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des charges.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Partie	Groupe	τ_b (MPa)	A_h (cm ²)	Armatures	Espacement (cm)
Partie I	1	0.333	6.48	20HA10	30
	2	1.017	14.40	20HA10	30
	3	0.480	8.64	20HA10	30
	4	1.824	14.40	20HA10	30
	5	0.092	8.64	20HA10	30
	6	0.367	8.64	20HA10	30
	7	0.374	8.64	20HA10	30
	8	0.344	8.64	20HA10	30
	9	0.355	8.64	20HA10	30
	10	0.326	8.64	20HA10	30

	11	1.189	14.40	20HA10	30
	12	0.369	8.64	20HA10	30
	13	0.788	14.40	20HA10	30
	14	0.860	14.40	20HA10	30
	15	0.087	8.64	20HA10	30
Partie II	2	1.132	14.40	20HA10	30
	3	0.529	14.40	20HA10	30
	4	2.775	14.40	20HA10	30
	7	0.373	8.64	20HA10	30
	10	0.320	8.64	20HA10	30
	11	1.140	14.40	20HA10	30
	12	0.354	8.64	20HA10	30
	13	0.736	14.40	20HA10	30
	14	0.803	14.40	20HA10	30
	15	0.081	8.64	20HA10	30

Tab. V.9. Ferrailage horizontal

Pour les armatures horizontales, les sections d'aciers calculées ne vérifient pas l'espacement maximal, donc en respectant l'espacement, on obtient le même ferrailage horizontal pour tous les voiles.

Le plan de ferrailage des voiles est illustré dans la figure suivante :

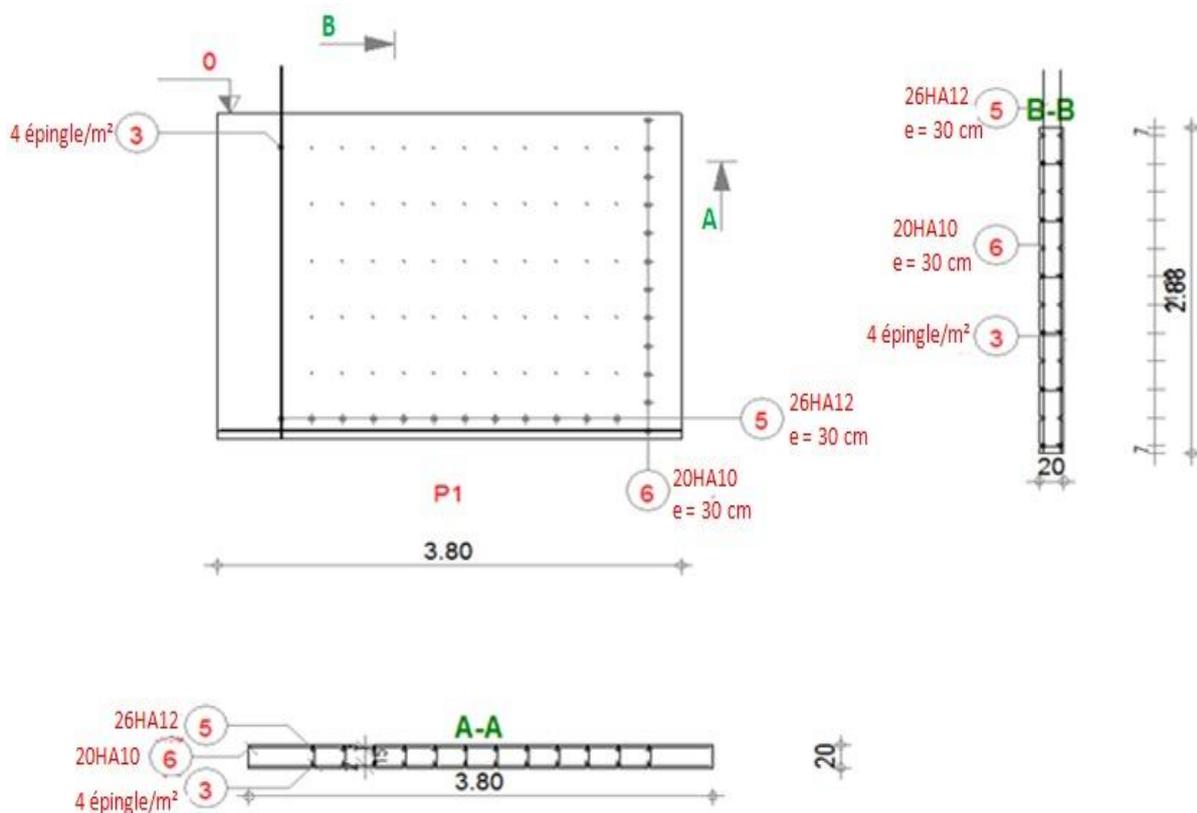


Fig. V.3. Plan de ferrailage d'un voile du groupe 7

V.3.3. Ferrailage du linteau

Les voiles du groupe 3 comportent un linteau dont on calculera le ferrailage dans ce qui suit.

- **Sollicitations**

$$T = 309.741 \text{ kN} ; M = 134.835 \text{ kN.m} ; \bar{V} = 414.404 \text{ kN.}$$

- **Contraintes**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{e.d} = 3.386 \text{ MPa} > 0.06f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

- **Calcul des armatures**

D'après le RPA99 :

On dispose les ferrailages longitudinaux (supérieur et inférieur), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

Armatures diagonales

Les armatures diagonales sont disposées obligatoirement. Soit :

$$A_D = \frac{\bar{V}}{2f_e \sin \alpha}$$

$$\tan \alpha = \frac{h - 2d}{L} \Rightarrow \alpha = 32.62^\circ$$

$A_D = 7.18 \text{ cm}^2$. On adopte donc **8HA12**.

Cadres $\emptyset 6 \Rightarrow$ espacement = 10 cm.

Armatures longitudinales

D'après le RPA99 on a :

$$A_L = A_L' \geq 0.15\%.e.h = 2.04 \text{ cm}^2.$$

On adopte **2HA12**.

Armatures transversales

D'après le RPA99 on a :

$$\tau_b \geq 0.025f_{c28} = 0.625 \text{ MPa} \Rightarrow A_t \geq 0.25\%.e.s$$

$$s \leq h/4 = 0.17 \text{ m.}$$

$A_t = 0.85 \text{ cm}^2$. On adopte **2HA10**.

Armatures de peau

$$A_c \geq 0.2\%.e.h = 2.72 \text{ cm}^2.$$

On adopte 2(2HA10).

Le ferrailage du linteau est illustré dans le schéma ci-après :

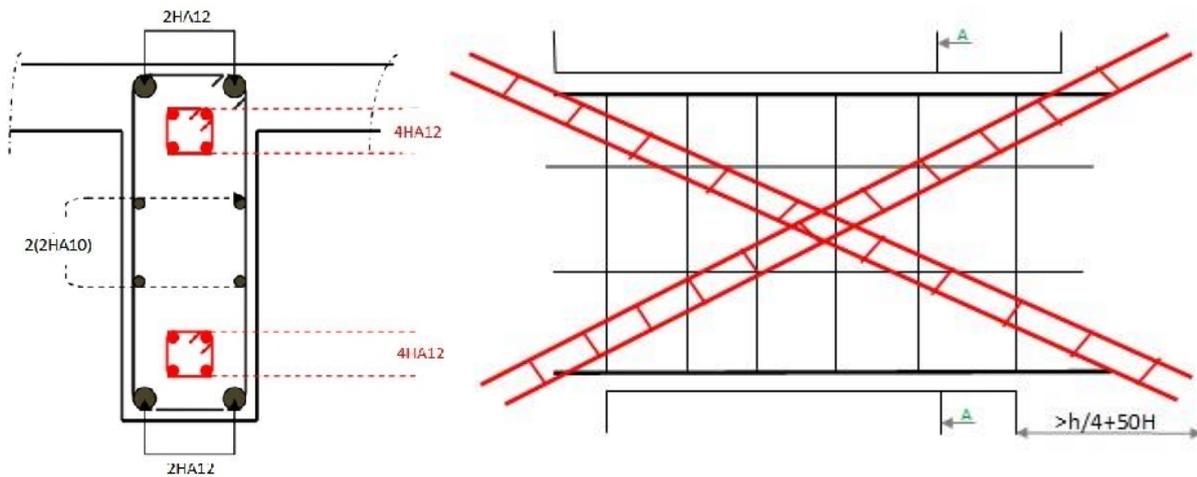


Fig. V.4. Schéma de ferrailage du linteau

Fondations

VI.1. Introduction

On appelle fondation la base des ouvrages, qui se trouve en contact direct avec le terrain d'assise, et dont la fonction est de transmettre à ce dernier le poids de l'ouvrage. Une fondation est donc destinée à transmettre au sol dans les conditions les plus défavorables les charges provenant de la structure.

D'après les travaux d'investigation, et le rapport du sol fourni par le laboratoire, les résultats ($\overline{\sigma}_{sol} = 0.12 \text{ MPa}$; $14.9 \leq \gamma_d \leq 18.2 \text{ kN/m}^3$; $0.17 \leq c \leq 0.41$; $11.42^\circ \leq \varphi \leq 23^\circ$) suggèrent deux variantes :

1. Fondations superficielles de type radier.
2. Fondations profondes, sur pieux forés tubés.

Etant donné que l'étude géotechnique dans notre cas favorise de préconiser des fondations profondes, nous allons étudier ce type de fondations après avoir exposé les fondations radier.

VI.2. Fondations radier général

Le radier est une fondation superficielle de grandes dimensions occupant la totalité de la surface de la structure.

VI.2.1. Combinaisons de charges

Selon le RPA99 version 2003, les combinaisons de charges qu'il faut considérer pour le dimensionnement des fondations sont :

- $G + Q + E$
- $0.8G \pm E$

Les efforts obtenus à partir de ces combinaisons sont donnés dans le tableau suivant :

Combinaisons	Effort normal N [kN]	Moment M_x [kN.m]	Moment M_y [kN.m]
G + Q + E	71224.121	231684.46	245146.39
0.8G ± E	52299.030	200760.15	212762.27

Tab. VI.1. Efforts à la base de la structure

Justification de l'usage du radier comme fondations

Pour adopter le radier comme type de fondations, on doit vérifier que :

$$S_{\text{nécessaire}} > S_{\text{base}}$$

$$S_{\text{base}} = 389.96 \text{ m}^2$$

$$S_{nécessaire} = \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{71224.121}{120} = 593.53 \text{ m}^2$$

$S_{nécessaire} > S_{base}$ donc l'usage du radier est justifié.

VI.2.2. Caractéristiques géométriques du radier

VI.2.2.1. Surface

La surface du radier, en adoptant 1 m de débord, est :

$$S_{radier} = 659.52 \text{ m}^2$$

VI.2.2.2. Centre de gravité

Les longueurs maximales du radier sont : $L_X = 28.80 \text{ m}$, $L_Y = 22.90 \text{ m}$.

Les coordonnées du centre de gravité sont : $X_{G \text{ radier}} = 14.40 \text{ m}$, $Y_{G \text{ radier}} = 11.45 \text{ m}$.

VI.2.2.3. Moments d'inertie

Les moments d'inertie dans les deux directions sont :

$$I_X = 45586.022 \text{ m}^4, I_Y = 28821.574 \text{ m}^4.$$

VI.2.2.4. Epaisseur du radier

L'épaisseur du radier doit vérifier les conditions suivantes :

a. Condition de non cisaillement

La contrainte de cisaillement maximale pour une bande de largeur 1 m et d'épaisseur d ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \Rightarrow d \geq \frac{T_{max}}{b \cdot \bar{\tau}_b}$$

$$T_{max} = \frac{N}{S_{radier}} \cdot \frac{L_{max}}{2}$$

L_{max} : portée entre nus d'appuis, dans notre cas $L_{max} = 9.80 \text{ m}$, d'où :

$$T_{max} = 529.170 \text{ kN}$$

$$d \geq 0.423 \text{ m}$$

$$h = \frac{d}{0.9} = 0.470 \text{ m}$$

b. Condition sur la déformation

$$h \geq \frac{L_{max}}{10} = 0.98 \text{ m}$$

c. Condition sur la rigidité

Pour que le radier soit rigide, il faut que :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{\pi}{2} L_e \geq L_{max} \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \end{array} \right\} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \cdot K}{E} \left(\frac{2}{\pi} L_{max} \right)^4}$$

La répartition linéaire des contraintes ne peut être adoptée que si la condition précédente est satisfaite, avec :

K : Coefficient de réaction mécanique appelé aussi coefficient de raideur du sol, dans notre cas ($\sigma = 0.12$ MPa), $K = 25.6$ MN/m³.

L_e : La longueur élastique.

E : Module d'élasticité du béton ($E = 32164.195$ MPa).

I : Inertie de la semelle, $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$

b : bande unitaire (1m)

$$h \geq 1.535 \text{ m}$$

Choix de l'épaisseur du radier

Nous adopterons pour l'épaisseur du radier :

- Hauteur de la nervure : 1.60 m.
- Hauteur de la table du radier : 1.00 m.
- Enrobage des aciers : 5 cm.

VI.2.3. Vérifications du radier

VI.2.3.1. Vérification au poinçonnement

Le poinçonnement se manifeste là où il y a une concentration des charges. Pour vérifier le non poinçonnement du radier (dalle) le BAEL91 propose de vérifier la condition suivante :

$$P_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}$$

Avec : P_u : Charge (état limite ultime) revenant au voile le plus chargé.

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen.

h : Epaisseur du radier (1 m).

Dans notre cas le voile le plus chargée est le E_3 (0.20*8.90 m) avec $P_u = 5243.427$ kN.

$$\mu_c = 2((0.2 + 2 * 0.5) + (8.9 + 2 * 0.5)) = 20.20 \text{ m}^2$$

$$0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} = 0.045 * 20.20 * 1 * 25 = 22.725 \text{ MN} > P_u$$

Donc, il n'y a pas de risque de poinçonnement.

VI.2.3.2. Vérification aux sous pressions

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de sous pression hydrostatique, on doit vérifier que :

$$N \geq \gamma_w \cdot S \cdot Z \cdot F_s$$

Avec : N : Effort normal sans surcharges (poids propre), N= 65373.788 kN.

γ_w : poids spécifique de l'eau (10 kN/m³).

S : Surface du radier.

Z : Profondeur d'ancrage, dans notre cas Z = 4 m.

F_s : Coefficient de sécurité ($F_s = 2$).

$$\gamma_w \cdot S \cdot Z \cdot F_s = 10 * 659.52 * 4 * 2 = 52761.600 \text{ kN} < N$$

Les sous pressions ne sont pas à craindre.

