

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Ecole Nationale Polytechnique



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Civil

Mémoire de projet de fin d'études

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

**Conception et dimensionnement d'un bâtiment (SS + RDC + 10)
à usage d'habitation en zone sismique**

BOUHADDA Abderrahim

BOUZOUINA Anes-Abdelmoutaal

Sous la direction de Mme. Nadjia BAUCHE MAA

Présenté et soutenu publiquement le (21/06/2017)

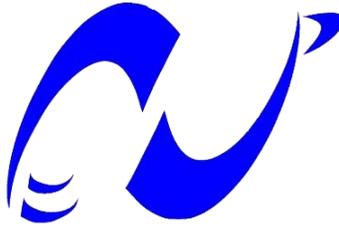
Composition du Jury :

Président	Mme. R. MITICHE KETTAB,	Professeur	ENP
Rapporteur/ Promoteur	Mme. N .BAUCHE,	MAA	ENP
Examineur	M. R. BOUTEMEUR,	Docteur	ENP
	M. M. DEMIDEM,	MAA	ENP

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Ecole Nationale Polytechnique



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Civil

Mémoire de projet de fin d'études

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

**Conception et dimensionnement d'un bâtiment (SS + RDC + 10)
à usage d'habitation en zone sismique**

BOUHADDA Abderrahim

BOUZOUINA Anes-Abdelmoutaal

Sous la direction de Mme. Nadjia BAOUCHE MAA

Présenté et soutenu publiquement le (21/06/2017)

Composition du Jury :

Président	Mme. R. MITICHE KETTAB,	Professeur	ENP
Rapporteur/ Promoteur	Mme. N .BAOUCHE,	MAA	ENP
Examineur	M. R. BOUTEMEUR,	Docteur	ENP
	M. M. DEMIDEM,	MAA	ENP

Dédicaces

A mes chers parents Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être.

Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours. Que ce modeste travail soit l'exaucement de vos vœux tant formulés, le fruit de vos innombrables sacrifices, bien que je ne vous en acquitterai jamais assez.

Puisse Dieu, le Très Haut, vous accorder santé, bonheur et longue vie et faire en sorte que jamais je ne vous déçoive
Merci Maman...Merci Papa...

Ma Sœur Sanaa source d'amour, de support et de générosité
Mes frère Oussama et Mouadh qui ont cessé d'être pour moi des exemples de persévérance, de courage et de générosité.
A ma grand-mère, Mon beau-frère ismail, ma belle-sœur Meryem, mes chers nièces Ilef et Lyna et a toute la famille BOUZOUINA et BENAZZOUZ .

Mes enseignants sans vous je n'étais pas à ce stade, merci

BOUZOUINA Anes Abdelmoutaal.

Je dédie ce travail de fin d'étude à :

Toi ma chère Mère, toi qui a veillé sur moi toute ces années, merci infiniment.

Ma très chère petite sœur Fatima Zohra et ma grand-mère.

Mes oncles Rabah, Nacer et ma tante Fatiha pour leurs interminable soutiens.

Tous ceux qui mon aidé de près ou de loin dans ce projet.

BOUHADDA Abderrahim.

Remerciements

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le tout puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière qu'on remercie notre encadreur Mme. N. BAOUCHE pour son soutien, ses conseils judicieux et sa grande bienveillance durant l'élaboration de ce projet.

On saisit également cette opportunité pour remercier les membres de l'entreprise de CTC ouest et particulièrement Mr. A. SELKA et Mr. BENYAKOUBE et aussi Mr. BENMAHJOUBE membre à Cosider Engineering qui nous ont beaucoup aidé pour élaborer ce travail. Nous remercions également Mr. CHAHIR, Architecte qui nous a proposé ce projet.

On exprime également notre reconnaissance à tous les membres de jury d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires au fond et à la mise en forme de cet ouvrage.

Enfin, merci à tous ceux qui nous ont aidé de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.

ملخص

يركز هذا العمل على تصميم ودراسة مبنى ذو شكل منتظم في منطقة فوكا الواقعة في ولاية تيبازة، ويتألف من 13 طابقاً، إضافة إلى طابق أرضي وآخر تحت أرضي، هذه البناية يتم تصميمها وفقاً للمعايير المطبقة في الجزائر والتي تتمثل في (BAEL91، CBA93 و RPA99 نسخة 2003)، أما الدراسة الديناميكية للبناية فقد أجريت بواسطة برنامج الحساب .SAP2000.

وقد تم تعزيز البنية بواسطة نظام الجدران المسلحة.

أما تسليح بعض العناصر فقد أجري بواسطة برنامج SOCOTEC، في حين تم القيام به يدوياً بالنسبة للعناصر الأخرى. وبالنسبة للبنية التحتية للمبنى فهي عبارة عن رصف أساس عام.

الكلمات المفتاحية: خرسانة مسلحة، جدار مسلح، الدراسة الديناميكية، برنامج ساب 2000، رصف أساس، أعمدة، روافد، دور الإهتزاز

Abstract

The present report, relates to the design and the study of a building with a regular form, located in the area of Fouka in the wilaya of Tipaza, made up by 13 stages, of a ground floor and of a basement, its design is made in accordance with BAEL91, CBA93 and RPA99 version 2003. The seismic analysis of the structure was carried out by the computation software SAP2000

The reinforcement of the structure was made by wind-bracing.

The reinforcement of some elements was carried out by the software SOCOTEC, whereas the other elements was done manually.

The foundation of the building is made up of a main floor

Key words: Reinforced concrete, wind bracing, dynamic study, SAP2000, foundation raft, columns, beams, period of vibration.

Résumé

Le présent mémoire, porte sur la conception et l'étude d'un bâtiment de forme régulière, situé dans la région de Fouka dans la wilaya de Tipaza, constitué de 13 étages, d'un rez-de-chaussée et d'un sous-sol, Sa conception est faite conformément au (BAEL91, CBA93 et RPA99 version 2003). L'analyse sismique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul SAP2000.

Le renforcement de la structure a été fait par des voiles de contreventement.

Le ferrailage de quelques éléments a été mené par le logiciel de ferrailage SOCOTEC, alors que celui des autres éléments a été fait manuellement.

La fondation du bâtiment est composée d'un radier général.

Mots clés : Béton armé, contreventement, voile, étude dynamique, SAP2000, radier, poteaux, poutres, période de vibration.

Table des matières

Liste des Tableaux	
Liste des Figures	
Liste des Planches	
Liste des Symboles	
Liste des Abréviations	
Introduction Générale	22
Chapitre I. Présentation du projet	24
I.1. Introduction	24
I.2. Présentation du bâtiment	24
I.2.1. Dimensions en plan.....	25
I.2.2. Dimensions en élévation.....	26
I.2.3. Système structural.....	28
I.3. Caractéristique du site d’assise	28
I.4. Les éléments de l’ouvrage.....	28
I.4.1. Les planchers	28
I.4.2. La maçonnerie.....	28
I.4.3. Terrasse.....	29
I.4.4. Revêtements.....	29
I.4.5. Escaliers	29
I.4.6. Ossature contreventée	29
I.5. Caractéristiques des matériaux.....	30
I.5.1. Béton.....	30
I.5.2. Acier.....	33

I.6.	Action et sollicitations.....	34
I.6.1.	Actions	34
I.6.2.	Sollicitations	35
I.7.	Conclusion.....	36
Chapitre II.	Pré Dimensionnement	38
II.1.	Introduction	38
II.2.	Pré dimensionnement du Plancher	38
II.2.1.	Condition de résistance au feu	38
II.2.2.	Isolation phonique.....	39
II.2.3.	Limitation de flèche	39
II.2.4.	Conclusion	40
II.3.	Pré dimensionnement des voiles	40
II.3.1.	Vérfications.....	41
II.4.	Pré dimensionnement des poutres	41
II.4.1.	Poutres principales	42
II.4.2.	Poutres secondaires	42
II.5.	Pré dimensionnement des escaliers	43
II.5.1.	Hauteur et largeur des marches h et g.....	43
II.5.2.	La longueur de la ligne de foulée.....	43
II.5.3.	L'angle de l'inclinaison de la paillasse	43
II.5.4.	La longueur de la paillasse.....	44
II.6.	Evaluation des charges	44
II.6.1.	Plancher terrasse	44
II.6.2.	Plancher courant.....	46
II.6.3.	Cloisons extérieur (double cloisons).....	47

II.6.4.	Porte à faux	48
II.6.5.	Escalier.....	48
II.6.6.	Descente de charge	49
II.6.7.	Pré dimensionnement des poteaux.....	51
II.7.	Conclusion.....	56
Chapitre III.	Dimensionnement des éléments non Structuraux	58
III.1.	Introduction	58
III.2.	Acrotère	58
III.2.1.	Evaluation des charges de calcul.....	59
III.2.2.	Calcul du ferrailage	60
III.3.	Calcul des escaliers.....	64
III.3.1.	Calcul de la première volée.....	64
III.3.2.	Calcul de la deuxième volée.....	67
III.3.3.	Schéma de ferrailage	70
III.4.	Le plancher	71
III.4.1.	Introduction	71
III.4.2.	Sollicitation de calcul	71
III.4.3.	Schéma de ferrailage	80
III.5.	Porte-à-faux	81
III.5.1.	Ferrailage.....	82
III.5.2.	Schéma du ferrailage.....	83
III.6.	Conclusion	84
Chapitre IV.	Etude Sismique.....	86
IV.1.	Introduction	86
IV.2.	Objectif de l'étude dynamique	86

IV.3.	Méthodes de calcul	86
IV.3.1.	Méthode statique équivalente.....	86
IV.3.2.	Méthodes dynamiques.....	87
IV.4.	Différentes dispositions des voiles essayées	89
IV.5.	Spectre de réponse de calcul.....	93
IV.6.	Analyse modale	95
IV.6.1.	Caractéristiques de la structure relativement à l'étude dynamique.....	95
IV.6.2.	Résultats de l'analyse modale	96
IV.6.3.	Observation des modes.....	97
	Mode 1 : déplacement horizontale important suivant x.....	97
	Mode 2 : déplacement horizontale important suivant y.....	98
	Mode 3 : mode de torsion	99
IV.7.	Analyse sismique.....	99
IV.7.1.	Combinaisons de charges	99
IV.7.2.	Vérification de la résultante des forces sismiques	99
IV.7.3.	Vérification de la stabilité au renversement.....	100
IV.7.4.	Composante verticale de l'action sismique.....	101
IV.7.5.	Calcul de déplacements.....	101
IV.7.6.	Justification de la largeur des joints sismiques	102
IV.7.7.	Justification vis à vis de l'effet p- Δ	103
IV.8.	Conclusion	103
Chapitre V.	Ferraillage des éléments structuraux	106
V.1.	Introduction	106
V.2.	Ferraillage des poteaux.....	106
V.2.1.	Introduction.....	106

V.2.2.	Combinaison spécifique de calcul	106
V.2.3.	La Vérification des poteaux sous sollicitations normales pour une combinaison sismique (G+Q+E)	106
V.2.4.	Calcul du ferrailage longitudinal	107
V.2.5.	Calcul du ferrailage transversal	108
V.2.6.	Schéma de ferrailage des poteaux.....	110
V.3.	Ferrailage des poutres	112
V.3.1.	Introduction.....	112
V.3.2.	Recommandation du RPA 99/2003	112
V.3.3.	Exemple d'étude de la poutre longitudinal la plus chargé	112
V.3.4.	Exemple d'étude de la poutre transversale la plus chargé	114
V.3.5.	Recouvrement	115
V.3.6.	Schéma de ferrailage.....	116
V.4.	Ferrailage des voiles.....	117
V.4.1.	Introduction.....	117
V.4.2.	Les combinaisons d'actions	117
V.4.3.	Justification de l'effort tranchant du voile	118
V.4.4.	Exposition de la méthode des contraintes pour le calcul du ferrailage des voiles	118
V.4.5.	Vérifications.....	119
V.4.6.	Exemple de calcul	120
Chapitre VI.	Etude de l'infrastructure.....	131
VI.1.	Introduction	131
VI.2.	Choix du type de fondation	131
VI.2.1.	Pré dimensionnement	131
VI.2.2.	Epaisseur du radier	131

VI.3.	Calcul de Ferrailage de la dalle	137
VI.4.	Calcul de Ferrailage de la nervure.....	138
VI.5.	Schéma de ferrailage	141
VI.6.	Etude des voiles périphériques	142
VI.6.1.	Pré dimensionnement du voile périphérique.....	142
VI.6.2.	Calcul du voile périphérique	142
VI.6.3.	Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	145
VI.7.	Conclusion	146
	Conclusion Générale.....	148
	Bibliographie.....	150
	Annexe	

Liste des Tableaux

Tableau I.1. Pourcentage en volume absolue des différents constituants du béton.....	30
Tableau I.2. Module de déformations instantanées et différées du béton.....	31
Tableau I.3. Contraintes limites à l'ELS.....	34
Tableau I.4. Caractéristiques mécaniques du béton.....	36
Tableau I.5. Caractéristiques mécaniques des aciers.....	36
Tableau II.1. Charge permanente et d'exploitation du plancher terrasse	45
Tableau II.2. Charge permanente et d'exploitation du plancher courant.....	46
Tableau II.3. Charges permanente de cloisons extérieures.....	47
Tableau II.4. Charge permanente et d'exploitation du porte à faux.	48
Tableau II.5. Charge permanente et d'exploitation de volée d'escalier	48
Tableau II.6. Charge permanente et d'exploitation du palier de repos.....	49
Tableau II.7. Descente de charge.....	50
Tableau II.8. Section adoptée pour les poteaux.	52
Tableau II.9. Surface et poids des plancher terrasse et courant revenants au poteau le plus sollicité.....	53
Tableau II.10. Volumes et poids surfaciques des poutres longitudinales et transversales supporté par le poteau le plus sollicité.....	53
Tableau II.11. Efforts normaux par la descente des charges.	55
Tableau III.1. Sollicitation de calcul à l'ELU et l'ELS.....	60
Tableau III.2 Moment en appuis et en travée de la première volée.....	65
Tableau III.3. Ferrailage de la volée	66
Tableau III.4. Moment de la volée.....	68
Tableau III.5. Ferrailage de la volée	68
Tableau III.6. Récapitulatif des différents ferrailages des escaliers.	69
Tableau III.7. Charges et sollicitation de calcul du plancher.....	72
Tableau III.8. Moments du plancher-terrasse sens X	72
Tableau III.9. Ferrailage du plancher-terrasse sens X	72
Tableau III.10. Diagramme des moments du plancher-courant sens X.....	74
Tableau III.11. Ferrailage du plancher-courant sens X	74

Tableau III.12. Moments du plancher-terrasse sens Y	75
Tableau III.13. Ferrailage du plancher-terrasse sens Y	76
Tableau III.14.moments du plancher-courant sens y	77
Tableau III.15. Ferrailage du plancher-courant sens Y.	78
Tableau III.16. Récapitulatif des différents ferrailages des plancher	79
Tableau III.17. Moment fléchissant et efforts tranchant du port à faux à l'ELU et à l'ELS.	82
Tableau III.18. Ferrailage du port à faux.	82
Tableau III.19. Résumé des ferrailages de l'escalier.....	84
Tableau III.20. Résumé des ferrailages du plancher.....	84
Tableau III.21. Résumé des ferrailages du porte-à-faux.....	84
Tableau IV.1. Rapport des efforts sismiques.	89
Tableau IV.2. Rapport des efforts sismiques.	90
Tableau IV.3. Rapport des efforts sismique.....	91
Tableau IV.4. Rapport de l'effort normal global et celui repris par les voiles.....	92
Tableau IV.5. Valeurs de spectre de réponse de calcules.	94
Tableau IV.6. Paramètres définissant le spectre de réponse.	95
Tableau IV.7.Période et participation massique.	96
Tableau V.1. La Vérification des poteaux sous sollicitations normales pour une combinaison sismique (G+Q+E)	107
Tableau V.2. Sollicitations de calcul sous différentes combinaisons.	107
Tableau V.3. Ferrailage longitudinale adoptés pour les différentes sections de poteaux.	108
Tableau V.4. Espacement de ferrailage transversal des poteaux.	109
Tableau V.5. Ferrailage transversal adoptés pour les différentes sections de poteaux..	110
Tableau V.6. Ferrailage adopté pour la poutre longitudinale la plus chargé.	113
Tableau V.7. Sollicitations et ferrailages adoptés pour la poutre transversale la plus chargé.....	114
Tableau V.8. Récapitulatif de ferrailage des sections des poutres dans le sens longitudinal et transversal.	115
Tableau V.9 participation des voiles dans l'effort tranchant.....	118

Tableau V.10 participation des voiles dans l'effort normal.....	118
Tableau V.11 Résultats du voile pour les différentes combinaisons.	121
Tableau V.12. Les sollicitations et les ferraillements les plus défavorables du voile 1.....	124
Tableau V.13. Les sollicitations et les ferraillements les plus défavorables du voile 2.....	125
Tableau V.14. Les sollicitations et les ferraillements les plus défavorables du voile 3.....	126
Tableau V.15. Les sollicitations et les ferraillements les plus défavorables du voile 4.....	127
Tableau V.16. Les sollicitations et les ferraillements les plus défavorables du voile 5.....	128
Tableau VI.1. Ferraillement de la dalle en travée suivant L_x	137
Tableau VI.2. Ferraillement de la dalle en appui suivant L_x	137
Tableau VI.3. Ferraillement de la dalle en travée suivant L_y	137
Tableau VI.4. Ferraillement de la dalle en appui suivant L_y	137
Tableau VI.5. Ferraillement de la nervure en travée suivant L_x	139
Tableau VI.6. Ferraillement de la nervure en appui suivant L_x	139
Tableau VI.7. Ferraillement de la nervure en travée suivant L_y	139
Tableau VI.8. Ferraillement de la nervure en appui suivant L_y	139
Tableau VI.9. Moment en travée et en appui du voile périphérique.....	144
Tableau VI.10. Ferraillement en appui, en travée et minimal du voile périphérique.	144
Tableau VI.11. Résumé des ferraillements de la dalle et la nervure du radier.	146

Liste des Figures

Figure I.1. Situation géographique de notre ouvrage.....	24
Figure I.2. Plan de situation de notre ouvrage.	25
Figure I.3. Vue en plan du rez-de-chaussée.....	25
Figure I.4. Vue en plan des autres étages.....	26
Figure I.5. Dimensions en élévation du bâtiment.	27
Figure I.6. Disposition des voiles du bâtiment.	28
Figure I.7. Diagramme contraintes-déformations du béton	32
Figure I.8. Diagramme contraintes-déformations des aciers	33
Figure II.1. Détail du plancher terrasse.....	44
Figure II.2. Détail du plancher courant.....	46
Figure II.3. Détails cloisons extérieur (Double cloisons)	47
Figure II.4. Surface de plancher reprise par le poteau le plus sollicité.....	53
Figure III.1. Caractéristiques géométriques de l'acrotère.....	59
Figure III.2. Modèle de calcul de l'acrotère.	59
Figure III.3. Schéma de ferrailage de l'acrotère.	64
Figure III.4. Escalier à deux quarts tournants en 3D	64
Figure III.5. Schéma Statique de la première et la troisième volée.	65
Figure III.6 diagramme des moments de la volée.....	65
Figure III.7. Schéma statique de la deuxième volée.	67
Figure III.8. Diagramme des moments de la volée.....	67
Figure III.9. Schéma de ferrailage de la première volée.....	70
Figure III.10. Schéma de ferrailage de la deuxième volée.	70
Figure III.11. Assimilation de la dalle transversalement.	71
Figure III.12. Assimilation de la dalle longitudinalement.	71
Figure III.13. Diagramme des moments du plancher-terrasse sens X.	72
Figure III.14. Diagramme des moments du plancher-courant	74
Figure III.15. Diagramme des moments du plancher-terrasse sens Y.	75

Figure III.16. Diagramme des moments du plancher-courant sens Y.	77
Figure III.17. Schéma de ferrailage du plancher courant	80
Figure III.18. Schéma de ferrailage du plancher terrasse.	80
Figure III.19. Caractéristiques géométriques du port à faux.	81
Figure III.20. Schéma de ferrailage du porte-à-faux plancher terrasse.	83
Figure III.21. Schéma de ferrailage du porte-à-faux plancher courant.....	83
Figure IV.1. Première disposition des voiles.....	89
Figure IV.2. Deuxième disposition des voiles.....	90
Figure IV.3. Troisième disposition des voiles.	91
Figure IV.4. Quatrième disposition des voiles.....	92
Figure IV.5. Cinquième disposition des voiles.....	93
Figure IV.6. Allure du spectre de réponse.	94
Figure IV.7. Représentation du 1 ^{er} mode.....	97
Figure IV.8 Représentation du 2 ^{ème} mode.....	98
Figure IV.9 Représentation du 3 ^{ème} mode.....	99
Figure V.1. Schéma de ferrailage du poteau de section 50 X 50.....	110
Figure V.2. Schéma de ferrailage du poteau de section 45 X 45.....	111
Figure V.3. Schéma de ferrailage du poteau de section 40 X 40.....	111
Figure V.4. Schéma de ferrailage du poteau de section 35 X 35.....	111
Figure V.5. La poutre longitudinale la plus chargée prise en considération dans le calcul.	113
Figure V.6. La poutre transversale la plus chargée prise en considération dans le calcul.	114
Figure V.7. Schéma de ferrailage de la poutre en appui.....	116
Figure V.8. Schéma de ferrailage de la poutre en travée.	116
Figure V.9. Schéma de ferrailage du voile N° 2.	129
Figure V.10. Schéma de ferrailage du voile N° 1.	129
Figure V.11. Schéma de ferrailage du voile N° 3	129
Figure V.12. Schéma de ferrailage du voile N° 4	129
Figure VI.1. Dimensions du radier	133
Figure VI.2. Diagramme moment de dalle à l'ELS dans le sens « x ».....	134

Figure VI.3. Diagramme moment de la dalle à l'ELS dans le sens « y ».....	135
Figure VI.4. Diagramme moment de nervure en ELS.....	135
Figure VI.5. Diagramme effort tranchant de la dalle.....	136
Figure VI.6. Diagramme effort tranchant de la nervure.	136
Figure VI.7. Dimensions de la nervure.....	138
Figure VI.8. Schéma de ferrailage de la nervure en travée.....	141
Figure VI.9. Schéma de ferrailage de la nervure en appui.	141
Figure VI.10. Schéma statique du voile périphérique.....	142
Figure VI.11. Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	145

Liste des Planches

Planche 1. Coffrage et ferrailage du radier nervure.

Planche 2. Coffrage et ferrailage du dallage Bloc A.

Planche 3. Coffrage et ferrailage des poteaux et voiles.

Planche 4. Coffrage et ferrailage des poutres et longrines.

Planche 5. Coffrage et ferrailage des escaliers.

Planche 6. Coffrage et ferrailage du plancher courant.

Planche 7. Coffrage et ferrailage du plancher terrasse.

Liste des Symboles

- A : Coefficient d'accélération de zone.
- A_S : Aire d'une section d'acier tendue
- A_{SC} : Aire d'une section d'acier comprimée
- A_t : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales
- A_r : Armatures de répartition
- B : Aire d'une section de béton
- B_r : Section réduite du poteau
- B_c : Section brute
- c : Enrobage
- D : Débordement
- d : Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton
- E_{ij} : Module de Young instantané à « j » jours
- E : Charges sismiques
- e : Excentricité de l'effort normal, (ou épaisseur d'une dalle ou d'un voile)
- f_c : Limite d'élasticité de l'acier
- f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours
- f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours
- f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression
- G : Charges permanentes
- h : Hauteur d'une section d'une poutre ou d'un poteau, d'une fondation
- I : Moment d'inertie d'une section
- i : Rayon de giration d'une section
- j : Nombre de jours de maturité du béton
- L : Portée d'une poutre ou d'une dalle
- L_f : Longueur de flambement
- M_{ser} : Moment fléchissant de calcul de service
- M_u : Moment fléchissant de calcul ultime

M_R : Moment renversant
 M_S : Moment stabilisant
 N_{ser} : Effort normal de calcul de service
 N_u : Effort normal de calcul ultime;
 Q : Charges variables (charges d'exploitations), Facteur de qualité
 R : Coefficient de comportement de la structure
 S_t : Espacement des armatures transversales
 T_1 et T_2 : Périodes caractéristiques
 V_u : Effort tranchant à l'état limite ultime
 W : Poids total de la structure
 α : Angle d'une armature avec la fibre moyenne, coefficient de sécurité sans dimension en général (alpha)
 β : Coefficient de correction qui dépend de l'élanement mécanique λ des poteaux
 λ : Elancement mécanique d'une pièce comprimée (lambda)
 γ_s : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (gamma)
 γ_b : Coefficient partiel de sécurité sur le béton
 η : Coefficient de fissuration relatif à une armature, Facteur de correction d'amortissement (eta)
 ν : Coefficient de poisson (nu)
 ξ : Pourcentage d'amortissement critique (xi)
 ρ : Poids volumique, rapport de la section d'acier sur celle du béton (rho)
 σ : Contrainte normale (sigma)
 $\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton comprimé
 $\overline{\sigma}_s$: Contrainte admissible dans les aciers
 σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus
 σ_{sc} : Contrainte dans les aciers comprimés
 τ : Contrainte tangente (tau)
 $\bar{\tau}$: Contrainte tangente admissible
 Φ_l : Diamètre d'une armature longitudinale (phi)
 Φ_t : Diamètre d'une armature transversale

Liste des Abréviations

ELU : Etat limite ultime

ELS : Etat limite de service

ELA : Etat limite accidentel

RDC : Rez-de-chaussée

SS : Sous-sol

HA : Hautes adhérence

TS : Treillis soudé

RPA : Règlement parasismique Algérien

BAEL : Béton armé à l'état limite

CBA : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé

DTR : Document technique réglementaire Algérien

DDL : Degré de liberté

SDT : Situation durable ou transitoire

SA : Situation accidentelle

PP : Poutre principale

PS : Poutre secondaire

SPC : Section partiellement comprimée

SET : Section entièrement tendue

SEC : Section entièrement comprimé

Introduction Générale

Introduction Générale

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 projet de fin d'étude, l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation à la région de Fouka wilaya de Tipaza.

L'implantation d'un ouvrage quelconque nécessite de prendre en compte la sismicité de la région et de procéder à une étude de sol 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.

Notre travail se subdivisera en trois parties principales :

Dans la première partie, nous présenterons d'abord notre 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 ferrillages des différents éléments non structuraux.

La deuxième partie aura pour objectif la détermination des ferrillages 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 (SAP 2000), puis nous achèverons cette partie du dit ferrillage.

Et enfin dans la troisième et dernière partie, nous aborderons l'étude de l'infrastructure dont nous exposerons deux variantes, des fondations superficielles en radier général et les voiles périphériques.

Chapitre I

Présentation du projet

Chapitre I. Présentation du projet

I.1. Introduction

Ce travail consiste en l'étude d'un bâtiment de logements promotionnels composé de deux blocs dissymétrique séparés par un joint parasismique.

Chaque niveau comporte des logements de type F3 (de 71 m²) et F4 (de 91 m²).

Les deux blocs se reposent sur le même radier.

Tous les calculs sont effectués conformément aux règlements en vigueur, à savoir :

- BAEL 91 et CBA93.
- RPA99 version 2003.

I.2. Présentation du bâtiment

Notre étude porte sur le dimensionnement et le calcul aux séismes d'un bâtiment appartenant au projet présenté plus haut. Ce bâtiment comporte 12 niveaux (R+10+Sous-sol) à usage d'habitation.



Figure I.1. Situation géographique de notre ouvrage.

Selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003) notre bâtiment est situé : En zone III (wilaya de Tipaza) (Fig. I.1 et Fig. I.2).

Il appartient au groupe d'usage 2 (ouvrage courant ou d'importance moyenne).



Figure I.2. Plan de situation de notre ouvrage.

I.2.1. Dimensions en plan

En plan le bâtiment a une forme rectangulaire avec une largeur de 9.6 m et une longueur de 22,706 m. (Fig. I.3 et Fig. I.4)

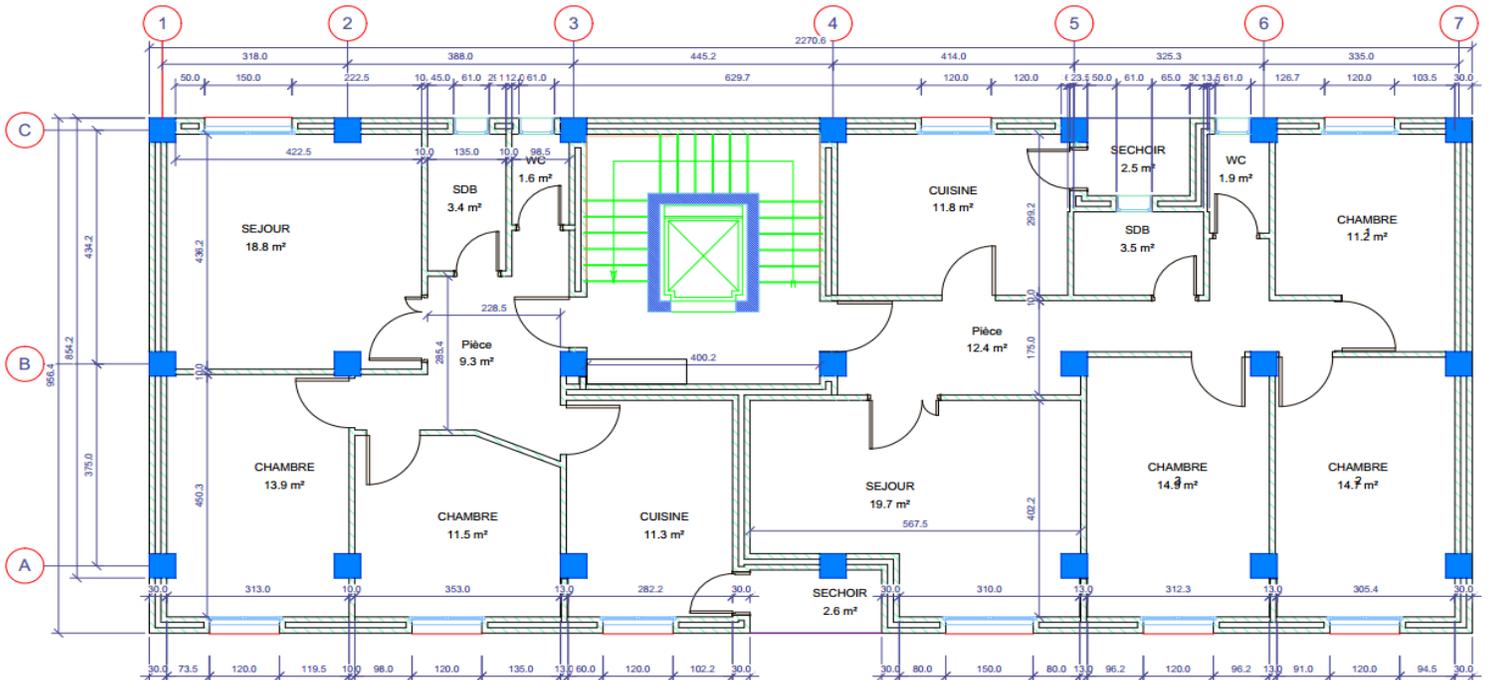


Figure I.3. Vue en plan du rez-de-chaussée

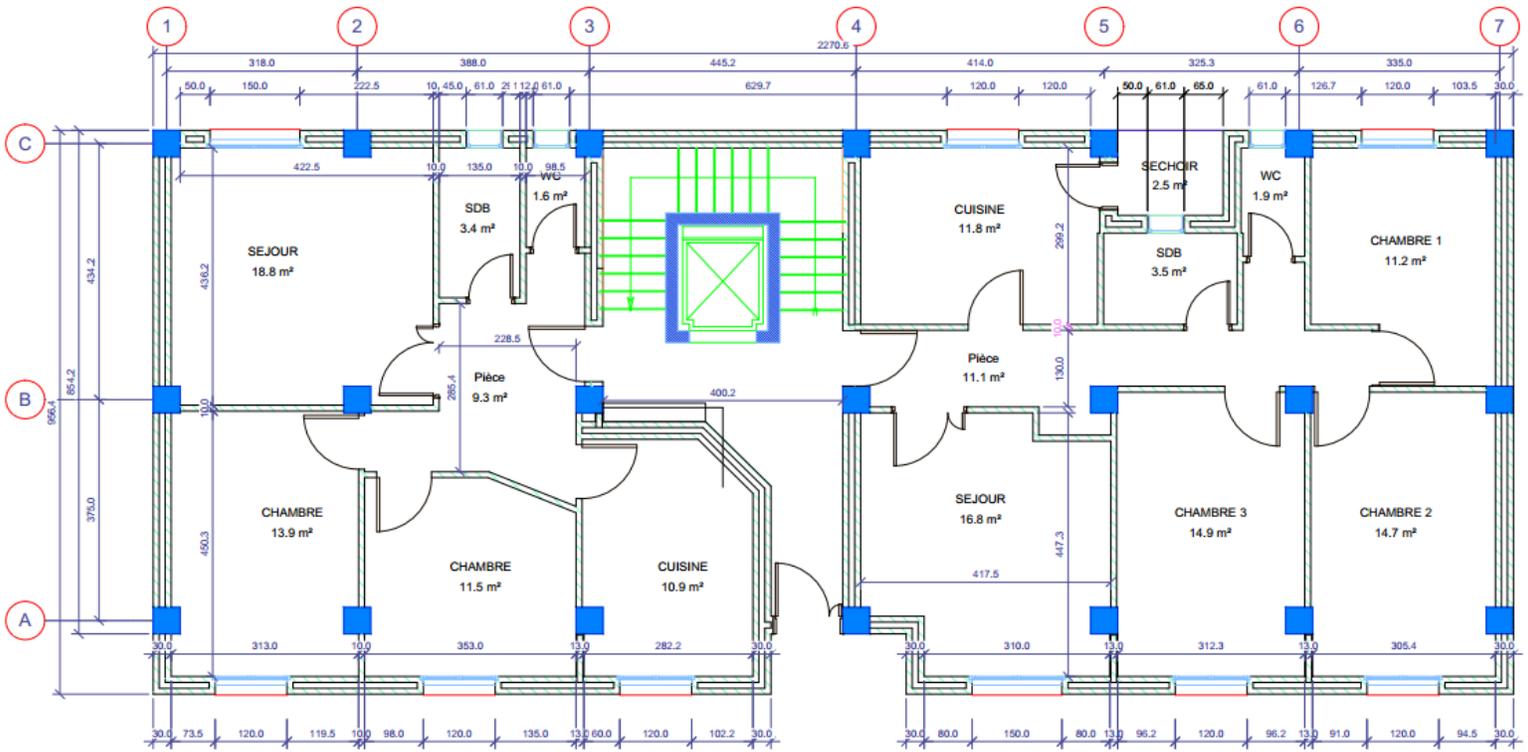


Figure I.4. Vue en plan des autres étages

I.2.2. Dimensions en élévation

En élévation le bâtiment a une hauteur de 34,68 m avec une hauteur d'étage de 3,06 m. (Fig. I.5).

