REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université Dr. YAHIA FARES De Médéa

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie de la matière

Filière : Génie Civil

Projet de Fin d'Etude

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Structures

THEME

Etude et conception d'une structure (R+6) à usage d'habitation en portiques contreventés par des voiles.

Etudié et présenté par :

Mr : Daouda Nouhou Ismael

Proposé et dirigé par :

M^{eme} Hernoune.H

Promotion : juin 2014

REMERCIEMENTS

Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH pour nous avoir guidés vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour nous avoir donné du courage, de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.

Nous remercions nos très chers parents pour leurs soutiens et leurs patiences.

Nous tenons à remercier : le président et les membres de jury pour avoir accepter de juger notre travail.

Nos sincères remerciements vont également à touts les enseignants du département de Génie civil de l'université de Médéa, et à touts les enseignants qui ont participé à notre formation.

En fin nous remercions tous ceux qui ont contribué de loin ou de prés à la réalisation de ce modeste travail.

SOMMAIRE

CHAPITRE I : INTRODUCTION

I.1. Description de l'ouvrage…… 01

I.2 Caractéristique géométriques de l'ouvrage ……..01

I.3. Caractéristique mécaniques des matériaux……14

I.3.1. Béton…… 14

I.3.2. Béton armé…… ...15

I.3.3. Acier :……..17

I.4. Principe de calcul du CBA 93……...17

I.4.1. E.L.U de résistance ……...18

I.4.2. A l'E.L.S :……20

I.4.3. Contrainte limite de l'acier ……20

CHAPITRE II. PREDIMENSIONNEMENT

II.1. Introduction ……22

II .2. Prédimensionnement des planchers ……..22

II .2.1. Plancher à corps creux ……22

II .2.2. Les dalles pleines ……....23

II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations ……24

II.3.1. Maçonnerie ……...24

II.3.2. Plancher terrasse ……25

II.3.3. Plancher courant ……...26

II.3.4. Dalle pleine …… 28

II.4. Prédimensionnement des poutres :……30

II.4.1. Bloc A & B……...31

II .4.2. Verification de la fleche ……32

II.5. Prédimensionnement des poteaux ……..33

II.5.1. Principe de la methode ……....36

II .5.2. Bloc A ……36

SOMMAIRE

II .5.3. Bloc B ……43

II .5.4. Calcul de la longueur de flambement ……50

II.6. Prédimensionnement des voiles ……52

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Calcul de l'acrotère ……54

III.1.1. Charges permanentes et d'exploitations……54

III.1.2. Calcul des efforts……54

III.1.3. Calcul du ferraillage : ……55

III.1.4. Vérification de l'effort tranchant…… 59

III.1.5. Vérification de l'acrotère au séisme…… ..59

III.2. Plancher à corps creux :……60

III.2.1. La dalle de compression :……60

III2.2. Les poutrelles :……61

III.3. les escaliers ……78

III.3.1. Introduction ……78

III.3.2. Définition des éléments d'un escalier ……78

III.3.3. Escalier à deux volées……79

III.3.6.Calcul de la poutre palière……86

III.4. CALCUL DES DALLES PLEINES……93

III.4.1. Définition……93

III.4.2. Méthode de calcul……93

III.5. La dalle machine ……:……94

III.6. La dalle Balcon ……104

III.7. Dalle de parking :…… ……. 111

CHAPITRE IV : CALCUL DYNAMIQUE

IV.1. Introduction ……110

SOMMAIRE

IV.2. Bloc A……110
IV.2.a. Caractéristiques géométriques de la structure ……110
IV. 2.b. Choix de la méthode de calcul ……116
IV.2.c. Résultats de l'analyse dynamique ……117
IV.3. Bloc B…… 134
IV.3.a. Caractéristiques géométriques de la structure :……134
IV. 3.b . Modélisation ……137
IV.3.c. Résultats de l'analyse dynamique :……139
IV. 3.d. JUSTIFICATION DE LA LARGEUR DES JOINTS SISMIQUES……151

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1. Introduction ……165
V.2.1 Ferraillage des poutres :……165
V.2.2. Ferraillage des poteaux ……183
V.2.3. Ferraillage des voiles ……199

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction ……266
VI.2. type de la fondation ……266
VI.3. Connaissance du lieu & du sol ……267
VI.4. Choix du type de fondation ……267
VI.4.1. Calcul des semelles filantes ……268
VI.5. Les longrines ……279
VI.5.1. Prédimensionnement ……279
VI.5.2. Sollicitations ……279
VI.5.3. Ferraillage ……280

SOMMAIRE

CONCLUSION

BIBLIOGRAPHIE

FIGURES **TITRE** **PAGE**

Figure 1-1 : Plan de masse……3

Figure 1-2 : Plan du deuxième sous sol……3

Figure 1-3 : Plan du premier sous sol…… 4

Figure 1-4: Plan d'un étage courant……4.