VI.2.3.3. Vérification des contraintes

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal ; on calcule la contrainte conventionnelle de référence (Fascicule N° 62 – Titre V) suivant la formule suivante :

$$\sigma'_{ref} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol} = 0.12 \text{ MPa}$$

Les efforts transmis au sol sont:

$$N_G = 65.374 \text{ MN}$$

$$N_Q = 5.850 \text{ MN}$$

$$N_{G \text{ radier}} = 16.488 \text{ MN}$$

$$M_X = M_{X/base} + V_X * Z = 268.813 \text{ MN.m (G + Q + E)}$$

$$237.889 \text{ MN.m (0.8G + E)}$$

$$M_Y = M_{Y/base} + V_Y * Z = 284.433 \text{ MN.m (G + Q + E)}$$

$$252.049 \text{ MN.m (0.8G + E)}$$

Les distances maximales du centre de gravité aux débords du radier : $X_{max} = 14.40 \text{ m}$,
 $Y_{max} = 11.45 \text{ m}$.

a. Calcul des contraintes sous G + Q + E

$$N = 81.862 \text{ MN}$$

Suivant X :

$$M_X = 268.813 \text{ MN.m} ; I_X = 45586.022 \text{ m}^4 ; X_{\max} = 14.40 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} + \frac{M_X}{I_X} \cdot X_{\max} = \frac{81.862}{659.52} + \frac{268.813}{45586.022} * 14.40 = 0.209 \text{ MPa} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} - \frac{M_X}{I_X} \cdot X_{\max} = \frac{81.862}{659.52} - \frac{268.813}{45586.022} * 14.40 = 0.039 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma'_{\text{ref}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 0.167 \text{ MPa} > \overline{\sigma_{\text{sol}}}$$

Suivant Y :

$$M_Y = 284.433 \text{ MN.m} ; I_Y = 28821.574 \text{ m}^4 ; Y_{\max} = 11.45 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} + \frac{M_Y}{I_Y} \cdot Y_{\max} = \frac{81.862}{659.52} + \frac{284.433}{28821.574} * 11.45 = 0.237 \text{ MPa} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} - \frac{M_Y}{I_Y} \cdot Y_{\max} = \frac{81.862}{659.52} - \frac{284.433}{28821.574} * 11.45 = 0.011 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma'_{\text{ref}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 0.181 \text{ MPa} > \overline{\sigma_{\text{sol}}}$$

b. Calcul des contraintes sous 0.8G + E

$$N = 52.299 \text{ MN}$$

Suivant X :

$$M_X = 237.889 \text{ MN.m} ; I_X = 45586.022 \text{ m}^4 ; X_{\max} = 14.40 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} + \frac{M_X}{I_X} \cdot X_{\max} = \frac{81.862}{659.52} + \frac{237.889}{45586.022} * 14.40 = 0.199 \text{ MPa} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} - \frac{M_X}{I_X} \cdot X_{\max} = \frac{81.862}{659.525} - \frac{237.889}{45586.022} * 14.40 = 0.049 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma'_{\text{ref}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 0.162 \text{ MPa} > \overline{\sigma_{\text{sol}}}$$

Suivant Y :

$$M_Y = 252.049 \text{ MN.m} ; I_Y = 28821.574 \text{ m}^4 ; Y_{\max} = 11.45 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} + \frac{M_Y}{I_Y} \cdot Y_{\max} = \frac{81.862}{659.52} + \frac{252.049}{28821.574} * 11.45 = 0.224 \text{ MPa} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} - \frac{M_Y}{I_Y} \cdot Y_{\max} = \frac{81.862}{659.52} - \frac{252.049}{28821.574} * 11.45 = 0.024 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma'_{\text{ref}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 0.174 \text{ MPa} > \overline{\sigma_{\text{sol}}}$$

Observations

On remarque que les contraintes conventionnelles de référence, qui doivent toujours être inférieures à la contrainte admissible du sol pour que ce dernier puisse supporter la structure ayant un radier généralisé comme fondations, ne vérifient pas cette condition. Ce qui nous amène à proposer les solutions suivantes :

- **Augmentation de la surface du radier** : Pour diminuer les contraintes maximale et minimale, on peut augmenter la surface du radier, ce qui augmentera automatiquement son inertie. On a estimé l'augmentation à effectuer de 52.72% (pour atteindre une surface de 1007.233 m²). cette solution a plusieurs inconvénients, le plus important étant l'inconvénient économique, puisqu'on aura besoin de plus de 300 m³ supplémentaire de béton, ce qui très coûteux.

On a essayé d'estimer les frais supplémentaires (selon le marché actuel) engendrés par cette solution, les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Désignation	Prix unitaire [DA] (pour 1 m ³)	Prix total [DA] (pour 347.713 m ³)
Ciment	3360.00	1168315.68
Gravier	4240.00	1474303.12
Sable	1139.20	396114.65
Acier	1076.20	374208.73
Autres frais	3000.00	1043139.00
Total	12815.40	4456081.18

Tab. VI.2. Estimation du coût engendré par l'augmentation de la surface du radier

- **Diminution du nombre d'étages** : Pour diminuer l'effort normal et le moment fléchissant appliqués sur le radier. Cette solution n'est pas envisageable puisque elle dépend du maître de l'ouvrage, en plus elle nécessite une nouvelle étude complète.
- **Renforcement du sol** : On pourra aussi renforcer le sol, pour qu'il atteigne une contrainte admissible capable de supporter la structure telle qu'elle est avec le radier initial, mais c'est une opération très coûteuse. Il y a plusieurs procédés qui le permettent, on cite :
 - Les colonnes ballastées.
 - Le compactage dynamique.
 - Les micro pieux.
 - Les voiles minces.
- **Utilisation des fondations profondes** : c'est la solution, comme signalé auparavant dans le rapport de sol, qu'on adopte pour poursuivre l'étude de notre bâtiment.

VI.3. Fondations sur pieux

Afin d'atteindre le substratum résistant, on réalise des fondations profondes, elles permettent de reporter depuis la surface les charges dues à l'ouvrage qu'elles supportent jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres lorsque le sol en surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter ces charges par l'intermédiaire des fondations superficielles.

VI.3.1. Répartition des pieux

Le positionnement des pieux a été effectué suivant la géométrie des éléments structuraux (voiles) du sous-sol, les pieux ont été symétriquement positionnés sous les voiles et au niveau de leurs intersections.

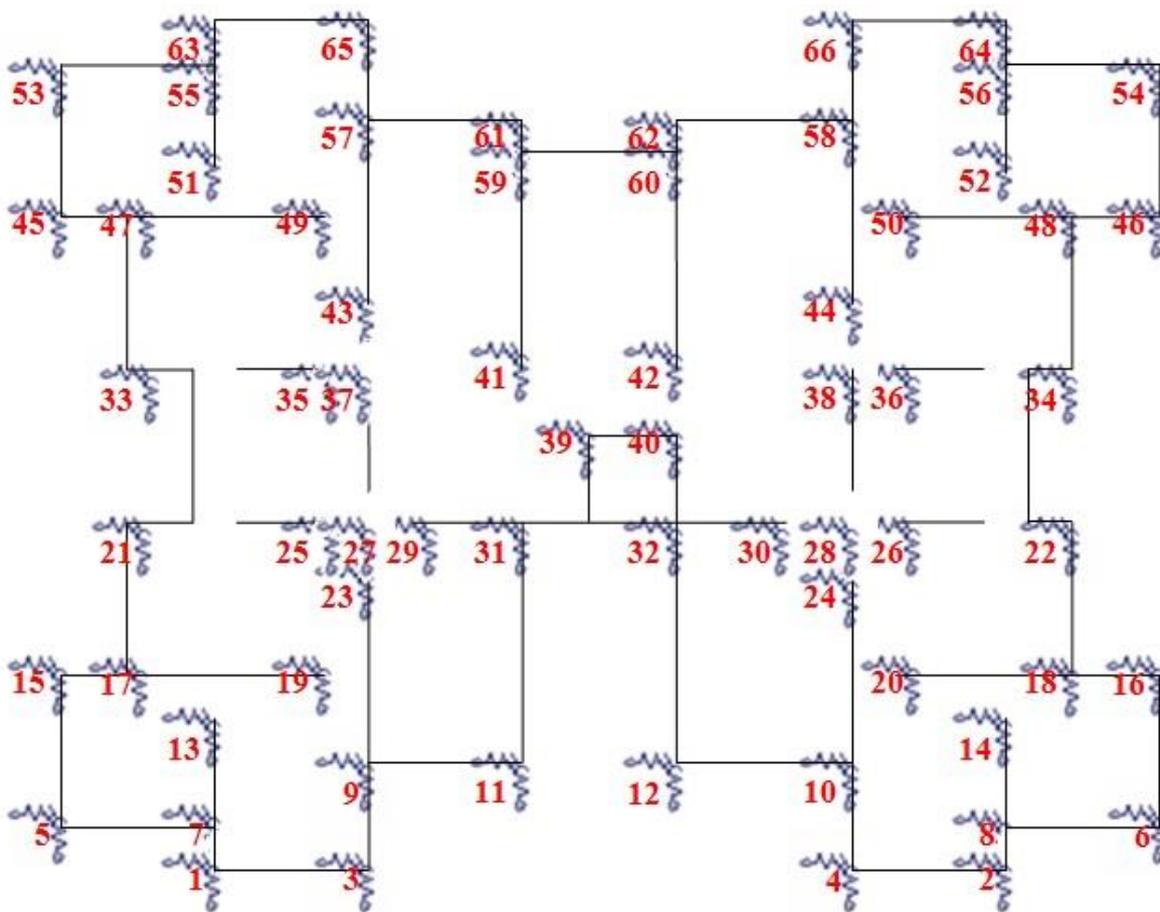


Fig. VI.1. Répartition des pieux

Après plusieurs calculs itératifs (expliqués ultérieurement) quant au choix des sections et longueurs des pieux, les sections de pieux suivantes ont été choisies :

Numéro appui	Diamètre pieu [cm]	Longueur pieu [m]
1 à 8 13 14 39 51 à 56 63 64	70	10
11 12 17 à 30 33 à 38 41 à 44 47 à 50 59 à 62	80	10
3 4 9 10 15 16 31 32 40 45 46 57 58 65 66	90	12

Tab. VI.3. Types de pieux par appuis

VI.3.2. Capacité portante des pieux

On peut définir la force portante Q_L d'un pieu comme la charge maximale qu'il peut supporter sans se rompre.

La charge limite Q_L supportée par une fondation profonde est décomposée en deux composantes : la charge limite de pointe Q_{pu} correspondant au poinçonnement du sol sous la base du pieu et la charge limite au frottement Q_{su} mobilisable par frottement entre le fût du pieu et le sol. D'où : $Q_L = Q_{pu} + Q_{su}$

VI.3.2.1. Capacité portante latérale des pieux

$$Q_{su} = \int_0^L f_{l,z} C_z dz$$

$f_{l,z}$: Frottement latéral ultime à la profondeur z sur l'interface pieu-sol

C_z : Périmètre du pieu à la profondeur z

L : Longueur ou flèche du pieu.

$$f_{l,z} = \bar{c}_z + \bar{\sigma}_{nz} tg \bar{\phi}_z$$

\bar{c}_z : Adhérence pieu-sol à la profondeur z de l'interface ($c = 0.29$).

$\bar{\phi}_z$: Angle de frottement pieu-sol à la profondeur z de l'interface ($\phi = 23^\circ$).

$\bar{\sigma}_{nz}$: Contrainte normale effective à la profondeur z de l'interface pieu-sol.

$$\bar{\sigma}_{nz} = K_z \bar{\sigma}_{vz} \cong K_z \gamma' z$$

$\bar{\sigma}_{vz}$: Contrainte effective verticale à la profondeur z de l'interface pieu-sol.

K_z : Coefficient des pressions latérales des terres à la profondeur z de l'interface pieu-sol ($K_z = 0.95$).

γ' : Poids volumique déjaugé du sol ($\gamma_d = 16.55 \text{ kN/m}^3$).

VI.3.2.2. Capacité portante en pointe des pieux

$$\frac{Q_{pu}}{A_p} = \frac{\gamma B}{2} N_\gamma \xi_{\gamma f} \xi_{\gamma d} + \bar{q} N_q \xi_{q f} \xi_{q d}$$

$\xi_{\gamma f}$ et $\xi_{q f}$ sont des facteurs de forme de base de la pointe du pieu.

$\xi_{\gamma d}$ et $\xi_{q d}$ sont des facteurs de profondeur.

$$\xi_{\gamma f} = 1 - 0.4 \frac{B}{B_L}$$

$$\xi_{q f} = \left(1 + \frac{B}{B_L} \right) tg \phi$$

$$\xi_{\gamma d} = 1 + 2tg\phi(1 - \sin\phi)^2 \operatorname{arctg} \frac{L}{B}$$

$$\xi_{qd} = 1$$

Les facteurs de capacité portante N_q et N_γ sont ceux donnés par Hansen :

$$N_q = e^{\pi tg\phi} tg^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1)tg\phi$$

B : Largeur de base de la pointe du pieu.

B_L : Longueur de base de la pointe du pieu.

\bar{q} : Contrainte effective verticale au niveau de la pointe du pieu.

γ : Poids volumique du sol au-dessous de la pointe du pieu (γ' s'il y a lieu).

VI.3.2.3. Charges admissibles des pieux

Les charges admissibles que peut supporter le pieu suivant les différentes combinaisons d'actions sont données par les formules suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} Q_{ELU} = 0.75Q_{su} + 0.5Q_{pu} : \text{Charge limite aux ELU} \\ Q_{ELS} = 0.5Q_{su} + 0.33Q_{pu} : \text{Charge limite aux ELS} \\ q_{ELS} = \frac{Q_{ELS}}{\text{Section}} : \text{Contrainte admissible en tête de pieux aux ELS} \end{array} \right\} \text{D. T. U. 13.2}$$

$$\left. \begin{array}{l} Q_{ELA \text{ comp}} = \frac{Q_{pu}}{2} + \frac{Q_{su}}{1.5} : \text{Charge limite aux ELA de compression} \\ Q_{ELA \text{ tra}} = -\frac{Q_{su}}{2} : \text{Charge limite aux ELA de traction} \end{array} \right\} \text{P. S. 92}$$

Remarque :

La contrainte du béton est limitée par D.T.U.13.2 à $0.3f_c^*$, avec :

$$f_c^* = \inf \frac{(f_{cj}; f_{c \text{ lim}})}{k_1 k_2}$$

Pour les pieux : $f_{c \text{ lim}} = f_{c28}$ et $k_1 = 1.3$, $k_2 = 1.05$

Donc q_{ELS} ne doit pas dépasser **5.495 MPa**.

Le tableau qui suit donne toutes les valeurs des capacités portantes pour tous les types de pieux choisis sous toutes les combinaisons de charges.