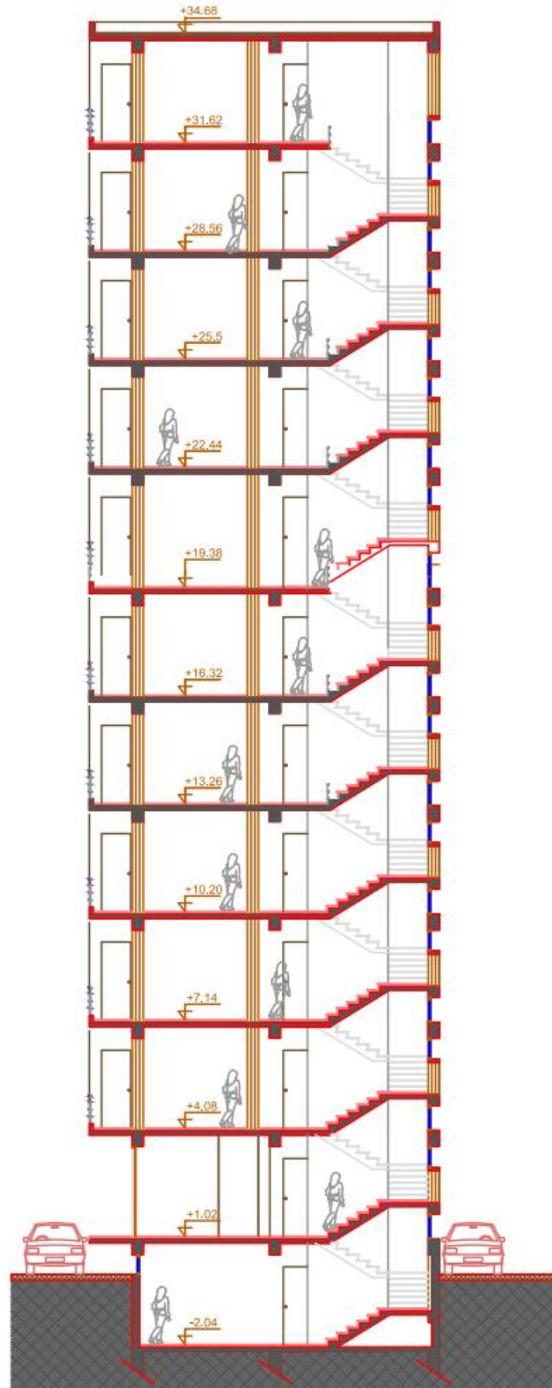


Figure I.5. Dimensions en élévation du bâtiment.

I.2.3. Système structural

La structure choisie est contreventée que par des voiles pour mieux reprendre les efforts sismiques et pour une meilleure rigidité. (Fig. I.6).

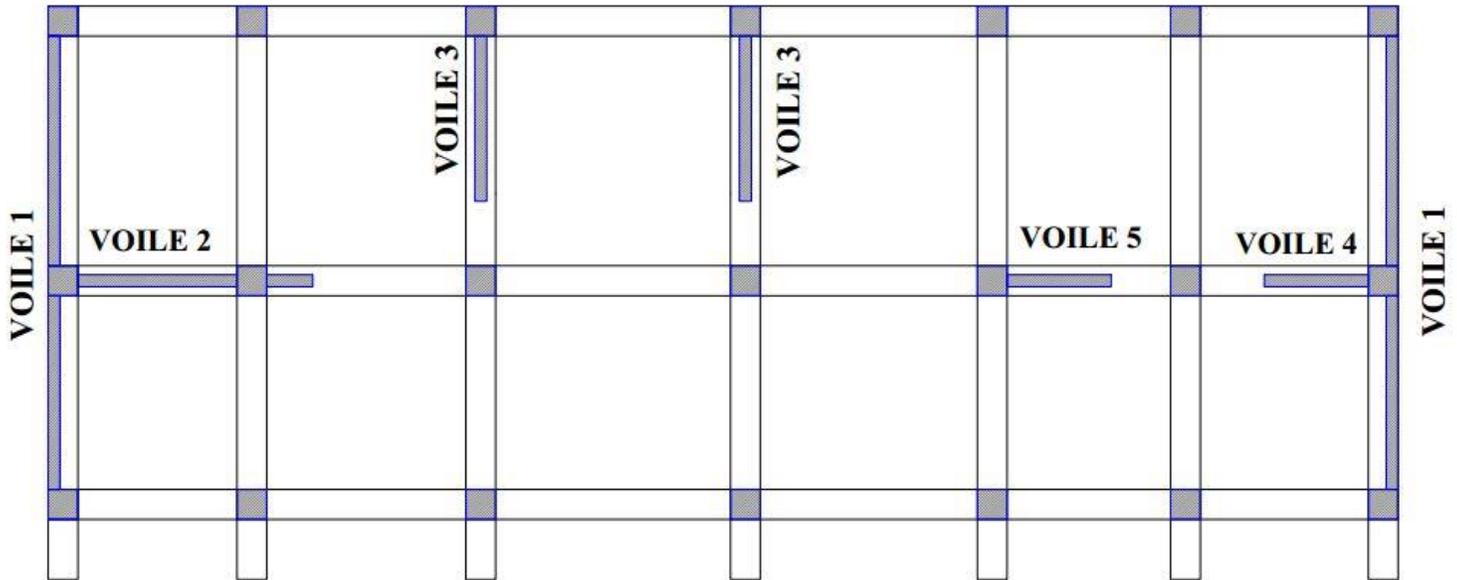


Figure I.6. Disposition des voiles du bâtiment.

I.3. Caractéristique du site d'assise

Le sol sur lequel le bâtiment sera implanté est un sol meuble (S3) avec une contrainte admissible $\sigma = 2 \text{ bar}$.

I.4. Les éléments de l'ouvrage

I.4.1. Les planchers

Les planchers sont des éléments porteurs horizontaux qui ont deux fonctions principales qui sont la séparation des différents niveaux et de reprendre les différentes charges et surcharges, dans notre projet on a eu recours au plancher en béton armé à dalle pleine qui est très répandue vue les différents avantages qu'il nous procure tel que des réalisations variées et économiques et une facilité d'exécution. [1]

I.4.2. La maçonnerie

a. Murs extérieurs

Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm (10+5+10).

b. Murs intérieurs

Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I.4.3. Terrasse

La terrasse du bâtiment est non accessible. Elle comporte des pentes de 1,5% pour l'évacuation des eaux pluviales.

I.4.4. Revêtements

a. Terrasse

- Protection gravillon.
- Forme de pente.
- Étanchéité multicouche.
- Isolation thermique.
- Enduit en plâtre.

b. Étage courant

- Carrelage.
- Mortier de pose.
- Lit de sable.
- Enduit en plâtre.

c. Murs extérieurs (double paroi)

Enduit en ciment de 2cm à l'intérieur et à l'extérieur.

I.4.5. Escaliers

Nous avons pour notre projet escalier deux quarts tournants à trois volées et deux paliers intermédiaires.

I.4.6. Ossature contreventée

L'ossature reprend uniquement les charges verticales et comporte un système de contreventement rigide (voiles) qui reprend les charges horizontales.

I.5. Caractéristiques des matériaux

I.5.1. Béton

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression qui seront développés. Le ciment utilisé est le CPA 325 avec un dosage de 350 kg/m³.

La résistance du béton dépend d'un grand nombre de paramètres : le type et le dosage des matériaux utilisés, le degré et la condition de réalisation etc.

Il est constitué de :

- Pâte pure : (Ciment, eau et air)
- Granulats : (Sable, gravillons)
- Produits d'addition éventuels (Adjuvants)

Tableau I.1. Pourcentage en volume absolue des différents constituants du béton.

Constituants	Eau	Air	Ciment	Granulats
Pourcentage en volume absolue	18 à 28	1 à 6	7 à 14	60 à 78

a. Résistance à la compression

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours : f_{c28} .

Dans ce projet on adopte $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

b. Résistance à la traction

Généralement le béton est un matériau travaillant bien en compression, mais on a parfois besoin de connaître la résistance en traction. La résistance en traction à 28 jours est désignée par f_{t28} .

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa.} \quad \text{Pour} \quad f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.} \quad [2]$$

c. Module de déformation longitudinale du béton

Tableau I.2. Module de déformations instantanées et différées du béton

Déformations instantanées	Déformations différées
<p>Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à l'âge de j jours, un module de déformation instantanée du béton de :</p> $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$	<p>Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage. Le module de déformation différée correspondant à des charges de longue durée d'application (réglementairement plus de 24 heures) est :</p> $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ si } f_{cj} < 60 \text{ MPa}$
<p>avec f_{cj} en MPa et pour les bétons à haute résistance, sous réserve que la proportion volumique de granulat soit supérieure à 66%</p>	

Le module de déformation instantanée (courte durée < 24heures)

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.20 \text{ MPa}$$

Le module de déformation différée

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

d. Module de déformation transversale du béton

Il est donné par la relation suivante :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

Tel que ν est le coefficient de Poisson :

- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations, (ELU)
- $\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations, (ELS)

e. Contraintes limites

Etat limite ultime

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

Avec : $\gamma_b = 1.5$ pour les situations durables. $f_{bu} = 14.16$ MPa.

$\gamma_b = 1.15$ Pour les situations accidentelles. $f_{bu} = 18.48$ MPa. [3]

Les diagrammes de contraintes déformations adoptés sont :

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

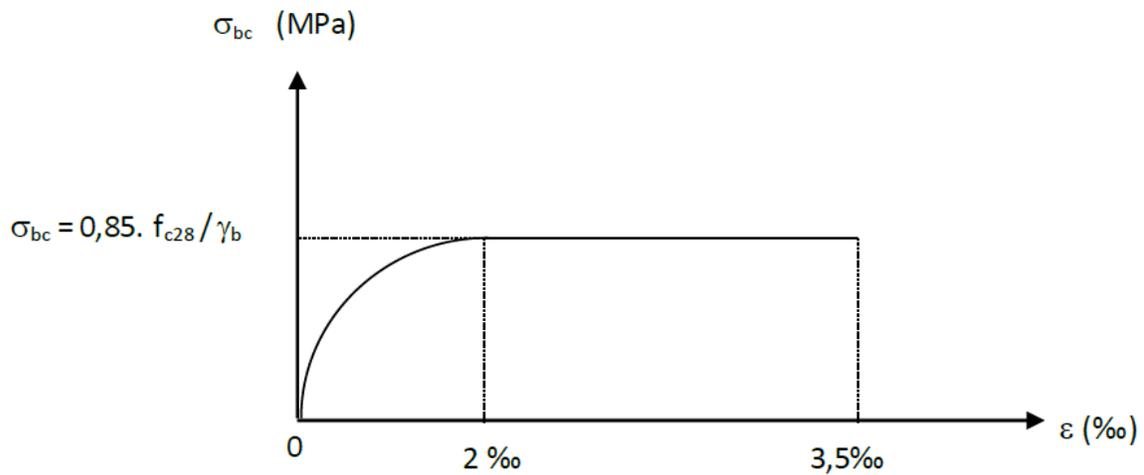


Figure I.7. Diagramme contraintes-déformations du béton

Etat limite de service :

Contrainte admissible de compression dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

I.5.2. Acier

Vue que le béton ne travail qu'à la compression on a eu recours à l'acier qui est un matériau caractérisé par une bonne résistance à la traction, ce dernier en étant combiner avec le béton permet de corriger le comportement du béton vis-à-vis la traction. [2]

a. Type d'acier utilisé

On utilise deux types d'armatures :

- Des hautes adhérences de nuance $FeE400$.
En situation accidentelle $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$.
En situation durable $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.
Module de Young $E = 200000 \text{ MPa}$.
- Des treillis soudés de nuance $FeE240$.

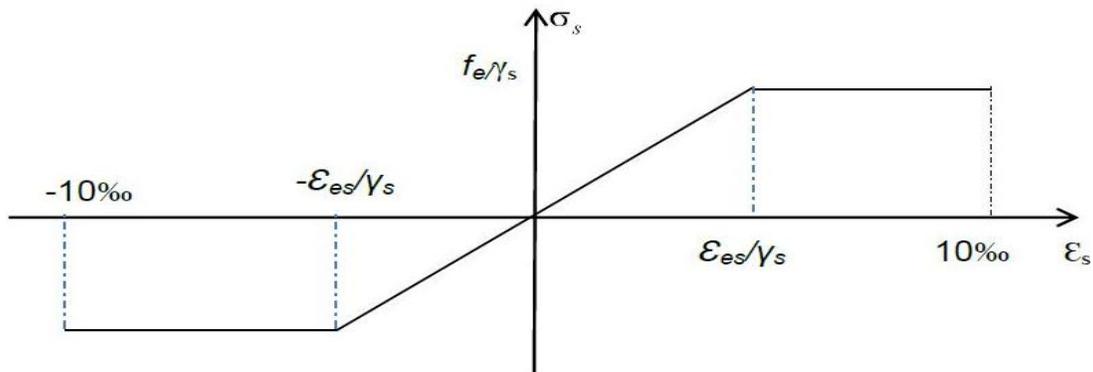


Figure I.8. Diagramme contraintes-déformations des aciers

b. Résistance de calcul

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

$\gamma_s = 1,15$ pour des situations durables ($\sigma_s = 348 \text{ MPa}$)

$\gamma_s = 1,00$ pour des situations accidentelles ($\sigma_s = 400 \text{ MPa}$)

c. Contrainte limite de traction

Tableau I.3. Contraintes limites à l'ELS.

Etat considéré	ELS
Fissuration peu préjudiciable	Pas de vérification
Fissuration préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right] \text{ MPa.}$ <p>Où :</p> $\eta = 1 \quad \text{Pour RL (Rond lisse)}$ $\eta = 1,6 \quad \text{Pour HA (Haute Adhérence)}$
Fissuration très préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \left[\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right] \text{ MPa.}$

I.6. Action et sollicitations

I.6.1. Actions

Toute cause produisant un état de contrainte dans la construction et on compte :

- **Actions permanentes :**
 - Poids propre.
 - Poussées des remblais.
- **Actions variables**
 - Charges d'exploitation.
 - Charges appliquées en cours d'exécution.
 - Action de la température.
 - Vent et neige.
- **Actions accidentelles**
 - Chocs des véhicules routiers.
 - Séismes.

I.6.2. Sollicitations

Forces et moments produits par les actions dans les éléments d'une construction et on compte :

- Effort normal : N .
- Effort tranchant : V .
- Moment fléchissant : M .
- Couple de torsion : T [4]

I.7. Conclusion

Tableau I.4. Caractéristiques mécaniques du béton.

Résistance	A la compression		$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
	A la traction		$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$
Contrainte admissible	ELU	Situation durable	$f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$.
		Situation accidentelle	$f_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$
	ELS		$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$
Module de déformation instantané			$E_{ij} = 32164.20 \text{ MPa}$

Tableau I.5. Caractéristiques mécaniques des aciers.

Contraintes admissibles	ELU	Situation durable	$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$
		Situation accidentelle	$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$
	ELS	Fissuration peu préjudiciable	$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$
		Fissuration préjudiciable	$\sigma_s = 201.6 \text{ MPa}$
		Fissuration très préjudiciable	$\sigma_s = 165 \text{ MPa}$

Chapitre II

Pré Dimensionnement

Chapitre II. Pré Dimensionnement

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement a pour but “le pré calcul “ des sections des différents éléments résistants de la structure, il sera fait selon le CBA et le RPA 99/ version 2003. Il a pour but de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité.

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 du Plancher

Le plancher est une surface plane et horizontale, assurant la séparation entre les différents niveaux consécutifs. Ses principales fonctions se résument essentiellement en termes de :

- **Résistance** : Transmettre les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs.

- **Confort** : Isolation phonique et thermique, ainsi que l'étanchéité des niveaux extrêmes.
[1]

Pour notre bâtiment, un seul type de plancher va être utilisé : c'est une dalle pleine.

L'épaisseur des planchers est choisie d'une manière à satisfaire des conditions d'utilisation plus que les conditions de résistance. Pour trouver cette épaisseur on vérifiera les conditions ci-après.

II.2.1. Condition de résistance au feu

- $e = 7$ 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 projet on prend $e = 15$ cm.

II.2.2. Isolation phonique

Selon les règles de calcul du béton armé CBA93, l'épaisseur du plancher, si nous voulons obtenir une bonne isolation acoustique, doit être supérieure ou égale à 13 cm.

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

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. [4]

Avec :

l_x : petite portée du plancher.

l_y : grande portée du plancher.

Dans notre cas on prend le panneau qui a la plus petite dimension suivants « x » et la plus grande suivant « y » pour dimensions, $l_x = 318 \text{ cm}$ et $l_y = 434.2 \text{ cm}$

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{318}{434.2} = 0.73 > 0.4$$

Donc la dalle porte suivant les 2 directions x et y et ainsi elle s'appuie sur 3 ou 4 appuis.

Pour une dalle s'appuyant sur 3 ou 4 appuis, l'épaisseur du plancher doit obéir à la loi suivante :

Tel que L_x et L_y sont les dimensions du plus grand panneau

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$$

$$\frac{414}{45} \leq e \leq \frac{414}{40}$$

$$0.092 \leq e \leq 0.103$$

$$9.2 \leq e \leq 10.3$$

$$\text{Soit : } e=10\text{cm}$$

On a : $e = \max \{10 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}\}$

Donc $e=15 \text{ cm}$

II.2.4. Conclusion

Après le pré dimensionnement des planchers, nous arrivons aux conclusions suivantes :

Une épaisseur $e = 15 \text{ cm}$.

Une dalle portante sur 2 directions et s'appuyant sur 3 ou 4 côtés.

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.

Selon le RPA99/2003 article 7.7.1 un élément est considéré comme voile seulement dans le cas où il vérifie la condition ($L \geq 4 e$) sinon cet élément est considéré comme un élément linéaire.

Avec :

- L : porté du voile.
- e : épaisseur du voile.

Selon ce même article, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités et l'épaisseur minimale est fixée à 15 cm

Dans notre projet on a la hauteur d'étage égale à : $h_e=306 \text{ cm}$

$$e \geq \frac{he}{20} \Rightarrow e \geq 15.3 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{he}{22} \Rightarrow e \geq 13.9 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{he}{25} \Rightarrow e \geq 12.24 \text{ cm}$$

$$e = \text{Max} \{15.3 ; 13.9 ; 12.24\} \Rightarrow e = 15.3 \text{ cm}$$

Nous adoptons : $e = 20 \text{ cm}$.

II.3.1. Vérifications

- $L > 4e \Leftrightarrow L > 80 \text{ cm}$

Tous les voiles dans notre projet présentent une longueur supérieure à 80 cm.

- $e = 20 \text{ cm} > e_{\min} = 15 \text{ cm}$.

II.4. Pré dimensionnement des poutres

Ce sont des éléments résistants de type barre, transmettant les charges et surcharges provenant des planchers (en plus de leurs poids propres) aux éléments porteurs verticaux (voiles et poteaux). [5]

Le pré dimensionnement est effectué pour la plus grande portée de poutre à l'aide des formules suivantes :

D'après le BAEL 91 :

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

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

L = plus grande portée entre axes

h = hauteur de la poutre

b = largeur de la poutre

Une vérification vis-à-vis le RPA99 version 2003 est effectuée par la suite pour satisfaire aux valeurs minimales exigées pour les dimensions de la poutre :

$$- b \geq 20 \text{ cm}$$

$$- h \geq 30 \text{ cm}$$

$$- h/b \leq 4$$

II.4.1. Poutres principales

Dans notre cas la plus grande portée des poutres principales est $L=445.2 \text{ cm}$

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

$$29.68 \leq h \leq 44.52$$

$$\Rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

$$15 \leq b \leq 30$$

$$\Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

Nous adoptons enfin $(b, h) = (30,40)$.

II.4.2. Poutres secondaires

Dans notre cas la plus grande portée des poutres principales est $L= 434.2 \text{ cm}$

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

$$28.9 \leq h \leq 43.42$$

$$\Rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

$$12 \leq b$$

$$\Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

Nous adoptons enfin $(b, h) = (30,40)$.

D'après le RPA99/version 2003 dans l'article 7.5.1, les poutres doivent respecter les dimensions suivantes :

$$b > 20 \text{ cm.}$$

$$h > 30 \text{ cm.}$$

$$h/b < 4.$$

$$25 > 20 \text{ cm CV}$$

$$40 > 30 \text{ cm CV}$$

$$1.6 < 4 \text{ CV}$$

II.5. Pré dimensionnement des escaliers

II.5.1. 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.

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 :

$$58 \text{ cm} \leq g+2h \leq 64 \text{ cm} \quad [5]$$

On fixe la hauteur de la marche h à **17 cm**.

Le nombre de marches n égale à :

$$n = \frac{306}{17} = 18 \text{ marches}$$

Donc on aura 6 marches par volée.

D'après la formule de Blondel on a :

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

Ce qui nous donne un giron de 30 cm pour les marches rectangulaires.

$$g+2h = 64 \leq 64$$

Donc la condition de Blondel est vérifiée.

II.5.2. La longueur de la ligne de foulée

$$L = g (n-1) = 30 \times 5 = 150 \text{ cm.}$$

II.5.3. L'angle de l'inclinaison de la pailasse

$$\tan \theta = \frac{17}{32} = 0.567$$

$$\theta = 29.54^\circ$$

II.5.4. La longueur de la paillese

$$L = \frac{1}{\sin 29.54} = 2 \text{ m}$$

a. Largeur de l'escalier

Pour notre cas on a une largeur d'un mètre.

b. Epaisseur de la paillese et le palier de repos

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

$$e \geq \text{Max} \left[\frac{\text{porté}}{30}; 10 \text{ cm} \right] \quad [5]$$

Porté de l'escalier : $L = 2\text{m}$.

$$e \geq \text{Max} [6.67; 10 \text{ cm}]$$

$$e \geq 10 \text{ cm}$$

On prend $e=13\text{cm}$ pour la paillese et $e=15 \text{ cm}$ pour le palier de repos

II.6. Evaluation des charges

II.6.1. Plancher terrasse

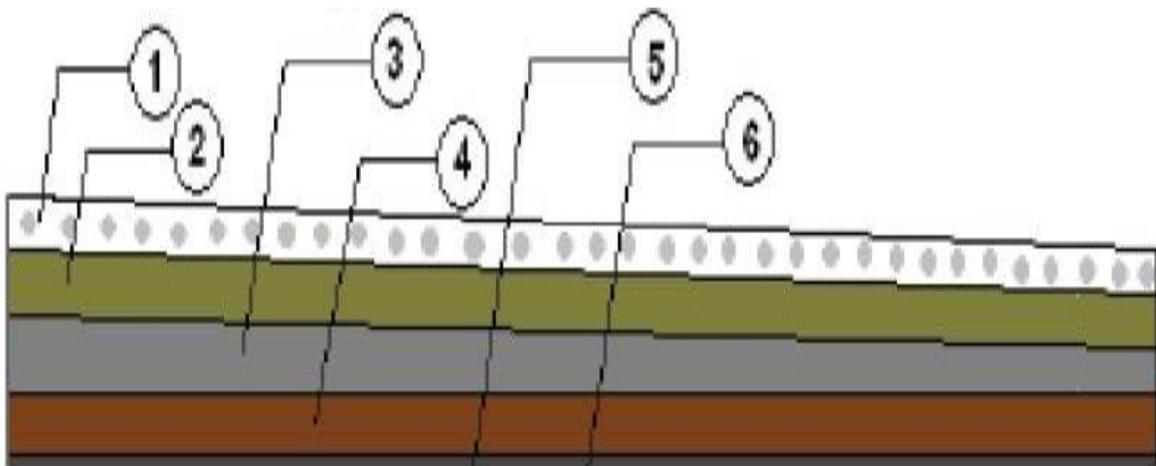


Figure II.1. Détail du plancher terrasse.

Tableau II.1. Charge permanente et d'exploitation du plancher terrasse

N°	Couche	Epaisseur (cm)	G [kN/m²]
1	Protection en gravillons	5	1
2	Etanchéité	2	0.12
3	Forme de pente	10	2
4	Isolation en liège	4	0.16
5	Dalle pleine	15	3.75
6	Enduit de plâtre	1.5	0.15
Charge permanente			7.18
Charge d'exploitation			1

II.6.2. Plancher courant

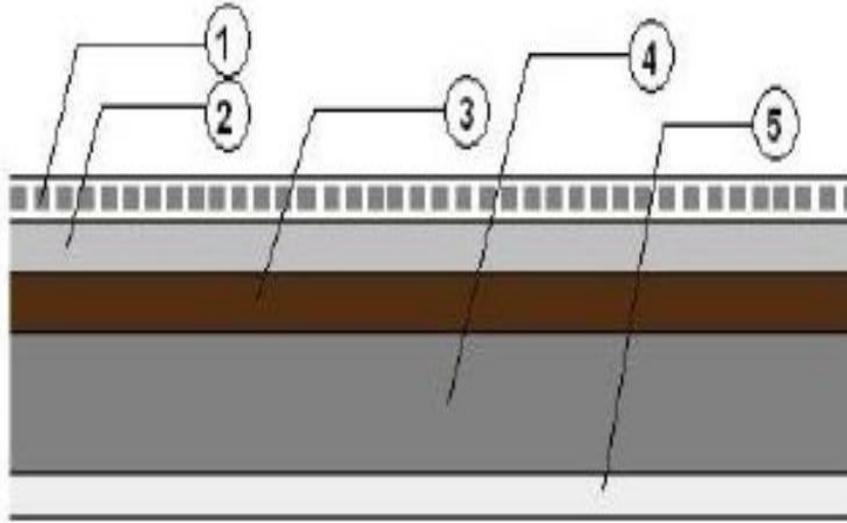


Figure II.2. Détail du plancher

Tableau II.2. Charge permanente et d'exploitation du plancher courant.

N°	Couche	Epaisseur (cm)	G [kN/m ²]
1	Carrelage	2	0.4
2	Mortier de pose	2	0.4
3	Couche de sable	2	0.36
5	Dalle pleine	15	3.75
6	Enduit de plâtre	1.5	0.15
7	Cloisons intérieur		1
Charge permanente			6.06
Charge d'exploitation			1.5

II.6.3. Cloisons extérieur (double cloisons)

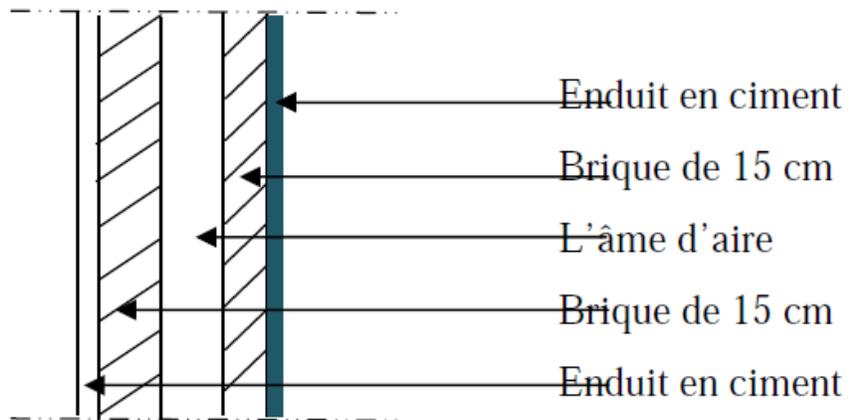


Figure II.3. Détails cloisons extérieur (Double cloisons)

Tableau II.3. Charges permanente de cloisons extérieures

N°	Couche	Epaisseur (cm)	G [kN/m ²]
1	Enduit de ciment	1.5	0.27
2	Brique creuse	15	1.35
3	Lame d'aire	5	-
5	Brique creuse	10	0.9
6	Enduit de ciment	1.5	0.27
Charge permanente			2.79

II.6.4. Porte à faux

Tableau II.4. Charge permanente et d'exploitation du porte à faux.

N°	Couche	Epaisseur (cm)	G [kN/m ²]
1	Carrelage	2	0.4
2	Mortier de pose	2	0.4
3	Couche de sable	2	0.36
5	Dalle pleine	15	3.75
6	Enduit de plâtre	1.5	0.15
Charge permanente			5.06
Charge d'exploitation			1.5

II.6.5. Escalier

a. Volée d'escalier

Tableau II.5. Charge permanente et d'exploitation de volée d'escalier

Couche	Epaisseur (cm)	G [kN/m ²]
Carrelage	2	0.4
Mortier de pose	2	0.4
Couche de sable	2	0.36
Palliasse	13	3.73
Contre marche	17	1.84
Enduit de ciment	1.5	0.27
Charge permanente		7
Charge d'exploitation		2.5

Avec :

$$G_{paillasse} = \gamma_b \times z = 25 \times \frac{e}{\cos \alpha}$$

$$G_{marche} = \bar{\gamma}_b \times \frac{h}{2}$$

b. Palier de repos

Tableau II.6. Charge permanente et d'exploitation du palier de repos.

Couche	Epaisseur (cm)	G [kN/m ²]
Carrelage	2	0.4
Mortier de pose	2	0.4
Couche de sable	2	0.36
Pallier	15	3.75
Enduit de ciment	1.5	0.27
Charge permanente		5.18
Charge d'exploitation		2.5

II.6.6. Descente de charge

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations, afin de pouvoir procéder à leur dimensionnement.

Toute charge agissant sur une dalle a tendance à être reportée par celle-ci sur les éléments porteurs verticaux les plus proches.

Pour le calcul de la descente des charges, on utilise la règle de dégression donnée par les règlements "D.T.R. B.C.2.2" 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.

L'application de cette règle donne :

- Sous la terrasse : Q_0
- Sous le 10^{ème} étage : $Q_0 + Q_1$
- Sous le 9^{ème} étage : $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$
- Sous le 8^{ème} étage : $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Sous le 7^{ème} étage : $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- Sous le 6^{ème} étage : $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
- Sous les étages inférieurs :

$$\Sigma_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \Sigma_{i=1}^n Q_i \quad [5]$$

Tableau II.7. Descente de charge.