Figure 1-5: Plan d'un étage courant……5

Figure 1-6: Plan d'un étage courant……5.

Figure 1-7: La coupe ……6.

Figure 1-8: Diagramme contrainte déformation du béton ……11

Figure1-9 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier……12

Figure 2-1: dimensionnement de plancher à corps creux……15

Figure 2-2: Dimensions du corps creux……15.

Figure 2-3: Simple et double cloisons……17

Figure 2-4 : composants d'un plancher terrasse……18

Figure 2-5 : composants d'un plancher courant……19

Figure 2-6 : composants de la dalle de terrasse……20

Figure 2-7 : composants de la dalle d'étage……21

Figure 2-8 : Dimensionnement de la poutre……22

Figure 2-9 : Section réduite du poteau d'un poteau rectangulaire ……27.

Figure. 2-10: Section réduite du poteau d'un poteau circulaire……27.

Figure. 2-11: représentation du poteau rectangulaire le plus sollicité en bloc A……28.

Figure. 2-12: représentation du poteau circulaire le plus sollicité en bloc A……32

Figure. 2-13: représentation du poteau rectangulaire le plus sollicité en bloc B……35.

Figure. 2-14: représentation du poteau circulaire le plus sollicité en bloc B……39

Figure 2- 15 : Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)……44

Figure 3-1 : L'acrotère…… 46

Figure 3-2 : Section de B.A à l'ELU……47

Figure 3-3 : Ferraillage de l'acrotère.....51.

Figure 3-4 : disposition constructive des armatures de la table de compression.....53

Figure 3-5 : schématisation de la poutrelle avant coulage.....53

Figure 3-6 : Différents moments dans la poutrelle (bloc B) à l'ELU.....59

Figure 3-7 : Différents efforts dans la poutrelle (bloc B) à l'ELU.....59

Figure 3-8 : Différents moments dans la poutrelle (bloc B) à l'ELS.....59

Figure 3-9 : Différents efforts dans la poutrelle (bloc B) à l'ELS.....59

Figure 3-10 : Les sections considérées en ferraillage 60

Figure 3-11 : Ferraillage des poutrelles (bloc B) 64

Figure 3-12 : Différents moments dans la poutrelle (bloc A) à l'ELU.....66

Figure 3-13 : Différents efforts dans la poutrelle (bloc A) à l'ELU.....66

Figure 3-14 : Différents moments dans la poutrelle (bloc A) à l'ELS.....66

Figure 3-15 : Différents efforts dans la poutrelle (bloc A) à l'ELS.....66

Figure 3-16 : Ferraillage des poutrelles (bloc A) .....70.

Figure 3-17 : Représentation d'un escalier.....71

Figure 3-18 : Dimensions de l'escalier.....72

Figure 3-19 : Schéma statique à l'E.L.U.....74

Figure 3-20 : Schéma statique à l'E.L.S.....75

Figure 3-21 : Dimensions de la poutre palière 79

Figure 3-22 : Différents efforts dans la poutre palière(ELU) 81

Figure 3-23 : Différents efforts dans la poutre palière(ELS) 82

Figure 3-24 : Ferraillage de la poutre palière.....86

Figure 3-25 : Dimensions de la dalle machine.....88

Figure 3-26 : Déférentes charges agissantes sur la dalle.....90

Figure 3-27 : Les lignes de rupture.....92

Figure 3-28 : la vérification de non poinçonnement.....97

Figure 3-25 : Dimensions de la dalle du balcon.....98

Figure 3-26 : Déférentes charges agissantes sur la dalle……100

Figure 3-27 : Les lignes de rupture……105

Figure 3-25 : Dimensions de la dalle du balcon……107

Figure 4-1 : disposition des voiles du bloc A……115

Figure 4-2 : Caractéristiques géométriques d'un refend plein……117

Figure 4-3 : Le comportement des trois premiers modes pour le bloc A……125

Figure 4-4 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement……131

Figure 4-5 : Distribution des forces sismiques……132

Figure 4-6 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X……132.

Figure 4-7 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y……134

Figure 4-8 : disposition des voiles du bloc B……142

Figure 4-9: Le comportement des trois premiers modes pour le Bloc B……149

Figure 4-10 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X……155

Figure 4-11 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y……156

Figure 4-12 : largeur minimum du joint sismique……164

Figure 5-1 : Disposition des armatures pour les poutres……173

Figure 5-2 : Ferraillage des poutres principales intermédiaires du niveau terrasse……178.