Diamètre du pieu Ø [m]	0.70	0.80	0.90
Longueur de pieu L [m]	10	10	12
Q_{su} [kN]	1168.238	1334.715	2164.264
Q_{pu} [kN]	759.130	993.946	1508.830

Q_u [kN]	1927.368	2328.661	3673.095
Q_{ELU} [kN]	1255.744	1498.009	2377.613
Q_{ELS} [kN]	837.162	998.673	1585.076
q_{ELS} [MPa]	2.175	1.987	2.492
$Q_{ELA,compression}$ [kN]	1158.390	1386.783	2197.258
$Q_{ELA,traction}$ [kN]	-584.119	-667.358	-1082.132

Tab. VI.4. Caractéristiques des pieux aux états limites

VI.3.3. Sollicitations et vérification des pieux

VI.3.3.1. Combinaisons d'actions

Combinaisons statiques :

- Etat limite ultime ELU : $1.35G + 1.5Q$
- Etat limite de service ELS : $G + Q$

Combinaisons accidentelles (séisme) :

- En compression $ELA_{compression} : G + 0.8Q + E$
- En arrachement $ELA_{arrachement} : G - E$

VI.3.3.2. Calcul sous chargement statique

Pieu	G [kN]	Q [kN]	ELU [kN]	Ø pieu [m]	ELS [kN]	Ø pieu [m]	Ø pieu statique [m]
1	749.314	78.770	1129.729	0.70	828.084	0.70	0.70
2	749.314	78.770	1129.729	0.70	828.084	0.70	0.70
3	1198.523	12.655	1636.989	0.80	1211.178	0.90	0.90
4	1198.523	12.655	1636.989	0.80	1211.178	0.90	0.90
5	686.346	43.255	991.450	0.70	729.601	0.70	0.70
6	686.346	43.255	991.450	0.70	729.601	0.70	0.70
7	749.314	78.770	1129.729	0.70	828.084	0.70	0.70
8	749.314	78.770	1129.729	0.70	828.084	0.70	0.70
9	1198.523	12.655	1636.989	0.80	1211.178	0.90	0.90
10	1198.523	12.655	1636.989	0.80	1211.178	0.90	0.90
11	1004.697	82.064	1479.437	0.80	1086.761	0.80	0.80
12	1004.697	82.064	1479.437	0.80	1086.761	0.80	0.80
13	618.214	56.420	919.218	0.70	674.633	0.70	0.70
14	618.214	56.420	919.218	0.70	674.633	0.70	0.70
15	984.622	93.615	1469.662	0.90	1078.237	0.90	0.90
16	984.622	93.615	1469.662	0.90	1078.237	0.90	0.90
17	941.896	78.915	1389.933	0.80	1020.812	0.80	0.80
18	941.896	78.915	1389.933	0.80	1020.812	0.80	0.80
19	853.522	68.915	1255.627	0.80	922.437	0.80	0.80
20	853.522	68.915	1255.627	0.80	922.437	0.80	0.80
21	1192.032	109.003	1772.748	0.80	1301.035	0.80	0.80
22	1192.032	109.003	1772.748	0.80	1301.035	0.80	0.80

23	1067.423	104.167	1597.272	0.80	1171.590	0.80	0.80
24	1067.423	104.167	1597.272	0.80	1171.590	0.80	0.80
25	1103.658	99.003	1638.442	0.80	1202.661	0.80	0.80
26	1103.658	99.003	1638.442	0.80	1202.661	0.80	0.80
27	903.653	75.419	1333.059	0.80	979.071	0.80	0.80
28	903.653	75.419	1333.059	0.80	979.071	0.80	0.80
29	865.353	77.087	1283.857	0.80	942.440	0.80	0.80
30	865.353	77.087	1283.857	0.80	942.440	0.80	0.80
31	1830.998	155.851	2705.624	0.90	1986.849	0.90	0.90
32	1830.998	155.851	2705.624	0.90	1986.849	0.90	0.90
33	1192.032	109.003	1772.748	0.80	1301.035	0.80	0.80
34	1192.032	109.003	1772.748	0.80	1301.035	0.80	0.80
35	1103.658	99.003	1638.442	0.80	1202.661	0.80	0.80
36	1103.658	99.003	1638.442	0.80	1202.661	0.80	0.80
37	903.653	75.419	1333.059	0.80	979.071	0.80	0.80
38	903.653	75.419	1333.059	0.80	979.071	0.80	0.80
39	180.456	43.781	309.286	0.70	224.237	0.70	0.70
40	1275.614	161.558	1964.415	0.90	1437.172	0.90	0.90
41	1046.441	117.783	1589.370	0.80	1164.224	0.80	0.80
42	1177.541	130.133	1784.880	0.80	1307.674	0.80	0.80
43	1177.541	130.133	1784.880	0.80	1307.674	0.80	0.80
44	1067.423	104.167	1597.272	0.80	1171.590	0.80	0.80
45	984.622	93.615	1469.662	0.90	1078.237	0.90	0.90
46	984.622	93.615	1469.662	0.90	1078.237	0.90	0.90
47	941.896	78.915	1389.933	0.80	1020.812	0.80	0.80
48	941.896	78.915	1389.933	0.80	1020.812	0.80	0.80
49	853.522	68.915	1255.627	0.80	922.437	0.80	0.80
50	853.522	68.915	1255.627	0.80	922.437	0.80	0.80
51	618.214	56.420	919.218	0.70	674.633	0.70	0.70
52	618.214	56.420	919.218	0.70	674.633	0.70	0.70
53	686.346	43.255	991.450	0.70	729.601	0.70	0.70
54	686.346	43.255	991.450	0.70	729.601	0.70	0.70
55	749.314	78.770	1129.729	0.70	828.084	0.70	0.70
56	749.314	78.770	1129.729	0.70	828.084	0.70	0.70
57	1198.523	12.655	1636.989	0.80	1211.178	0.90	0.90
58	1198.523	12.655	1636.989	0.80	1211.178	0.90	0.90
59	1177.541	130.133	1784.880	0.80	1307.674	0.80	0.80
60	1177.541	130.133	1784.880	0.80	1307.674	0.80	0.80
61	1177.541	130.133	1784.880	0.80	1307.674	0.80	0.80
62	1177.541	130.133	1784.880	0.80	1307.674	0.80	0.80
63	749.314	78.770	1129.729	0.70	828.084	0.70	0.70
64	749.314	78.770	1129.729	0.70	828.084	0.70	0.70
65	1198.523	12.655	1636.989	0.80	1211.178	0.90	0.90
66	1198.523	12.655	1636.989	0.80	1211.178	0.90	0.90

Tab. VI.5. Vérification des sections des pieux sous chargement statique

Au vu des résultats des calculs statiques, c'est l'ELS qui est dimensionnant.

VI.3.3.3. Calcul sous chargement sismique

Pieu	G [kN]	Q [kN]	E [kN]	ELA _{compression} [kN]	ELA _{arrachement} [kN]	Ø pieu [m]
1	749.314	78.770	156.195	968.525	593.119	0.70
2	749.314	78.770	156.195	968.525	593.119	0.70
3	1198.523	12.655	506.151	1714.798	692.372	0.90
4	1198.523	12.655	506.151	1714.798	692.372	0.90
5	686.346	43.255	112.695	833.645	573.651	0.70
6	686.346	43.255	112.695	833.645	573.651	0.70
7	749.314	78.770	156.195	968.525	593.119	0.70
8	749.314	78.770	156.195	968.525	593.119	0.70
9	1198.523	12.655	506.151	1714.798	692.372	0.90
10	1198.523	12.655	506.151	1714.798	692.372	0.90
11	1004.697	82.064	407.062	1477.410	597.636	0.80
12	1004.697	82.064	407.062	1477.410	597.636	0.80
13	618.214	56.420	56.658	720.007	561.556	0.70
14	618.214	56.420	56.658	720.007	561.556	0.70
15	984.622	93.615	414.389	1473.903	570.233	0.90
16	984.622	93.615	414.389	1473.903	570.233	0.90
17	941.896	78.915	405.644	1410.672	536.252	0.80
18	941.896	78.915	405.644	1410.672	536.252	0.80
19	853.522	68.915	314.852	1223.506	538.670	0.80
20	853.522	68.915	314.852	1223.506	538.670	0.80
21	1192.032	109.003	247.035	1526.269	944.997	0.80
22	1192.032	109.003	247.035	1526.269	944.997	0.80
23	1067.423	104.167	406.614	1557.371	660.809	0.80
24	1067.423	104.167	406.614	1557.371	660.809	0.80
25	1103.658	99.003	156.243	1339.103	947.415	0.80
26	1103.658	99.003	156.243	1339.103	947.415	0.80
27	903.653	75.419	105.458	1069.445	798.195	0.80
28	903.653	75.419	105.458	1069.445	798.195	0.80
29	865.353	77.087	579.744	1506.766	285.609	0.80
30	865.353	77.087	579.744	1506.766	285.609	0.80
31	1830.998	155.851	919.118	2874.797	911.880	0.90
32	1830.998	155.851	919.118	2874.797	911.880	0.90
33	1192.032	109.003	247.035	1526.269	944.997	0.80
34	1192.032	109.003	247.035	1526.269	944.997	0.80
35	1103.658	99.003	156.243	1339.103	947.415	0.80
36	1103.658	99.003	156.243	1339.103	947.415	0.80
37	903.653	75.419	105.458	1069.445	798.195	0.80
38	903.653	75.419	105.458	1069.445	798.195	0.80
39	180.456	43.781	39.474	254.954	140.982	0.70
40	1275.614	161.558	37.923	1442.783	1237.691	0.90
41	1046.441	117.783	357.559	1498.227	688.882	0.80
42	1177.541	130.133	258.022	1539.670	919.519	0.80
43	1177.541	130.133	258.022	1539.670	919.519	0.80

44	1067.423	104.167	406.614	1557.371	660.809	0.80
45	984.622	93.615	414.389	1473.903	570.233	0.90
46	984.622	93.615	414.389	1473.903	570.233	0.90
47	941.896	78.915	405.644	1410.672	536.252	0.80
48	941.896	78.915	405.644	1410.672	536.252	0.80
49	853.522	68.915	314.852	1223.506	538.670	0.80
50	853.522	68.915	314.852	1223.506	538.670	0.80
51	618.214	56.420	56.658	720.007	561.556	0.70
52	618.214	56.420	56.658	720.007	561.556	0.70
53	686.346	43.255	112.695	833.645	573.651	0.70
54	686.346	43.255	112.695	833.645	573.651	0.70
55	749.314	78.770	156.195	968.525	593.119	0.70
56	749.314	78.770	156.195	968.525	593.119	0.70
57	1198.523	12.655	506.151	1714.798	692.372	0.90
58	1198.523	12.655	506.151	1714.798	692.372	0.90
59	1177.541	130.133	357.559	1639.207	819.982	0.80
60	1177.541	130.133	357.559	1639.207	819.982	0.80
61	1177.541	130.133	357.559	1639.207	819.982	0.80
62	1177.541	130.133	357.559	1639.207	819.982	0.80
63	749.314	78.770	156.195	968.525	593.119	0.70
64	749.314	78.770	156.195	968.525	593.119	0.70
65	1198.523	12.655	506.151	1714.798	692.372	0.90
66	1198.523	12.655	506.151	1714.798	692.372	0.90

Tab. VI.6. Vérification des sections des pieux sous chargement sismique

Les longueurs des pieux sont bien entendu variables : (0.70 ; 10), (0.80 ; 10), (0.90 ; 12).

VI.3.3.4. Vérification de l'effet poireau

a. Principe

A l'arrachement, les pieux sont dimensionnés avec leur terme de frottement latéral. Le frottement latéral entre le sol et le pieu empêche ce dernier d'être arraché du sol lors du mouvement sismique. Il faut également s'assurer qu'il n'y ait pas de rupture du sol par cisaillement sous l'effet du soulèvement des pieux. Pour cela, on vérifie que le poids du sol mobilisable par les pieux est plus important que les réactions d'appuis qui soulèvent les pieux. Mais lorsque deux pieux sont proches, il ne faut pas comptabiliser plusieurs fois le même volume de sol.

Le sol mobilisé par un pieu forme un cône dont l'angle au sommet est pris égal à l'angle de frottement interne du sol (ϕ). Les caractéristiques prises pour le sol sont $\gamma = 26.55 \text{ kN/m}^3$ et $\phi = 23^\circ$. Il est à noter que si la nappe phréatique se situe dans le cône, le poids du sol compris dans la nappe est à calculer avec le poids volumique déjaugé :

$$\gamma' = \gamma - \gamma_w = 16.55 \text{ kN/m}^3.$$

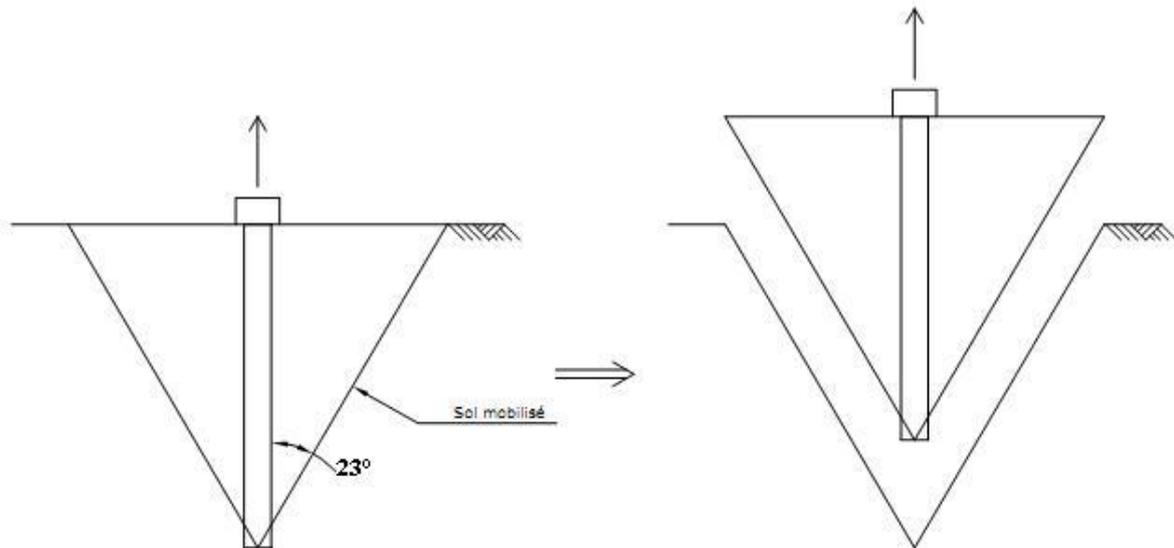


Fig. VI.2. Sol mobilisé par un pieu

D'après le rapport de sol, le niveau de la nappe phréatique se situerait approximativement au niveau de l'arase supérieure des pieux.

Pour cette vérification, seule la combinaison accidentelle $G - E$ ($EL_{arrachement}$) est à considérer puisque seule cette combinaison est susceptible de provoquer l'arrachement.

b. Vérification

Dans la figure qui suit, on a représenté en 3 dimensions (à l'aide du logiciel Autocad) les volumes de sol mobilisés par chaque pieu.