Descente de charge		Q [kN/m ²]
Terrasse	Q_0	1
10^{ème} étage	$Q_0 + Q_1$	2.5
9^{ème} étage	$Q_0 + 1.90 Q_1$	3.85
8^{ème} étage	$Q_0 + 2.70 Q_1$	5.05
7^{ème} étage	$Q_0 + 3.40 Q_1$	6.10
6^{ème} étage	$Q_0 + 4.00 Q_1$	7
5^{ème} étage	$Q_0 + 4.50 Q_1$	7.75
4^{ème} étage	$Q_0 + 5.00 Q_1$	8.5
3^{ème} étage	$Q_0 + 5.50 Q_1$	9.25
2^{ème} étage	$Q_0 + 6.00 Q_1$	10
1^{er} étage	$Q_0 + 6.50 Q_1$	10.75
RDC	$Q_0 + 7.00 Q_1$	11.5
SS	$Q_0 + 7,50 Q_1$	12.25

II.6.7. Pré dimensionnement des poteaux

Le calcul de la section du béton se fera au flambement sous l'action de la compression centrée. Les règles du CBA93 préconisent de prendre la section réduite. En enlevant une bande de largeur de «1cm » sur toute la périphérie de la section droite afin de tenir compte de la ségrégation du béton.

Les poteaux en béton armé ont des sections dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

D'après l'article (B.8.4.1) du CBA93 : l'effort normal ultime N_u agissant sur un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha \left\{ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right\}$$

N_u : Effort normal maximal à l'ELU calculé en utilisant la règle de dégression verticale.

A_s : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0.1% de la section réelle du poteau.

B_r : est la section réduite de béton. Elle est calculée en enlevant une bande de 1cm de largeur sur le pourtour de la section réelle.

α : est fonction de λ ; C'est un coefficient de sécurité qui permet de tenir compte du flambement. [6]

$$\gamma_b = 1,5 \quad \text{et} \quad \gamma_s = 1,15$$

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q$$

Une descente de charges est nécessaire pour déterminer la section à donner aux poteaux.

$$\lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{a} \quad \text{avec} \quad L_f = 0.7L_0$$
$$\alpha = \frac{0.85}{0.2 + \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2} \quad \text{pour} \quad \lambda \leq 50$$

La section choisie pour les poteaux peut reprendre l'effort normal ultime suivant

Tableau II.8. Section adoptée pour les poteaux.

Niveau	B_{adopté} (cm²)	B_r (m²)	\bar{N}_u
10	35x35	0.2304	2056.8238
9	35x35	0.2304	1917.2770
8	35x35	0.2304	1917.2770
7	40x40	0.1849	2544.4803
6	40x40	0.1849	2585.5948
5	40x40	0.1849	2585.5948
4	45x45	0.1444	3321.8758
3	45x45	0.1444	3359.0880
2	45x45	0.1444	3359.0880
1	50x50	0.1089	4238.8374
RDC	50x50	0.1089	4273.0769
SS	50x50	0.1089	4273.0769

Tableau II.9. Surface et poids des plancher terrasse et courant revenants au poteau le plus sollicité.

Surface du plancher revenante au poteau le plus sollicité	Poids de la terrasse [kN]	Poids du plancher courant [kN]
14.956	107.38	90.63

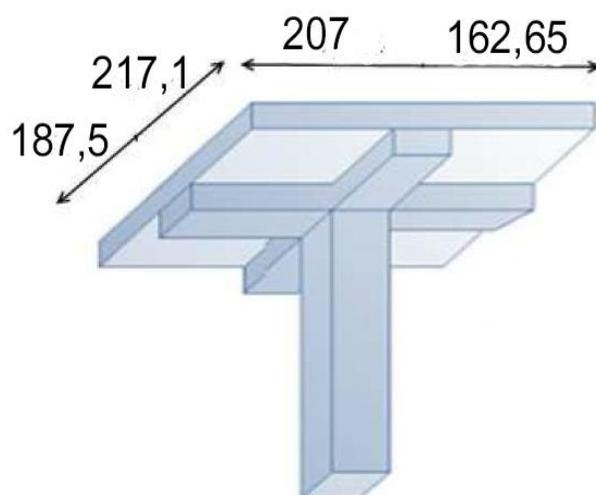


Figure II.4. Surface de plancher reprise par le poteau le plus sollicité.

Tableau II.10. Volumes et poids surfaciques des poutres longitudinales et transversales supporté par le poteau le plus sollicité.

Poutre longitudinal		Poutre transversale	
Volume [m ³]	Poids de la poutre [kN/m ²]	Volume [m ³]	Poids de la poutre [kN/m ²]
0.4435	11.0875	0.4855	12.1375

On suppose que les poteaux :

Le SS et le RDC et le 1^{er} étage ont une section de : $50 \times 50 \text{ cm}^2$.

Le 2^{ème} le 3^{ème} et le 4^{ème} : $45 \times 45 \text{ cm}^2$.

Le 5^{ème} le 6^{ème} et le 7^{ème} : $40 \times 40 \text{ cm}^2$.

Le 8^{ème} le 9^{ème} et le 10^{me} : $35 \times 35 \text{ cm}^2$.

Tableau II.11. Efforts normaux par la descente des charges.

Niveau	Charge permanente [kN]					Surcharges d'exploitation [kN]		N _u	N̄ _u
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G _{totale}	G _{cumulée}	Q _i	Q _{cumulée}		
10	107.384	23.225	8.14625	138.755	138.755	1	1	188.81925	2056.8238
9	90.63	23.255	8.14625	122.00125	260.75625	2.5	3.5	357.2709375	1917.2770
8	90.63	23.225	8.14625	122.00125	382.7575	3.85	7.35	527.747625	1917.2770
7	90.63	23.225	8.14625	124.495	507.2525	5.05	12.4	703.390875	2544.4803
6	90.63	23.225	10.64	124.495	631.7475	6.1	18.5	880.609125	2585.5948
5	90.63	23.225	10.64	124.495	756.2425	7	25.5	1059.177375	2585.5948
4	90.63	23.225	10.64	127.32125	883.56375	7.75	33.25	1242.686063	3321.8758
3	90.63	23.225	13.46625	127.32125	1010.885	8.5	41.75	1427.31975	3359.0880
2	90.63	23.225	13.46625	127.32125	1138.20625	9.25	51	1613.078438	3359.0880
1	90.63	23.225	13.46625	130.48	1268.68625	10	61	1804.226438	4238.8374
RDC	90.63	23.225	16.625	130.48	1399.16625	10.5	71.5	1996.124438	4273.0769
SS	90.63	23.225	16.625	130.48	1529.64625	11.5	83	2189.522438	4273.0769

D'autre part, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes (RPA99/2003, A7.4.1) :

$$\text{Min}(b; h) \geq 25 \text{ cm}$$

$$\text{Min}(b; h) \geq \frac{h_e}{20}$$

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

Conditions vérifiées.

II.7. Conclusion

Pour clôturer ce chapitre relatif au prédimensionnement des éléments, nous présentons ci-dessous les dimensions adoptées pour les différents éléments composant la structure de notre bâtiment :

a. Plancher

- Dalle pleine d'épaisseur de 15 cm.

b. Voile

- Un voile d'épaisseur de 20 cm.

c. Poutres

- Poutre principale : b = 30 cm ; h = 40 cm.
- Poutre secondaire : b = 30 cm ; h = 40 cm.

d. Escalier

- e = 13 cm pour la paillasse.
- e = 15 cm pour le palier de repos.

Chapitre III

Dimensionnement des Eléments non Structuraux

Chapitre III. Dimensionnement des éléments non Structuraux

III.1. Introduction

Les éléments non structuraux sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement. Ils peuvent être en maçonnerie (cloisons, murs extérieurs etc ...) ou en béton armé (acrotère, balcon, etc. ...) [7]. Ces éléments ne participent pas directement au contreventement et leur calcul se fait sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

Ce chapitre est consacré aux calculs des éléments ci-après :

- Acrotère.
- Escalier.
- Plancher.
- Porte-à-faux.

III.2. Acrotère

C'est un élément en béton armé qui assure la sécurité totale au niveau de la terrasse. Elle est assimilée à une console encastrée dans le plancher terrasse dont le ferrailage se calcule sous l'effet de deux efforts et sera déterminé en flexion composée avec compression. [5]

L'acrotère est sollicité par :

- Un effort normal (G) dû à son poids propre,
- Un effort horizontal (Q) dû à la main courante engendrant un moment de renversement (M).

Le calcul se fera pour une bande de 1m dans la section d'encastrement.

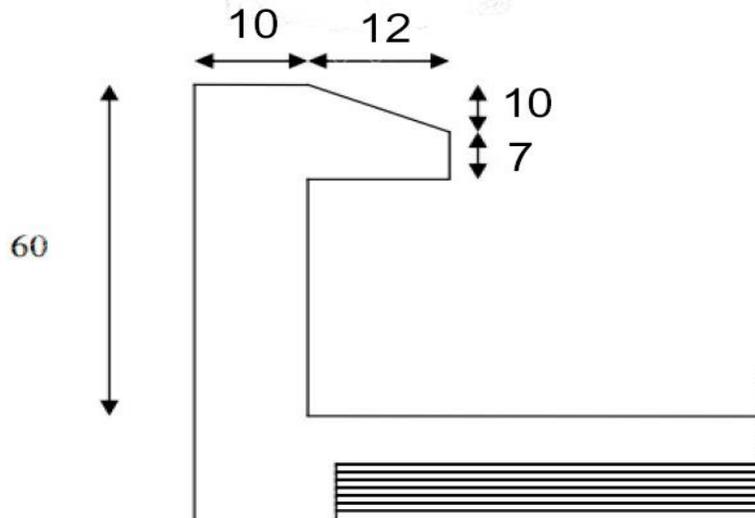


Figure III.1. Caractéristiques géométriques de l'acrotère

III.2.1. Evaluation des charges de calcul

Les sollicitations à utiliser pour le calcul du ferrailage sont données dans le tableau suivant :

$$\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.12) + 0.1 \times \left(\frac{0.12}{2}\right) = 0.0744 \text{ m}^2$$

$$G = \gamma_b \times S = 25 \times 0.0744$$

$$G = 1.86 \text{ kN/ml}$$

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

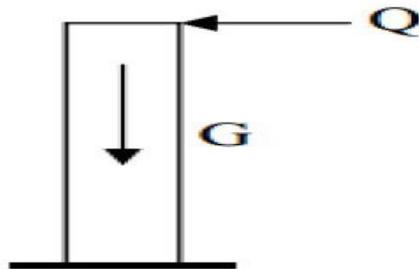


Figure III.2. Modèle de calcul de l'acrotère.

Tableau III.1. Sollicitation de calcul à l'ELU et l'ELS.

	Moment [kN.m]	Effort normale [kN]	Effort tranchant [kN]
ELU	0.9	2.511	1.5
ELS	0.6	1.86	1

III.2.2. Calcul du ferrailage

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire (100cm x 10cm) soumise à la flexion composée à l'ELU avec une vérification à l'ELS.

La fissuration est considérée comme préjudiciable parce que les éléments sont exposés aux intempéries, (variation de température, l'eau, neige, etc. ...) donc le calcul effectuera à l'ELS.

Les forces horizontales peuvent agir sur les deux faces de l'acrotère donc on adopte la même section d'armatures pour la zone comprimée (soit : $A_s'=A_s$).

a. La force horizontale due à la force de séisme

On a :

$$F_p = 4.A C_p W_p$$

A : coefficient d'accélération de zone.

A = 0,25 (groupe 2, zone III).

$C_p = 0,80$ (élément en console).

$W_p = 1.86$ kN/ml. (Poids de l'acrotère)

D'où :

$$F_p = 1.488 \text{ kN /ml}$$

$$F_p < 1.5 Q$$

$$F_p < 1.5 \frac{kN}{ml} \dots \dots \dots CV$$

On retient comme ferrailage de l'acrotère celui obtenu sous l'ELU et l'ELS.

b. Evaluation des sollicitations

• **A l'ELU**

$$N_u = 1.35 \times G = 2.511 \text{ kN}$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times H = 0.9 \text{ kN.m}$$

$$V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \text{ kN}$$

• **A l'ELS**

$$N_{ser} = G = 1.86 \text{ kN}$$

$$M_{ser} = Q \times H = 0.6 \text{ kN.m}$$

$$V_{ser} = 1.5 \times Q = 1.5 \text{ kN}$$

c. Calcul de ferrailage à l'état limite ultime

• **Calcul des sollicitations par rapport aux aciers tendus**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.511} = 0.358 \text{ m}$$

$$M_{u/a} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_{u/a} = 0.9 + 2.511 \times \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right)$$

$$M_{u/a} = 0.975 \text{ kN.m}$$

$$a = (0.337h - 0.81d') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu} = (0.337 \times 0.1 - 0.81 \times 0.02) \times 1 \times 0.1 \times 14.2$$

$$a = 0.02485$$

$$b = N_u \times (d - d') - M_{u/a} = 2.511 \times (0.08 - 0.02) - 0.975$$

$$b = -0.824$$

$a > b$: section partiellement comprimée (SPC), ainsi le calcul se fera par assimilation à la flexion simple.

$$\mu = \frac{M_{u/a}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.975 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.0107$$

$$\mu_{AB} = 0.186$$

$\mu < \mu_{AB}$ section simplement armée

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 0.0134$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.08 \times (1 - 0.4 \times 0.0134) = 0.079 \text{ m}$$

$$A_{ult} = \frac{M_{u/a}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{0.975 \times 10^{-3}}{0.079 \times 348} = 0.3546 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,u} = A_{ult} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.28 \text{ cm}^2$$

✓ **Ferraillage minimal**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) \dots \dots \text{condition de non fragilité}$$

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

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 0.966 \text{ cm}^2$$

d. Calcul de ferraillage à l'ELS

On doit calculer les armatures à l'ELS et comparer avec celles trouvées à l'ELU :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right] \dots \dots \dots \text{fissuration préjudiciable}$$

$$\eta = 1.6 \dots \dots \dots \text{Haute adhérence}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.6 \text{ MPa}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = 0.527 \text{ m}$$

$$Z = d \cdot \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) = 0.066 \text{ m}$$

$$y = \bar{\alpha} \cdot d = 0.527 \times 0.08 = 0.042 \text{ m}$$

$$M_{s/a} = M_{ser} + N_{ser} \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.6 + 1.86 \times \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right)$$

$$M_{ser/a} = 0.6558 \text{ kN.m}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser/a}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{0.6558 \times 10^{-3}}{0.066 \times 201.6} = 0.4929 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,ser} = A_{ser} - \frac{N_s}{\sigma_s} = 0.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.966 \text{ cm}^2 > A_{s,u} = 0.28 \text{ cm}^2 > A_{s,ser} = 0.23 \text{ cm}^2$$

Donc ;

$$A_s = \text{Max} (A_{min}; A_{s,u}; A_{s,ser}) = 0.966 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA8 (2.01cm2) avec espacement de 25cm

e. Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1.5 \times 10^{-3}}{(1 \times 0.08)} = 0.019 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(\frac{0.2 f_{c25}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau} = 0.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \dots \dots \dots CV$$

- Calcul des armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{0.966}{4} = 0.2415 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA8 (2.1cm2) avec espacement $S_t=15 \text{ cm}$

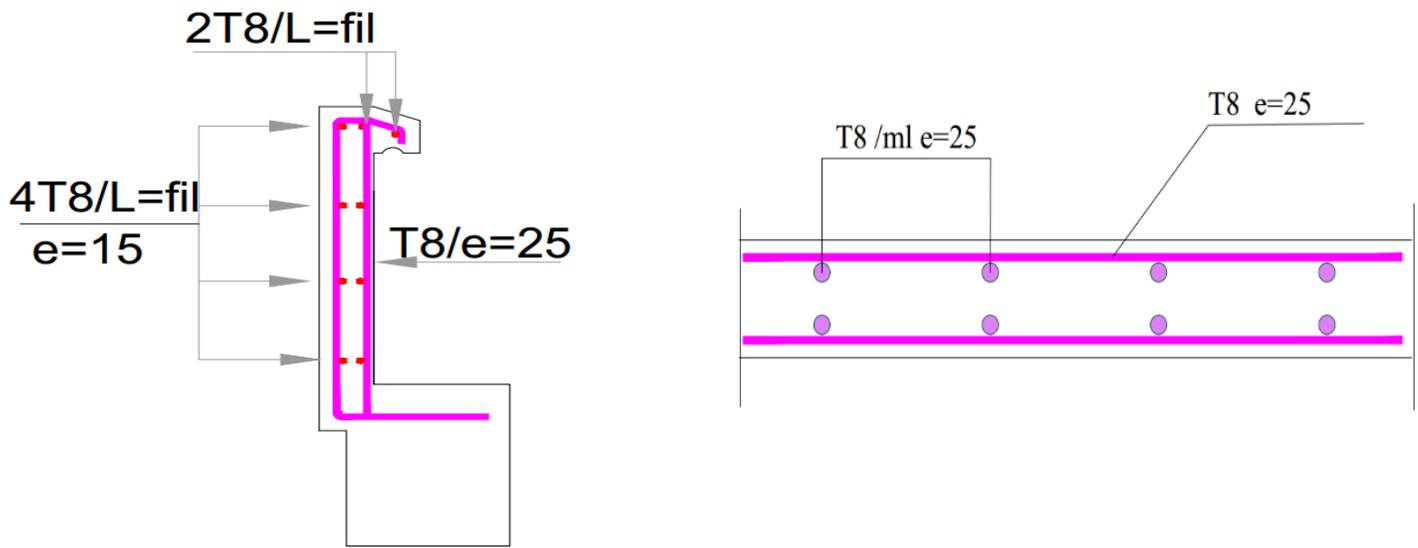


Figure III.3. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.3. Calcul des escaliers

C'est un escalier à 3 paillasse, chaque paillasse s'étend à deux paliers. E'D' est calculée comme une poutre principale sur deux appuis D'et E', tandis qu'AD et HE sont calculées comme des poutres secondaires s'appuyant d'une part sur la poutre principale en D et E et sur les appuis respectifs A et H d'autre part (Fig. III.4). [8]

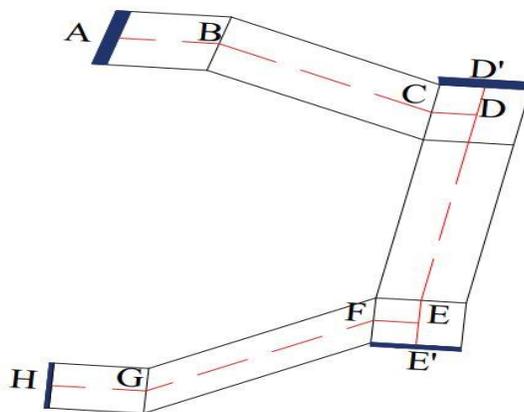


Figure III.4. Escalier à deux quarts tournants en 3D

III.3.1. Calcul de la première volée

a. Détermination des moments

Les résultats trouvés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.2 Moment en appuis et en travée de la première volée.

Combinaison	M_t (kN.m)	M_a (kN.m)
ELU	9.5	24.4
ELS	6.9	17

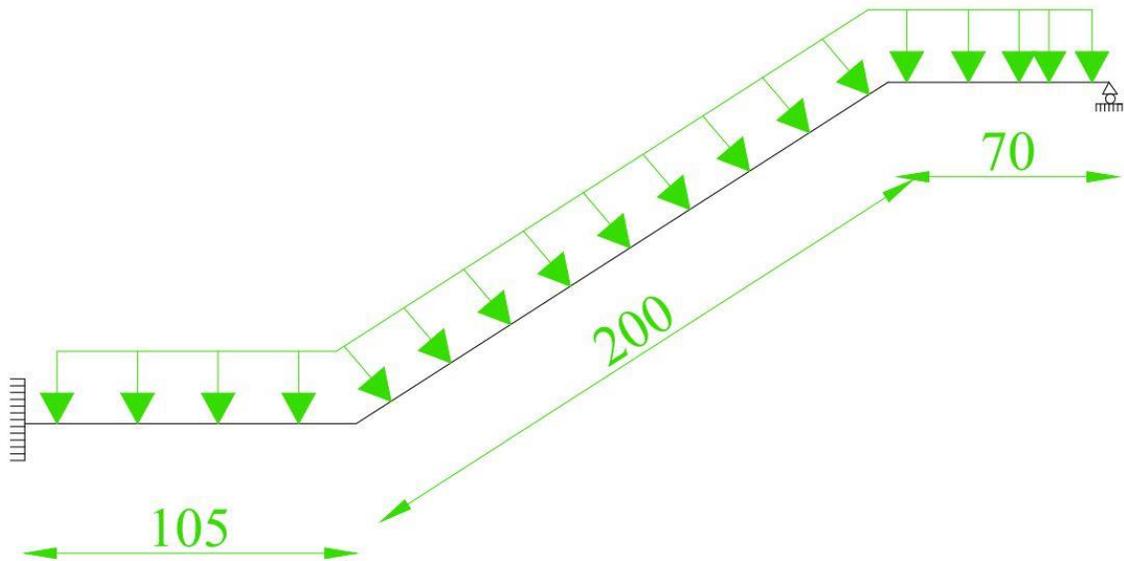


Figure III.5. Schéma Statique de la première et la troisième volée.

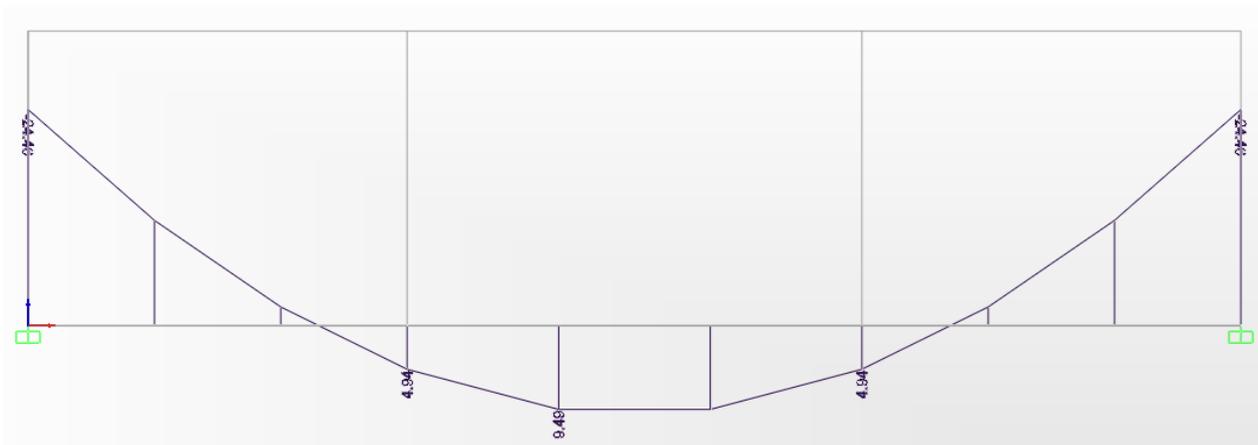


Figure III.6 diagramme des moments de la volée.

b. Calcul de ferrailage

En utilisant le logiciel SOCOTEC on trouve les résultats suivant :

Tableau III.3. Ferrailage de la volée

	Travée	Appuie
A_s (cm ²)	2.83	6.26
Barres adoptée	4T12	6T10

✓ **Vérification ELS**

• **Travée**

$$\sigma_s = 265.9 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots CV$$

$$\sigma_{bc} = 5.98 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots CV$$

• **Appuie**

$$\sigma_s = 250.2 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots CV$$

$$\sigma_s = 10.2 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots CV$$

✓ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{24}{(0.15 \times 1)}$$

$$\tau_u = 0.16 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(\frac{0.2 f_{c25}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau} = 0.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \dots \dots \dots CV$$

✓ **Armatures minimale**

• **Pour paillasse**

$$A_{s,min} = 0.002 \times 1 \times 0.13 = 2.6 \text{ cm}^2 < A_{s,ult}$$

- Pour le palier de repos

$$A_{S,min} = 0.002 \times 1 \times 0.15 = 3 \text{ cm}^2 < A_{S,ult}$$

III.3.2. Calcul de la deuxième volée

a. Détermination des moments

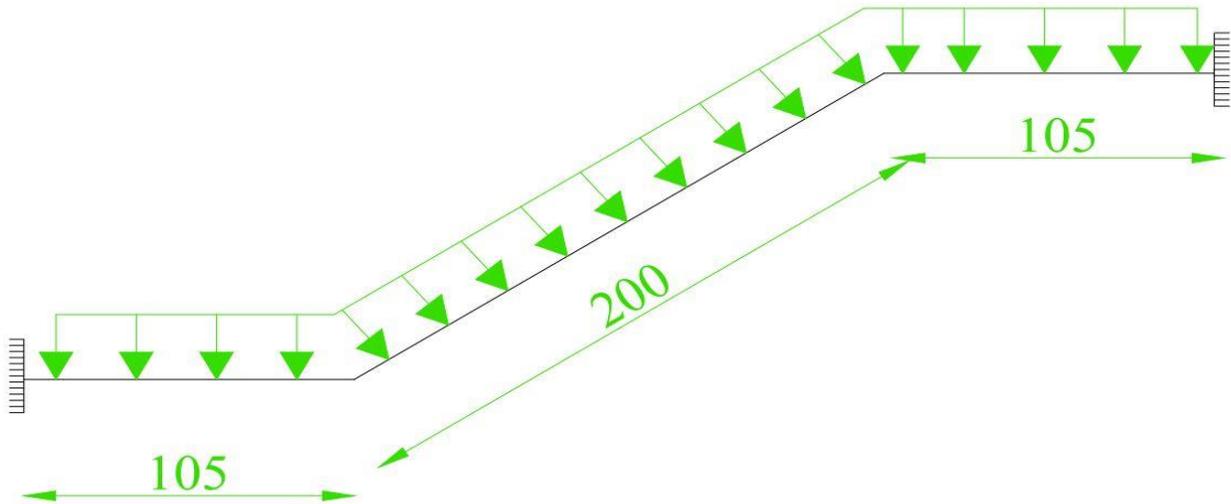


Figure III.7. Schéma statique de la deuxième volée.

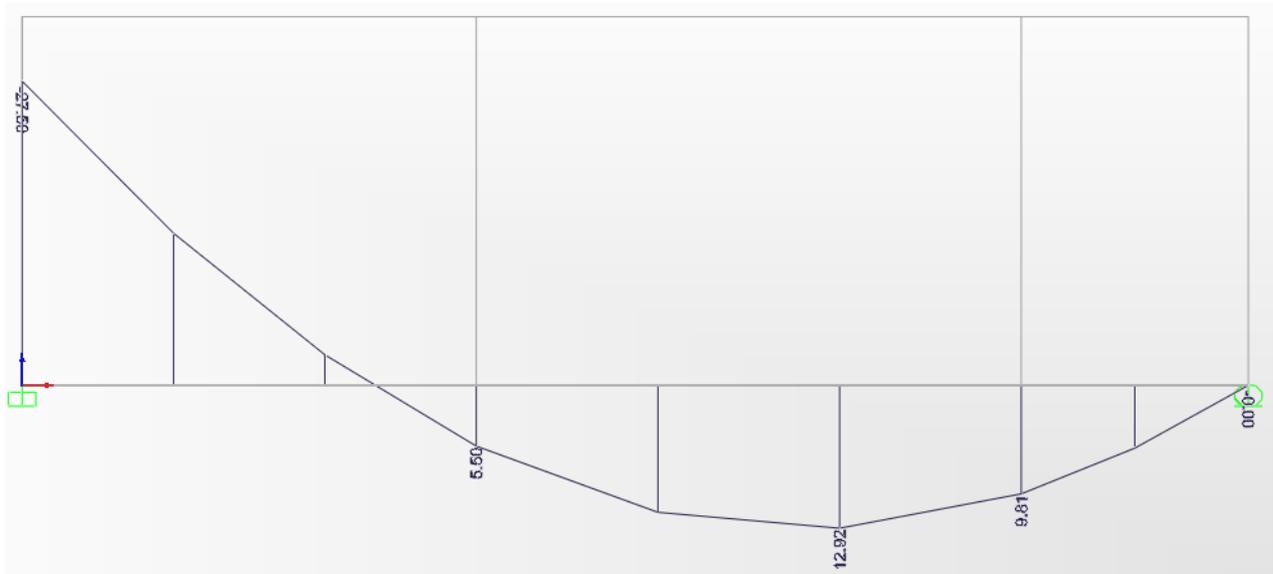


Figure III.8. Diagramme des moments de la volée.

Les résultats trouvés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.4. Moment de la volée.

Combinaison	M _t (kN.m)	M _a (kN.m)
ELU	12.9	27.5
ELS	9.34	20

b. Calcul de ferrailage

En utilisant le logiciel SOCOTEC on trouve les résultats suivant :

Tableau III.5. Ferrailage de la volée

	Travée	Appuie
A _s (cm ²)	3.9	7.12
Barres adoptée	4T12	6T14

✓ **Vérification ELS**

• **Travée**

$$\sigma_s = 265 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots CV$$

$$\sigma_{bc} = 7.16 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots CV$$

• **Appuie**

$$\sigma_s = 259 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots CV$$

$$\sigma_s = 11.5 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots CV$$

✓ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{36}{(0.15 \times 1)}$$

$$\tau_u = 0.24 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(\frac{0.2 f_{c25}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau} = 0.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \dots \dots \dots CV$$

✓ **Armatures minimale**

• **Pour paillasse**

$$A_s = 0.002 \times 1 \times 0.13 = 2.6 \text{ cm}^2 < A_s$$

• **Pour le palier de repos**

$$A_s = 0.002 \times 1 \times 0.15 = 3 \text{ cm}^2 < A_s$$

Tableau III.6. Récapitulatif des différents ferrailages des escaliers.

	Volée	Section	A_s (cm²)	Barres adoptées
Escalier	1 ^{ère} volée	Travée	2.83	4T12
		Appui	6.26	6T10
	2 ^{ème} volée	Travée	3.9	4T12
		Appui	7.12	6T14

III.3.3. Schéma de ferrailage

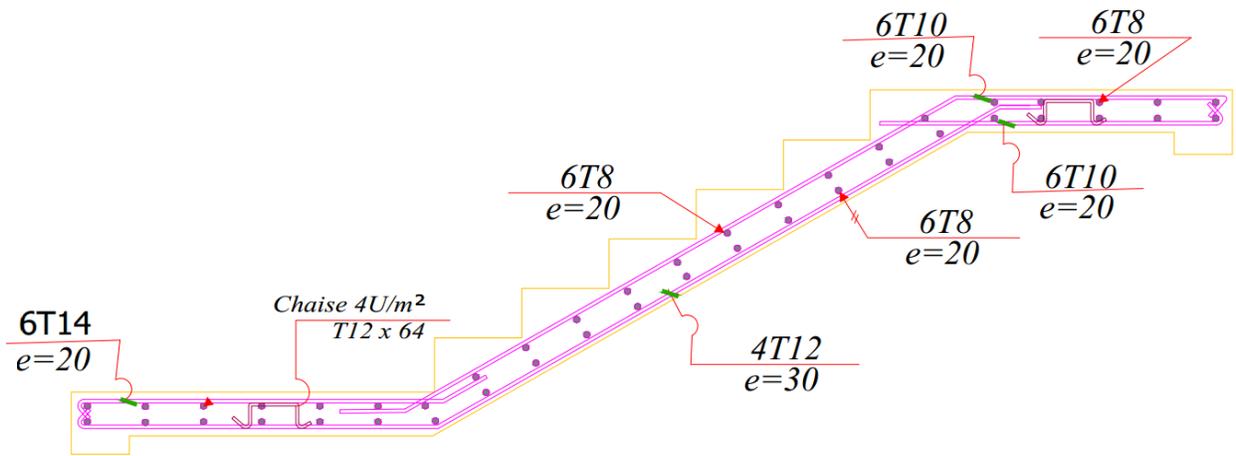


Figure III.9. Schéma de ferrailage de la première volée.

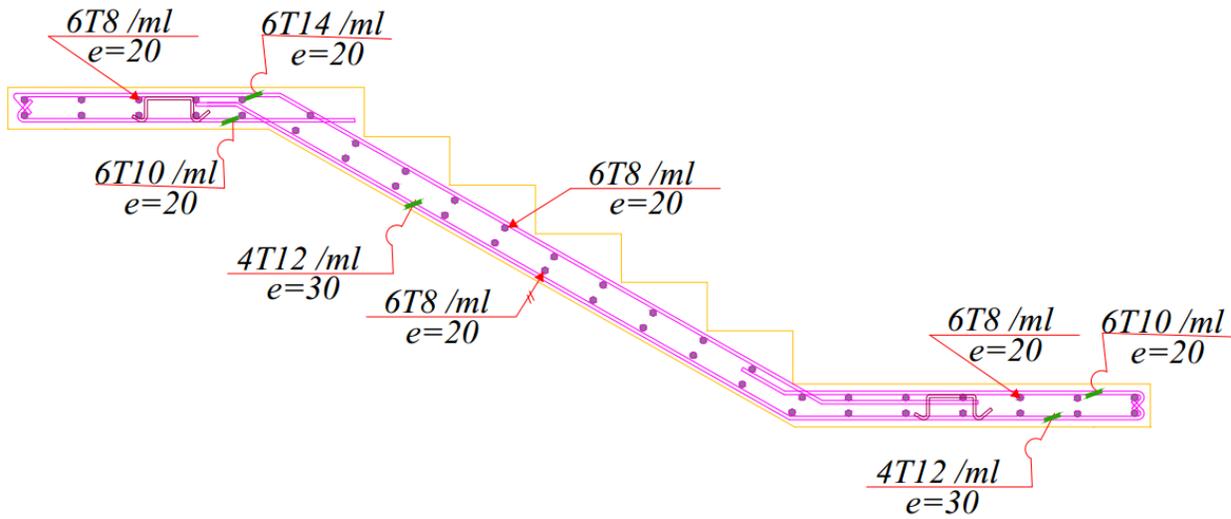


Figure III.10. Schéma de ferrailage de la deuxième volée.