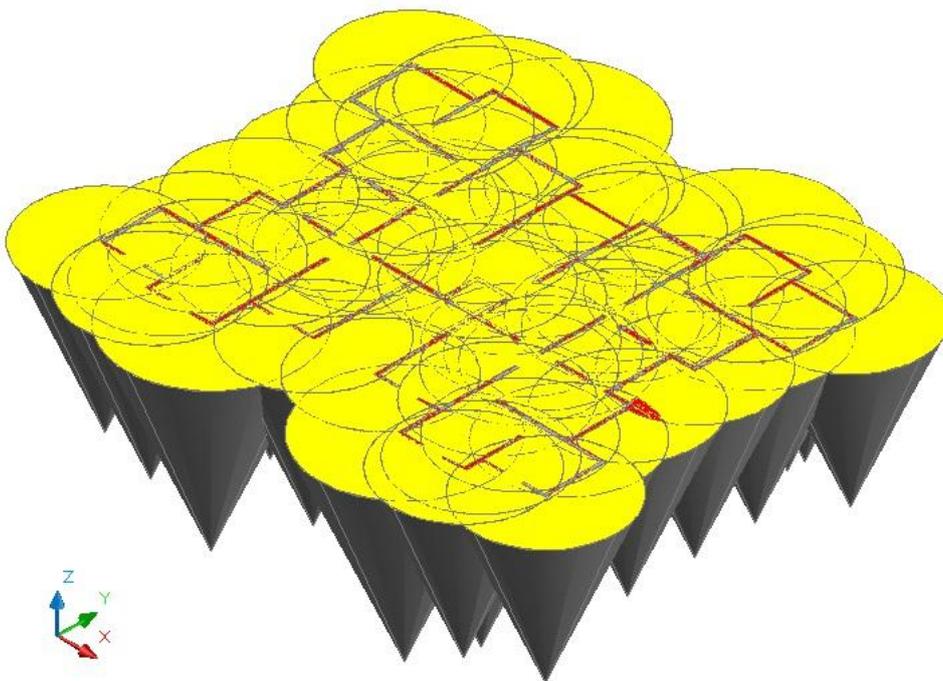


Fig. VI.3. Vue en 3D du sol mobilisé par les pieux

Vu que sous toutes les combinaisons accidentelles G – E considérées, on n'a pas d'effort de traction, il n'y a donc pas d'effet poireau à redouter, alors pas de risque d'arrachement.

VI.3.4. Ferrailage des pieux

VI.3.4.1. Modélisation des pieux

Les pieux sont assimilés à un poteau appuyé à sa base sur un appui élastique double, et le long de sa hauteur sur des appuis élastiques simple espacés de 2 mètres.

Pour modéliser ces appuis, nous devons d'abord calculer leurs raideurs.

VI.3.4.2. Calcul des raideurs

a. Raideur horizontale

On utilise les formules du Fascicule 62 Titre V annexe C5 :

$$K_h = \frac{12E_M}{\frac{4}{3} \frac{B_0}{B} \left(2.65 \frac{B}{B_0}\right)^\alpha + \alpha} \quad \text{pour } B \geq B_0 = 0.60m$$

$$K_h = \frac{12E_M}{\frac{4}{3} (2.65)^\alpha + \alpha} \quad \text{pour } B \leq B_0 = 0.60m$$

Avec : $\alpha = 0.25$ fonction de la nature du sol.

B : Diamètre du pieu.

E_M : Module de déformation pressiométrique, dans notre cas $E_M = 50 \text{ MPa}$.

b. Raideur verticale

L'annexe G4 du Fascicule 62 Titre V donne la méthode suivante :

$$K_v = \frac{Q_c}{s_{ci}}$$

$$s_{ci} = \frac{B}{100} + e_{li} : \text{tassement instantané}$$

$$Q_c = 0.5Q_{pu} + 0.7Q_{su} : \text{charge de fluage du pieu}$$

$$e_{li} = \frac{Q_c D_l}{ES} : \text{raccourcissement instantané sous la charge } Q_c \text{ de la partie } D_l$$

$$D_l = D - D_e : \text{longueur libre ; } D : \text{hauteur du pieu ; } D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \int_0^D P_l^*(z) dz$$

$$P_{le}^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} P_l^*(z) dz : \text{Pression limite effective}$$

$$\text{Avec : } a = \max \left\{ \frac{B}{2}; 0.50m \right\}$$

$$b = \min \{ a; h \}$$

h : ancrage dans la couche où se situe la pointe du pieu

$$E = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164.195 \text{ MPa}$$

S : Section du pieu

Les raideurs à adopter selon les différents pieux sont données dans le tableau suivant :

Pieu		K_h [kN/m]	K_v [kN/m]
$\varnothing = 0.70 \text{ m}$	$L = 10 \text{ m}$	339857.701	169824.756
$\varnothing = 0.80 \text{ m}$	$L = 10 \text{ m}$	370135.618	177883.617
$\varnothing = 0.90 \text{ m}$	$L = 12 \text{ m}$	398641.982	250535.053

Tab. VI.7. Raideurs horizontales et verticales des pieux

Les digrammes des moments fléchissants et des efforts tranchants obtenus sont illustrés dans la figure ci-dessous :

Les pieux étant sollicités par des efforts horizontaux et verticaux en tête, ils sont donc soumis à l'effort normal, à l'effort tranchant et au moment fléchissant. Ces sollicitations sont déterminées à l'aide du logiciel SOCOTEC. Les valeurs des efforts horizontaux et verticaux obtenus à l'aide de la descente de charge sont ainsi intégrées.

Les combinaisons retenues pour le calcul du ferrailage sont l'ELU et l'ELA de compression, les coefficients de sécurité n'étant pas les mêmes suivant les combinaisons, il est tout de même judicieux d'étudier la combinaison ELA, bien qu'elle apporte moins d'efforts dans les pieux, ces coefficients sont les suivants :

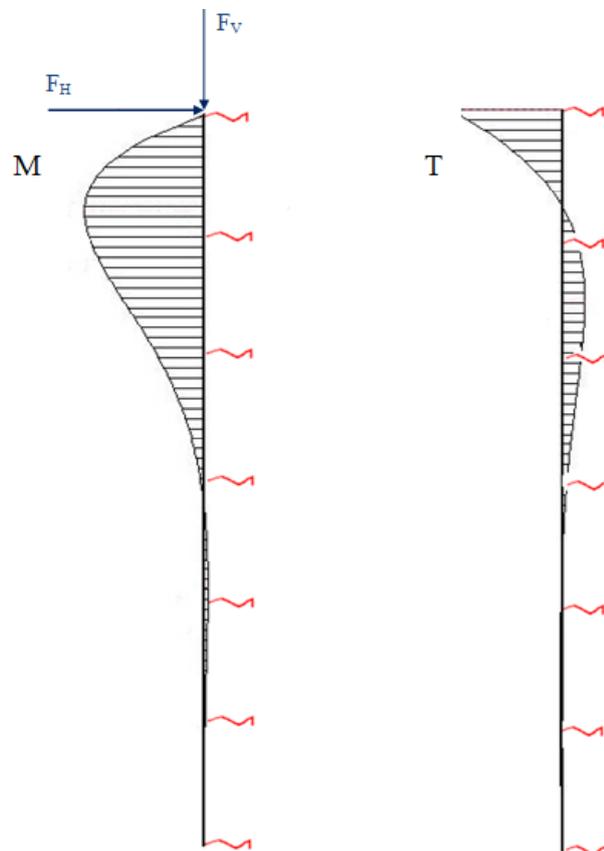


Fig. VI.4. Modèle d'un pieu $\varnothing 90$ et $L = 12 \text{ m}$

- ELU : $\gamma_s = 1.15$ et $\gamma_b = 1.5$ (selon le BAEL 91 A.4.3)
- ELA : $\gamma_s = 1.0$ et $\gamma_b = 1.15$ (selon le PS 92 11.8.1.2)

VI.3.4.3. Ferrailage longitudinal

Les calculs ont été menés en flexion composée pour les trois types de pieux les plus sollicités.

Les règles PS92 imposent des pourcentages minimaux et maximaux d'armatures dans les éléments en béton armé. Dans le cas des pieux, ces pourcentages sont :

$$0.5\%S \leq \rho \leq 3\%S, S : \text{Section du pieu.}$$

Le tableau suivant présente les résultats obtenus pour le calcul des aciers longitudinaux :

Ø pieu [m]	L pieu [m]	H [kN]	V [kN]	N [kN]	M [kN/m]	A _s [cm ²]	Ferrailage
0.70	10	101.385	1129.729	1129.729	47.489	19.24	10HA16
0.80	10	579.743	1784.880	1784.880	310.341	25.13	13HA16
0.90	12	579.743	2705.624	2705.624	349.098	31.81	11HA20

Tab. VI.8. Sollicitations - Armatures longitudinales

Les sections d'acier présentées dans le tableau sont toutes des sections minimales.

Les calculs à l'ELA ne sont pas présentés puisqu'ils sont moins défavorables que ceux à l'ELU.

VI.3.4.4. Ferrailage transversal

Les vérifications relatives à la contrainte de cisaillement se font conformément au B.A.E.L. avec un coefficient de sécurité supplémentaire de 1,25. Le PS92 définit une zone critique dans les pieux (et pour tout autre élément structural) correspondant à la partie supérieure du pieu sur une longueur de 2.5 fois le diamètre du pieu. Dans cette zone, les pieux sont le plus exposés à subir des courbures. Les calculs et les dispositions constructives sont donc différents entre les zones courantes et critiques. Par exemple, dans les zones critiques, la contribution du béton est négligée.

La vérification de la contrainte de cisaillement est la suivante :

$$\tau_u \leq \left(0.8f_e \frac{A_t}{b_0 S_t} + 0.3f_{tj} \right) \frac{1}{1.25} \quad (\text{zone courante})$$

$$\tau_u \leq \left(0.8f_e \frac{A_t}{b_0 S_t} \right) \frac{1}{1.25} \quad (\text{zone critique})$$

Avec : $\tau_u = \frac{1.4 V_u}{\phi d}$: contrainte de cisaillement pour une section circulaire

A_t : section d'un cours d'armatures transversales de limite d'élasticité f_e

S_t : espacement entre cours d'armatures transversales

f_{tj} : résistance caractéristique à la traction du béton

Les règles PS92 imposent des pourcentages volumiques minimaux d'armatures dans les éléments en béton armé et des espacements maximaux. Dans le cas des pieux, ces pourcentages et espacements sont :

$$\rho_{\min} \leq 0.6\% \quad ; \quad s_{t\max} = 12\varnothing_1 \quad (\text{zone courante})$$

$$\rho_{\min} \leq 0.8\% \quad ; \quad s_{t\max} = 10\varnothing_1 \quad (\text{zone critique})$$

Le tableau suivant présente les calculs des aciers transversaux :

\varnothing [m]	L [m]	L_{cr} [m]	T_{\max} [kN]	τ_u [MPa]	Zone courante		Zone critique	
					A_s [cm ² /ml]	Ferraillage	A_s [cm ² /ml]	Ferraillage
0.70	10	1.75	101.385	0.323	23.09	1HA14 e = 14 cm	30.79	1HA14 e = 10 cm
0.80	10	2.00	579.743	1.409	28.28	2HA12 e = 16 cm	44.03	2HA12 e = 10 cm
0.90	12	2.25	579.743	1.113	21.42	1HA14 e = 14 cm	39.14	1HA14 e = 8 cm

Tab. VI.9. Sollicitations - Armatures transversales

Ci-après un plan de principe de ferraillage d'un pieu $\varnothing 50$:

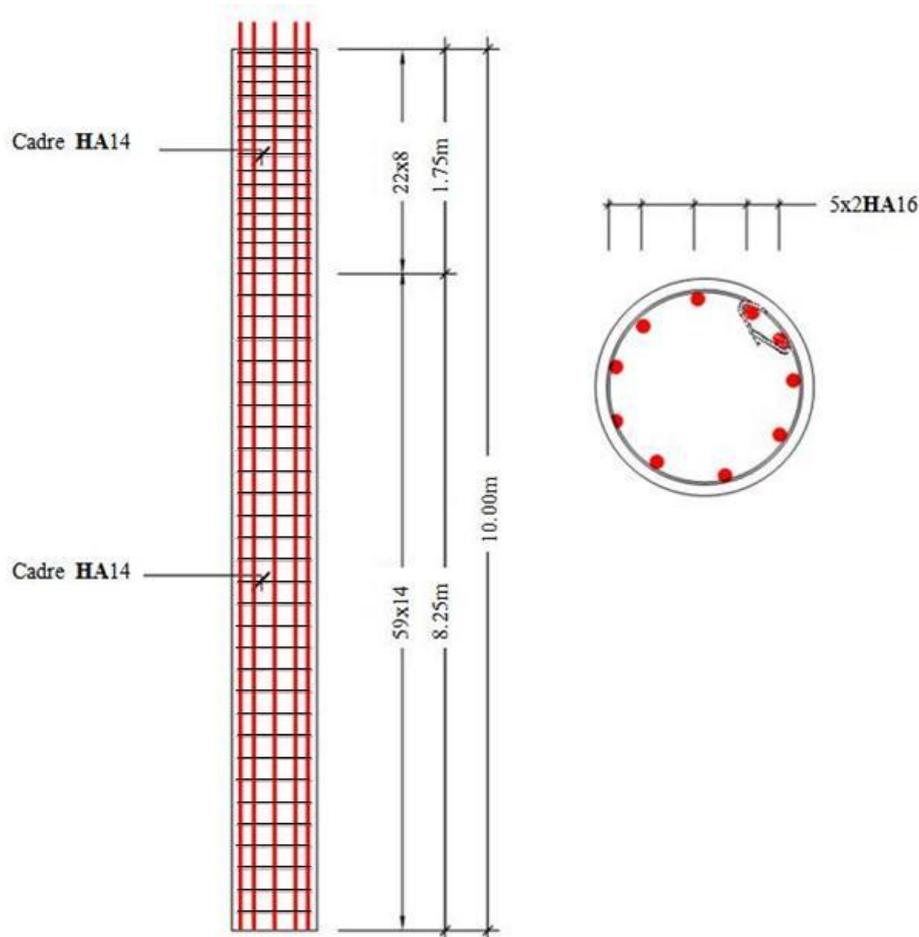


Fig. VI.5. Principe de ferraillage d'un pieu $\varnothing 50$ (élévation et coupe)

VI.3.4.5. Dimensionnement tête de pieu

La tête du pieu, également appelée « dé » et généralement de forme prismatique, fait la liaison entre les éléments de structure verticaux (poteau ou poutre voile) et les pieux. Il y a lieu de :

- Vérifier la contrainte du béton au niveau de l'interface entre les éléments verticaux et la surface du dé.
- Calculer les aciers de traction pour les pieux pouvant subir l'arrachement (on n'en pas dans notre cas).
- Calculer le ferrailage des dés.

L'ensemble de ces calculs est effectué suivant les articles du BAEL91 (Article A.8.4 et Annexe E.8).