III.4. Le plancher

III.4.1. Introduction

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, reposant sur trois ou quatre bords, elles peuvent être encastrées comme pour le cas des portes à faux. [5]

Dans notre cas on a des dalles pleines d'épaisseur $e=15\text{cm}$ et s'appuyant sur 4 bords.

III.4.2. Sollicitation de calcul

On considère une bande d'un mètre de largeur de la dalle avec une épaisseur de 15 cm, avec les longueurs suivantes :

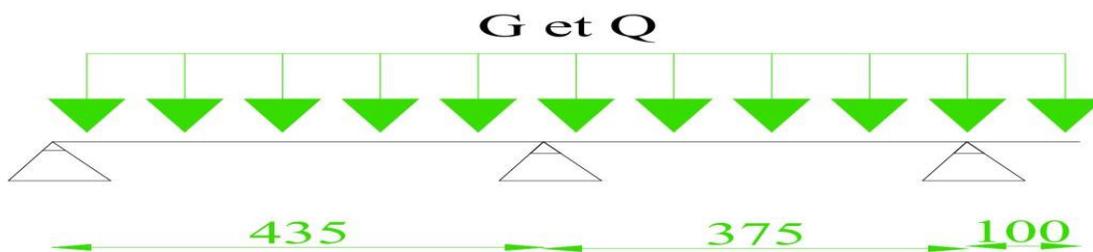


Figure III.11. Assimilation de la dalle transversalement.

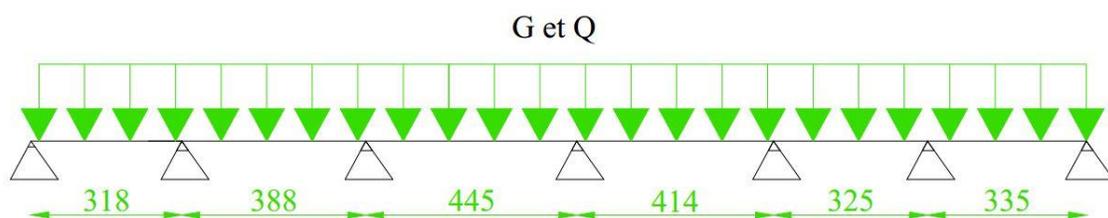


Figure III.12. Assimilation de la dalle longitudinalement.

Les chargements sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.7. Charges et sollicitation de calcul du plancher.

Plancher	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	b (m)	P _{ELU} x b	P _{ELS} x b
Terrasse	7.18	1	1	11.193	8.18
Courant	6.06	1.5	1	10.431	7.56

En utilisant le logiciel SAP2000 on obtient les résultats suivants :

a. Sens X

• Plancher terrasse

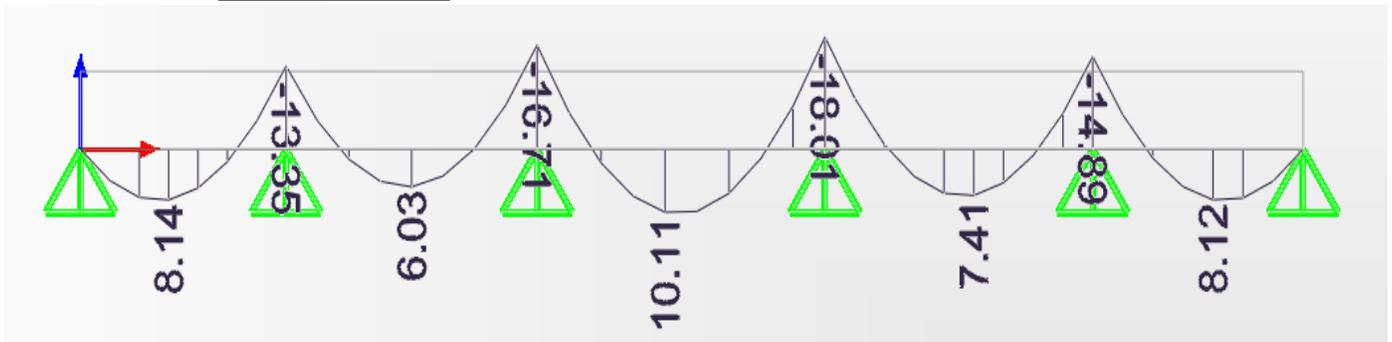


Figure III.13. Diagramme des moments du plancher-terrasse sens X.

Tableau III.8. Moments du plancher-terrasse sens X

	M _a (kN.m)	M _t (kN.m)
ELU	18.76	10.14
ELS	13.71	7.42

• **Calcul de ferrailage**

Tableau III.9. Ferrailage du plancher-terrasse sens X

	Travée	Appui

A_s	2,49	4.73
A_s adopté	3.140	5.655
Barres adoptés	4T10	5T12
Espacement (cm)	25	20

✓ **Vérification ELS**

• **Travée**

$$\sigma_{bc} = 5.05 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots CV$$

$$\sigma_s = 268 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots CV$$

• **Appuie**

$$\sigma_{bc} = 7.27 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots CV$$

$$\sigma_s = 267.4 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots CV$$

✓ **Vérification effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{25.42}{(0.15 \times 1)}$$

$$\tau_u = 0.17 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \dots \dots \dots CV$$

- Plancher courant

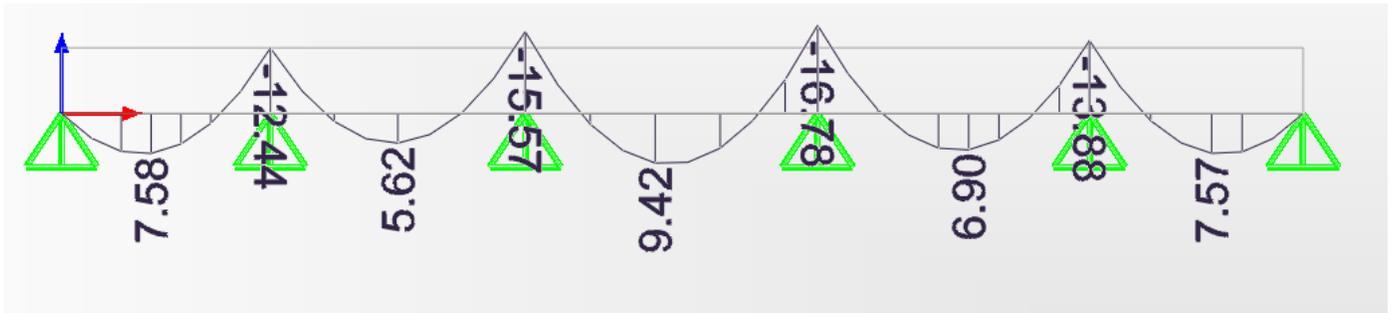


Figure III.14. Diagramme des moments du plancher-courant

Tableau III.10. Diagramme des moments du plancher-courant sens X

	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)
ELU	16.78	9.42
ELS	12.67	6.85

- **Calcul de ferrailage**

Tableau III.11. Ferrailage du plancher-courant sens X

	Travée	Appui
A_s	2.31	4.21
A_s adopté	3.14	4.524
Barres adoptés	4T10	4T12
Espacement	25	

✓ **Vérification ELS**

- **Travée**

$$\sigma_{bc} = 3.63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots CV$$

$$\sigma_s = 133.6 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots CV$$

- Appuie

$$\sigma_{bc} = 6.72 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots CV$$

$$\sigma_s = 247.1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots CV$$

✓ Vérification effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{23.69}{(0.15 \times 1)}$$

$$\tau_u = 0.16 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \dots \dots \dots CV$$

b. Sens Y

- Plancher terrasse

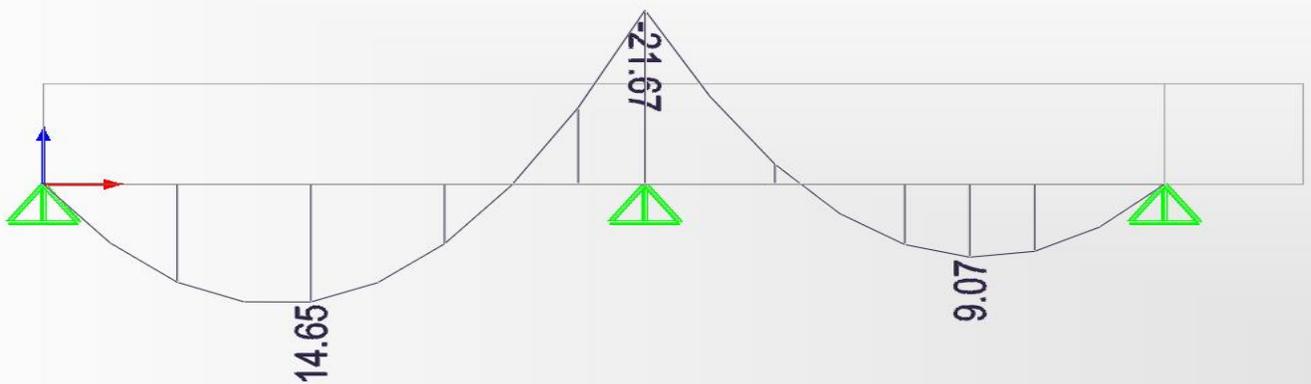


Figure III.15. Diagramme des moments du plancher-terrasse sens Y.

Tableau III.12. Moments du plancher-terrasse sens Y

	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)
ELU	23.26	16.01
ELS	17	11.7

- **Calcul de ferrailage**

Tableau III.13. Ferrailage du plancher-terrasse sens Y

	Travée	Appui
A_s	4	5.94
A_s adopté	4.524	6.156
Barres adoptés	4T12	4T14
Espacement	25	

- ✓ **Vérification ELS**

- **Travée**

$$\sigma_{bc} = 6.61 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots CV$$

$$\sigma_s = 267.9 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s \dots \dots \dots CV$$

- **Appuie**

$$\sigma_{bc} = 8.3 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots CV$$

$$\sigma_s = 266.8 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s \dots \dots \dots CV$$

✓ Vérification effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{29.65}{(0.15 \times 1)}$$

$$\tau_u = 0.2 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \dots \dots \dots CV$$

• Plancher courant

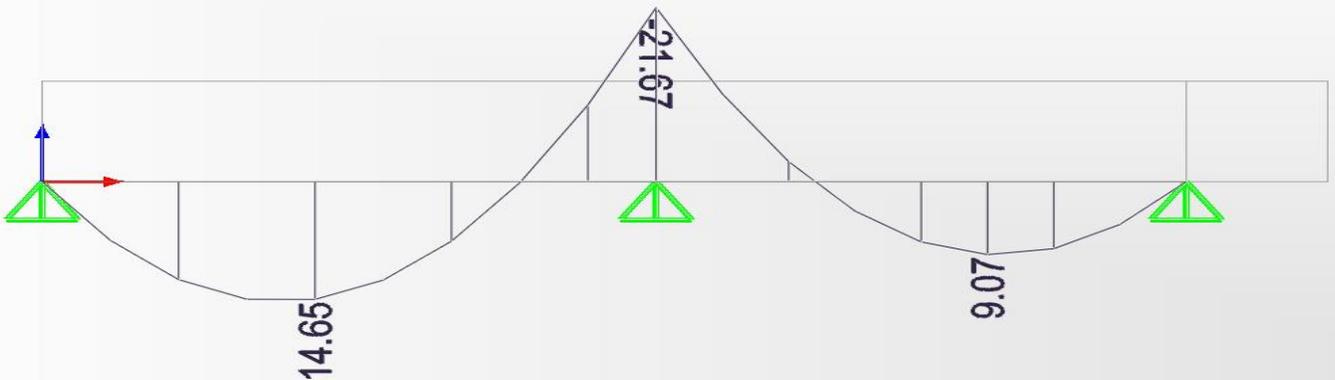


Figure III.16. Diagramme des moments du plancher-courant sens Y.

Tableau III.14.moments du plancher-courant sens y

	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)
ELU	21.67	14.92
ELS	15.71	10.81

• Calcul de ferrailage

Tableau III.15. Ferrailage du plancher-courant sens Y.

M _t (kN.m)	Travée	Appui
A _s	3.72	5.51
A _s adopté	3.925	5.655
Barre adoptée	5T10	5T12
Espacement	20	

✓ Vérification ELS

• Travée

$$\sigma_{bc} = 6.28 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots CV$$

$$\sigma_s = 265.3 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots CV$$

• Appuie

$$\sigma_{bc} = 7.88 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots CV$$

$$\sigma_s = 264.8 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots CV$$

✓ Vérification effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{27.63}{(0.15 \times 1)}$$

$$\tau_u = 0.18 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \dots \dots \dots CV$$

Tableau III.16. Récapitulatif des différents ferrailages des plancher

Plancher		Sens	Nappe	Barres adoptés	Espacement (cm)
ELU	Terrasse	x	Sup.	5T12	25
			Inf.	5T10	
		y	Sup.	4T14	30
			Inf.	4T12	
	Courant	x	Sup.	4T12	30
			Inf.	4T10	
		y	Sup.	5T12	25
			Inf.	5T10	

III.4.3. Schéma de ferrailage

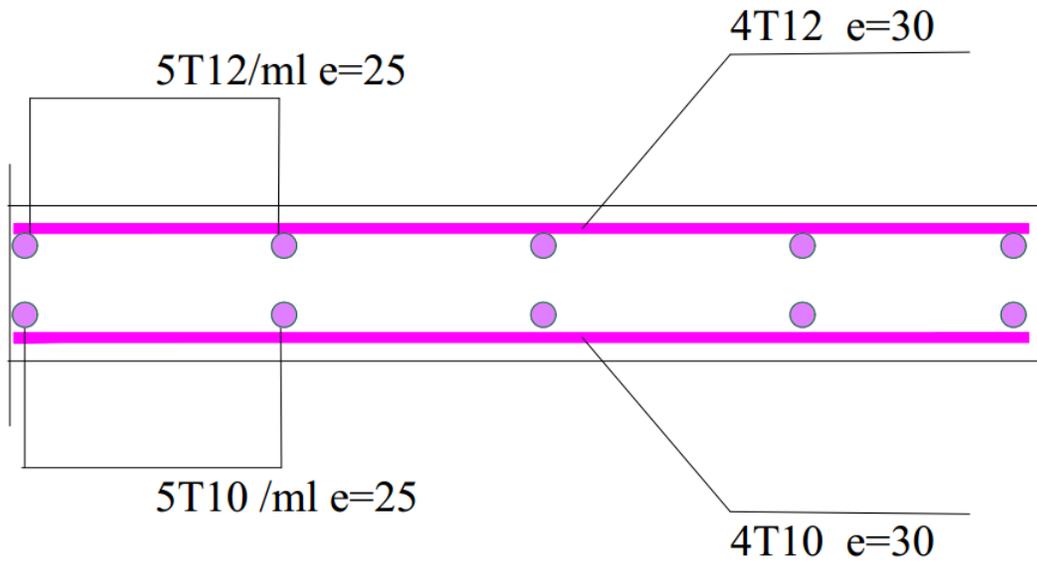


Figure III.17. Schéma de ferrailage du plancher courant

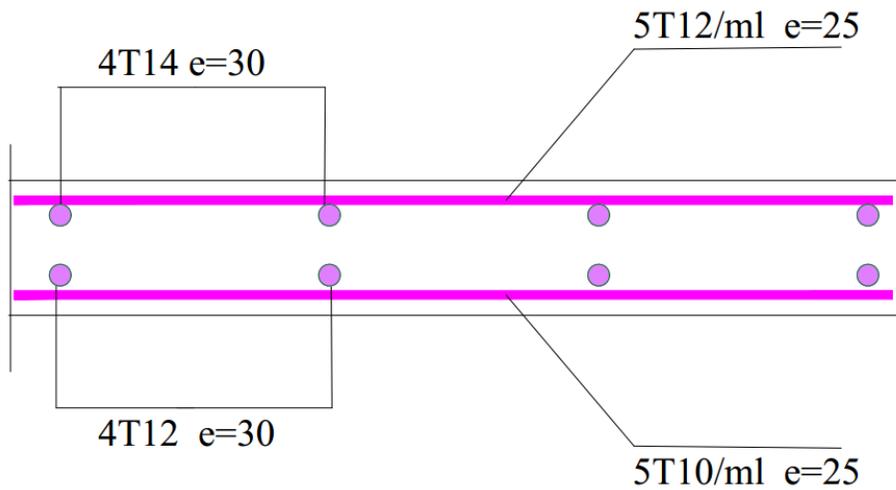


Figure III.18. Schéma de ferrailage du plancher terrasse.

III.5. Porte-à-faux

Les porte-à-faux sont des dalles supposées appuyées sur un seul côté (encastrement) ils seront donc calculés comme étant des poutres consoles. [5]

Plancher courant

$$G= 5.06 \text{ kN/m}^2$$

$$Q= 1.5 \text{ kN/m}^2$$

Plancher terrasse

$$G= 7.18 \text{ kN/m}^2$$

$$Q= 1 \text{ kN/m}^2$$

Charge concentrée due au mur double cloison dans le plancher courant : 8.54 kN/m

Charge concentrée due à l'acrotère courant : 1.86 kN/m

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

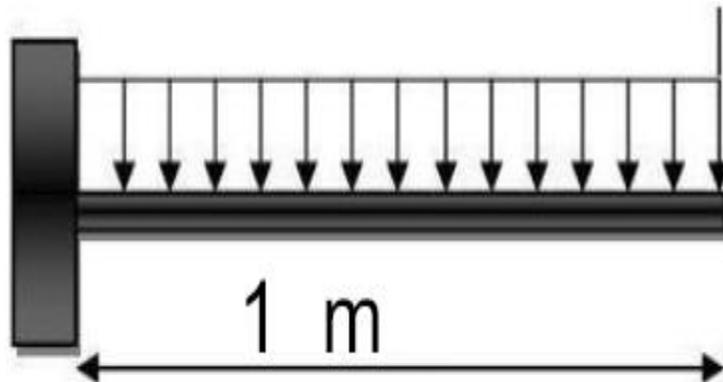


Figure III.19. Caractéristiques géométriques du port à faux.

Tableau III.17. Moment fléchissant et efforts tranchant du port à faux à l'ELU et à l'ELS.

	Effort	ELU	ELS
Courant	Moment [kN.m]	17.65	12.88
	Effort tranchant [kN]	23.77	17.22
Terrasse	Moment [kN.m]	8.11	4.1
	Effort tranchant [kN]	11.19	8.2

III.5.1. Ferrailage

D'après l'application SOCOTEC :

Tableau III.18. Ferrailage du port à faux.

Plancher	σ_b [MPa]	σ_s [MPa]	A_s [cm ²]	Barres adopté
Courant	8.75	265.6	4.45	5T12
Terrasse	3.6	265.9	2	4T14

Le ferrailage à adopter pour le balcon est **5HA12** (5.655 cm²), avec un espacement de 30cm

Armatures de répartition : 4HA10 avec un espacement de 30cm.

III.5.2. Schéma du ferrailage

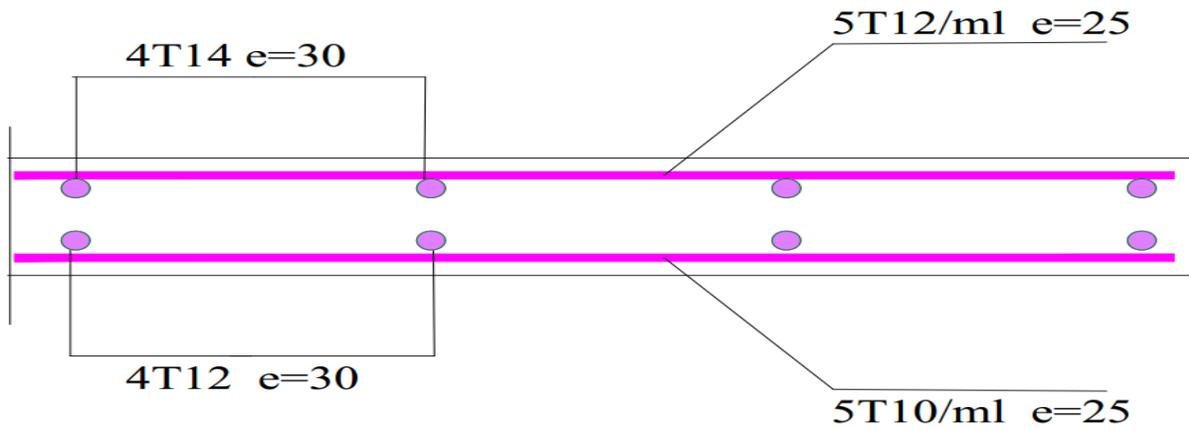


Figure III.20. Schéma de ferrailage du porte-à-faux plancher terrasse.

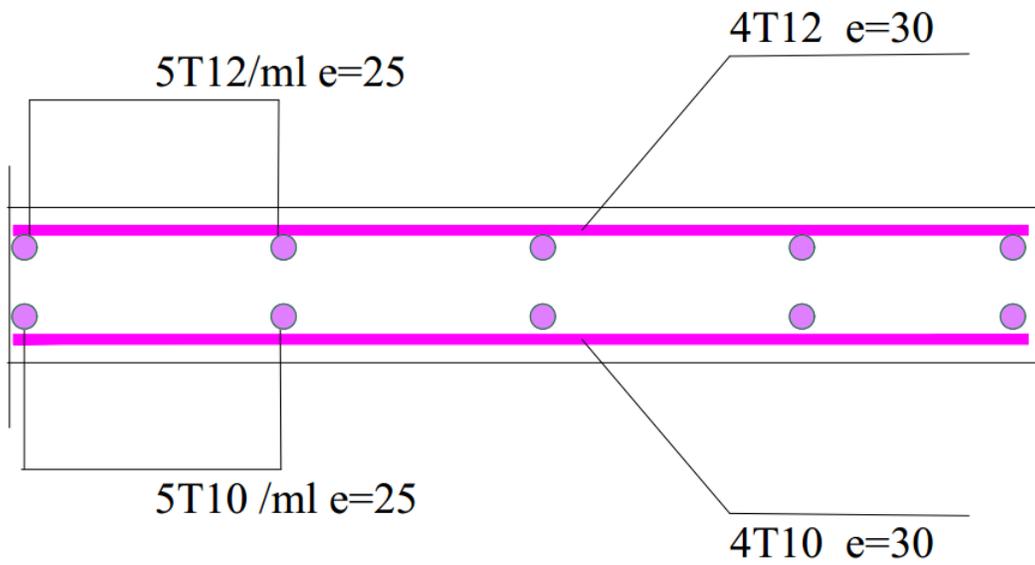


Figure III.21. Schéma de ferrailage du porte-à-faux plancher courant.

III.6. Conclusion

- Acrotère : On adopte 4 HA8 avec $S_t = 15$ cm.
- Escalier :

Tableau III.19. Résumé des ferrillages de l'escalier.

	Paillasse	Section	A_s (cm ²)	Barres adoptées
Escalier	1 ^{ère} paillasse	Travée	2.83	4T12
		Appui	6.26	6T10
	2 ^{ème} paillasse	Travée	3.9	4T12
		Appui	7.12	6T14

- Plancher :

Tableau III.20. Résumé des ferrillages du plancher.

Plancher		Sens	Nappe	Barres adoptés	Espacement (cm)
ELU	Terrasse	x	Sup.	5T12	25
			Inf.	5T10	
		y	Sup.	4T14	30
			Inf.	4T12	
	Courant	x	Sup.	4T12	30
			Inf.	4T10	
		y	Sup.	5T12	25
			Inf.	5T10	

- Porte-à-faux :

Tableau III.21. Résumé des ferrillages du porte-à-faux.

Plancher	σ_b [MPa]	σ_s [MPa]	A_s [cm ²]	Barres adopté
Courant	8.75	265.6	4.45	5T12
Terrasse	3.6	265.9	2	4T14

Chapitre IV

Etude Sismique

Chapitre IV. Etude Sismique

IV.1. Introduction

Un séisme engendre des mouvements multidirectionnels transmis aux structures par les appuis.

Les structures réagissent selon leur rigidité et leur inertie. Il en résulte des forces horizontales d'inertie concentrées sur les étages des bâtiments, c'est-à-dire aux endroits où est concentrée la plus grande partie de la masse de la structure.

Même si les forces sismiques peuvent agir dans toutes les directions, il est suffisant de décomposer l'action de ces forces suivant les deux axes horizontaux de la structure, pris séparément.

IV.2. Objectif de l'étude dynamique

L'objectif principale de l'étude dynamique se résume en la détermination et l'analyse de la réponse d'une structure à une agression sismique, c'est-à-dire déterminer les réactions et les efforts internes causés par cette action et pour cela l'ingénieur peut faire deux types d'analyse. [9]

IV.3. Méthodes de calcul

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- par la méthode statique équivalente.
- par la méthode d'analyse modale spectrale.
- par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes. [7]

IV.3.1. Méthode statique équivalente

a. Principe de la méthode

Cette méthode se caractérise par le remplacement des forces dynamique réelles par un des forces statiques équivalentes qui sont fictives de tel manière à avoir la même déformée maximum.

Cette méthode ne peut être utilisée que pour les structures régulières et où la réponse dynamique correspond à un seul mode de vibration.

Les forces équivalentes sont prises généralement dans la direction des axes principaux du plan horizontal de la structure. [7]

b. Conditions d'utilisation de la méthode

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous groupes.

Zone II :

Groupe d'usage 3 et groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III :

Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m. [7]

c. Conclusion

La méthode statique équivalente ne peut être utilisé dans notre cas car le bâtiment est situé en zone III et de groupe d'usage 2 et sa hauteur dépasse les 30 m.

IV.3.2. Méthodes dynamiques

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

- **La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme** : peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire. [7]

a. Principe de la méthode modale spectrale

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

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de ces modes soit aux moins égales 90%.
- que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

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

$$K \geq 3 \sqrt{N} \text{ et } T_k \leq 0.2 \text{ sec.}$$

Où : N : est le nombre de niveaux au-dessus de sol.

T_k : est la période du mode K. [7]

Dans notre cas on a le nombre de niveaux au-dessus de sol est de 11 (R+10) ainsi

On aura : $K \geq 3 \sqrt{11} \Rightarrow K \geq 9.95$

Dans ce cas on prend N = 12 Modes.

IV.4. Différentes dispositions des voiles essayées

a. Disposition 1

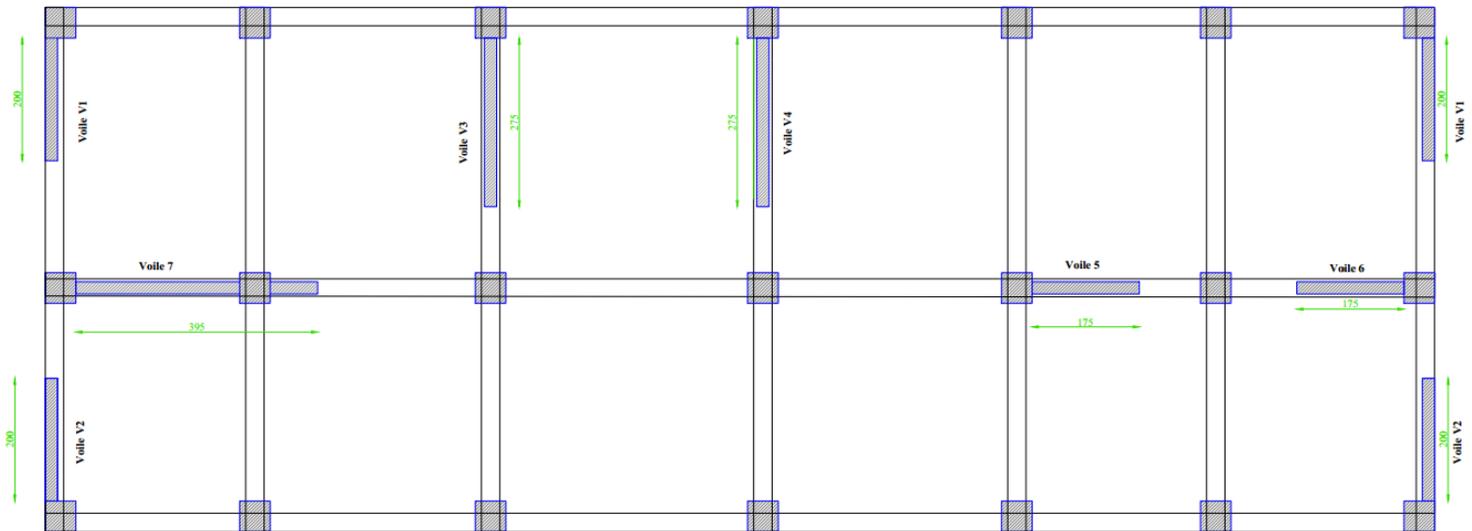


Figure IV.1. Première disposition des voiles.

Pour cette disposition de voile et un coefficient de comportement $R=5$ on a pas pu vérifier la condition de V_{modale} supérieur à 80% de de V_{mse} et les résultats sont dans le tableau suivant

Tableau IV.1. Rapport des efforts sismiques.

	Sens	MSE	Méthode modale spectrale	V_d/V_{mse}
Effort tranchant à la base	Vx	3031.28	2048.9	67.5%
	Vy	3031.28	2116.9	69.8%

b. Disposition 2

On garde la même quantité des voiles mais en change juste la disposition mais toujours la relation de V_{modale} supérieur à 80% de de V_{mse} n'est pas vérifiée.

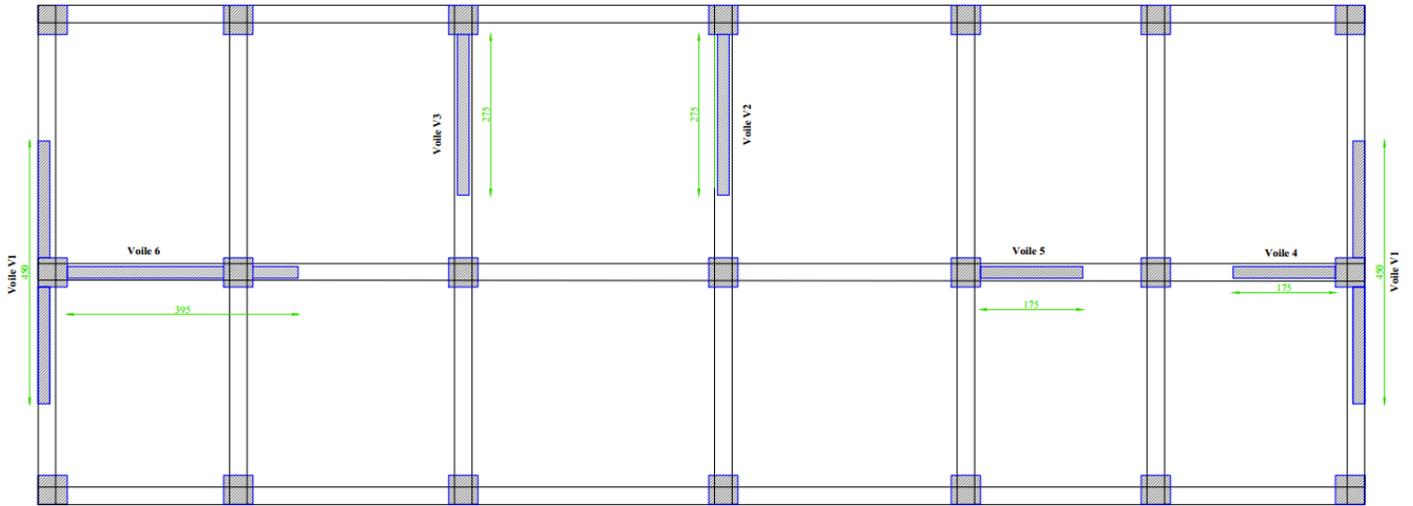


Figure IV.2. Deuxième disposition des voiles.

Tableau IV.2. Rapport des efforts sismiques.

	Sens	MSE	Méthode modale spectrale	V_d/V_{mse}
Effort tranchant à la base	V_x	3120	2055.2	66%
	V_y	3031.28	2053.7	69.8%

c. Disposition 3

Dans cette disposition on augmente la longueur des voiles de l'extrémité.