VI.3.4.6. Vérification des contraintes du béton des têtes de pieux

Les dés ont les dimensions suivantes :

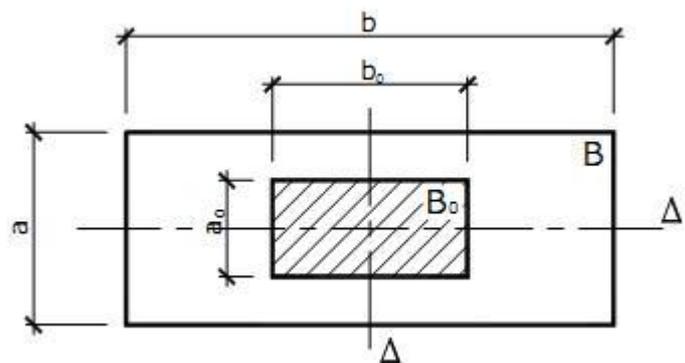
- Pour les pieux Ø70 : 95 x 95
- Pour les pieux Ø80 : 110 x 110
- Pour les pieux Ø90 : 120 x 120

Les règles du BAEL91 autorisent, dans certains cas (ex : pressions localisées), de dépasser la contrainte admissible du béton. Lorsqu'une pièce d'aire B est soumise à une pression uniforme sur une partie de sa surface d'aire B_0 , la contrainte admissible du béton sur B_0 est :

$$\sigma_{bc} = K \frac{0.85 f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\text{avec : } K = 1 + \left[3 - \frac{4}{3} \left(\frac{a_0}{a} + \frac{b_0}{b} \right) \right] \sqrt{\left(1 - \frac{4a_0}{3a} \right) \left(1 - \frac{4b_0}{3b} \right)} \leq 3.3$$

$$\text{Condition minimale de débord : } \frac{a_0}{a} \text{ et } \frac{b_0}{b} \geq \frac{4}{3} \text{ sinon } K = 1$$



VI.3.4.7. Ferrailage des têtes de pieux

Deux types de ferrailage sont à mettre en place pour éviter la rupture du béton sous les efforts de diffusion dus à la charge :

- Ferrailage de frettage de surface :

$$A_s \geq \frac{0.04R_u}{f_{su}}$$

Avec : R_u : Charge sur le dé.

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

- Ferrailage d'éclatement (Calculs à mener suivant les 2 plans Δ et Δ') :

$$A_e \geq \frac{R_j}{f_{su}}$$

$$\text{Avec : } R_j = 0.25 \left(1 - \frac{a_0 \text{ ou } b_0}{d} \right) R_u$$

d : Hauteur de répartition des armatures

$$d = \min(a; b)$$

Les aciers étant à disposer de la manière suivante :

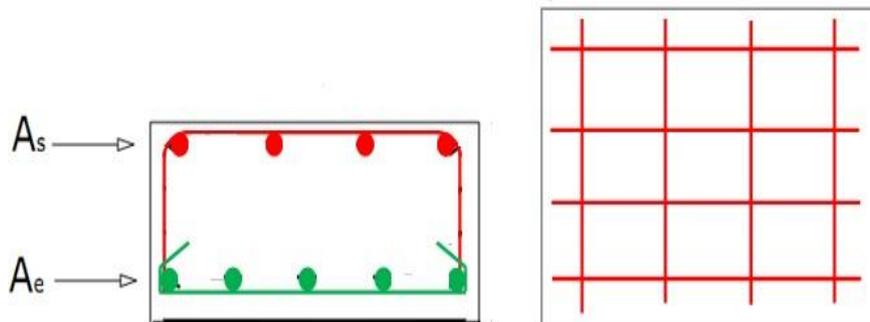


Fig. VI.6. Disposition des armatures des têtes de pieux

Le tableau qui suit, résume les détails de calcul des ferrailages des têtes de pieux :

a_0 ou b_0 [m]	a ou b [m]	d [m]	B_0 [m ²]	K	σ_b [MPa]	σ_{bc} [MPa]	R_u [kN]	A_s [cm ²]	A_e [cm ²]
0.70	0.95	0.95	0.385	1.018	2.936	14.424	1129.729	1.30	2.14
0.80	1.10	1.10	0.503	1.032	3.551	14.622	1784.880	2.05	3.50
0.90	1.20	1.20	0.636	1.000	4.519	14.167	2874.797	3.31	5.17

Tab. VI.10. Détails de calcul des ferrailages des têtes de pieux

VI.4. Comparaison entre les 2 types de fondations

Le volume total des pieux (pieux et têtes de pieux) est de **436.587 m³**, Comparé au volume du radier qu'on aurait pu réaliser qui est de **1007.233 m³**, on réalise un gain de volume du béton à utiliser estimé de **570.646 m³**, ce qui correspond à un gain de **56.65%**, donc on gagne plus de la moitié, et c'est une raison plus que motivante pour adopter les pieux comme type de fondation pour ce projet.

Dans le tableau suivant, nous trouveront les prix des matériaux nécessaires pour la réalisation de chacune des fondations :

Désignation	Radier		Pieux	
	Prix unitaire [DA]	Prix total [DA]	Prix unitaire [DA]	Prix total [DA]
Ciment	3 360.00	3 384 302.88	3 360.00	1 466 932.32
Gravier	4 240.00	4 270 667.92	4 240.00	1 851 128.88
Sable	1 139.20	1 147 439.83	1 139.20	497 359.91
Acier	1 076.20	1 083 984.15	2 217.85	968 284.48
Total	9 815.40	9 886 394.79	10 957.05	4 783 705.59
Différence	5 102 689.20			

Tab. VI.11. Comparaison entre les coûts des matériaux

N.B :

On constate un gain de plus de 50% en ce qui concerne les matériaux de construction, mais notons que les coûts d'exécution des pieux sont beaucoup plus élevés que ceux du radier.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'études fût une expérience très enrichissante, puisqu'il nous a permis de mettre en application directe plusieurs cours enseignés au département du génie civil de l'Ecole Nationale Polytechnique, dont notamment la dynamique des structures, le béton armé, la résistance des matériaux et encore la mécanique des sols. Les recherches bibliographiques effectuées tout au long de notre travail nous ont apportées un nouvel enseignement très profitable et fructueux.

Du point de vue technique, le bâtiment était correctement dimensionné pour le respect des règles parasismique algériennes, le fait que le bâtiment ne soit composé que de voiles prédisposés nous a considérablement facilité la tâche de calcul des sollicitations auxquelles chaque élément est exposé.

Durant notre travail, nous avons constaté l'importance de l'outil informatique, la bonne maîtrise des différents logiciels et applications que ce soit pour la modélisation ou le calcul nous a permis de gagner du temps d'une part, et garantir la qualité des résultats obtenus d'une autre part.

Pour l'infrastructure, la solution pieux qui pouvait au départ paraître défavorable a donc été salvatrice dans la mesure où les pieux sont capable de mobiliser le terrain par frottement latéral. La solution radier a été bannie dès le départ à cause de la faible portance du sol qui entraîne une surface importante dont le coût élevé.

Au cours de notre travail, nous avons acquis un certain savoir-faire qui nous sera d'une grande utilité dans l'avenir, à savoir résoudre des problèmes en proposant diverses solutions et faire le meilleur choix. Et c'est l'essence même du travail de l'ingénieur.

Bibliographie

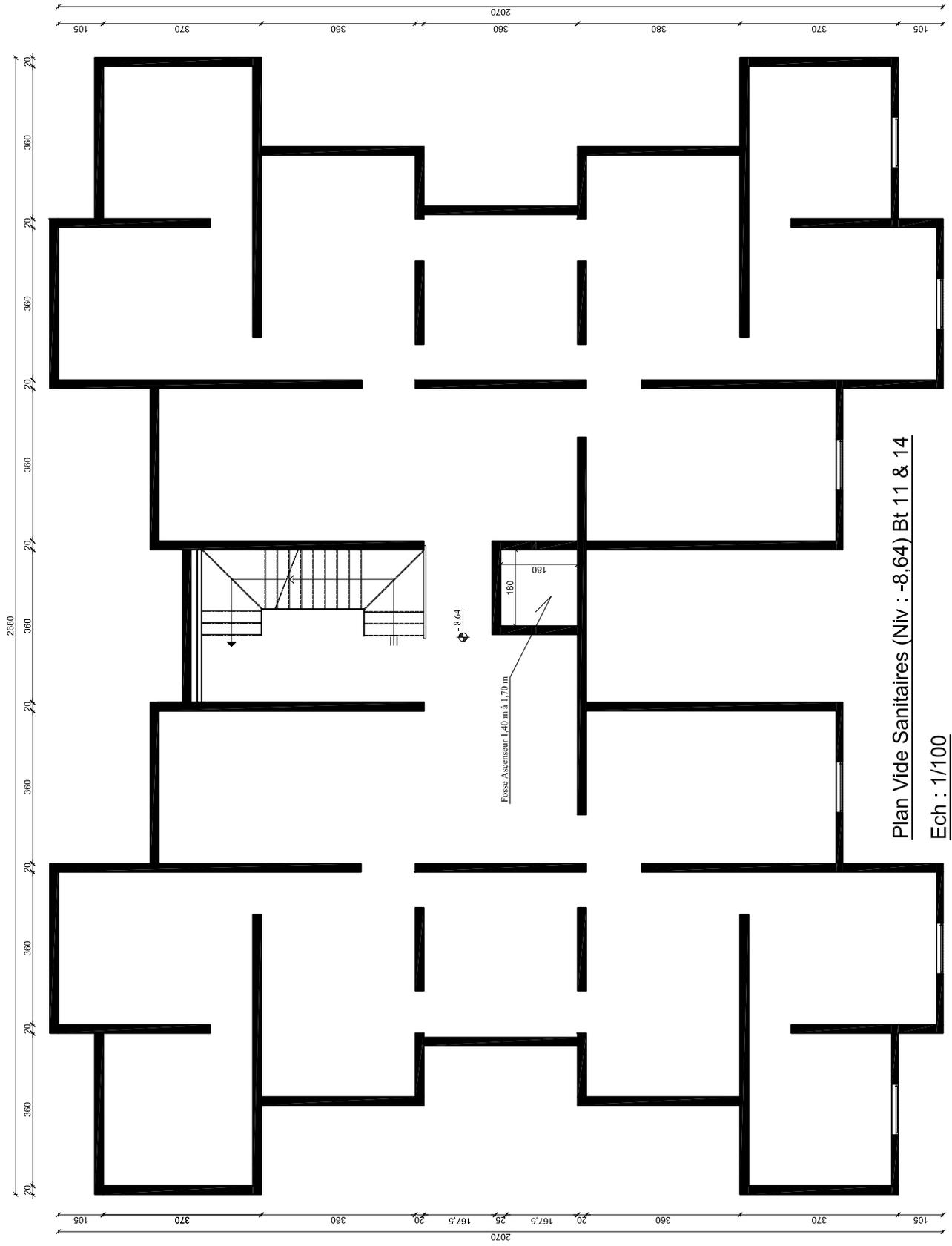
- [01] C.G.S., *D.T.R. C - 2.41 - Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93*, SARRI 1994.
- [02] C.G.S., *D.T.R. C - 2.2 - Charges permanentes et charges d'exploitation*.
- [03] C.S.T.B., *D.T.U. BAEL 91 révisé 99*.
- [04] C.G.S., *D.T.R.C - 2.48 - Règles parasismiques algériennes RPA 99 version 2003*, C.T.C. centre.
- [05] Ministère de l'équipement (France), *Fascicule 62 Titre V – Règles techniques de calcul et de conception des fondations des ouvrages de génie civil*, 1993
- [06] NFP 06/013, *Règles P.S. applicables aux bâtiments, dites Règles P.S.92*, AFNOR, 1999.
- [07] M. R. BOUTEMEUR, *Cours béton armé et béton précontraint*, ENP, 2010.
- [08] M^{me} BAOUCHE, *Cours ouvrages et structures*, ENP, 2011.
- [09] M^{me} CHIKH, *Cours bâtiment*, ENP, 2009.
- [10] M. BELKASMI, *Cours Mécanique des sols*, ENP, 2010.
- [11] A. FUENTES, *Calcul pratique des ossatures en béton armé*, EYROLLES, 1983.
- [12] DAVIDOVICI V., *La construction en zone sismique*, Le Moniteur, 1999.
- [13] A. AOUADJ & M. DAOUDI, *Etude d'une tour*, PFE ENP, 2008.
- [14] R. BYOUD, *Etude parasismique d'un bâtiment*, thèse INSA Strasbourg, 2007.

Logiciels :

- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010, Version 23.0.0.3128.
- SOCOTEC, Version 1.01.026, 1998.
- RDM 6, Version 6.17, 2011.
- AutoCAD 2008.
- Microsoft office Word 2007.
- Microsoft office Excel 2007.