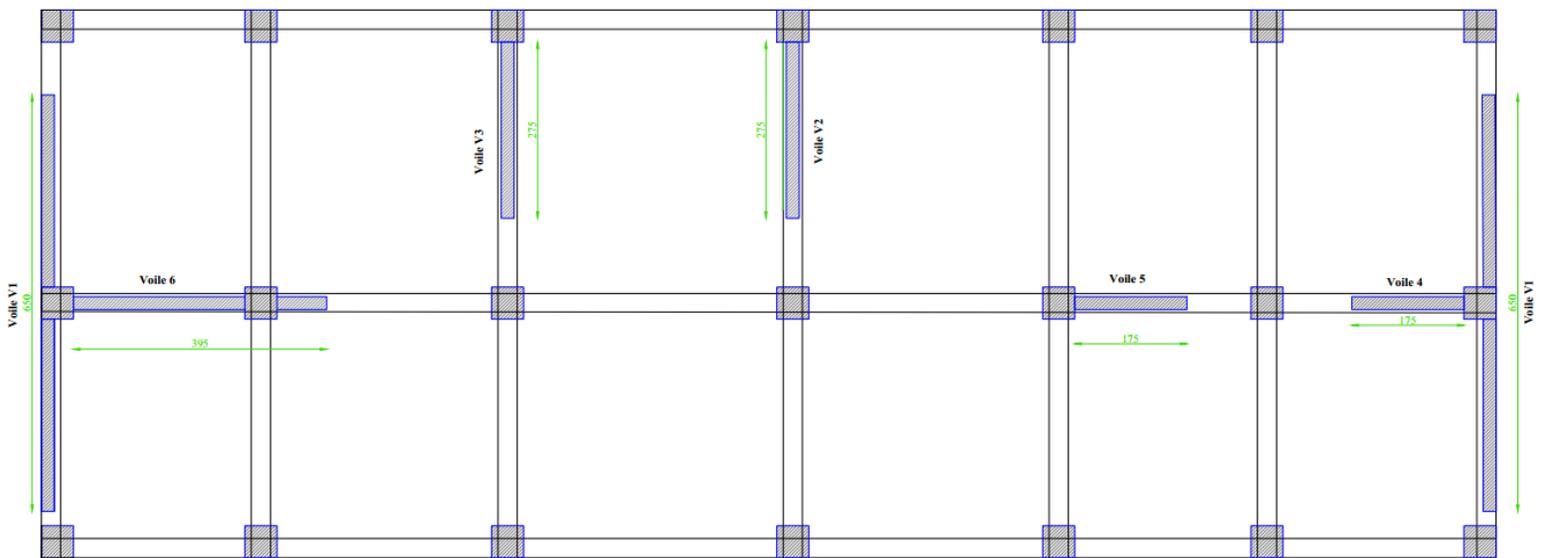


Figure IV.3. Troisième disposition des voiles.

Tableau IV.3. Rapport des efforts sismique.

	Sens	MSE	Méthode modale spectrale	V_d/V_{mse}
Effort tranchant à la base	V_x	3190.7	2512	79%
	V_y	3086.2	2511	81%

On voit que pour cette disposition la condition de l'effort tranchant est vérifiée

Pour un $R=5$ le RPA exige que les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux. Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Pour cette disposition la participation des voiles pour l'effort normale n'est pas vérifiée

Tableau IV.4. Rapport de l'effort normal global et celui repris par les voiles.

Effort normal global KN	Effort normal repris par les voiles KN	Rapport
9786	8905	28%

d. Disposition 4

On garde la même disposition mais cette fois ci on prend le $R=3.5$

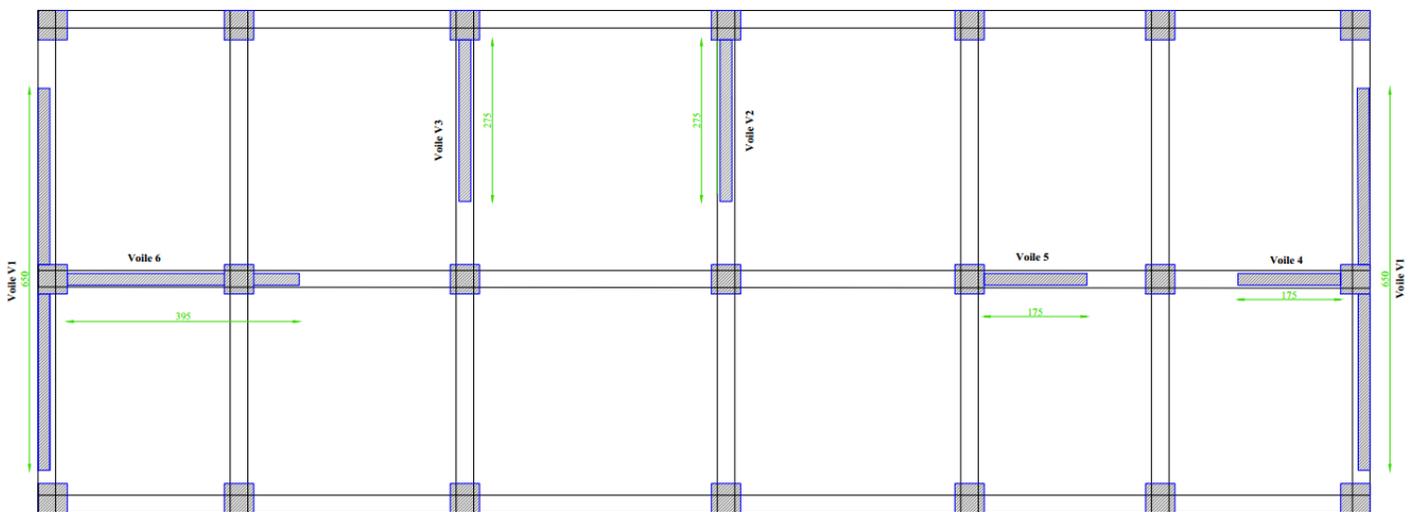


Figure IV.4. Quatrième disposition des voiles.

Pour cette disposition toutes les conditions du RPA sont vérifiées sauf qu'on a le problème d'élément court (poutre courte) donc on va prolonger les voiles jusqu'à l'extrémité.

e. Disposition 5

Et finalement on a opté pour cette disposition des voiles avec $R= 3.5$ que l'on vérifie ultérieurement.

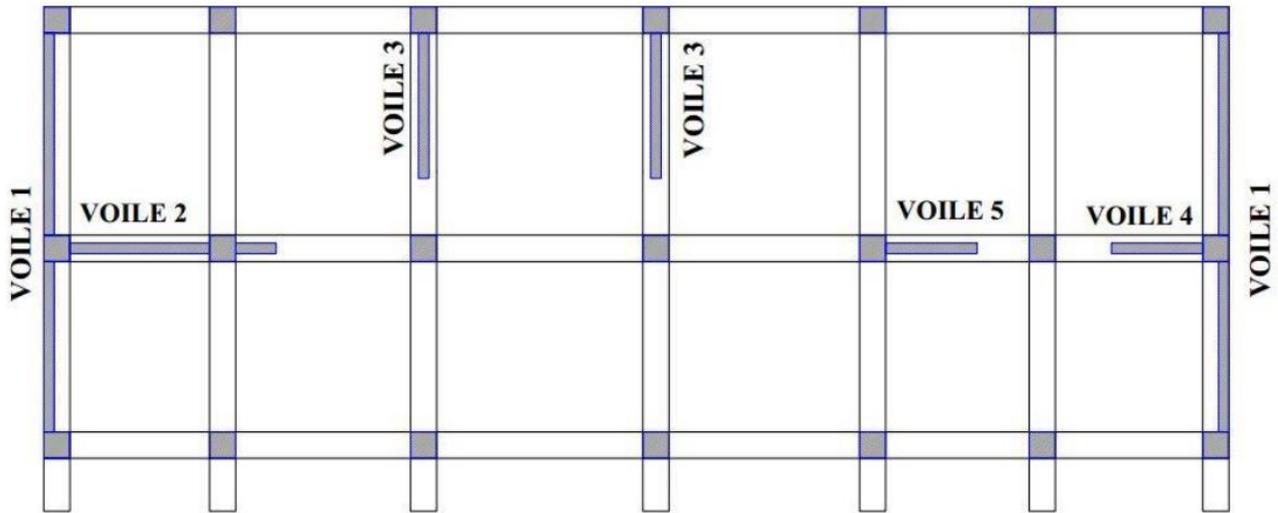


Figure IV.5. Cinquième disposition des voiles.

IV.5. Spectre de réponse de calcule

Pratiquement un chargement sismique est défini par un spectre de réponse ce dernier étant une fonction donnant les différentes réponses maximales en fonction de la période T , son utilité est essentiellement la lecture directe des déplacements maximaux d'une structure. [7]

La force sismique est représenté par le spectre de réponse suivant :

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

Notre spectre de réponse aura l'allure suivante :

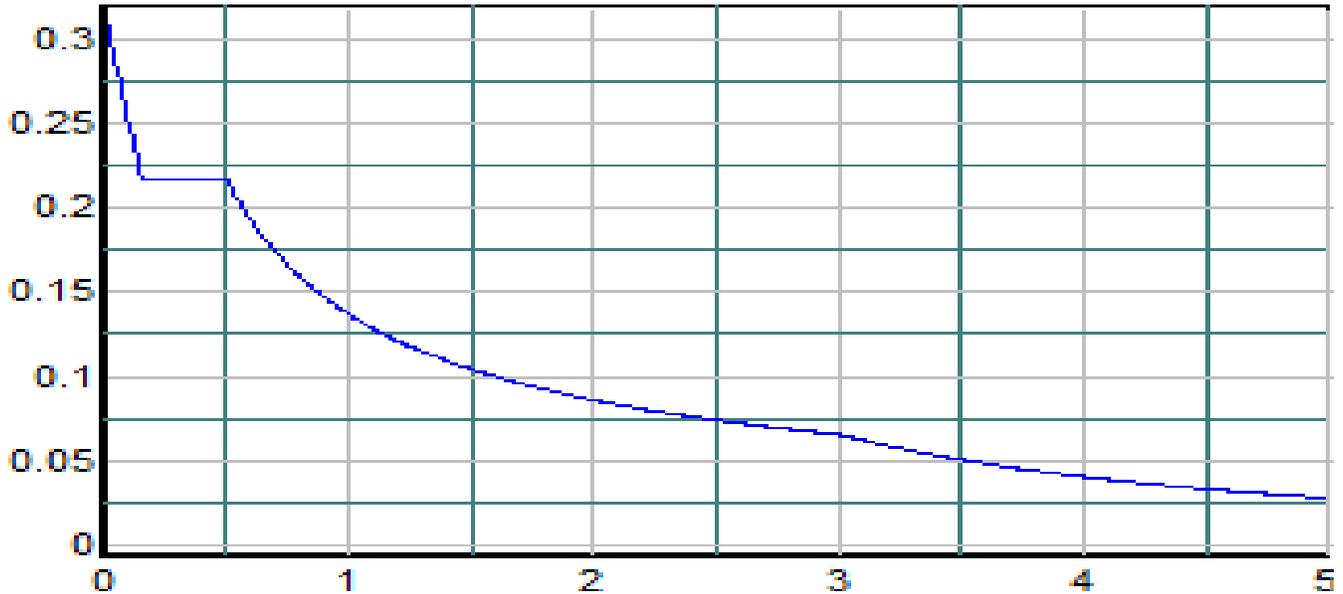


Figure IV.6. Allure du spectre de réponse.

Dans notre cas les valeurs de spectre de réponse de calcul sont résumé au tableau suivant :

Tableau IV.5. Valeurs de spectre de réponse de calculs.

T (s)	$\frac{S_a}{g}$	T (s)	$\frac{S_a}{g}$	T (s)	$\frac{S_a}{g}$
0,000	0,313	1.700	0,096	3.400	0,053
0.100	0,249	1.800	0,092	3.500	0,051
0.200	0,217	1.900	0,089	3.600	0,048
0.300	0,217	2.000	0,086	3.700	0,046
0.400	0,217	2.100	0,083	3.800	0,044
0.500	0,217	2.200	0,081	3.900	0,042
0.600	0,192	2.300	0,078	4.000	0,041
0.700	0,173	2.400	0,076	4.100	0,039
0.800	0,158	2.500	0,074	4.200	0,037
0.900	0,146	2.600	0,072	4.300	0,036
1.000	0,136	2.700	0,070	4.400	0,035
1.100	0,128	2.800	0,069	4.500	0,033
1.200	0,121	2.900	0,067	4.600	0,032
1.300	0,115	3.000	0,066	4.700	0,031
1.400	0,109	3.100	0,062	4.800	0,030
1.500	0,104	3.200	0,059	4.900	0,029

1.600	0,100	3.300	0,056	5.000	0,028
-------	-------	-------	-------	-------	-------

IV.6. Analyse modale

IV.6.1. Caractéristiques de la structure relativement à l'étude dynamique

Tableau IV.6. Paramètres définissant le spectre de réponse.

Paramètre.	Notation.	Justification.	Valeur.
Coefficient d'accélération de zone	A	Zone III et groupe d'usage 2	0.25
Pourcentage Amortissement critique	ξ	Remplissage de portique en béton armé dense	7 %
Facteur de correction d'amortissement	η	$\left\{ \begin{array}{l} si \xi \neq 5\% \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \\ si \xi = 5\% \Rightarrow \eta = 1 \end{array} \right.$	0.88
Coefficient de comportement de la structure	R	Catégorie A : béton armé. 2 : voile porteur	3.5
Facteur de qualité	Q	$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$	1.1
Périodes caractéristiques	T_1	Site meuble S3	0.15 s
Périodes caractéristiques	T_2	Site meuble S3	0.5 s
Période fondamentale estimé	T	$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$	0.74 s
Le coefficient dynamique moyen	D	$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$	1.69

IV.6.2. Résultats de l'analyse modale

Tableau IV.7. Période et participation massique.

Mode	Fréquence (Hz)	Périodes (s)	Masses modales U _x	Masses modales U _y	Masses modales U _z	Masses cumulées U _x	Masses cumulées U _y	Masses cumulées U _z
1	0,91802243	1,089298	70%	0%	0%	70%	0%	0%
2	1,24853453	0,800939	0%	64%	0%	70%	64%	0%
3	1,62559334	0,61516	0%	0%	0%	70%	65%	0%
4	3,2351257	0,309107	16%	0%	0%	86%	65%	0%
5	5,61157781	0,178203	0%	21%	1%	86%	85%	1%
6	6,76525904	0,147814	6%	0%	0%	92%	85%	1%
7	7,23987142	0,138124	0%	0%	20%	92%	86%	20%
8	7,82552216	0,127787	0%	0%	1%	92%	86%	21%
9	8,69209975	0,115047	0%	0%	0%	92%	86%	21%
10	9,51366162	0,105112	6%	0%	0%	98%	86%	21%
11	9,61695662	0,103983	0%	10%	0%	98%	96%	21%
12	10,577869	0,094537	0%	0%	60%	98%	96%	81%

IV.6.3. Observation des modes

Mode 1 : déplacement horizontale important suivant x

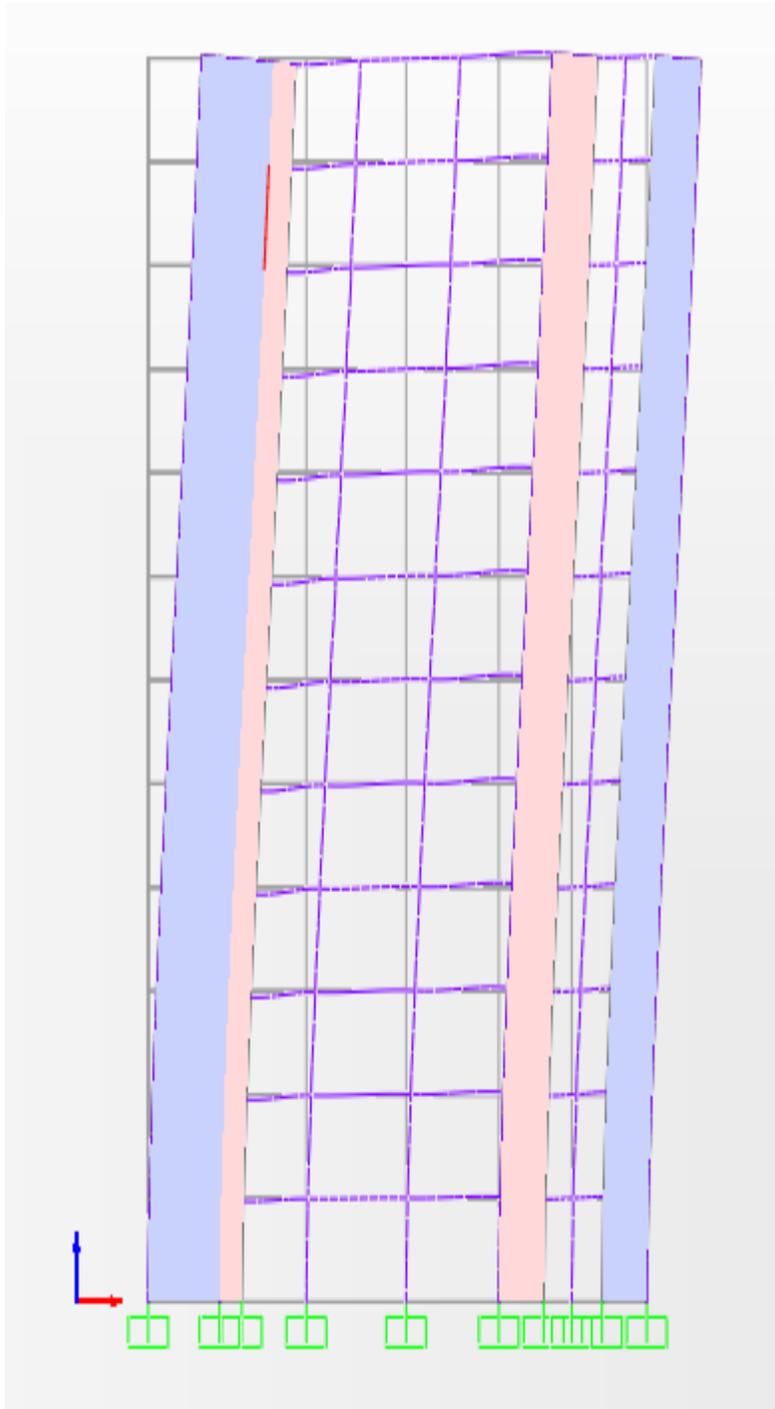


Figure IV.7. Représentation du 1^{er} mode.

Mode 2 : déplacement horizontale important suivant y

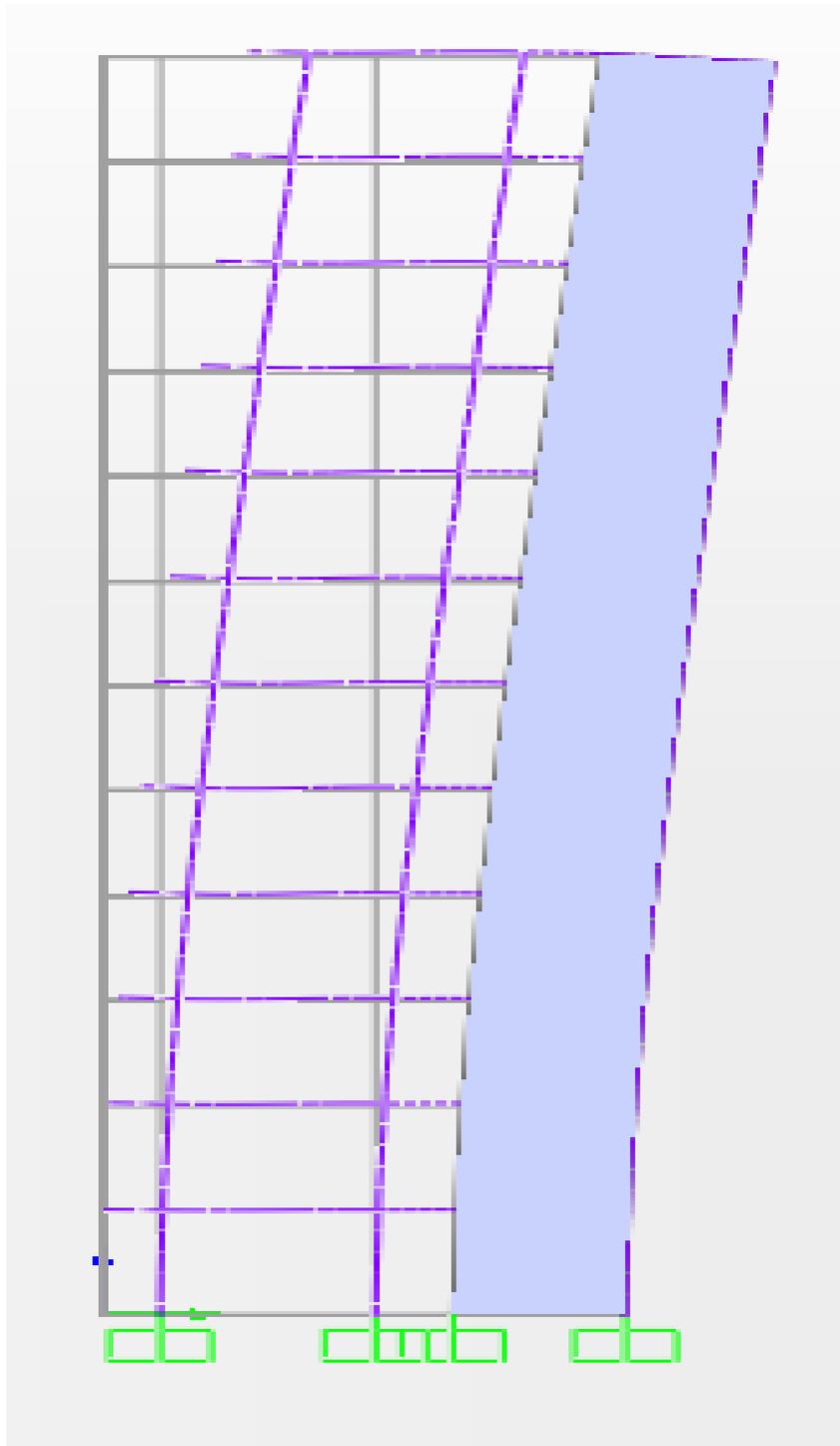


Figure IV.8 Représentation du 2^{ème} mode

Mode 3 : mode de torsion

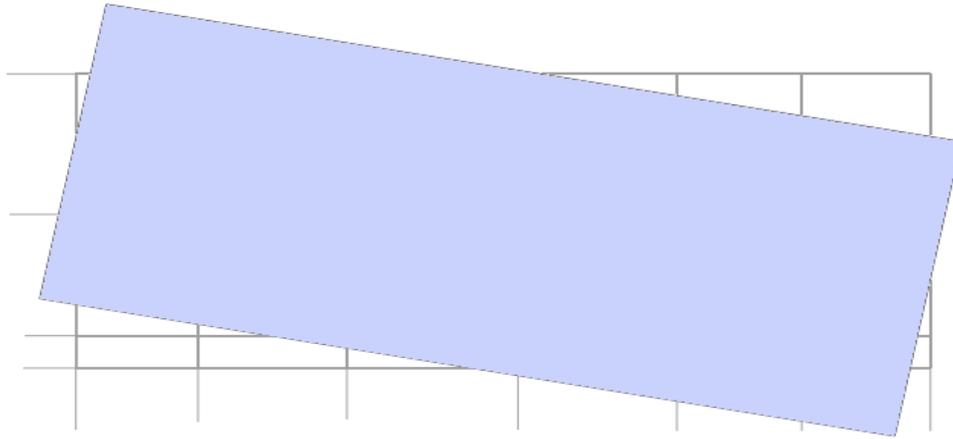


Figure IV.9 Représentation du 3^{ème} mode.

IV.7. Analyse sismique

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

IV.7.1. Combinaisons de charges

On doit définir les combinaisons de charges suivantes :

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases}$$
$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

IV.7.2. 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 $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) 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 :

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

W : poids total de la structure.

$$V = \frac{0.25 \times 1.69 \times 1.1}{3.5} \times 26510 = 3520 \text{ kN}$$

Le Tableau. IV.4 résume les résultats des efforts ainsi que les vérifications:

Tableau IV.4. Rapport des efforts sismiques à la base

V (kN)	V _t (kN)		$\frac{V_t}{V}$	
	Sens x	Sens y	Sens x	Sens y
3520	2920.951	3316.422	83%	94%

IV.7.3. Vérification de la stabilité au renversement

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation. Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai. [7]

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

$$\frac{M_S}{M_R} > 1.5$$

Les résultats donnés par le SAP2000 sont résumés dans le Tableau IV.5 :

Tableau IV.5. Rapport des moments stabilisants et renversants

Sens	M _S (kN.m)	M _R (kN.m)	M _S /M _R
X	151247.8142	82952.9021	1.8
Y	452358.84	1867.8201	242.2

IV.7.4. Composante verticale de l'action sismique

Les effets de la composante verticale de l'action sismique doivent être pris en compte dans le calcul des porte-à-faux de plus de 1.50m de long et ceci, en zone sismique III. [7]

Vu qu'on a une longueur de porte-à-faux d'un mètre, la composante de l'action sismique verticale est exclue dans l'objet de notre étude.

IV.7.5. Calcul de déplacements

a. Le déplacement absolu

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

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

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

R : coefficient de comportement [7]

Tableau IV.6. Déplacements absolus des étages

Niveau	Sens	δ_{ek} (mm)	δ_k (mm)	Sens	δ_{ek} (mm)	δ_k (mm)
Sous-sol	Ex	0	0	Ey	0	0
RDC	Ex	0.93428	3.26998	Ey	0.43381	1.518335
1	Ex	2.808448	9.829568	Ey	1.32699	4.644465
2	Ex	5.232176	18.312616	Ey	2.595864	9.085524
3	Ex	8.065175	28.2281125	Ey	4.19373	14.678055
4	Ex	11.133998	38.968993	Ey	6.067679	21.2368765
5	Ex	14.320512	50.121792	Ey	8.152085	28.5322975
6	Ex	17.583781	61.5432335	Ey	10.407545	36.4264075
7	Ex	20.804236	72.814826	Ey	12.782853	44.7399855
8	Ex	23.918881	83.7160835	Ey	15.227489	53.2962115
9	Ex	26.92496	94.23736	Ey	17.709805	61.9843175
10	Ex	29.756438	104.147533	Ey	20.191275	70.6694625
Terrasse	Ex	32.38813	113.358455	Ey	22.645818	79.260363

b. Le déplacement relatif

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

Tableau IV.7. Déplacements relatifs des étages.

Sens	x	y
Δ_{RDC}	3.26998	1.518335
Δ_1	6.559588	3.12613
Δ_2	8.483048	4.441059
Δ_3	9.9154965	5.592531
Δ_4	10.7408805	6.5588215
Δ_5	11.152799	7.295421
Δ_6	11.4214415	7.89411
Δ_7	11.2715925	8.313578
Δ_8	10.9012575	8.556226
Δ_9	10.5212765	8.688106
Δ_{10}	9.910173	8.685145
$\Delta_{terrasse}$	9.210922	8.5909005

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1 % de la hauteur de l'étage. [7]

$$1\% h_e = 30.6 \text{ mm}$$

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

IV.7.6. Justification de la largeur des joints sismiques

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{min} satisfait la condition suivante :

$$d_{min} = 15 + (\delta_1 + \delta_2) \geq 40 \text{ mm}$$

δ_1 et δ_2 : Déplacements maximaux des deux blocs, au niveau du sommet du bloc incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations. [7]

On a deux blocs dissymétriques ainsi $\delta_1 = \delta_2 = 113.4 \text{ mm}$

$$d_{min} = 15 + 113.4 \times 2 = 241.8 \text{ mm}$$

Alors on prend $d = 300 \text{ mm}$.

IV.7.7. Justification vis à vis de l'effet p-Δ

Les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux [7] :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_K} \leq 0.1$$

Tableau IV.8. Effet P- Δ

Etages	P (kN)	Sens X			Sens Y		
		Δ (m)	V _k (kN)	θ _k	Δ (m)	V _k (kN)	θ _k
10	2320	0.00326998	257.25	0.00963732	0.00151834	292.08	0.00394125
9	2320	0.00655959	326.43	0.01523537	0.00312613	370.64	0.00639472
8	2270	0.00848305	430.2	0.01462803	0.00444106	488.48	0.00674441
7	2240	0.0099155	568.56	0.01276629	0.00559253	645.6	0.0063412
6	2240	0.01074088	741.51	0.01060351	0.00655882	842	0.00570217
5	2210	0.0111528	949.05	0.00848722	0.00729542	1077.68	0.00488913
4	2170	0.01142144	1191.18	0.00679958	0.00789411	1352.64	0.00413866
3	2130	0.01127159	1467.9	0.00534499	0.00831358	1666.88	0.0034717
2	2160	0.01090126	1779.21	0.00432496	0.00855623	2020.4	0.00298935
1	2110	0.01052128	2125.11	0.00341388	0.00868811	2413.2	0.00248252
RDC	2130	0.00991017	2505.6	0.00275314	0.00868515	2845.28	0.00212476
SS	2210	0.00921092	2920.68	0.00227767	0.0085909	3316.64	0.00187073

On remarque que θ_k ne dépassent pas 0.1, donc l'effet P- Δ est négligeable.

IV.8. Conclusion

A partir de cette étude dynamique, nous constatons que notre bâtiment étudié rempli toutes les exigences imposées par le règlement parasismique algérien (RPA99/2003), à savoir ;

- Condition sur la résultante de la force sismique vérifiée
- Déplacements latéraux inter-étages vérifiés

- Condition sur l'effet $P-\Delta$ vérifiée dans les deux sens
- Stabilité au renversement vérifiée suivant les deux directions principales
- Justification de la largeur des joints sismiques

A partir de ce constat, nous pouvons en conclure que notre bâtiment présente une conception parasismique saine avec des dimensions des éléments structuraux adéquates.

Chapitre v

Ferrailage des Eléments Structuraux

Chapitre V. Ferrailage des éléments structuraux

V.1. Introduction

Après l'évaluation des charges et surcharges revenant à chaque élément de la structure porteuse du bâtiment étudié (poteaux, poutres et voiles), vient le calcul du ferrailage. Ce dernier est réalisé en respectant les règles de calcul en vigueur en Algérie (CBA93, BAEL91 et RPA99/2003).

V.2. Ferrailage des poteaux

V.2.1. Introduction

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales. Pour la détermination du ferrailage on considère le cas le plus défavorable. On a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (SAP2000), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments, pour les différentes combinaisons de calcul.

Les poteaux seront calculés en flexion composée.

V.2.2. Combinaison spécifique de calcul

- Combinaisons fondamentales : BAEL 91 :

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \dots \dots \dots (ELU) \\ G + Q \dots \dots \dots (ELS) \end{cases}$$

- Combinaisons accidentelles : RPA 99/2003 :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

V.2.3. La Vérification des poteaux sous sollicitations normales pour une combinaison sismique (G+Q+E)

Avant de calculer le ferrailage il faut d'abord faire la vérification prescrite par le RPA 99, dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

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

Avec :

N_d : L'effort normal de calcul s'exerce sur une section du béton.

B_c : Section de poteau.

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

Tableau V.1. La Vérification des poteaux sous sollicitations normales pour une combinaison sismique (G+Q+E)

Poteaux	N_d [kN]	B_c [cm ²]	f_{c28} [MPa]	$0.3 \times B_c \times f_{c28}$	Observation
P1	1645.333	50x50 =0.25	25	1875	C.V
P2	1111.658	45x45=0.2025	25	1518.75	C.V
P3	646.432	40x40=0.16	25	1200	C.V
P4	291.764	35x35 =0.1225	25	918	C.V

V.2.4. Calcul du ferrailage longitudinal

Dans ce tableau on a résumer les sollicitation de calcul les plus défavorables sous différentes combinaisons.

Tableau V.2. Sollicitations de calcul sous différentes combinaisons.