Annexe A

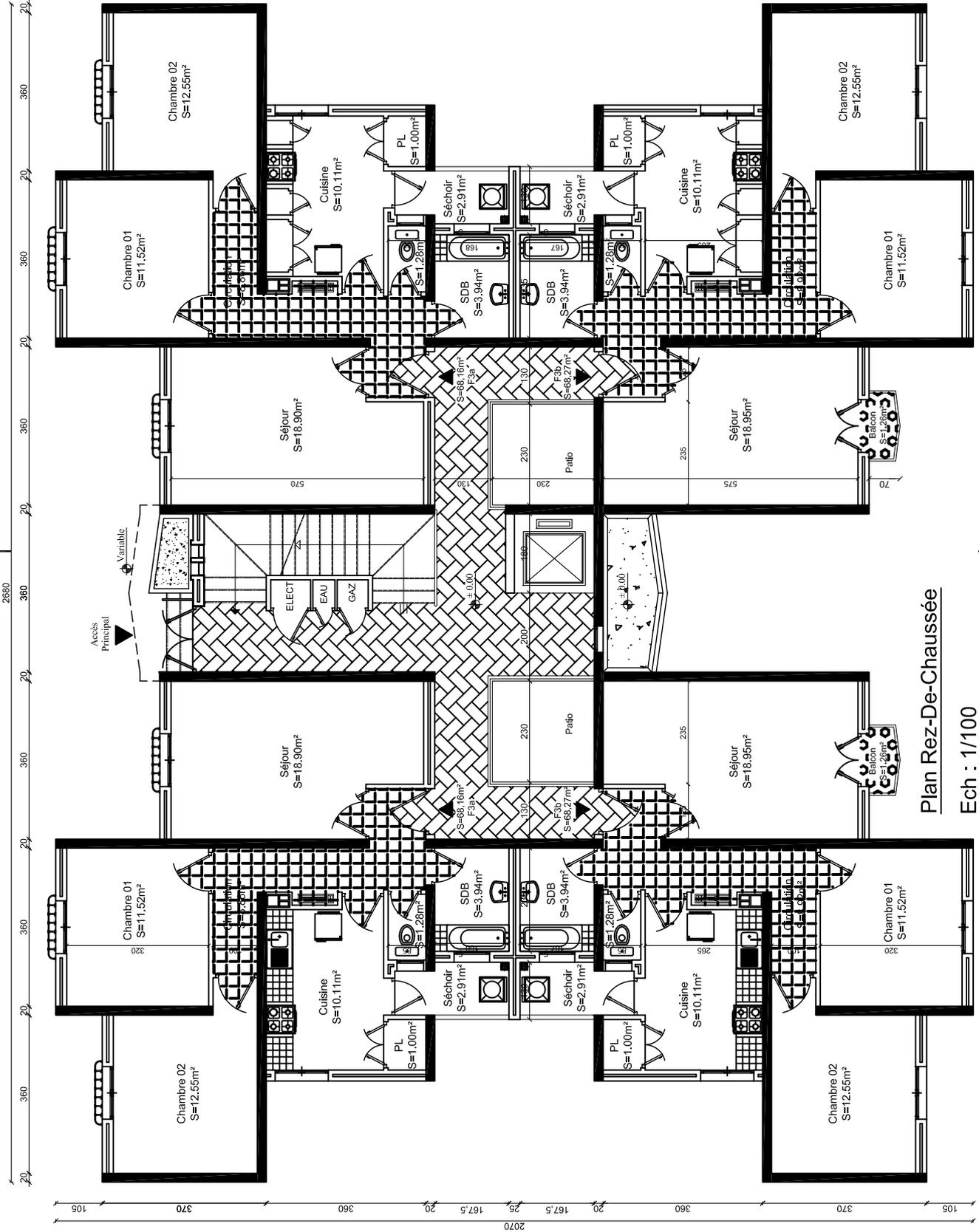
Plans du bâtiment



Plan Vide Sanitaires (Niv : -8,64) Bt 11 & 14

Ech : 1/100

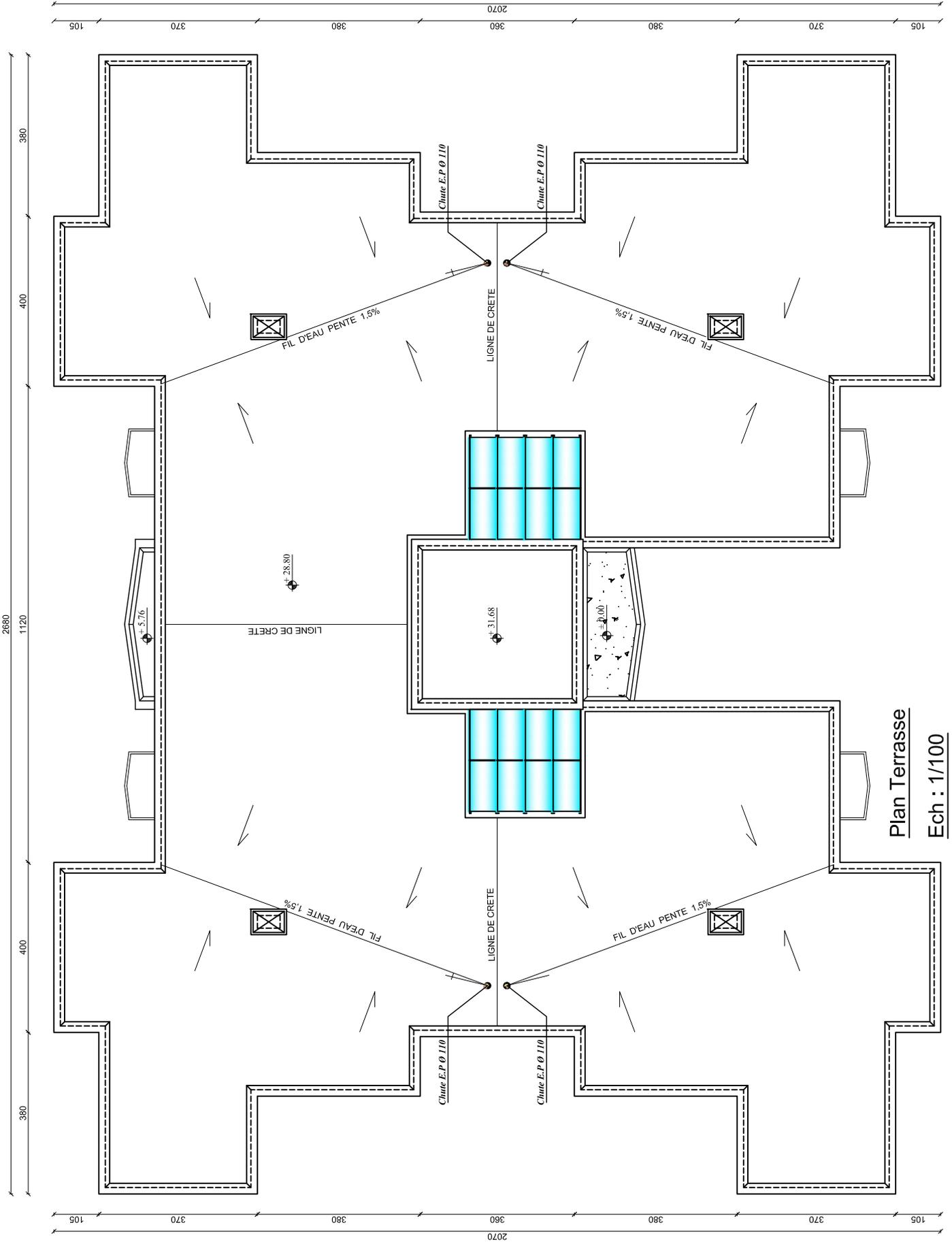
HA



Plan Rez-De-Chaussée

Ech : 1/100

HA



Plan Terrasse

Ech : 1/100

Annexe B

Rapport du sol

I - INTRODUCTION

Suite à la demande faite par l'OPGI de Dar El Beida (ODS/n°024/08), le Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction (LNHC) de Oued Smar a effectué une étude géotechnique du sol destinée à recevoir 800 logements sociaux participatif.

Les travaux se sont déroulés durant le Mois de Mai 2008 sur la base du plan de masse 1/500 fourni par le client, néanmoins cette étude concerne uniquement la grande partie du terrain à étudié, étant donné que le reste du terrain, n'est pas été investie par nos équipes de reconnaissance géotechnique, et cela raison au refus pour accéder sur cette partie de terrain par les représentant des E.A.C, sous prétexte que ce terrain est cultivé.

En attendant la levée de cette contrainte le L.N.H.C, relancera les travaux dans les meilleurs délais.

II- SITUATION DE TERRAIN ET MORPHOLOGIE.

Le terrain se situe a la sortie Est de la ville de Souidania.

Limites sont matérialisés comme suit :

- Au Nord : une route et des habitations.
- Au Sud : un terrain vague.
- A l'Est : une ferme.
- A l'ouest : la route qui mène vers la voie Souidania-Douira.



Vue générale de site étudié

X - CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS :

Compte tenu de travaux d'investigations, et les résultats obtenus, à partir des différents essais, on peut conclure, que le site destiné à recevoir les 800 logements à Souidania, ce caractérise par une portance moyenne, et vu de son relief accidenté ou la présence des pentes qui se situent entre 10 à 15%, la surface du sol recouverte par un sol, parfois altéré repose sur un sol marneux, ainsi que la présence d'eau à partir de 3.00 m de profondeur, ainsi, tout travaux de terrassement anarchique ou de forte précipitation peuvent provoqués des érosions et des éboulements de terrain.

A cet effet, il y'a lieu de prendre les suggestions suivantes :

Pour les bâtiments R+5 :

- Une fondation superficielle de type filante ou radier.
- Une contrainte admissible 1.2 bar.
- Une profondeur d'ancrage dépassant les 3 m
- Les tassements sont jugés acceptables.

Pour les tours en R+9 : Nous vous suggérons deux variantes

a) - Variante N°01

Il est souhaitable de préconiser des fondations profondes

- Pour un pieu fore de diamètre 120 mm de 10 m profondeur.
- La charge totale Q_{est} est égale à 100.89 Tonne.
- Evite les terrassements anarchiques surtout dans la période hivernale.
- Prévoir des murs de soutènement en amont et en aval et au milieu du site, les caractéristiques intrinsèques :

➤ $1.49 \leq \gamma_d \leq 1.82.$

➤ $0.17 \leq C \leq 0.41.$

➤ $11.42^\circ \leq \phi \leq 23^\circ.$

b) - Variante N°02 :

- Une fondation superficielle de type radier.
- Contrainte admissible du sol 1.2 Bar.
- Prévoir des voiles périphériques au droit de chaque bâtiment.
- Profondeur d'ancrage dépassant 4.00 m à partir de la cote de terrassement.
- Respecté la hauteur critique de talus, et il est préférable réalisé les terrassements par gradin.
- Vérifier que les fond de fouille ont une lithologie homogène (pour éviter tout les tassements différentielle).

Vu au caractère gonflant du sol en place, il y a lieu de prendre en considération, certaines précaution tel que :

- ✦ Drainages périphériques au droit de chaque bloc.
- ✦ Evité la présence d'eau, à l'intérieur des fonds fouilles.
- ✦ Evité le prolongement des ouvertures des fonds fouilles.
- ✦ Prévoir un dallage aux alentours des bâtiments étendu au droit des bâtiments.
- ✦ Evité tout implantation d'arabes au près des blocs.
- ✦ D'près les résultats des essais géophysiques et les essais pressiométriques notre sol est classé en catégorie S3 sol meuble d'après le RPA 99 version 2003.
- ✦ La région de Souidania est classée dans la zone III de forte sismicité d'après le RPA 99 version 2003.

LE CHARGE D'ETUDE



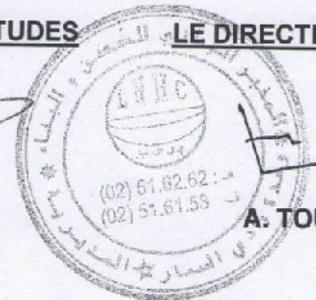
M.A. ZITOUN TERKI

CHEF D'EPARTEMENT ETUDES



S. BENTARZI

LE DIRECTEUR D'UNITE



A. TOUBALI

Annexe C

Descentes de charges

C.1. Voiles parallèles à Ox

Niveau	N _Q [kN]	G [kN]		G _i [kN]	N _G [kN]	Nu [kN]
Sous le 2 ^{ème} ES	6.600	Plancher	21.560	78.102	78.102	114.428
		Voiles	35.955			
		Cloisons	20.587			

Tab. C.1. Descente de charges des voiles A₁ ; A₂ ; B₁ ; B₂ ; C₁ ; C₂

Niveau	N _Q [kN]	G [kN]		G _i [kN]	N _G [kN]	Nu [kN]
Sous la terrasse	17.000	Plancher	124.780	216.335	216.335	317.552
		Voile	87.360			
		Cloison	-			
		Acrotère	4.195			
Sous le 9 ^{ème} étage	42.500	Plancher	91.630	196.842	413.177	621.539
		Voile	87.360			
		Cloison	17.852			
Sous le 8 ^{ème} étage	65.450	Plancher	91.630	196.842	610.019	921.701
		Voile	87.360			
		Cloison	17.852			
Sous le 7 ^{ème} étage	85.850	Plancher	91.630	196.842	806.861	1218.037
		Voile	87.360			
		Cloison	17.852			
Sous le 6 ^{ème} étage	103.700	Plancher	91.630	196.842	1003.703	1510.549
		Voile	87.360			
		Cloison	17.852			
Sous le 5 ^{ème} étage	119.000	Plancher	91.630	196.842	1200.545	1799.236
		Voile	87.360			
		Cloison	17.852			
Sous le 4 ^{ème} étage	131.750	Plancher	91.630	196.842	1397.387	2084.097
		Voile	87.360			
		Cloison	17.852			
Sous le 3 ^{ème} étage	144.449	Plancher	91.630	196.842	1594.229	2368.883
		Voile	87.360			
		Cloison	17.852			
Sous le 2 ^{ème} étage	157.352	Plancher	91.630	196.842	1791.071	2653.974
		Voile	87.360			
		Cloison	17.852			
Sous le 1 ^{er} étage	170.085	Plancher	91.630	196.842	1987.913	2938.810
		Voile	87.360			
		Cloison	17.852			
Sous le RDC	182.750	Plancher	91.630	196.842	2184.755	3223.544
		Voile	87.360			
		Cloison	17.852			
Sous le 1 ^{er} ES	195.396	Plancher	91.619	196.831	2381.586	3508.235
		Voile	87.360			
		Cloison	17.852			
Sous le 2 ^{ème} ES	206.746	Plancher	82.995	178.979	2560.565	3766.882

		Voile	87.360			
		Cloison	-			

Tab. C.2. Descente de charges des voiles D_1 ; D_2 ; H_1 ; H_2

Niveau	N_Q [kN]	G [kN]		G_i [kN]	N_G [kN]	N_u [kN]
Sous la terrasse	14.850	Plancher	22.275	181.144	181.144	266.819
		Voile	108.999			
		Cloison	-			
		Acrotère	49.879			
Sous le 9 ^{ème} étage	37.125	Plancher	80.041	175.169	356.313	536.710
		Voile	49.879			
		Cloison	45.249			
Sous le 8 ^{ème} étage	57.172	Plancher	80.041	175.169	531.482	803.258
		Voile	49.879			
		Cloison	45.249			
Sous le 7 ^{ème} étage	74.992	Plancher	80.041	175.169	706.651	1066.466
		Voile	49.879			
		Cloison	45.249			
Sous le 6 ^{ème} étage	90.585	Plancher	80.041	175.169	881.820	1326.334
		Voile	49.879			
		Cloison	45.249			
Sous le 5 ^{ème} étage	103.950	Plancher	80.041	175.169	1056.989	1582.860
		Voile	49.879			
		Cloison	45.249			
Sous le 4 ^{ème} étage	115.087	Plancher	80.041	175.169	1232.158	1836.043
		Voile	49.879			
		Cloison	45.249			
Sous le 3 ^{ème} étage	126.180	Plancher	80.041	175.169	1407.327	2089.161
		Voile	49.879			
		Cloison	45.249			
Sous le 2 ^{ème} étage	137.452	Plancher	80.041	175.169	1582.496	2342.548
		Voile	49.879			
		Cloison	45.249			
Sous le 1 ^{er} étage	148.570	Plancher	80.041	175.169	1757.665	2595.700
		Voile	49.879			
		Cloison	45.249			
Sous le RDC	159.637	Plancher	80.041	164.120	1921.785	2833.865
		Voile	49.879			
		Cloison	34.200			
Sous le 1 ^{er} ES	178.874	Plancher	75.785	159.868	2081.650	3078.538
		Voile	49.879			
		Cloison	34.200			
Sous le 2 ^{ème} ES	198.006	Plancher	75.783	125.662	2207.315	3276.884
		Voile	49.879			
		Cloison	-			

Tab. C.3. Descente de charges des voiles E_1 ; E_2 ; G_1 ; G_2

Niveau	N _Q [kN]	G [kN]		G _i [kN]	N _G [kN]	Nu [kN]
Sous la terrasse	24.540	Plancher	269.222	440.872	440.872	631.987
		Voile	166.725			
		Cloison	-			
		Acrotère	4.925			
Sous le 9 ^{ème} étage	61.350	Plancher	132.270	249.855	690.727	1024.506
		Voile	117.585			
		Cloison	-			
Sous le 8 ^{ème} étage	94.479	Plancher	132.270	249.855	940.582	1411.504
		Voile	117.585			
		Cloison	-			
Sous le 7 ^{ème} étage	123.927	Plancher	132.270	249.855	1190.430	1792.971
		Voile	117.585			
		Cloison	-			
Sous le 6 ^{ème} étage	149.694	Plancher	132.270	249.855	1440.292	2168.930
		Voile	117.585			
		Cloison	-			
Sous le 5 ^{ème} étage	171.780	Plancher	132.270	249.855	1690.147	2539.368
		Voile	117.585			
		Cloison	-			
Sous le 4 ^{ème} étage	190.185	Plancher	132.270	249.855	1940.002	2904.280
		Voile	117.585			
		Cloison	-			
Sous le 3 ^{ème} étage	208.510	Plancher	132.270	249.855	2189.857	3269.072
		Voile	117.585			
		Cloison	-			
Sous le 2 ^{ème} étage	227.142	Plancher	132.270	249.855	2439.712	3634.324
		Voile	117.585			
		Cloison	-			
Sous le 1 ^{er} étage	245.522	Plancher	132.270	249.855	2689.567	3999.198
		Voile	117.585			
		Cloison	-			
Sous le RDC	280.500	Plancher	166.656	284.241	2973.808	4435.390
		Voile	117.585			
		Cloison	-			
Sous le 1 ^{er} ES	281.476	Plancher	132.270	248.025	3221.833	4770.598
		Voile	102.360			
		Cloison	13.395			
Sous le 2 ^{ème} ES	308.349	Plancher	92.702	239.571	3461.410	5243.427
		Voile	121.485			
		Cloison	25.490			