Combinaison	Etage	N	V	M
ELU	ss-rdc-1^{er}	1386	4.2	10
	2-3-4	935	12.6	18
	5-6-7	568	15.8	23
	8-9-10	140	20	31
0.8G+E	ss-rdc-1^{er}	1102	35	67
	2-3-4	-739.642	-74.194	111.7879
	5-6-7	420	25.329	108.7
	8-9-10	85	13	87
G+Q+E	ss-rdc-1^{er}	1426	36.3	68.8
	2-3-4	-952.672	-77.747	116.8727
	5-6-7	550	77	115
	8-9-10	113	65	94

D'après le RPA 99 (article 7.4.2) :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de 0.9 % (zone III).
- Leur pourcentage maximal sera de 3% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ (zone III).
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 20 cm (zone III). [7]

Les résultats de ferrailage longitudinal sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau	Section	As [cm ²]	As min [cm ²]	As adoptée [cm ²]	Choix des barres
ss-rdc-1	50x50	0	22.5	24.634	4T20 + 6T16
2-3-4	45x45	0	18.225	20.11	10T16
5-6-7	40x40	1.17	14.4	16.088	8T16
8-9-10	35x35	7.37	11.025	12.312	8T14

Tableau V.3. Ferrailage longitudinale adoptés pour les différentes sections de poteaux.

V.2.5. Calcul du ferrailage transversal

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur (tient compte de la rupture). [7]

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 \text{ Si l'élancement géométrique } \lambda_g \geq 5. \\ \rho_a = 2.5 \text{ Si l'élancement géométrique } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$f_e = 400 \text{ MPa}$.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_l\right) \dots \dots \dots \text{BAEL 91.}$$

Avec :

Φ_l : le diamètre minimal des armatures longitudinal du poteau.

t : espacement des armatures transversales, Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale :

$$t \leq 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone III}$$

- Dans la zone courante :

$$t' \leq \min\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\Phi_l\right) \dots \dots \dots \text{Zone III [7]}$$

La section des armatures transversales des poteaux :

Tableau V.4. Espacement de ferrailage transversal des poteaux.

	$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_l\right)$		Espacement de Ferrailage transversal	
	$\Phi_l \leq$	Choix	t (cm) Zone nodale	t'(cm) Zone courante
ss-rdc-1	1.71	$\Phi 10$	10	15
2-3-4	1.43	$\Phi 10$	10	15
5-6-7	1.14	$\Phi 10$	10	15
8-9-10	1	$\Phi 10$	10	15

Tableau V.5. Ferrailage transversal adoptés pour les différentes sections de poteaux.

	V_u (kN)	λ_g	ρ_a	h_1 (cm)	f_e (MPa)	A_t (cm ²)	
						Zone nodale	Zone courante
ss-rdc-1	36.3	3.57	3.75	60	400	0.247338	0.401923
2-3-4	77.747	4.284	3.75	50	400	0.335865	0.545781
5-6-7	77	5.355	2.5	40	400	0.257463	0.418377
8-9-10	65	6.12	2.5	35	400	0.233043	0.378695

Pour les cadres on adopte des $\phi 8$ avec des espacements de 10 cm en zone nodale et 15 cm en zone courante.

V.2.6. Schéma de ferrailage des poteaux

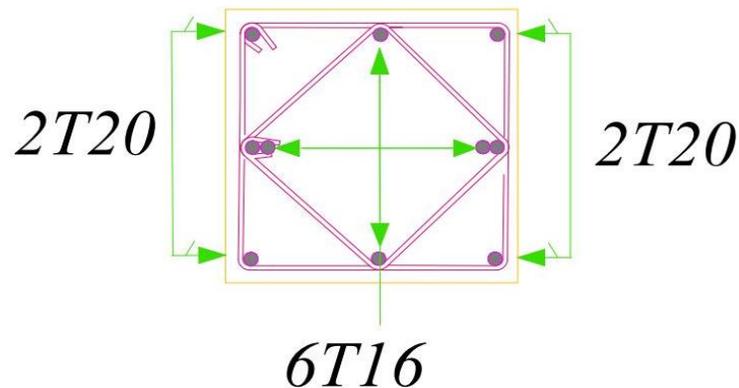


Figure V.1. Schéma de ferrailage du poteau de section 50 X 50.

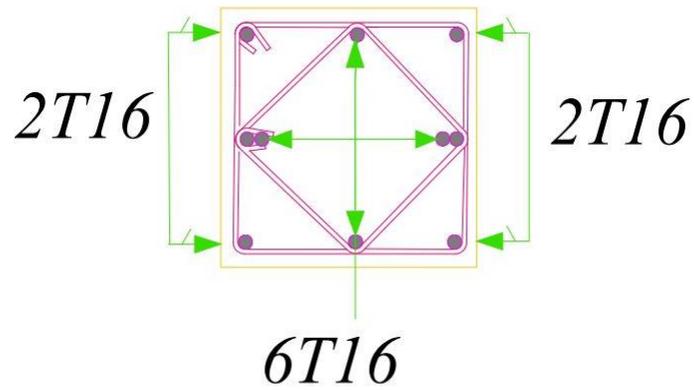


Figure V.2. Schéma de ferrailage du poteau de section 45 X 45.

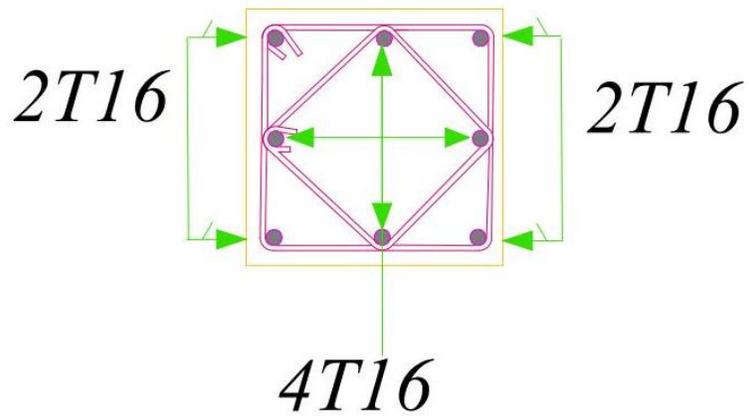


Figure V.3. Schéma de ferrailage du poteau de section 40 X 40.

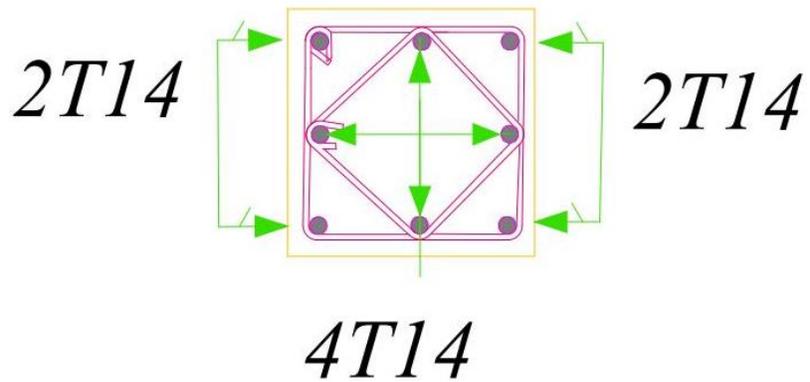


Figure V.4. Schéma de ferrailage du poteau de section 35 X 35.

V.3. Ferrailage des poutres

V.3.1. Introduction

Le calcul des poutres se fait en flexion simple en considérant les combinaisons d'action suivantes :

- Combinaisons fondamentales :

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \dots \dots \dots (ELU) \\ G + Q \dots \dots \dots (ELS) \end{cases}$$

- Combinaisons accidentelles : RPA 99/2003 :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases} [10]$$

V.3.2. Recommandation du RPA 99/2003

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante
 - 6% en zone de recouvrement
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de :
 - 50 Φ en zone III.

V.3.3. Exemple d'étude de la poutre longitudinal la plus chargé

On va prendre comme exemple de calcul la poutre représentée sur la figure ci-dessus.

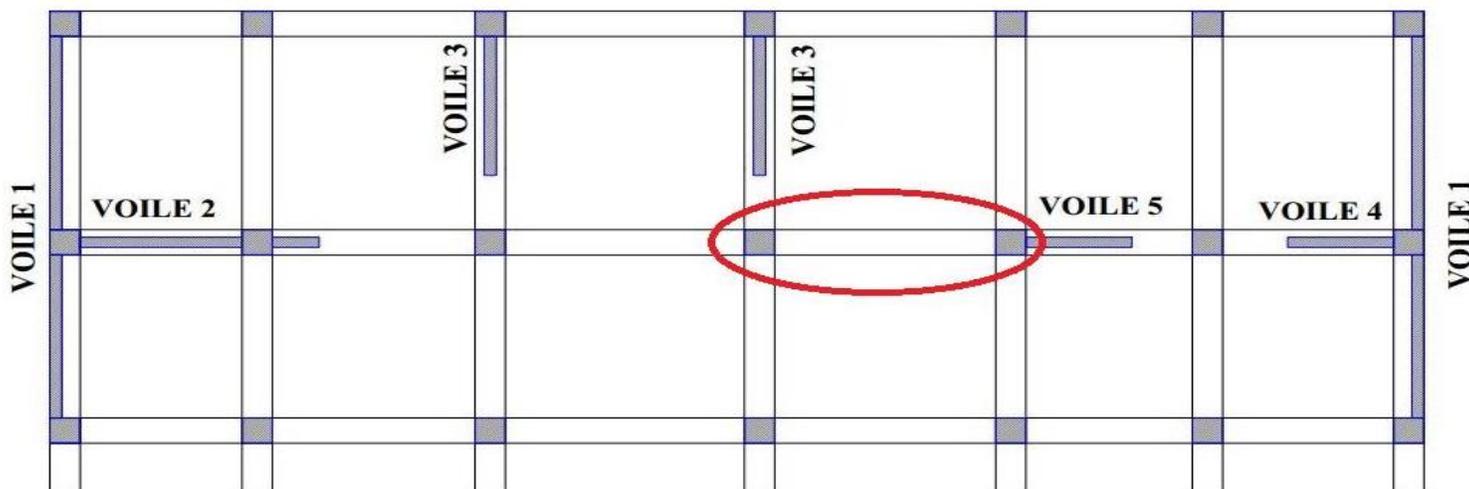


Figure V.5. La poutre longitudinale la plus chargée prise en considération dans le calcul.

Tableau V.6. Ferrailage adopté pour la poutre longitudinale la plus chargée.

Moment en appui (0.8G+E)	Moment en travée (Elu)	En appui (cm ²)	En travée (cm ²)
92	35	7.88 3T12+3T14	2,81 3T12

$$V = 64 \text{ kN}$$

$$\tau_{max} = \frac{V}{b \cdot d} = 0.54 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ult} = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{max} < \tau_{ult}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12\Phi_{l_{min}} \right)$$

- $S_t \leq 10 \text{ cm}$ Zone nodale.
- $S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$ Zone courante.

$$\Phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_l \right)$$

On prend :

$$\Phi_t = \Phi 8$$

V.3.4. Exemple d'étude de la poutre transversale la plus chargé

On va prendre comme exemple de calcul la poutre représentée sur la figure ci-dessus.

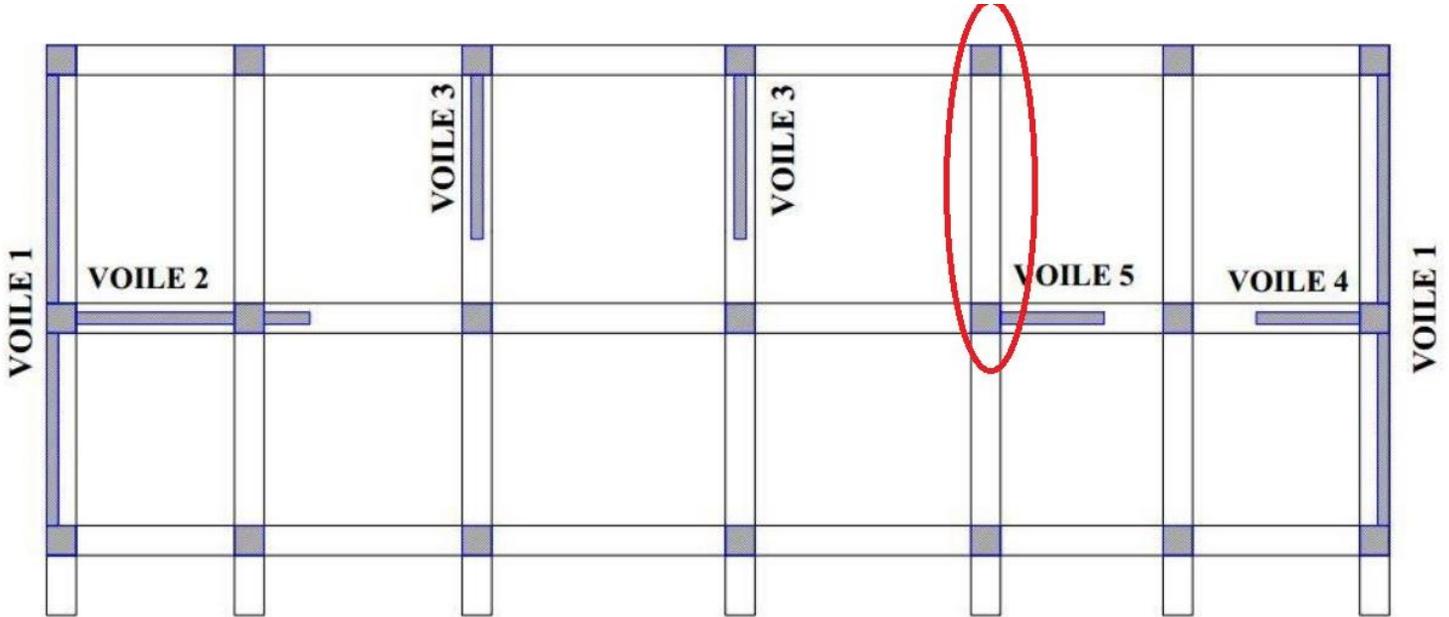


Figure V.6. La poutre transversale la plus chargée prise en considération dans le calcul.

Tableau V.7. Sollicitations et ferrillages adoptés pour la poutre transversale la plus chargé.

Moment en appui (0.8G+E)	Moment en travée (Elu)	En appui cm ²	En travée cm ²
50	20.4	4,07 3T 12+3T 12	1,6 3T12 (minimale)

$$V = 48 \text{ kN}$$

$$\tau_{max} = \frac{V}{b \cdot d} = 0.4 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ult} = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{max} < \tau_{ult}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12\Phi_{l_{min}} \right)$$

- $S_t \leq 10 \text{ cm}$ Zone nodale.
- $S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$ Zone courante.

$$\Phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_l \right)$$

On prend :

$$\Phi_t = \Phi 8$$

V.3.5. Recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ en zone III :

$$\begin{aligned} \Phi &= 1,2 \text{ cm} \\ L &= 1,2 \times 50 = 60 \text{ cm} \end{aligned}$$

Alors on adopte :

$$L = 60 \text{ cm.}$$

Tableau V.8. Récapitulatif de ferrailage des sections des poutres dans le sens longitudinal et transversal.

	Sens	Section	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	Barres adoptées
Poutre	Longitudinal	Travée	2.81	3T12
		Appui	7.88	3T12+3T14
	Transversal	Travée	1.6	3T12
		Appui	4.07	3T12+3T12

V.3.6. Schéma de ferrailage

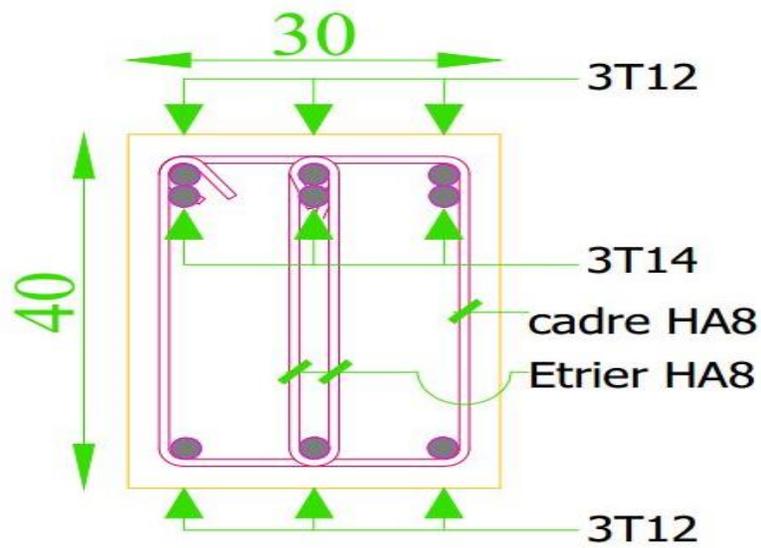


Figure V.7. Schéma de ferrailage de la poutre en appui.

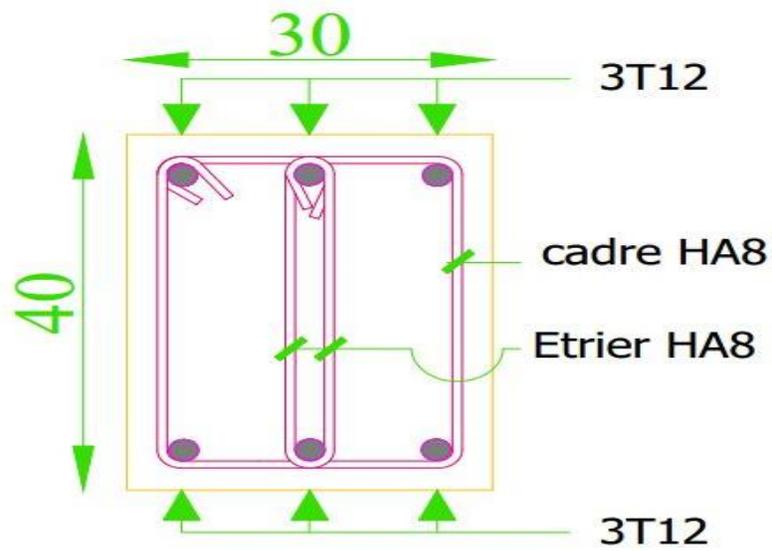


Figure V.8. Schéma de ferrailage de la poutre en travée.

V.4. Ferrailage des voiles

V.4.1. Introduction

Dans une structure, les voiles de contreventement, outre leurs rôles porteurs vis-à-vis des charges verticales, sont particulièrement efficace pour assurer la résistance aux forces horizontales grâce à leurs rigidités importantes dans ce plan.

Les sollicitations engendrées dans les voiles sont :

- Moments fléchissant et efforts tranchants provoqués par l'action sismique.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes et d'exploitation.

Ainsi les voiles seront calculées en flexion composée et au cisaillement, ce qui nécessitera la disposition du ferrailage suivante :

- Sur le plan vertical (aciers verticaux).
- Sur le plan horizontal (aciers horizontaux).

Dans le but de faciliter la réalisation et de réduire les calculs, on décompose notre bâtiment en 04 zones :

Les niveaux (sous-sol- RDC-Niv1)	zone I.
Les niveaux (Niv2- Niv3- Niv4)	zone II.
Les niveaux (Niv5-Niv6- Niv7)	zone III.
Les niveaux (Niv8-Niv9- Niv10)	zone IV.

V.4.2. Les combinaisons d'actions

Les combinaisons d'action sismique et d'action due aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-après :

Les réglementations en vigueur BAEL et RPA99/2003 exigent les combinaisons ci-contre :

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases}$$
$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

V.4.3. Justification de l'effort tranchant du voile

On a obtenu les résultats suivant à partir de logiciel SAP2000 :

Tableau V.9 participation des voiles dans l'effort tranchant.

	Effort tranchant à la base (kN)	Effort tranchant du voile (kN)	Pourcentage (%)	Pourcentage général
Suivant X	2921	2642	90%	93.5%
Suivant Y	3316	3229	97%	

Tableau V.10 participation des voiles dans l'effort normal.

Effort normale (kN)	Effort normale du voile (kN)	Pourcentage
32480.461	20720.249	64%

V.4.4. Exposition de la méthode des contraintes pour le calcul du ferrailage des voiles

Les contraintes maximales dans les voiles sont déterminées à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) par les formules suivantes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

Ω : Section transversale du voile.

V : bras de levier.

I : Inertie du voile.

a. Calcul de L_t (longueur tendue)

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L$$

b. Calcul de force

$$F = \sigma_{traction} \cdot L_t \cdot \frac{e}{2}$$

c. Calcul des armatures verticales

$$A_v = \frac{F}{f_e}$$

d. Armatures minimales selon le BAEL 91

- Section partiellement comprimée : $A_{min} \geq \max\left(0,23 \cdot B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} ; 0,005 \cdot B\right)$
- Section entièrement tendue : $A_{min} \geq \max\left(\frac{N_u}{2\sigma_s} ; B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} ; 0,005 \cdot B\right)$

V.4.5. Vérifications

a. Vérification à l'ELS

Pour cet état, on considère : $N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} \leq 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} \leq 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N : effort normal appliqué (N_{ser}).

B : section de béton.

A : section d'armature adoptée.

b. Vérification de la contrainte de cisaillement

D'après le RPA99/2003 on a :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

Où :

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

avec: $V = 1.4V_u$ calcul

et : b_0 : épaisseur de voile

d : hauteur utile = 0,9h

h : hauteur totale de la section brute.

V.4.6. Exemple de calcul

Nous prendrons comme exemple de calcul du voile transversale de longueur $L=8.5$ m, dans la première zone. Ainsi le ferrailage sera calculé pour la longueur tendue du voile et la partie restante sera ferrillée par symétrie.

- Pour la combinaison $0.8G + E_y$

$$M = 1882 \text{ kN.m}$$

$$I = 10.235 \text{ m}^4$$

$$N = -3628.3 \text{ kN.m}$$

$$A = 1.7 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{L}{2} = 4.25$$

$$\sigma_{max} = 6386.74 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = -9948.83 \text{ kN/m}^2$$

Donc la section est partiellement comprimée.

$$L_t = 3.1 \text{ m}$$

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L$$

$$F = \sigma_{traction} \cdot L_t \cdot \frac{e}{2} = 6386.74 \times 3.1 \times \frac{0.2}{2} = 1754.8 \text{ kN}$$

$$A_v = \frac{F}{f_e} = 43.87 \text{ cm}^2$$

Tableau V.11 Résultats du voile pour les différentes combinaisons.

	N (t)	M (t,m)	L (m)	e (m)	A (m ²)	I (m ⁴)	V (m)	σ_t (T/m ²)	σ_c (T/m ²)	L _T (m)		F (T)	A (cm ²)
G+Q+E	-980.833	-215	8.5	0.2	1.7	10.235	4.25	-507.315	-666.234	0.00	EC	EC	EC
G+Q+E	-493.125	1786	8.5	0.2	1.7	10.235	4.25	451.518	-1031.665	2.59	PC	116.84	29.21
0.8G+E	-850.538	-119	8.5	0.2	1.7	10.235	4.25	-470.865	-549.728	0.00	EC	EC	EC
0.8G+E	-362.83	1882	8.5	0.2	1.7	10.235	4.24	638.674	-994.883	3.09	PC	175.48	43.87

43.87

La section finale dans le voile est :

$$A_v - A_{Poteau} = 43.87 - 22.5 = 21.37 \text{ cm}^2$$

Elle doit être distribuée sur la longueur tendue L_t .

a. Armature minimale dans la zone tendue

Vérifications vis à vis du RPA99/2003 (Art.7.7.4.1) :

$$A_{min} = 0.2\% \times L_t \times e = 12 \text{ cm}^2$$

$$43.87 \text{ cm}^2 > 12 \text{ cm}^2$$

b. Espacement

La longueur minimale d'après l'article 7.7.4.1 et 7.7.4.3 du RPA99/2003 :

Longueur de la zone d'about :

$$\frac{850}{10} = 85 \text{ cm}$$

Avec : $S_t = 12 \text{ cm}$

Longueur de la zone courante est : 680 cm.

Avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

c. Conclusion

On adopte comme ferrailage verticale **30T12** par nappe sur toute la longueur du voile.

Armature horizontale : pour une nappe

D'après le BAEL 91 :

$$A_h = \frac{A_V}{4} = \frac{31.668}{4} = 7.917 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA99/2003 :

$$A_h = 0.15\% \times L \times e = 12.75 \text{ cm}^2$$

Soit **12HA10** pour chaque nappe avec $S_t = 25 \text{ cm}$

Armature transversale

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre (4) épingles au mètre carré, soit : **4HA8**.

Vérification de contrainte de cisaillement

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon le RPA99/2003 (Art.7.7.2) à :

$$\bar{\tau} = 0.2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau = 1.4 \times \frac{V}{b \cdot d} = 1.4 \times \frac{0.833}{0.2 \times 7.65} = 0.76 \text{ MPa}$$
$$\tau < \bar{\tau}$$

Condition vérifiée.

Conclusion de ferrailage

Les sollicitations et les ferrailages les plus défavorables de tous les voiles sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.12. Les sollicitations et les ferrillages les plus défavorables du voile 1.

		ZONE I	ZONE II	ZONE III	ZONE IV
N(t)		-362.8301	-281.779	-188.6915	-94.7287
M (t.m)		1882.5501	1146.23511	566.02974	158.97402
L (m)		8.5	8.5	8.5	8.5
e (m)		0.2	0.2	0.2	0.2
σ_c (T/m²)		568.252232	310.193021	124.03465	10.287209
σ_t (T/m²)		-995.111173	-641.697727	-346.025	-121.732738
L_T (m)		3.0895849	2.76989842	2.24289685	0.66233382
		PC	PC	PC	PC
N (T)		175.566352	85.920316	27.8196926	0.68135665
A_v (cm²)		43.8915879	21.480079	6.95492314	0.17033916
A_v - A_{poteau}		21.39	3.225	/	/
A_v adopté (cm²)		31.668	31.668	31.668	31.668
Choix par nappe		30 T12	30 T12	30 T12	30 T12
A_{v,totale} (cm²)		63.336	63.336	63.336	63.336
A_H (cm²)	(BAEL)	7.917	7.917	7.917	7.917
	(RPA)	12.75	12.75	12.75	12.75
Choix par nappe		11 T10	11 T10	11 T10	11 T10
Contrainte de cisaillement	τ_u (MPa)	0.76	0.81	0.64	0.4
	$\bar{\sigma}$ (MPa)	5	5	5	5

Tableau V.13. Les sollicitations et les ferrailrages les plus défavorables du voile 2.

		ZONE I	ZONE II	ZONE III	ZONE IV
N (t)		-486.9689	-263.7877	-148.3219	-100.0225
M (t.m)		-773.50469	-357.99057	-156.8268	-82.73964
L (m)		4.2	4.2	4.2	4.2
e (m)		0.2	0.2	0.2	0.2
σ_c (T/m²)		735.759286	294.794524	90.1385544	21.6392687
σ_t (T/m²)		-1895.20905	-922.860476	-443.285935	-259.788078
L_T (m)		1.17454435	1.01682086	0.70971981	0.32294278
		PC	PC	PC	PC
N (T)		86.4181915	29.975322	6.39731179	0.69882455
A_v (cm²)		21.6045479	7.4938305	1.59932795	0.17470614
A_v - A_{poteau}		/	/	/	/
A_v adopté (cm²)		20.358	20.358	20.358	20.358
Choix par nappe		16 T12	16 T12	16 T12	16 T12
A_{v,totale} (cm²)		40.716	40.716	40.716	40.716
A_H (cm²)	(BAEL)	5.1	5.1	5.1	5.1
	(RPA)	6.3	6.3	6.3	6.3
Choix par nappe		11 T10	11 T10	11 T10	11 T10
Contrainte de cisaillement	τ_u (MPa)	1.87	1.66	1.2	0.74
	$\bar{\sigma}$ (MPa)	5	5	5	5

Tableau V.14. Les sollicitations et les ferrillages les plus défavorables du voile 3.

	ZONE I	ZONE II	ZONE III	ZONE IV
N (t)	-237.8996	-184.0369	-127.8971	-63.7768
M (t.m)	242.21204	141.05668	84.4421	35.34445
L (m)	3.4	3.4	3.4	3.4
e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2
σ_c (T/m²)	278.725606	95.4215484	31.0564273	-2.06506055
σ_t (T/m²)	-978.430311	-636.706548	-407.224369	-185.513763
L_T (m)	0.75381824	0.4431373	0.24092284	0
	PC	PC	PC	EC
N (T)	21.0108445	4.22848469	0.74822026	EC
A_v (cm²)	5.25271112	1.05712117	0.18705506	EC
A_v - A_{poteau}	/	/	/	/
A_v adopté (cm²)	14.703	14.703	14.703	14.703
Choix par nappe	12 T12	12 T12	12 T12	12 T12
A_v.totale (cm²)	29.406	29.406	29.406	29.406
A_H (cm²)	(BAEL)	3.7	3.7	3.7
	(RPA)	5.1	5.1	5.1
Choix par nappe	11 T10	11 T10	11 T10	11 T10
Contrainte de cisaillement	τ_u (MPa)	0.4	0.16	0.11
	$\bar{\sigma}$ (MPa)	5	5	5

Tableau V.15. Les sollicitations et les ferrailages les plus défavorables du voile 4.

		ZONE I	ZONE II	ZONE III	ZONE IV
N (t)		-124.3912	-90.9372	-71.4655	-33.7298
M (t.m)		-98.42131	-35.86605	29.02628	19.91978
L (m)		2.4	2.4	2.4	2.4
e (m)		0.2	0.2	0.2	0.2
σ_c (T/m²)		253.462656	-2.65015625	2.29208333	33.4784375
σ_t (T/m²)		-771.759323	-376.254844	-300.065	-174.019271
L_T (m)		0.59334504	0	0.01819372	0.38722476
		PC	EC	PC	PC
N (T)		15.039081	EC	0.00417015	1.29636799
A_v (cm²)		3.75977024	EC	0.00104254	0.324092
A_v -Apoteau		/	/	/	/
A_v adopté (cm²)		10.179	10.179	10.179	10.179
Choix par nappe		10 T12	10 T12	10 T12	10 T12
A_v.totale (cm²)		20.358	20.358	20.358	20.358
A_H (cm²)	(BAEL)	5.4	5.4	5.4	5.4
	(RPA)	3.6	3.6	3.6	3.6
Choix par nappe		11 T10	11 T10	11 T10	11 T10
Contrainte de cisaillement	τ_u (MPa)	1.1	0.7	0.6	0.3
	$\bar{\sigma}$ (MPa)	5	5	5	5

Tableau V.16. Les sollicitations et les ferrailages les plus défavorables du voile 5.

		ZONE I	ZONE II	ZONE III	ZONE IV
N (t)		-289.0032	-212.4742	-132.4791	-61.5289
M (t.m)		-250.74476	-126.12315	-70.39965	-28.15668
L (m)		2.4	2.4	2.4	2.4
e (m)		0.2	0.2	0.2	0.2
σ_c (T/m²)		703.872292	214.236823	90.6667187	18.4641667
σ_t (T/m²)		-1908.05229	-1099.54599	-642.662969	-274.834583
L_T (m)		0.64676197	0.39136482	0.29672892	0.15108827
		PC	PC	PC	PC
N (T)		45.5237833	8.38447558	2.69034374	0.2789719
A_v (cm²)		11.3809458	2.0961189	0.67258593	0.06974297
A_v -Apoteau		/	/	/	/
A_v adopté (cm²)		10.179	10.179	10.179	10.179
Choix par nappe		9T12	9T12	9T12	9T12
A_{v,totale} (cm²)		20.358	20.358	20.358	20.358
A_H (cm²)	(BAEL)	5.4	5.4	5.4	5.4
	(RPA)	3.6	3.6	3.6	3.6
Choix par nappe		12T10	12T10	12T10	12T10
Contrainte de cisaillement	τ_u (MPa)	1	0.65	0.58	0.40
	$\bar{\sigma}$ (MPa)	5	5	5	5

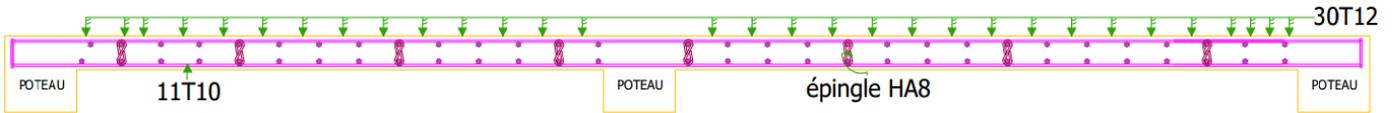


Figure V.10. Schéma de ferrailage du voile N° 1.

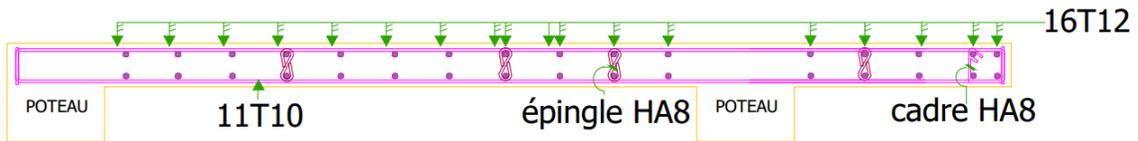


Figure V.9. Schéma de ferrailage du voile N° 2.

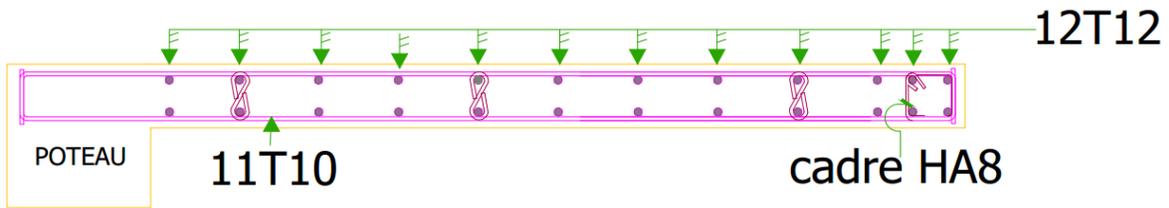


Figure V.11. Schéma de ferrailage du voile N° 3

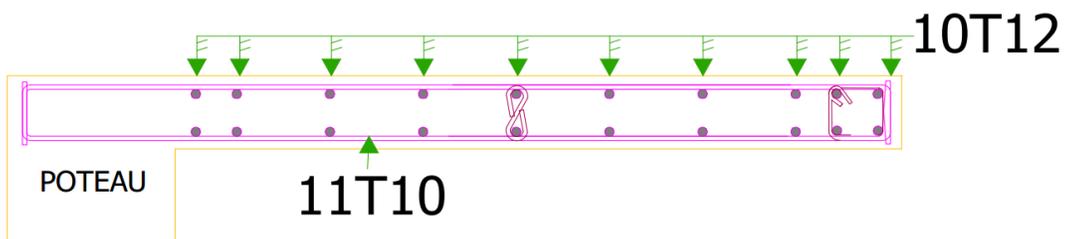


Figure V.12. Schéma de ferrailage du voile N° 4

Chapitre VI

Etude de l'Infrastructure

Chapitre VI. Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les poteaux et les voiles cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire de d'autres organes (cas des semelles sur pieux). La détermination des ouvrages de fondation en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques du sol. Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage construire.
- La nature et l'homogénéité.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VI.2. Choix du type de fondation

Dans le cas de structures lourdes (bâtiments élevés) constituées de plusieurs blocs, séparés par des joints, on doit avoir un ensemble monolithe constitué soit par un réseau de longrines reliant les semelles des points d'appui, soit par un radier continu, soit en cas de sous-sol par un caisson rigide composé du radier, des voiles périphériques et intermédiaires et des planchers du sous-sol.

VI.2.1. Pré dimensionnement

Dans notre cas on opte pour le radier qui est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature. Ce radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction uniforme du sol. Le radier, par simplification est toujours considéré comme infiniment raide par rapport à sa superstructure, en d'autres termes les poteaux et les voiles s'appuyant sur le radier sont considéré comme articulés à leur base. [11]

VI.2.2. Epaisseur du radier

L'épaisseur h_n de la nervure doit satisfaire la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10}$$

$$L_{max} = 4.45 \text{ m}$$

$$h \geq 45 \text{ cm}$$

h_d : L'épaisseur de la dalle.

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$$

$$h_d \geq 22.5 \text{ cm}$$

1^{ère} proposition

$$h_n = 80 \text{ cm}$$

$$h_d = 40 \text{ cm}$$

Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte du sol.

Donc on augmente les valeurs de h_n et h_d

2^{ème} proposition

$$h_n = 100 \text{ cm}$$

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

Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte du sol.

Donc on augmente les valeurs de h_n et h_d .

3^{ème} proposition

Le choix :

$$h_n = 120 \text{ cm} \quad \text{et} \quad h_d = 60 \text{ cm}$$

a. Vérification au poinçonnement : {BAEL 91/A.5.2.42}

$$P_u \leq 0.045 \times \mu_c f_{c28} h_r$$

Avec :

P_u : Charge revenant au poteau ou au voile le plus chargé.

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

h_r : Epaisseur du radier.

Le poteau le plus sollicité : $P_u=1686.183$ KN

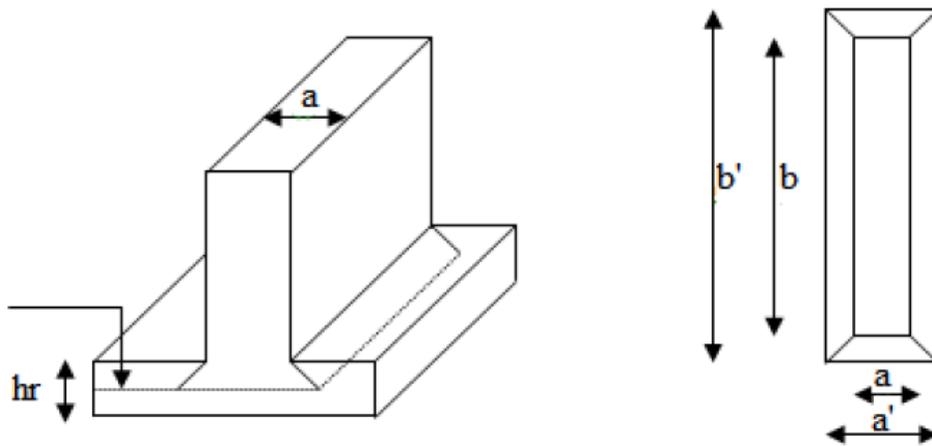


Figure VI.1. Dimensions du radier

Ligne moyenne :

$$U_c = 2 \times (a' + b')$$

$$a' = a + h_r$$

$$b' = b + h_r$$

$$U_c = 2 \times (a + b + 2 \times h_r)$$

$$P_u \leq 0.045 \times (a + b + 2 \times h_r) \times h_r \times f_{c28}$$

$$U_c = (0.5 + 0.6) \times 2 \times 2$$

$$U_c = 4.4$$

$$P_{ul} = \frac{4.4 \times 0.045 \times 0.6 \times 2500}{1.5} = 1980 \text{ kN}$$

$$P_u = 1686.183 \text{ kN}$$

$$P_u < P_{ul} \dots \dots \dots CV$$

b. Débordement « D »

On adopte un débord d'un mètre.

c. Vérification de la contrainte du sol

On a un taux de travail du sol $\sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\sigma_{b1} = z_{max} \times K$$

$$\sigma_{b2} = \frac{F_z}{S_r}$$

Avec :

z_{max} : déplacement maximum « Uz » à l'ELS obtenu par le logiciel **Safe**.

$$z_{max} = 5 \times 10^{-3} m$$

K : le coefficient de Ballast « coefficient de la raideur du sol ».

$K = 4 \text{ Kg/cm}^3$ (tableau du module de réaction du sol) pour $\sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$

F_z : réaction totale de la structure à l'ELS obtenu par le **SAP2000**.

$$F_z = 32480.461 \text{ kN.}$$

S_r : Surface du radier.

$$S_r = 272.55 \text{ m}^2.$$

Donc on aura :

$$\sigma_{b1} = z_{max} \times K = 0.005 \times 364 = 1.8 \text{ bar}$$

$$\sigma_{b1} \leq \sigma_{sol} \dots \dots \dots CV$$

$$\sigma_{b2} = \frac{F_z}{S_r} = \frac{32480.5}{272.55} = 1.2 \leq 1.3 \dots \dots \dots CV$$

Après une modélisation du radier avec le logiciel « **Safe** » on a obtenu les résultats suivants :

Moment de la dalle : M « ELS » dans le sens « x » :

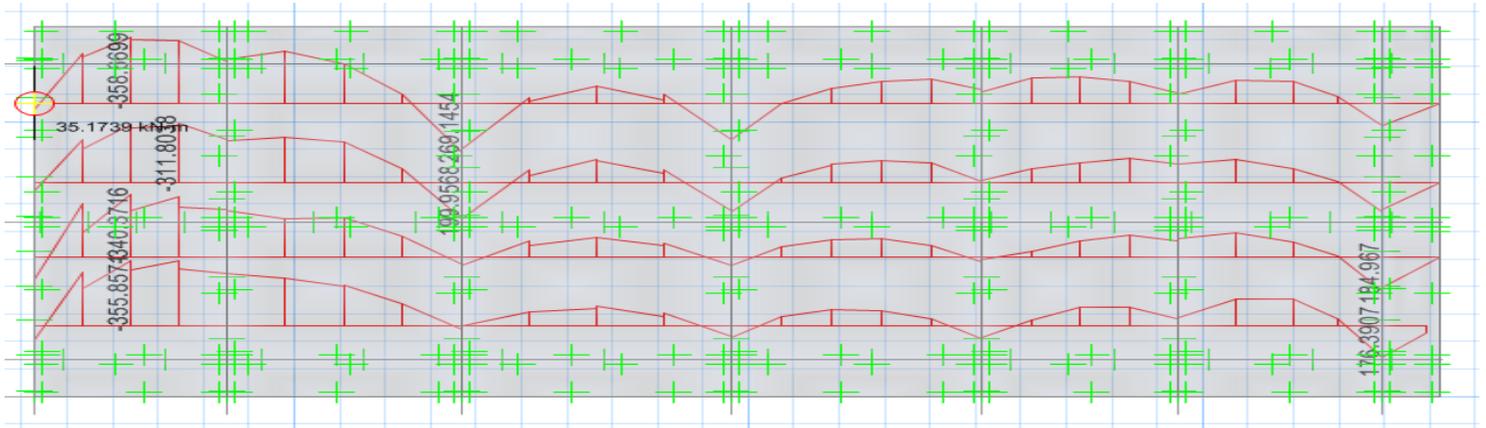
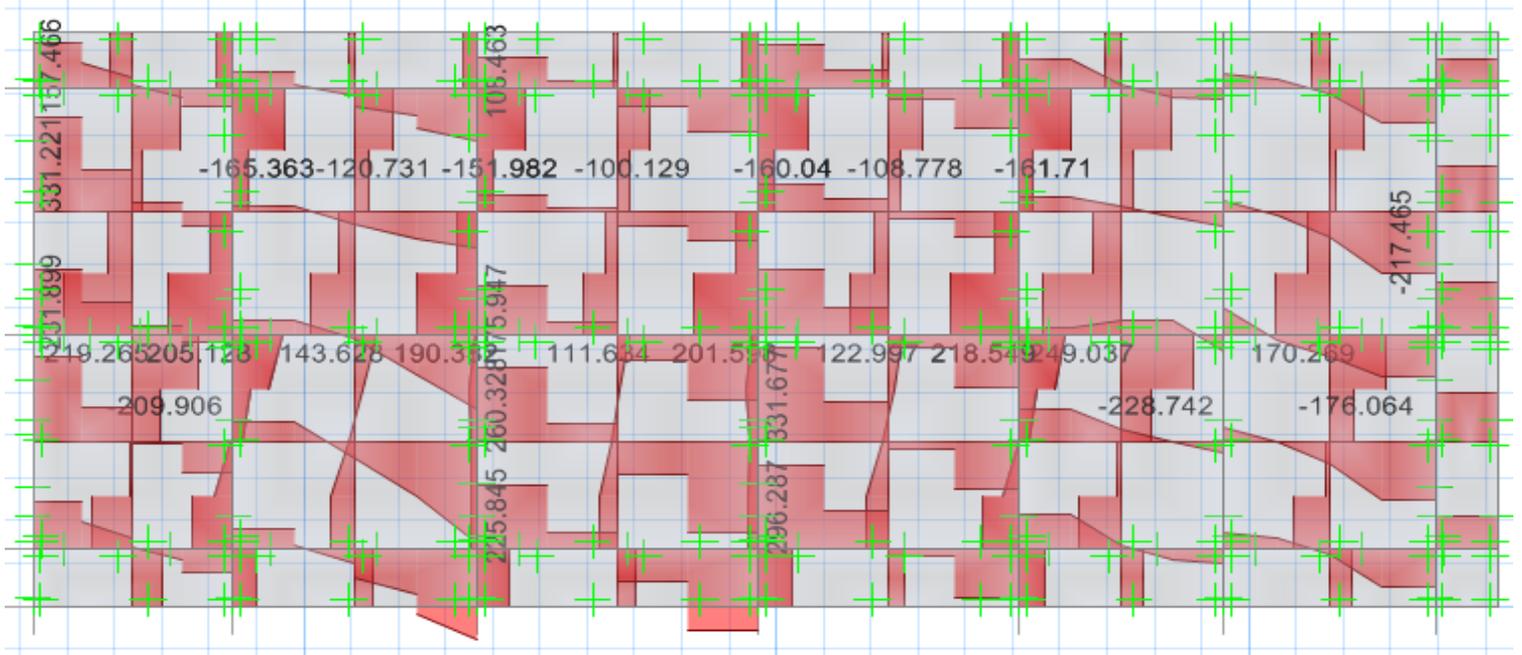
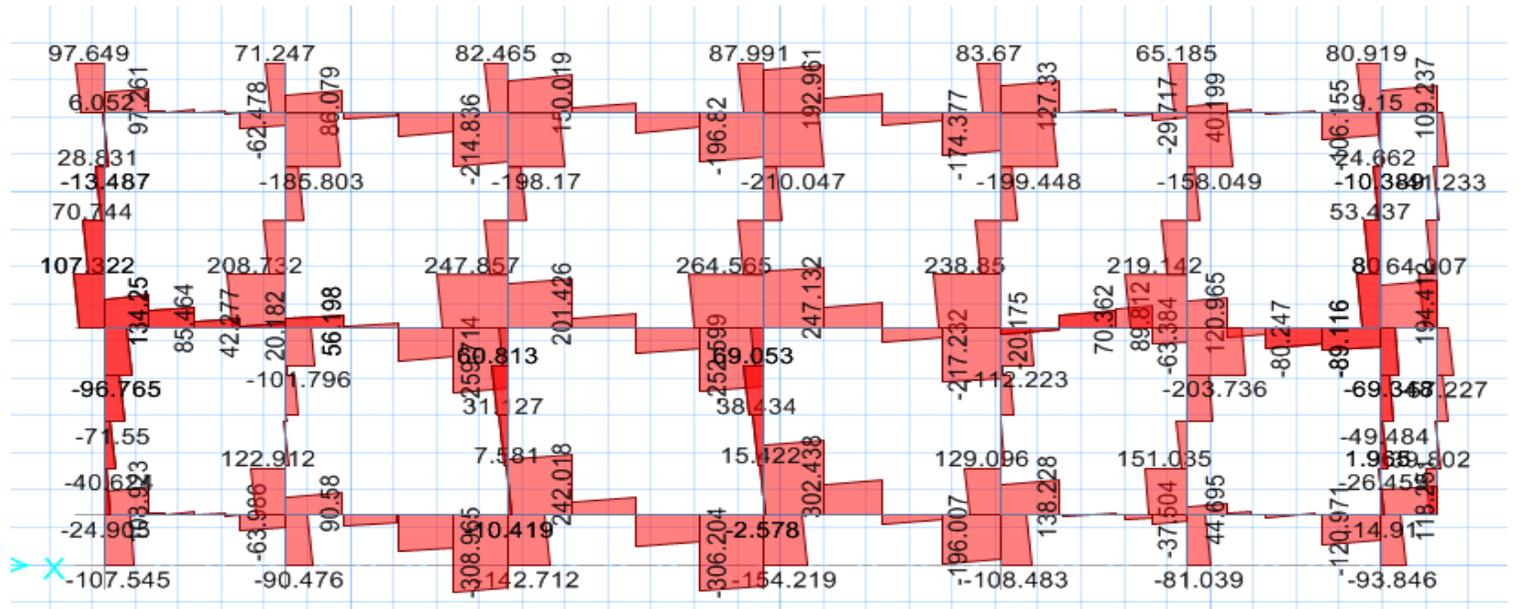


Figure VI.2. Diagramme moment de dalle à l'ELS dans le sens « x »

Effort tranchant dalle :



Effort tranchant nervure :



VI.3. Calcul de Ferrailage de la dalle

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de : « 0,6 X 1,00 » m² et en deux direction, l'une suivant **XX'** et l'autre suivant **YY'**.

a. Ferrailage suivant L_x

En travée

Tableau VI.1. Ferrailage de la dalle en travée suivant L_x

Moment (kN.m)	Section trouvée	Section adopté	Choix des barres
359	20.47	21.121	11T16

En appui

On voit que le moment moyenne dans les chapeaux est autours de 200 kN.m

On ferraille avec ce moment la nappe supérieure de la dalle et mets des chapeaux aux zones qui ont un moment plus grand si c'est nécessaire

Tableau VI.2. Ferrailage de la dalle en appui suivant L_x

Moment (kN.m)	Section trouvée	Section adopté	Choix des barres
200	11.14	12.312	8T14

b. Ferrailage suivant L_y

En travée

Tableau VI.3. Ferrailage de la dalle en travée suivant L_y

Moment (kN.m)	Section trouvé	Section adopté	Choix des barres
135	7,46	7.695	5T14

En appui

Tableau VI.4. Ferrailage de la dalle en appui suivant L_y

Moment (kN.m)	Section trouvé	Section adopté	Choix des barres
351	20	20.11	10T14

c. Vérifications de Condition de non fragilité

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot h}$$

$$\rho = \frac{0.0022}{0.6 \times 1} = 0.0037 = 0.37 \%$$

$\rho > 0.08 \%$ Vérifiée

d. Vérification de la contrainte de cisaillement

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

$$\tau_u = \frac{0.66}{0.5 \times 1} = 1.32 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ul} = \text{Min} \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \dots \dots \dots \text{fissuration très nuisible.}$$

$$\tau_{ul} = \text{Min}(2.5 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_{ul} = 2.5 \text{ MPa}$$

Donc ;

$$\tau_u < \tau_{ul} \dots \dots \dots CV$$

VI.4. Calcul de Ferrailage de la nervure

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section en « T » dimensionné dans la figure suivant :

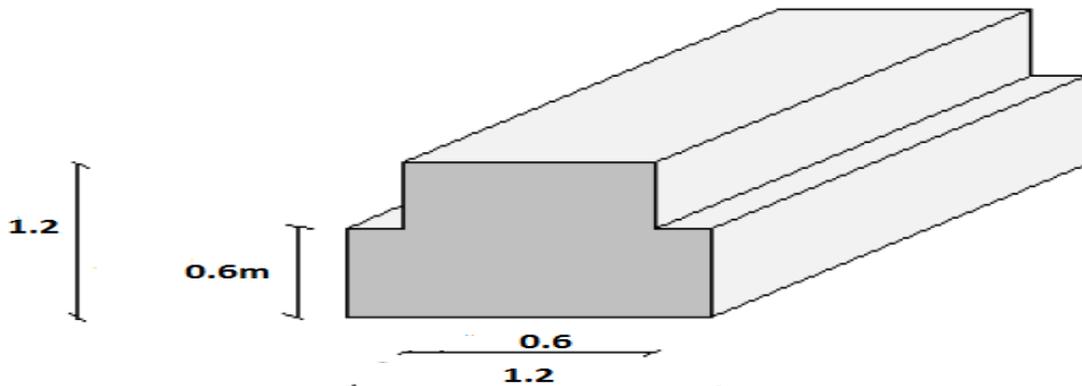


Figure VI.7. Dimensions de la nervure

Pour le moment on prend le moment le plus défavorable

a. Ferrailage suivant Lx

En travée

Tableau VI.5. Ferrailage de la nervure en travée suivant Lx

Moment (kN.m)	Section trouvée	Section adoptée	Choix des barres
646	17.09	18.724	4T14 + 4T20

En appuis

Tableau VI.6. Ferrailage de la nervure en appui suivant Lx

Moment (kN.m)	Section trouvée	Section adoptée	Choix des barres
290	7.5	8.044	4T16

b. Ferrailage suivant Ly

En travée

Tableau VI.7. Ferrailage de la nervure en travée suivant Ly

Moment (kN.m)	Section trouvé	Section adopté	Choix des barres
667	17.67	18.724	4T14 + 4T20

En appuis

Tableau VI.8. Ferrailage de la nervure en appui suivant Ly

Moment (kN.m)	Section trouvé	Section adopté	Choix des barres
200	5.11	8.044	4T16

c. Vérifications de Condition de non fragilité

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot h}$$

$$\rho = \frac{0.0018}{0.6 \times 1} = 0.0031 = 0.31 \%$$

$$s \leq \text{Min} \left(\frac{120}{4}; 12 \times 1.4; 30 \text{ cm} \right)$$

$$s \leq 16.8 \text{ cm}$$

$$s' \leq \frac{120}{2}$$

$$s' \leq 60 \text{ cm}$$

Donc,

$$s = 15 \text{ cm}$$

$$s' = 30 \text{ cm}$$

VI.5. Schéma de ferrailage

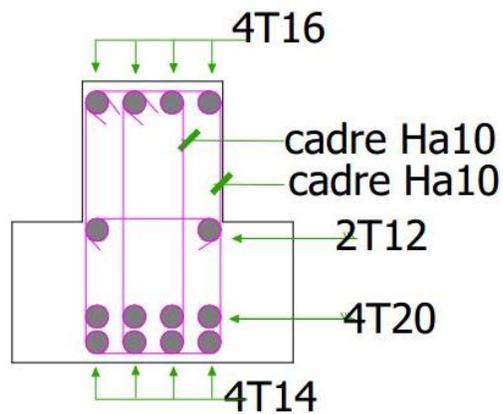


Figure VI.8. Schéma de ferrailage de la nervure en travée.

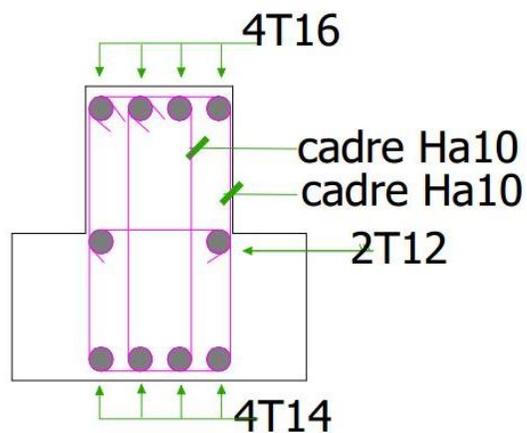


Figure VI.9. Schéma de ferrailage de la nervure en appui.

VI.6. Etude des voiles périphériques

VI.6.1. Pré dimensionnement du voile périphérique

Les ossatures au-dessous du niveau de base, formées de poteaux courts (par exemple les vides sanitaires) doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (semelles, radier...) et le niveau de base. Toutefois, en zone I, cette prescription est facultative pour les maisons individuelles et bâtiments assimilés ou pour toute autre construction de hauteur inférieure ou égale à 10m au-dessus du niveau moyen du sol.

Dans le cas de blocs séparés par des joints de rupture, le voile périphérique doit ceinturer chaque bloc.

D'après le RPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Epaisseur $\geq 15\text{cm}$.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Un recouvrement de 50Φ pour les renforcements des angles.
- La hauteur de voile périphérique = 5m.

VI.6.2. Calcul du voile périphérique

$$e \geq \text{Max} \left(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20}; 15 \text{ cm} \right)$$

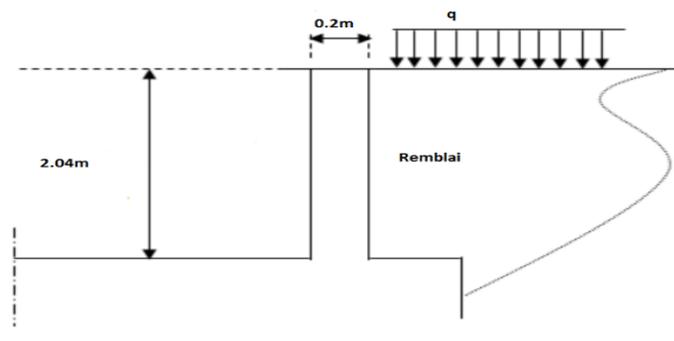


Figure VI.10. Schéma statique du voile périphérique.

Dans notre cas on prend $e = 20 \text{ cm}$ et $h = 2.04 \text{ m}$.

Le voile périphérique est assimilé à une dalle sur quatre appuis soumis à la poussée des terres travaillant en flexion simple et les surcharges d'exploitations. On admet que les charges verticales sont transmises aux autres éléments porteurs.

a. Poussée des terres

φ : L'angle de frottement interne.

γ_r : poids volumique du remblai.

On considérera pour le remblai les caractéristiques suivantes :

$$\gamma_r = 18 \text{ kN/m}^3$$

$\varphi = 20^\circ$: caractéristique du sol d'assise.

$$K_p = \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)^2$$

$K_p = 0.49$: Coefficient de poussée du sol.

$$\sigma_h = \gamma_r \times K_p \times h$$

Le voile est soumis à une charge triangulaire qu'on assimilera à une charge uniformément répartie :

$$\sigma_h = 0.49 \times 2.04 \times 18 \times 0.7 = 12.6 \text{ kN/m}^2$$

b. Poussé des surcharges

Une contrainte éventuelle d'exploitation $q=5\text{kN/m}^2$

$$\sigma = K_0 \cdot q$$

$$\Rightarrow \sigma = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{tot} = \sigma_h + \sigma_q = 2.5 + 12.6 = 15.1 \text{ kN/m}^2$$

Le voile périphérique le plus sollicité a comme largeur $l_y = 4.5 \text{ m}$ et comme hauteur $h = 2.04 \text{ m}$. Ceci revient à dimensionner une dalle sur 4 appuis (les appuis sont les poteaux et les poutres et les longrines). On applique donc les règles du BAEL 91 pour ce type de dalles pour 1 mètre linéaire.

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} > 0.4$$

Donc la dalle travaille dans deux sens et on aura par Socotec les moments suivants :

- Selon la petite portée x :

$$M_x = 7.3 \text{ KN.m}$$

- Selon la grande portée y :

$$M_y = 1.6 \text{ KN.m}$$

Tableau VI.9. Moment en travée et en appui du voile périphérique.

	Moment en travée $0.75M_0$ (kN.m)	Moment en appui $0.5M_0$ (kN.m)
Suivant x	5.457	3.65
Suivant y	1.2	0.8

Tableau VI.10. Ferrailage en appui, en travée et minimal du voile périphérique.

	As en appuis (cm ²)	As en travée (cm ²)	As, min (cm ²)
Suivant x	0.16	0.1	2
Suivant y	0.03	0.2	2

Conclusion :

Nous disposons donc deux nappes d'armatures avec 5HA10 / S_t=20 cm, verticalement et horizontalement, en travée et sur appuis (par mètre linéaire).

VI.6.3. Schéma de ferrailage du voile périphérique

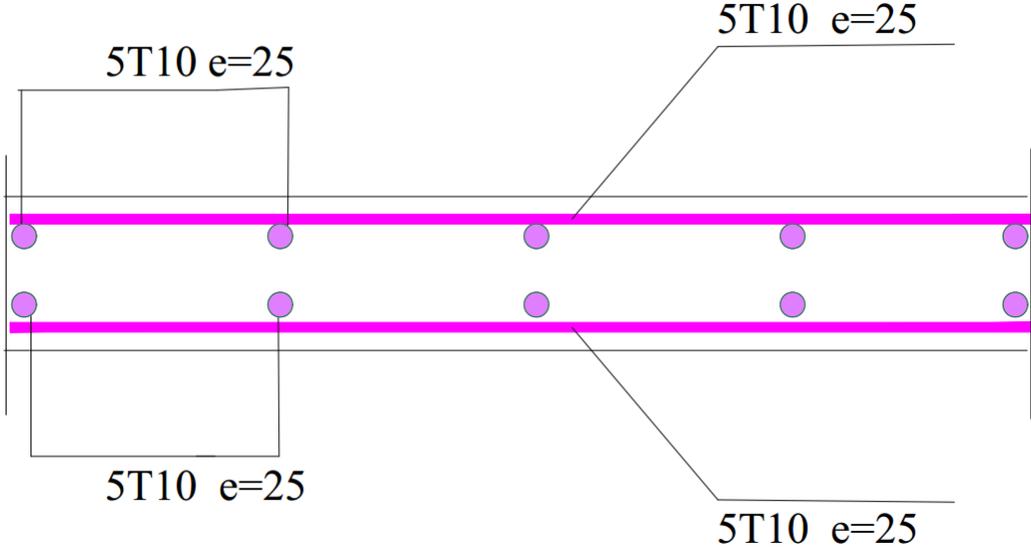


Figure VI.11. Schéma de ferrailage du voile périphérique.

VI.7. Conclusion

- Dalle et nervure :

Tableau VI.11. Résumé des ferrillages de la dalle et la nervure du radier.

Eléments	Sens	Section	Ferrailage adopté
Radier-Dalle	X	Appuie	8T14
		Travée	11T16
	Y	Appuie	10T14
		Travée	5T14
Nervure	X	Appuie	4T16
		Travée	4T14 + 4T20
	Y	Appuie	4T16
		Travée	4T14 + 4T20

- Voile périphérique :

Deux nappes d'armatures avec 5T10 avec un espacement de $S_t=20$ cm, verticalement et horizontalement, en travée et sur appuis (par mètre linéaire).

Conclusion Générale

Conclusion Générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

Actuellement, le séisme, en tant que chargement dynamique, reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures. Et de ce fait, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes.

Dans l'étude sismique plusieurs dispositions des voiles ont été testés. La variante retenue a donné des résultats acceptables en termes de participation massique, d'effort, de période et de déplacement.

La quantité de voile n'implique pas nécessairement un bon comportement de la structure, c'est la disposition optimale qui permet de donner des résultats satisfaisants se traduisant d'une part par un bon comportement de l'ouvrage et d'autre part par une économie sur les quantités de béton et de l'acier.

Les récents développements de l'analyse numérique, dus aux grandes possibilités offertes par l'ordinateurs, ont influencé profondément sur les méthodes de calcul en effet on peut dire que l'emploi de logiciels de calcul nous y était d'une précieuse aide en termes de temps et d'effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel lui-même.

Bibliographie

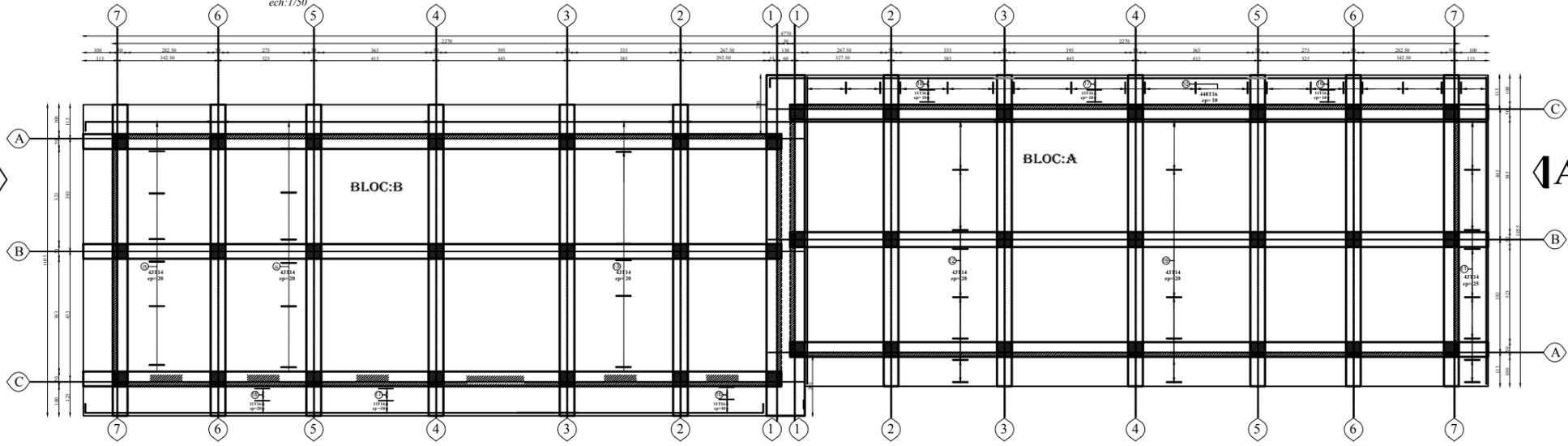
Bibliographie

- [1] N. BAOUCHE, *Cours de Structure en Béton Armé*, Alger: Ecole National Polytechnique, 2016/2017.
- [2] A. BALI, *Cours de Matériaux de Construction*, Alger: Ecole National Polytechnique, 2014/2015.
- [3] R.BOUTEMEUR, *Cours de Béton Armé*, Alger: Ecole National Polytechnique, 2015/2016.
- [4] J. PERCHAT et J. ROUX, *Pratique du BAEL91, Cours avec exercices corrigés*, 4^{ème} Edition éd., vol. 488p, EYROLLES, 2002.
- [5] S. STIHI, *Cours de Bâtiment*, Alger: Ecole National Polytechnique, 2015/2016.
- [6] CBA93, *Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé*, Alger: Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, 1994.
- [7] RPA99 V 2003, *Document technique réglementaire BC 2.48*, Alger: Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, 1999, p. 120.
- [8] BELAZOUGUI, *Calcul des Ouvrages en Béton Armé*, Alger, 1986.
- [9] V. DAVIDOVICI, *Eurocode 8, Pratique du Calcul Sismique*, Edition AFNOR éd., France: EYROLLES, Fév 2013, p. 244.
- [10] BAEL91 Révisé 99, *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites*, Paris, 1999.
- [11] M.PERCHAT, *Association technique pour le développement et l'emploi du treillis soudé (ADETS)*, Le Treillis Soudé, France, 2006, p. 428.