Tab. C.4. Descente de charges du voile E₃

Niveau	N _Q [kN]	G [kN]		G _i [kN]	N _G [kN]	Nu [kN]
Sous le 2 ^{ème} ES	4.860	Plancher	17.464	42.034	42.034	64.036

		Voiles	24.570			
		Cloisons	-			

Tab. C.5. Descente de charges du voile **F**

Niveau	N_Q [kN]	G [kN]		G_i [kN]	N_G [kN]	N_u [kN]
Sous le RDC	0.000	Plancher	-	49.140	49.140	66.339
		Voile	49.140			
		Cloison	-			
Sous le 1 ^{er} ES	0.000	Plancher	-	66.241	115.381	155.764
		Voile	49.140			
		Cloison	17.101			
Sous le 2 ^{ème} ES	0.000	Plancher	-	66.241	181.622	245.190
		Voile	19.140			
		Cloison	17.101			

Tab. C.6. Descente de charges du voile **I**

Niveau	N_Q [kN]	G [kN]		G_i [kN]	N_G [kN]	N_u [kN]
Sous le RDC	6.000	Plancher	21.560	86.600	86.600	125.910
		Voile	47.940			
		Cloison	17.100			
Sous le 1 ^{er} ES	16.000	Plancher	21.560	87.800	174.400	259.440
		Voile	49.140			
		Cloison	17.100			
Sous le 2 ^{ème} ES	24.700	Plancher	21.560	87.800	262.200	391.020
		Voile	49.140			
		Cloison	17.100			

Tab. C.7. Descente de charges des voiles **J₁ ; J₂ ; K₁ ; K₂ ; L₁ ; L₂**

C.2. Voiles parallèles à Ox

Niveau	N_Q [kN]	G [kN]		G_i [kN]	N_G [kN]	N_u [kN]
Sous la terrasse	4.680	Plancher	34.351	93.287	93.287	132.957
		Voile	50.500			
		Cloison	-			
		Acrotère	8.436			
Sous le 9 ^{ème} étage	11.700	Plancher	25.225	86.019	179.306	259.610
		Voile	50.500			
		Cloison	10.294			
Sous le 8 ^{ème} étage	18.018	Plancher	25.225	86.019	265.325	385.210
		Voile	50.500			
		Cloison	10.294			
Sous le 7 ^{ème} étage	23.634	Plancher	25.225	86.019	351.344	509.765
		Voile	50.500			
		Cloison	10.294			
Sous le 6 ^{ème} étage	28.548	Plancher	25.225	86.019	437.363	633.262
		Voile	50.500			
		Cloison	10.294			

Sous le 5 ^{ème} étage	32.760	Plancher	25.225	86.019	523.382	755.705
		Voile	50.500			
		Cloison	10.294			
Sous le 4 ^{ème} étage	36.270	Plancher	25.225	86.019	609.401	877.122
		Voile	50.500			
		Cloison	10.294			
Sous le 3 ^{ème} étage	39.765	Plancher	25.225	86.019	695.420	998.490
		Voile	50.500			
		Cloison	10.294			
Sous le 2 ^{ème} étage	43.318	Plancher	25.225	86.019	781.439	1119.919
		Voile	50.500			
		Cloison	10.294			
Sous le 1 ^{er} étage	46.823	Plancher	25.225	86.019	867.458	1172.615
		Voile	50.500			
		Cloison	10.294			
Sous le RDC	50.310	Plancher	25.225	86.019	953.477	1362.658
		Voile	50.500			
		Cloison	10.294			
Sous le 1 ^{er} ES	56.768	Plancher	25.225	86.019	1039.496	1488.471
		Voile	50.500			
		Cloison	10.294			
Sous le 2 ^{ème} ES	61.810	Plancher	20.495	70.995	1110.491	1591.877
		Voile	50.500			
		Cloison	-			

Tab. C.8. Descente de charges des voiles I_1 ; I_2 ; $XIII_1$; $XIII_2$

Niveau	N_Q [kN]	G [kN]		G_i [kN]	N_G [kN]	Nu [kN]
Sous le 1 ^{er} ES	10.000	Plancher	21.560	86.218	86.218	131.394
		Voile	44.070			
		Cloison	20.588			
Sous le 2 ^{ème} ES	20.000	Plancher	21.560	90.531	176.749	268.611
		Voile	51.870			
		Cloison	17.101			

Tab. C.9. Descente de charges des voiles II_1 ; II_2 ; XII_1 ; XII_2

Niveau	N_Q [kN]	G [kN]		G_i [kN]	N_G [kN]	Nu [kN]
Sous le 1 ^{er} ES	10.000	Plancher	21.560	70.700	70.700	110.445
		Voile	49.140			
		Cloison	-			
Sous le 2 ^{ème} ES	20.000	Plancher	21.560	91.648	162.348	249.170
		Voile	49.140			
		Cloison	20.948			

Tab. C.10. Descente de charges des voiles III ; XI

Niveau	N_Q [kN]	G [kN]		G_i [kN]	N_G [kN]	Nu [kN]
Sous la terrasse	12.909	Plancher	94.752	140.479	140.479	209.010
		Voile	45.727			

		Cloison	-			
		Acrotère	-			
Sous le 9 ^{ème} étage	32.272	Plancher	69.579	148.054	288.533	437.927
		Voile	45.727			
		Cloison	32.748			
Sous le 8 ^{ème} étage	49.699	Plancher	69.579	148.054	436.587	663.940
		Voile	45.727			
		Cloison	32.748			
Sous le 7 ^{ème} étage	65.190	Plancher	69.579	148.054	584.641	887.050
		Voile	45.727			
		Cloison	32.748			
Sous le 6 ^{ème} étage	78.745	Plancher	69.579	148.054	732.695	1107.255
		Voile	45.727			
		Cloison	32.748			
Sous le 5 ^{ème} étage	90.363	Plancher	69.579	148.054	880.749	1324.550
		Voile	45.727			
		Cloison	32.748			
Sous le 4 ^{ème} étage	100.044	Plancher	69.579	148.054	1028.803	1538.950
		Voile	45.727			
		Cloison	32.748			
Sous le 3 ^{ème} étage	109.688	Plancher	69.579	148.054	1176.857	1753.289
		Voile	45.727			
		Cloison	32.748			
Sous le 2 ^{ème} étage	119.485	Plancher	69.579	148.054	1324.911	1967.857
		Voile	45.727			
		Cloison	32.748			
Sous le 1 ^{er} étage	129.154	Plancher	69.579	148.054	1472.965	2182.233
		Voile	45.727			
		Cloison	32.748			
Sous le RDC	138.771	Plancher	69.579	148.054	1621.019	2396.530
		Voile	45.727			
		Cloison	32.748			
Sous le 1 ^{er} ES	156.586	Plancher	69.579	135.606	1756.625	2606.322
		Voile	45.727			
		Cloison	-			
Sous le 2 ^{ème} ES	169.259	Plancher	52.289	98.016	1854.641	2757.653
		Voile	45.727			
		Cloison	-			

Tab. C.11. Descente de charges des voiles IV_1 ; IV_2 ; X_1 ; X_2

Niveau	N_Q [kN]	G [kN]		G_i [kN]	N_G [kN]	N_u [kN]
Sous la terrasse	23.899	Plancher	175.419	292.993	292.993	431.389
		Voile	96.233			
		Cloison	-			
		Acrotère	21.341			
Sous le 9 ^{ème} étage	59.748	Plancher	128.816	245.637	538.630	816.773
		Voile	96.233			

		Cloison	20.588			
Sous le 8 ^{ème} étage	92.011	Plancher	128.816	245.637	784.267	1196.777
		Voile	96.233			
		Cloison	20.588			
Sous le 7 ^{ème} étage	120.690	Plancher	128.816	245.637	1029.904	1571.405
		Voile	96.233			
		Cloison	20.588			
Sous le 6 ^{ème} étage	145.784	Plancher	128.816	245.637	1275.541	1940.656
		Voile	96.233			
		Cloison	20.588			
Sous le 5 ^{ème} étage	167.293	Plancher	128.816	245.637	1521.178	2304.530
		Voile	96.233			
		Cloison	20.588			
Sous le 4 ^{ème} étage	185.217	Plancher	128.816	245.637	1766.815	2663.026
		Voile	96.233			
		Cloison	20.588			
Sous le 3 ^{ème} étage	203.070	Plancher	128.816	245.637	2012.452	3021.415
		Voile	96.233			
		Cloison	20.588			
Sous le 2 ^{ème} étage	221.209	Plancher	128.816	245.637	2258.089	3380.234
		Voile	96.233			
		Cloison	20.588			
Sous le 1 ^{er} étage	239.109	Plancher	128.816	245.637	2503.726	3738.694
		Voile	96.233			
		Cloison	20.588			
Sous le RDC	256.914	Plancher	128.816	245.637	2744.363	4090.261
		Voile	96.233			
		Cloison	20.588			
Sous le 1 ^{er} ES	289.895	Plancher	128.816	245.637	2995.000	4478.093
		Voile	96.233			
		Cloison	20.588			
Sous le 2 ^{ème} ES	312.502	Plancher	111.336	207.269	3202.269	4791.816
		Voile	96.233			
		Cloison	-			

Tab. C.12. Descente de charges des voiles V_1 ; V_2 ; IX_1 ; IX_2

Niveau	N_Q [kN]	G [kN]		G_i [kN]	N_G [kN]	N_u [kN]
Sous la terrasse	11.220	Plancher	82.355	136.955	136.955	201.719
		Voile	54.600			
		Cloison	-			
		Acrotère	-			
Sous le 9 ^{ème} étage	28.050	Plancher	60.476	141.587	278.542	418.107
		Voile	54.600			
		Cloison	26.511			
Sous le 8 ^{ème} étage	43.197	Plancher	60.476	141.587	420.129	631.970
		Voile	54.600			
		Cloison	26.511			

Sous le 7 ^{ème} étage	56.661	Plancher	60.476	141.587	561.716	843.308
		Voile	54.600			
		Cloison	26.511			
Sous le 6 ^{ème} étage	68.442	Plancher	60.476	141.587	703.303	1052.122
		Voile	54.600			
		Cloison	26.511			
Sous le 5 ^{ème} étage	78.540	Plancher	60.476	141.587	844.890	1258.412
		Voile	54.600			
		Cloison	26.511			
Sous le 4 ^{ème} étage	86.955	Plancher	60.476	141.587	986.477	1462.176
		Voile	54.600			
		Cloison	26.511			
Sous le 3 ^{ème} étage	95.336	Plancher	60.476	141.587	1128.064	1665.890
		Voile	54.600			
		Cloison	26.511			
Sous le 2 ^{ème} étage	103.852	Plancher	60.476	141.587	1269.651	1869.807
		Voile	54.600			
		Cloison	26.511			
Sous le 1 ^{er} étage	112.256	Plancher	60.476	141.587	1411.238	2073.555
		Voile	54.600			
		Cloison	26.511			
Sous le RDC	120.615	Plancher	60.476	141.587	1552.825	2277.236
		Voile	54.600			
		Cloison	26.511			
Sous le 1 ^{er} ES	136.099	Plancher	60.476	141.587	1694.412	2491.605
		Voile	54.600			
		Cloison	26.511			
Sous le 2 ^{ème} ES	150.837	Plancher	58.293	112.893	1807.305	2666.117
		Voile	54.600			
		Cloison	-			

Tab. C.13. Descente de charges des voiles V_3 ; IX_3

Niveau	N_Q [kN]	G [kN]		G_i [kN]	N_G [kN]	Nu [kN]
Sous la terrasse	10.500	Plancher	77.070	123.535	123.535	182.522
		Voile	81.900			
		Cloison	-			
		Acrotère	34.565			
Sous le 9 ^{ème} étage	29.890	Plancher	62.001	152.731	276.266	417.794
		Voile	81.900			
		Cloison	8.830			
Sous le 8 ^{ème} étage	47.341	Plancher	62.001	152.731	428.997	650.157
		Voile	81.900			
		Cloison	8.830			
Sous le 7 ^{ème} étage	62.853	Plancher	62.001	152.731	581.728	879.612
		Voile	81.900			
		Cloison	8.830			
Sous le 6 ^{ème} étage	76.426	Plancher	62.001	152.731	734.459	1106.159

		Voile	81.900			
		Cloison	8.830			
Sous le 5 ^{ème} étage	88.060	Plancher	62.001	152.731	887.190	1329.797
		Voile	81.900			
		Cloison	8.830			
		Plancher	62.001	152.731	1039.921	1550.526
Sous le 4 ^{ème} étage	97.755	Voile	81.900			
		Cloison	8.830			
		Plancher	62.001	152.731	1192.652	1771.197
		Voile	81.900			
Sous le 3 ^{ème} étage	107.411	Cloison	8.830			
		Plancher	62.001	152.731	1345.383	1992.102
Sous le 2 ^{ème} étage	117.223	Voile	81.900			
		Cloison	8.830			
		Plancher	62.001	152.731	1498.114	2212.808
		Voile	81.900			
Sous le 1 ^{er} étage	126.903	Cloison	8.830			
		Plancher	62.001	152.731	1650.845	2433.443
Sous le RDC	136.535	Voile	81.900			
		Cloison	8.830			
		Plancher	62.001	152.731	1803.576	2664.073
		Voile	81.900			
Sous le 1 ^{er} ES	152.830	Cloison	8.830			
		Plancher	45.815	127.715	1931.291	2843.535
Sous le 2 ^{ème} ES	157.528	Voile	81.900			
		Cloison	-			

Tab. C.14. Descente de charges des voiles VI_1 ; $VIII_1$

Niveau	N_Q [kN]	G [kN]		G_i [kN]	N_G [kN]	Nu [kN]
Sous la terrasse	12.400	Plancher	91.016	191.977	191.977	277.769
		Voile	84.630			
		Cloison	13.595			
		Palier	-			
		Acrotère	2.736			
Sous le 9 ^{ème} étage	52.308	Plancher	69.639	235.272	427.249	655.248
		Voile	84.630			
		Cloison	43.431			
		Palier	37.572			
Sous le 8 ^{ème} étage	88.224	Plancher	69.639	235.272	662.521	1026.739
		Voile	84.630			
		Cloison	43.431			
		Palier	37.572			
Sous le 7 ^{ème} étage	120.150	Plancher	69.639	235.272	897.793	1392.246
		Voile	84.630			
		Cloison	43.431			
		Palier	37.572			
Sous le 6 ^{ème} étage	148.086	Plancher	69.639	235.272	1133.065	1751.767