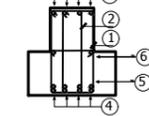
Annexe

Coffrage et Ferrailage du Radier Blocs 'A' & 'B' nappe sup

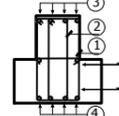
ech: 1/50



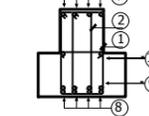
Coupe 1-1
ech: 1/25



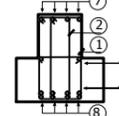
Coupe 2-2
ech: 1/25



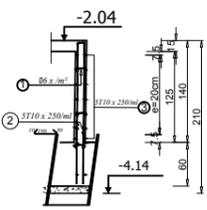
Coupe 3-3
ech: 1/25



Coupe 4-4
ech: 1/25

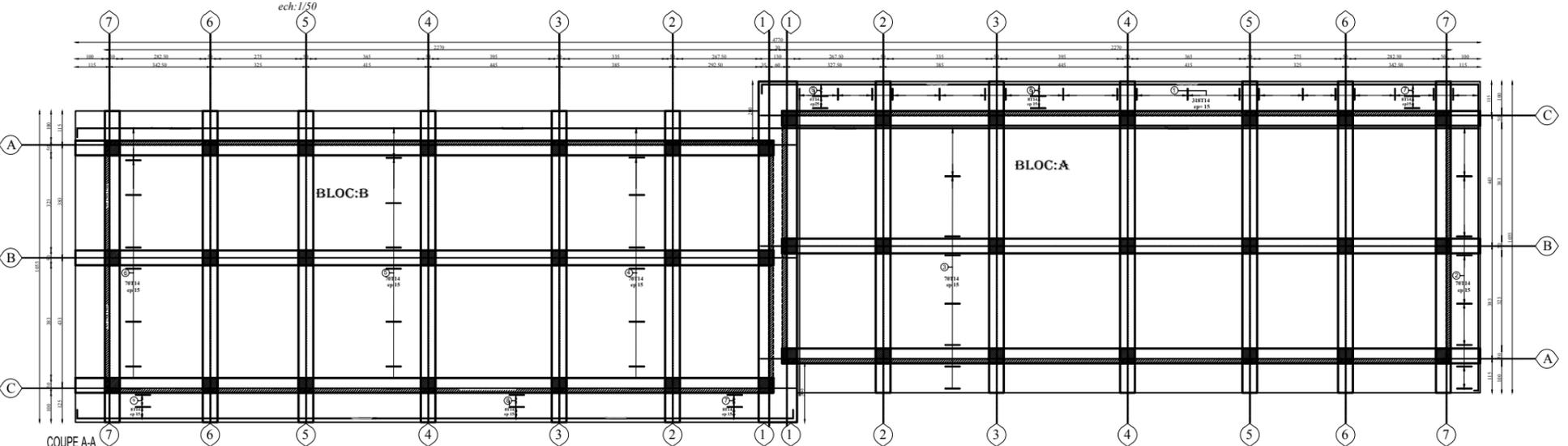


Voile périphérique
ECHELLE 1/25

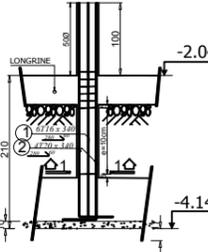


Coffrage et Ferrailage du Radier Blocs 'A' & 'B' nappe inf

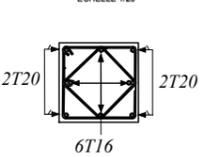
ech: 1/50



AMORCES POUTEAUX
ECHELLE 1/25



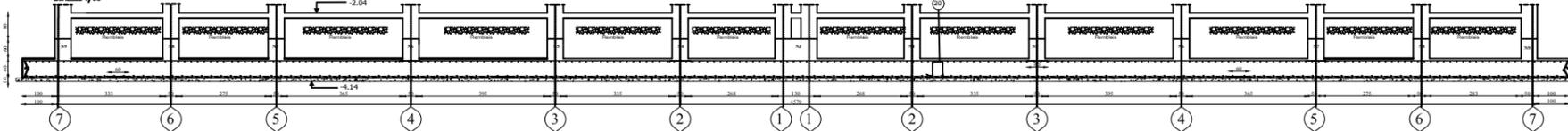
COUPE 1-1
ECHELLE 1/25



NOMENCLATURE DES ACIERS

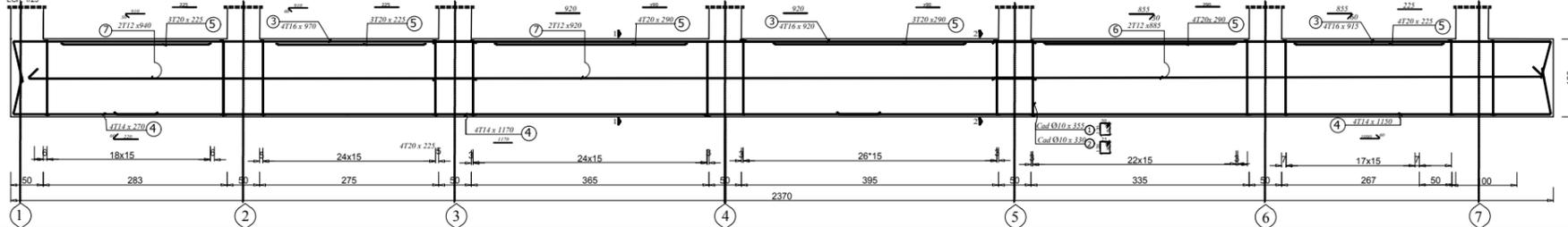
REPERE	NOMBRE	LONG.	Ø	ESPA.C.T	FACONNAGE
1	318	1115	T14	15	30 1055 30
2	70	1050	T14	15	30 1055
3	70	1200	T14	15	1200
4	70	1200	T14	15	1200
5	70	1200	T14	15	1200
6	70	385	T14	15	385
7	8	1020	T14	15	60 1020
8	8	960	T14	15	960
9	8	630	T14	15	60 630
10	447	1055	T16	15	60 1055 60
11	43	810	T14	20	60 810
12	43	925	T14	20	925
13	43	910	T14	20	910
14	43	810	T14	20	810
15	43	485	T14	20	60 485
16	11	810	T16	10	60 810
17	11	930	T16	10	930
18	11	835	T16	10	60 835
19	43	900	T14	20	900
20	***	220	T8	1/m²	40 60 40

COUPE A-A
ECHELLE 1/50



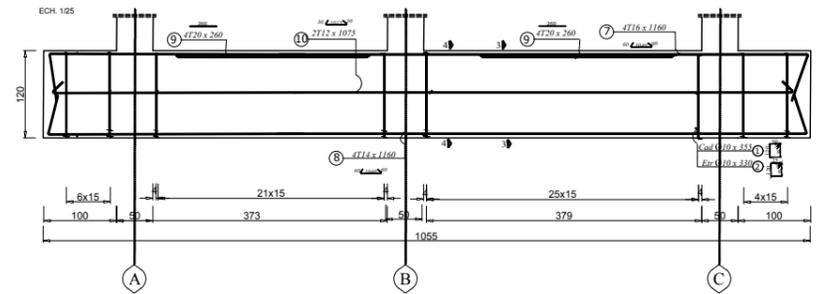
Nervures A, B et C

ECH: 1/25



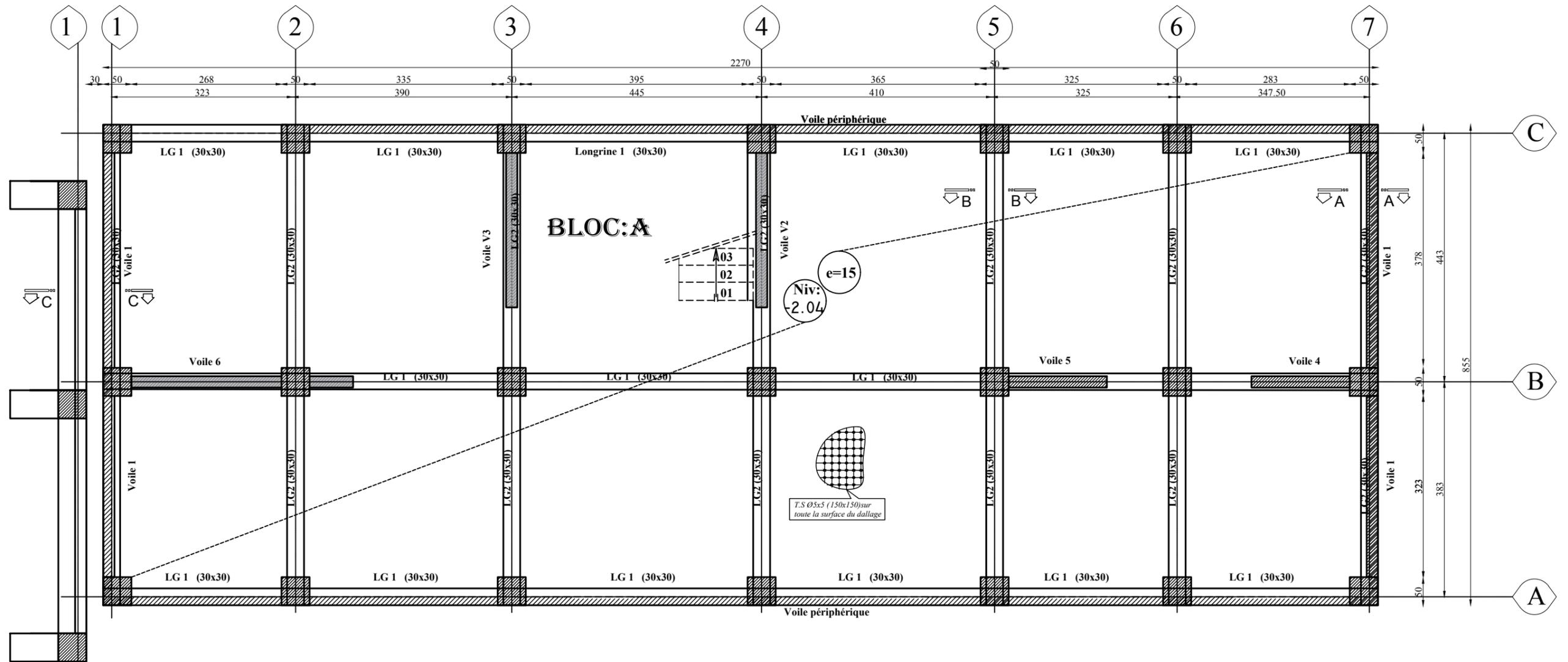
Nervures 1, 2, 3, 4, 5, 6 et 7

ECH: 1/25



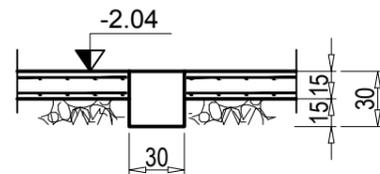
Coffrage et Ferrailage du Dallage Blocs 'A'

ech: 1/50



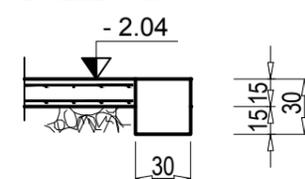
COUPE - B-B-

ECHELLE 1 / 25



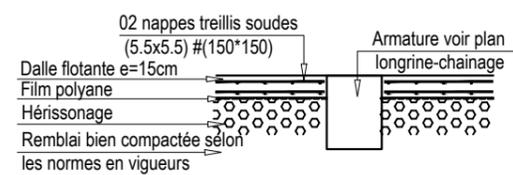
COUPE - A-A-

ECHELLE 1 / 25



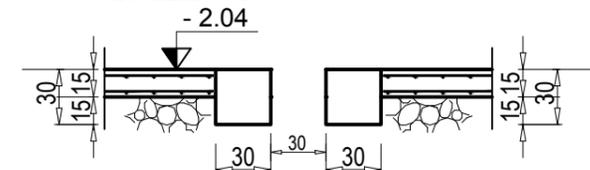
DETAIL DALLAGE

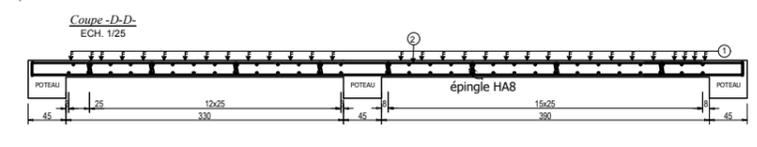
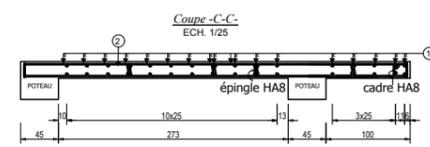
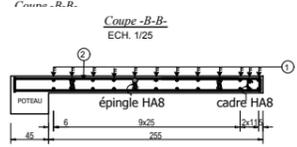
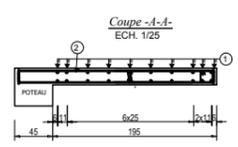
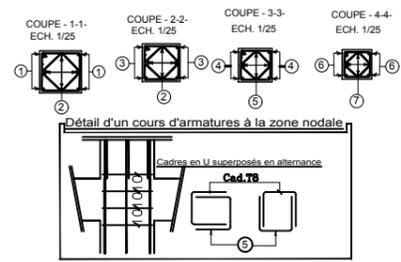
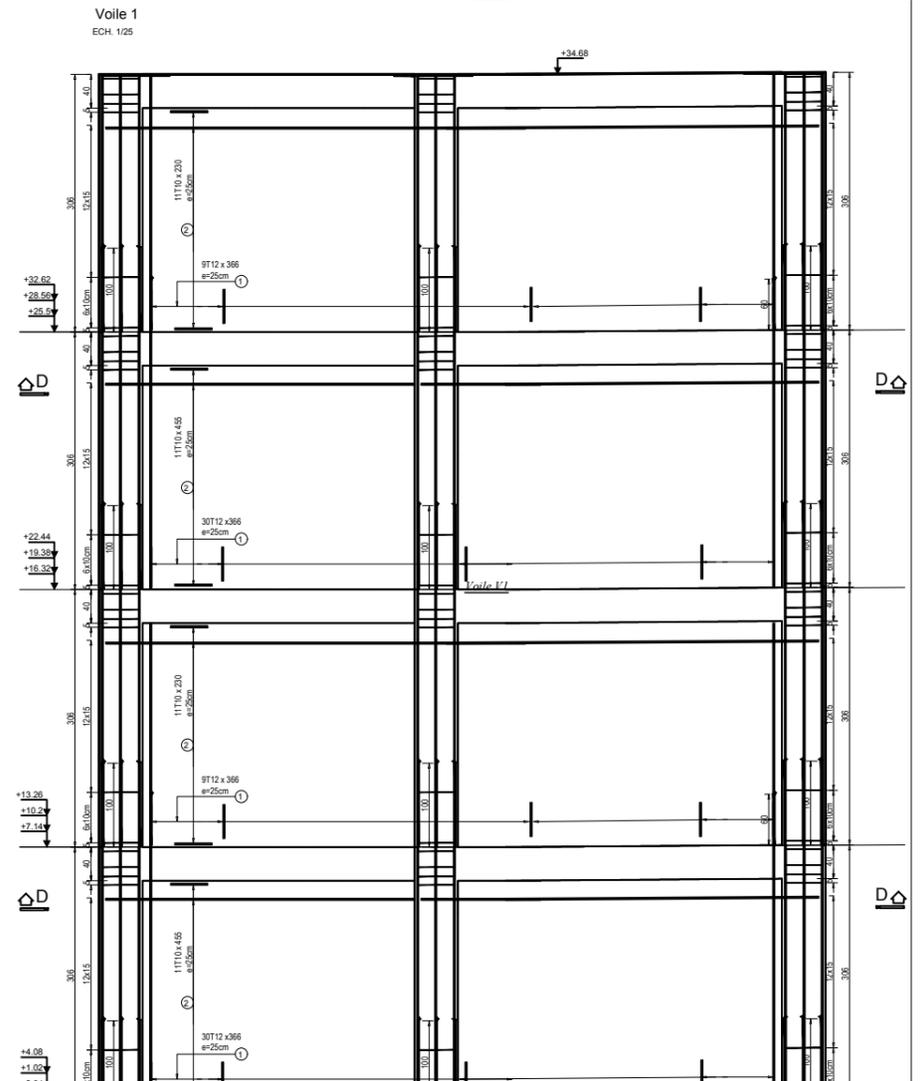
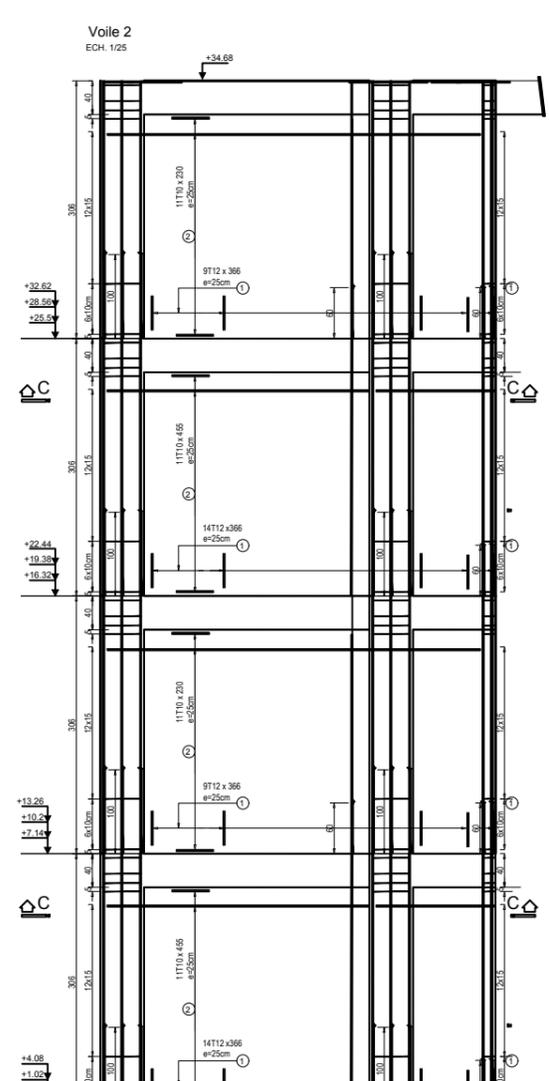
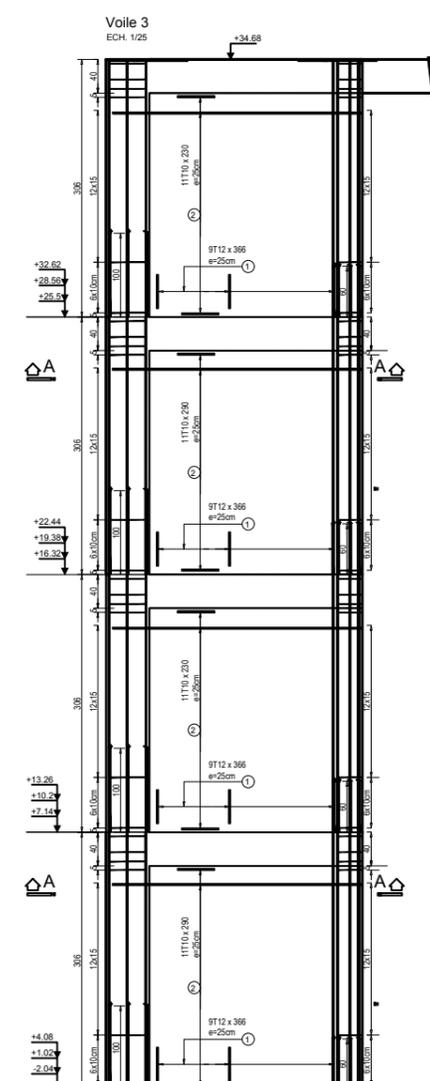
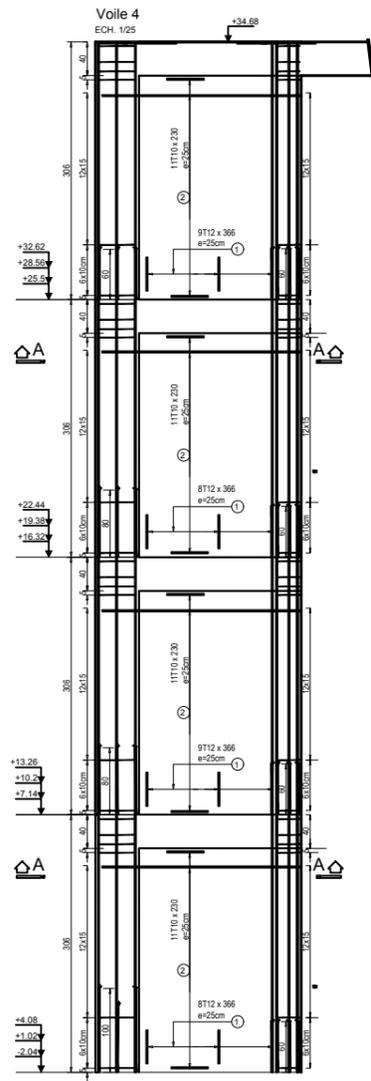
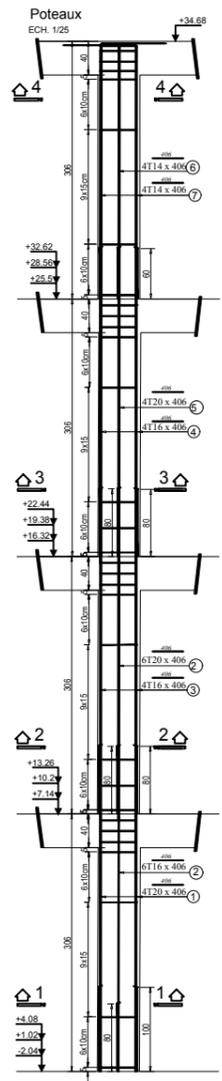
ECHELLE 1 / 25



COUPE - C-C-

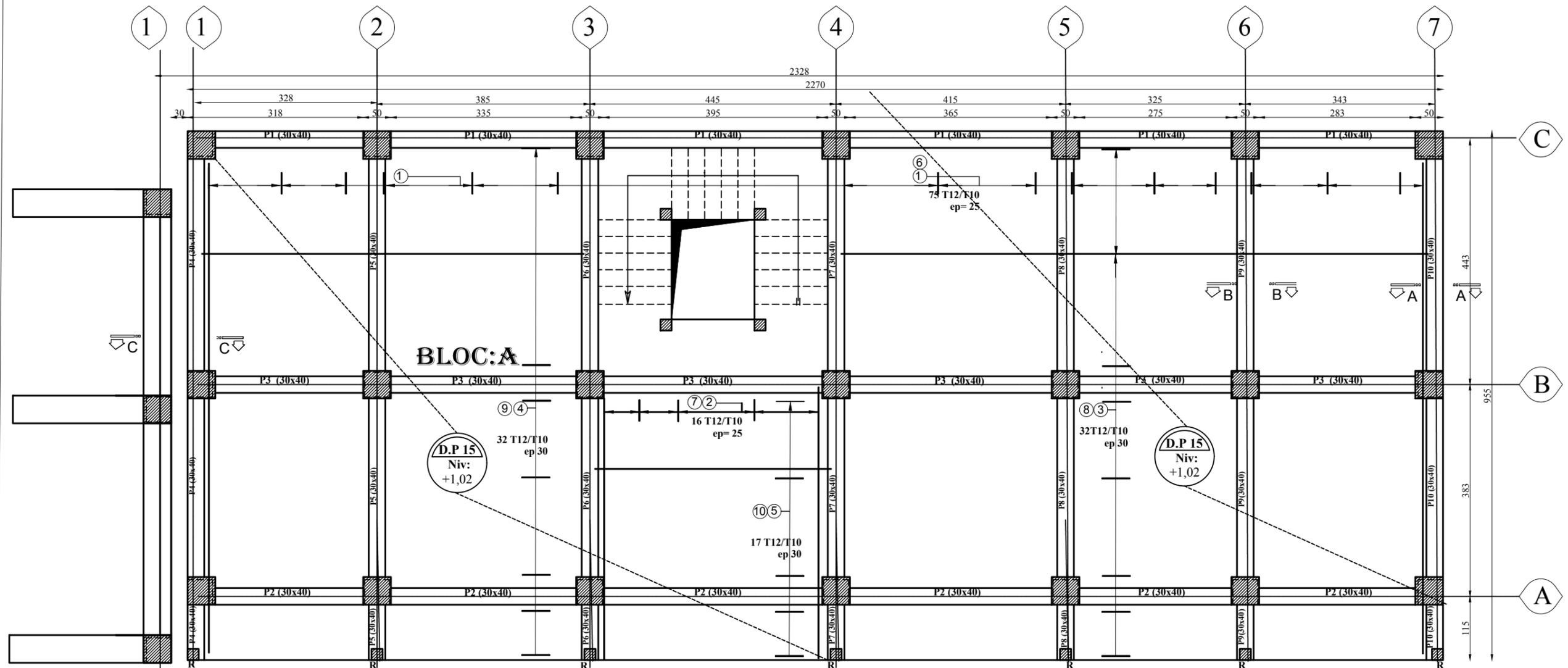
ECHELLE 1 / 25



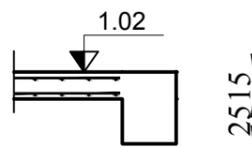


Coffrage et Ferrailage des planchers courant Blocs 'A'

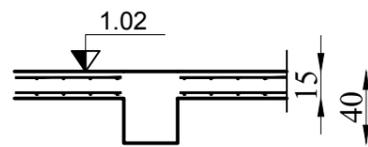
ech:1/50



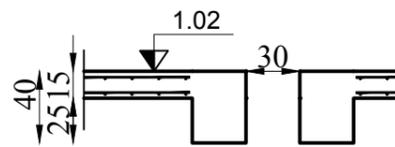
COUPE - A-A-
ECHELLE 1 / 25



COUPE - B-B-
ECHELLE 1 / 25



COUPE - C-C-
ECHELLE 1 / 25

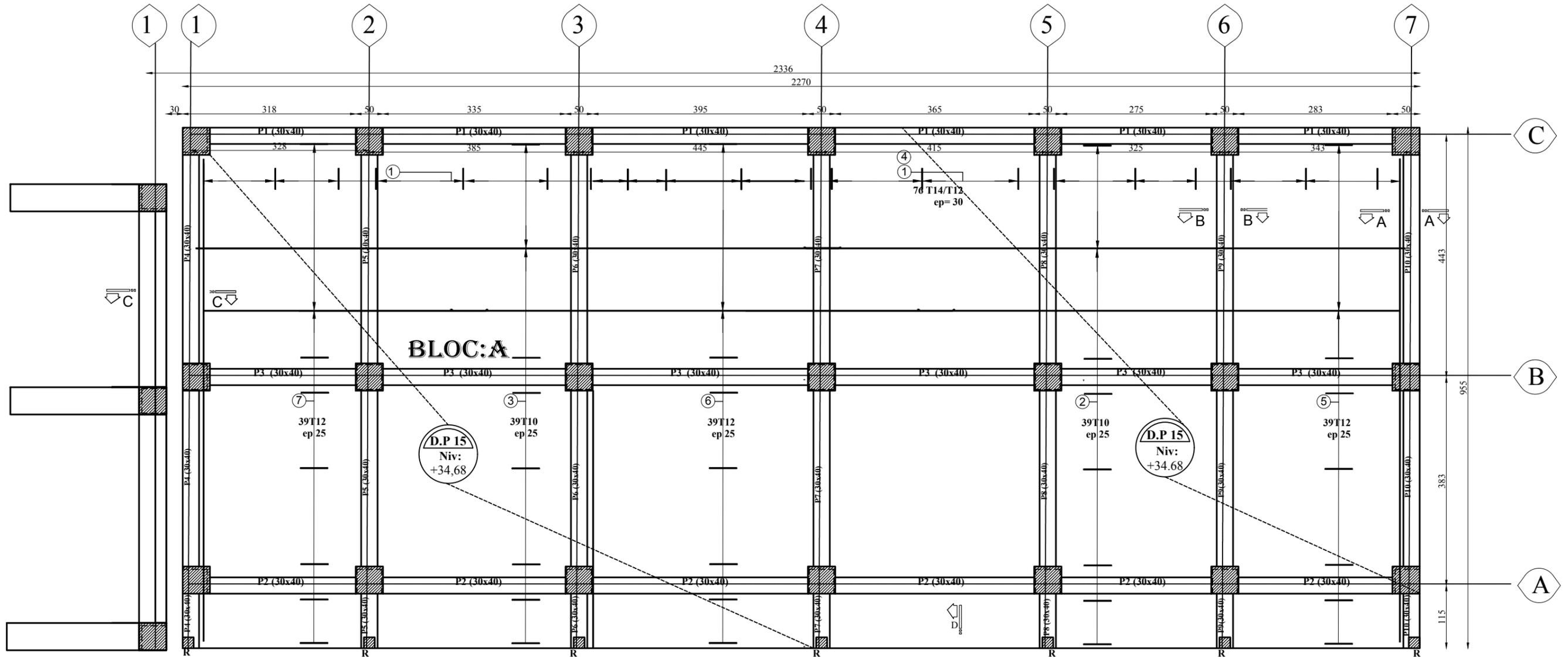


NOMENCLATURE DES ACIERS

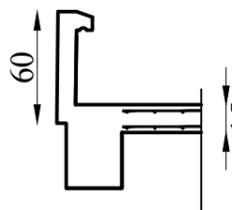
Nappes	REPERE	NOMBRE	LONG.	Ø	ESPA.C.T	FACONNAGE
Nappe supérieure	1	75	910	T12	25	10└ 890 ┘10
	2	16	495	T12	25	10└ 475 ┘10
	3	32	1085	T12	30	10└ 1065 ┘10
	4	32	710	T12	30	10└ 690 ┘10
	5	17	510	T12	30	10└ 490 ┘10
Nappe inférieure	6	75	910	T10	25	10└ 890 ┘10
	7	16	495	T10	25	10└ 475 ┘10
	8	32	1085	T10	30	10└ 1065 ┘10
	9	32	710	T10	30	10└ 690 ┘10
	10	17	510	T10	30	10└ 490 ┘10

Coffrage et Ferrailage des plancher terrasse Blocs 'A'

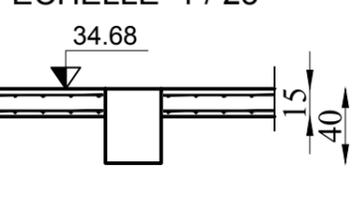
ech: 1/50



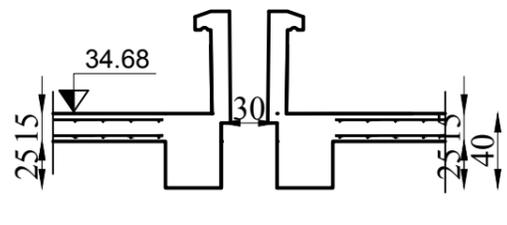
COUPE - A-A-
ECHELLE 1 / 25



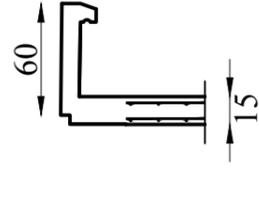
COUPE - B-B-
ECHELLE 1 / 25



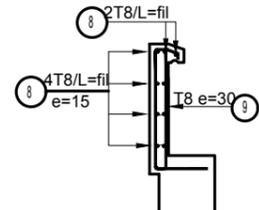
COUPE - C-C-
ECHELLE 1 / 25



COUPE - D-D-
ECHELLE 1 / 25



FERR- ACROTERE
ECHELLE 1 / 25



NOMENCLATURE DES ACIERS

	REPERE	NOMBRE	LONG.	Ø	ESPA.C.T	FACONNAGE
Nappe inférieure	1	76	910	T12	30	10└ 890┘10
	2	39	1110	T10	25	└ 1100┘10
	3	39	1190	T10	25	└ 1180┘10
Nappe supérieure	4	76	910	T14	30	10└ 890┘10
	5	39	890	T12	25	└ 880┘10
	6	39	920	T12	25	└ 920┘
	7	39	530	T12	25	└ 520┘10
Acrotère	8	/	FIL	T8	25	5└ fil┘1190┘15
	9	/	105	T8	25	25└┘65┘37