		Voile	84.630			
		Cloison	43.431			
		Palier	37.572			
Sous le 5 ^{ème} étage	172.030	Plancher	69.639	235.272	1368.337	2105.300
		Voile	84.630			
		Cloison	43.431			
Sous le 4 ^{ème} étage	191.984	Plancher	69.639	235.272	1603.609	2452.848
		Voile	84.630			
		Cloison	43.431			
Sous le 3 ^{ème} étage	211.858	Plancher	69.639	235.272	1838.881	2800.276
		Voile	84.630			
		Cloison	43.431			
Sous le 2 ^{ème} étage	232.051	Plancher	69.639	235.272	2074.153	3148.183
		Voile	84.630			
		Cloison	43.431			
Sous le 1 ^{er} étage	251.971	Plancher	69.639	235.272	2309.425	3495.680
		Voile	84.630			
		Cloison	43.431			
Sous le RDC	258.368	Plancher	57.986	223.619	2533.044	3807.161
		Voile	84.630			
		Cloison	43.431			
Sous le 1 ^{er} ES	275.727	Plancher	57.986	223.619	2756.663	4135.086
		Voile	84.630			
		Cloison	43.431			
Sous le 2 ^{ème} ES	293.438	Plancher	59.986	180.188	2936.851	4404.906
		Voile	84.630			
		Cloison	-			
		Palier	37.572			

Tab. C.15. Descente de charges du voile VI₂

Niveau	N _Q [kN]	G [kN]		G _i [kN]	N _G [kN]	Nu [kN]
Sous le 2 ^{ème} ES	29.187	Plancher	62.928	90.228	90.228	165.588
		Voiles	27.300			
		Cloisons	-			

Tab. C.16. Descente de charges du voile VII

Niveau	N _Q [kN]	G [kN]		G _i [kN]	N _G [kN]	Nu [kN]
Sous la terrasse	34.910	Plancher	91.016	254.516	254.516	395.962
		Voile	84.630			
		Cloison	13.595			

		Escalier	62.539			
		Acrotère	2.736			
Sous le 9 ^{ème} étage	79.665	Plancher	69.639	260.239	514.755	814.417
		Voile	84.630			
		Cloison	43.431			
		Escalier	62.539			
Sous le 8 ^{ème} étage	118.304	Plancher	69.639	260.239	774.994	1223.698
		Voile	84.630			
		Cloison	43.431			
		Escalier	62.539			
Sous le 7 ^{ème} étage	152.650	Plancher	69.639	260.239	1035.233	1626.540
		Voile	84.630			
		Cloison	43.431			
		Escalier	62.539			
Sous le 6 ^{ème} étage	182.703	Plancher	69.639	260.239	1295.472	2022.942
		Voile	84.630			
		Cloison	43.431			
		Escalier	62.539			
Sous le 5 ^{ème} étage	208.460	Plancher	69.639	260.239	1555.711	2412.900
		Voile	84.630			
		Cloison	43.431			
		Escalier	62.539			
Sous le 4 ^{ème} étage	229.928	Plancher	69.639	260.239	1815.950	2796.425
		Voile	84.630			
		Cloison	43.431			
		Escalier	62.539			
Sous le 3 ^{ème} étage	251.366	Plancher	69.639	260.239	2076.189	3179.904
		Voile	84.630			
		Cloison	43.431			
		Escalier	62.539			
Sous le 2 ^{ème} étage	273.031	Plancher	69.639	260.239	2336.428	3563.724
		Voile	84.630			
		Cloison	43.431			
		Escalier	62.539			
Sous le 1 ^{er} étage	294.457	Plancher	69.639	260.239	2596.667	3947.186
		Voile	84.630			
		Cloison	43.431			
		Escalier	62.539			
Sous le RDC	302.140	Plancher	69.639	257.436	2854.103	4306.260
		Voile	84.630			
		Cloison	43.431			
		Escalier	62.539			
Sous le 1 ^{er} ES	327.809	Plancher	66.836	142.610	2996.713	4537.276
		Voile	84.630			
		Cloison	-			
		Escalier	62.539			
Sous le 2 ^{ème} ES	353.350	Plancher	66.836	142.610	3139.323	4768.111

		Voile	84.630			
		Cloison	-			
		Escalier	62.539			

Tab. C.17. Descente de charges du voile VIII₂

Niveau	N _Q [kN]	G [kN]		G _i [kN]	N _G [kN]	Nu [kN]
Sous la terrasse	11.675	Plancher	174.790	147.766	147.766	216.996
		Voile	54.600			
		Cloison	10.876			
		Acrotère	7.500			
Sous le 9 ^{ème} étage	29.187	Plancher	62.928	90.228	237.994	365.072
		Voile	27.300			
		Cloison	-			
Sous le 8 ^{ème} étage	44.948	Plancher	62.928	90.228	328.222	510.521
		Voile	27.300			
		Cloison	-			
Sous le 7 ^{ème} étage	58.959	Plancher	62.928	90.228	418.450	653.349
		Voile	27.300			
		Cloison	-			
Sous le 6 ^{ème} étage	71.217	Plancher	62.928	90.228	508.678	793.540
		Voile	27.300			
		Cloison	-			
Sous le 5 ^{ème} étage	81.725	Plancher	62.928	90.228	598.906	931.110
		Voile	27.300			
		Cloison	-			
Sous le 4 ^{ème} étage	90.481	Plancher	62.928	90.228	689.134	1066.052
		Voile	27.300			
		Cloison	-			
Sous le 3 ^{ème} étage	99.202	Plancher	62.928	90.228	779.362	1200.941
		Voile	27.300			
		Cloison	-			
Sous le 2 ^{ème} étage	108.063	Plancher	62.928	90.228	869.590	1336.041
		Voile	27.300			
		Cloison	-			
Sous le 1 ^{er} étage	116.808	Plancher	62.928	90.228	959.818	1470.960
		Voile	27.300			
		Cloison	-			
Sous le RDC	125.506	Plancher	62.928	90.228	1050.046	1605.821
		Voile	27.300			
		Cloison	-			
Sous le 1 ^{er} ES	141.617	Plancher	62.928	90.228	1140.274	1751.795
		Voile	27.300			
		Cloison	-			
Sous le 2 ^{ème} ES	146.964	Plancher	26.195	53.495	1230.500	1881.621
		Voile	27.300			
		Cloison	-			

Tab. C.18. Descente de charges du voile VIII₃

Annexe D

Résultats Robot de l'analyse modale

Mode	Fréquence [Hz]	Période [s]	Masses cumulées UX [%]	Masses cumulées UY [%]	Masses cumulées UZ [%]	Masse modale UX [%]	Masse modale UY [%]	Masse modale UZ [%]
1	1,85	0,54	8,97	0,00	0,00	8,97	0,00	0,00
2	2,32	0,43	63,76	0,02	0,00	54,79	0,02	0,00
3	2,86	0,35	63,77	63,33	0,00	0,01	63,31	0,00
4	3,64	0,27	63,79	63,33	0,00	0,02	0,00	0,00
5	4,50	0,22	64,04	63,33	0,00	0,24	0,00	0,00
6	5,50	0,18	64,05	63,33	0,00	0,01	0,00	0,00
7	5,52	0,18	64,05	63,37	0,00	0,00	0,04	0,00
8	5,53	0,18	64,05	63,37	0,00	0,00	0,00	0,00
9	5,55	0,18	64,05	63,67	0,00	0,00	0,30	0,00
10	5,80	0,17	64,05	63,67	0,00	0,00	0,00	0,00
11	6,29	0,16	64,05	63,68	0,00	0,00	0,01	0,00
12	6,30	0,16	64,05	63,86	0,00	0,00	0,19	0,00
13	6,32	0,16	64,06	63,86	0,00	0,00	0,00	0,00
14	6,33	0,16	64,06	64,44	0,00	0,00	0,57	0,00
15	7,41	0,13	64,06	64,44	0,28	0,00	0,00	0,27
16	7,49	0,13	64,13	64,44	0,28	0,08	0,00	0,00
17	7,55	0,13	64,30	64,44	0,28	0,17	0,00	0,00
18	7,56	0,13	64,31	64,44	0,28	0,00	0,00	0,00
19	7,58	0,13	64,31	64,44	0,28	0,00	0,00	0,00
20	7,58	0,13	64,31	64,44	0,28	0,00	0,00	0,00
21	7,99	0,13	64,59	64,44	0,28	0,28	0,00	0,00
22	8,55	0,12	80,23	64,44	0,32	15,65	0,00	0,04
23	9,26	0,11	80,23	64,71	0,33	0,00	0,27	0,01
24	9,27	0,11	80,23	64,73	0,33	0,00	0,02	0,00
25	9,29	0,11	80,23	64,92	0,33	0,00	0,19	0,01
26	9,30	0,11	80,23	64,92	0,33	0,00	0,00	0,00
27	9,70	0,10	80,34	64,92	0,33	0,11	0,00	0,00
28	9,86	0,10	80,41	67,07	17,04	0,07	2,16	16,71
29	10,45	0,10	80,43	71,93	17,14	0,02	4,86	0,10
30	10,46	0,10	80,44	73,25	17,18	0,01	1,32	0,04
31	10,49	0,10	80,44	73,25	17,19	0,00	0,00	0,00
32	10,54	0,09	80,44	73,26	17,23	0,00	0,00	0,04
33	10,58	0,09	80,45	73,26	17,23	0,01	0,00	0,00
34	10,60	0,09	80,48	75,10	27,88	0,03	1,84	10,65
35	10,60	0,09	80,52	75,10	27,93	0,04	0,00	0,05
36	10,62	0,09	80,53	75,48	29,93	0,01	0,37	2,01
37	10,65	0,09	80,53	75,48	29,94	0,00	0,00	0,00
38	10,66	0,09	80,53	75,60	30,55	0,00	0,13	0,62
39	10,71	0,09	80,55	75,66	36,34	0,02	0,06	5,78
40	10,80	0,09	80,55	75,66	36,37	0,00	0,00	0,03
41	10,92	0,09	80,56	75,66	36,97	0,00	0,00	0,60
42	11,00	0,09	80,60	75,67	36,97	0,04	0,01	0,00
43	11,02	0,09	80,60	75,67	37,58	0,01	0,00	0,61
44	11,10	0,09	80,60	75,68	37,69	0,00	0,01	0,11

45	11,11	0,09	80,60	75,68	37,69	0,00	0,00	0,00
46	11,12	0,09	80,60	75,68	37,71	0,00	0,00	0,01
47	11,14	0,09	80,60	75,68	37,72	0,00	0,00	0,01
48	11,15	0,09	80,60	75,68	37,74	0,00	0,00	0,03
49	11,16	0,09	80,60	75,69	37,74	0,00	0,01	0,00
50	11,17	0,09	80,60	75,69	37,75	0,00	0,00	0,00
51	11,19	0,09	80,60	75,77	37,79	0,00	0,08	0,04
52	11,20	0,09	80,61	75,77	37,86	0,00	0,00	0,07
53	11,25	0,09	80,61	75,92	37,86	0,00	0,15	0,00
54	11,26	0,09	80,61	77,02	37,90	0,00	1,10	0,04
55	11,26	0,09	80,61	77,47	37,94	0,00	0,45	0,04
56	11,27	0,09	80,61	79,27	38,21	0,00	1,80	0,27
57	11,29	0,09	80,61	79,30	38,22	0,00	0,03	0,01
58	11,30	0,09	80,61	79,30	38,23	0,00	0,00	0,01
59	11,32	0,09	80,61	79,34	38,23	0,00	0,04	0,00
60	11,32	0,09	80,61	79,34	38,24	0,00	0,00	0,00
61	11,41	0,09	80,61	79,35	38,25	0,00	0,01	0,01
62	11,42	0,09	80,61	79,37	38,51	0,00	0,01	0,26
63	11,42	0,09	80,61	79,39	38,55	0,00	0,03	0,04
64	11,43	0,09	80,61	79,70	38,56	0,00	0,31	0,00
65	11,47	0,09	80,61	79,71	38,56	0,00	0,00	0,00
66	11,50	0,09	80,61	80,50	38,64	0,00	0,80	0,09
67	11,51	0,09	80,61	80,54	38,68	0,00	0,04	0,04
68	11,52	0,09	80,61	80,85	38,68	0,00	0,30	0,00
69	11,53	0,09	80,61	81,80	38,79	0,00	0,96	0,11
70	11,54	0,09	80,61	81,90	38,82	0,00	0,09	0,03
71	11,54	0,09	80,61	81,90	38,84	0,00	0,00	0,01
72	11,55	0,09	80,61	81,92	38,85	0,00	0,02	0,02
73	11,56	0,09	80,61	81,93	38,85	0,00	0,01	0,00
74	11,57	0,09	80,61	81,98	38,85	0,00	0,05	0,00
75	11,58	0,09	80,61	81,99	38,86	0,00	0,01	0,01
76	11,58	0,09	80,61	82,00	38,87	0,00	0,01	0,01
77	11,59	0,09	80,61	82,01	38,90	0,00	0,02	0,04
78	11,60	0,09	80,61	82,02	38,91	0,00	0,01	0,00
79	11,60	0,09	80,61	82,02	38,91	0,00	0,00	0,00
80	11,61	0,09	80,61	82,02	38,91	0,00	0,00	0,00
81	11,63	0,09	80,61	82,05	38,91	0,00	0,03	0,00
82	11,65	0,09	80,61	82,05	38,98	0,00	0,00	0,07
83	11,66	0,09	80,61	82,11	39,00	0,00	0,06	0,02
84	11,67	0,09	80,61	82,13	39,17	0,00	0,03	0,17
85	11,68	0,09	80,61	82,15	39,28	0,00	0,02	0,11
86	11,69	0,09	80,61	82,16	39,44	0,00	0,01	0,16
87	11,73	0,09	80,61	82,17	39,74	0,00	0,00	0,31
88	11,76	0,09	80,61	82,17	40,01	0,00	0,00	0,27
89	11,85	0,08	80,61	82,17	40,17	0,00	0,00	0,16
90	11,90	0,08	80,61	82,17	40,36	0,00	0,00	0,18
91	12,04	0,08	80,64	82,17	40,39	0,02	0,00	0,03

92	12,11	0,08	80,64	82,17	40,66	0,00	0,00	0,27
93	12,20	0,08	80,64	82,17	40,95	0,00	0,00	0,28
94	12,32	0,08	80,64	82,17	40,95	0,00	0,00	0,00
95	13,09	0,08	80,64	82,17	40,95	0,00	0,00	0,00
96	13,23	0,08	80,69	82,17	40,95	0,05	0,00	0,00
97	13,78	0,07	80,91	82,18	41,61	0,22	0,00	0,66
98	13,83	0,07	80,97	82,21	46,08	0,06	0,03	4,47
99	13,90	0,07	80,97	82,21	46,08	0,00	0,00	0,00
100	13,93	0,07	80,97	82,21	46,09	0,00	0,00	0,01

Tab. D.1. Résultats de l'analyse modale