Figure 5-3 : Ferraillage des poutres principales intermédiaires des étages……179

Figure 5-4 : Ferraillages des poutres principales de rive du niveau terrasse……179

Figure 5-5 : Ferraillages des poutres principales de rive des étages……180

Figure 5-6 : Ferraillages des poutres secondaires du niveau terrasse……180

Figure 5-7 : Ferraillages des poutres secondaires des étages……181

Figure 5-8 : Ferraillage des poutres principales intermédiaires du niveau terrasse……181

Figure 5-9 : Ferraillage des poutres principales intermédiaires des étages ……182

Figure 5-10 : Ferraillage des poutres principales de rive du niveau terrasse……182

Figure 5-11 : Ferraillage des poutres principales de rives des étages……183

Figure 5-12 : Ferraillage des poutres secondaires du niveau terrasse……183

Figure 5-13 : Ferraillage des poutres secondaires des étages.....184

Figure 5-14 : Définition de la zone nodale dans les poteaux.....185

Figure 5-15 : Disposition des armatures dans les poteaux 199

Figure 5-16 : Ferraillage des poteaux (40X60).....199

Figure 5-17 : Ferraillage des poteaux (40X55).....200

Figure 5-18 : Ferraillage des poteaux (35X50).....200.

Figure 5-19 : Ferraillage des poteaux (40X60).....200.

Figure 5-20 : Ferraillage des poteaux (40X55).....201

Figure 5-21 : Ferraillage des poteaux (35X50).....201

Figure 5-22 : Diagramme des contraintes (SPC).....202

Figure 5-23 : Diagramme des contraintes (SET).....203

Figure 5-24 : Diagramme des contraintes (SEC).....203

Figure 5-25 : disposition des armatures verticales dans les voiles.....206

Figure 6-1 : disposition des semelles.....216

Figure 6-2 : schémas d'une semelle filante sous voiles et poteaux.....217

Figure 6-3 : Dimensions de mur de soutènement 227

Figure 6-4 : Les lignes de repture 227

Figure 6-3 : Ferraillage de la longrine.....234

TABLEAU **TITRE** **PAGE**

Tableau 1-1: Resistance f_{c28} du béton à 7,14 et 90jours 8

Tableau 1-2 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.....10

Tableau 2-1 : charge permanent du mur simple cloison.....16

Tableau 2-2 : charge permanent du mur double cloison 16

Tableau 2-3 : Charge permanente du plancher terrasse.....17

Tableau 2-4 : Charge permanente du plancher courant.....18

Tableau 2-5 : Charge d'exploitation des planchers courants blocA.....19

Tableau 2- 6 Charge d'exploitation des planchers courants blocB.....19

Tableau 2-7 : Charge permanente terrasse 20

Tableau 2-8 : Charge permanente de la dalle étage.....21

Tableau 2-9 : Charge permanente du parking étage 22

Tableau 2-10 : Predimensionnement des poutres bloc A & B.....23

Tableau 2-11 : Calcul l'effort Ng 29

Tableau 2-12 : Calcul l'effort Nq 30

Tableau 2-13 : Calcul l'effort Nu 30

Tableau 2-14 : Dimension des poteaux 31

Tableau 2-15 : vérifications de coffrage des poteaux.....31

Tableau 2-16 ; vérification aux zones nodales.....32

Tableau 2-17 : Calcul l'effort Ng 33

Tableau 2-18 : Calcul l'effort Nq 33

Tableau 2-19 : Calcul l'effort Nu 34

Tableau 2-20 : Dimension des poteaux 34

Tableau 2-21 : vérifications de coffrage des poteaux.....35

Tableau 2-22 : Calcul l'effort Ng 36

Tableau 2-23 : Calcul l'effort Nq 36

Tableau 2-24 : Calcul l'effort Nu ……37

Tableau 2-25 : Dimensionnement des poteaux …… ……37

Tableau 2-26 : vérifications de coffrage des poteaux……38

Tableau 2-27 ; vérification aux zones nodales……39

Tableau 2-28 : Calcul l'effort Nq ……40

Tableau 2-29 : Calcul l'effort Ng ……40

Tableau 2-30 : Calcul l'effort Nu ……41

Tableau 2-31 : vérifications de coffrage des poteaux……41

Tableau 2-32 ; Dimensionnement des poteaux a double hauteur ……41

Tableau 2-33 : détermination de la longueur de flambement……42

Tableau 2-34: Détermination de l'élancement……43

Tableau 2-35 : Détermination de l'élancement ……43

Tableau 2-36: Dimensionnement des voiles ;;;;;;;; …… 45

Tableau 3-1 : Les charges……41

Tableau 3-2 : Les efforts……41

Tableau 3-3 : Les données……42

Tableau 3-4 : les charges de la poutrelle avant collage ……54

Tableau 3-5 : Calcul des moments……54

Tableau 3-6 : Actions de calcul des poutrelles après coulage ……56

Tableau 3-7 : Méthode de caquot …… ……57

Tableau 3-8 : Différentes sollicitations dans la poutrelle de bloc B (ELU) …… 58

Tableau 3-9 : Différentes sollicitations dans la poutrelle de bloc B (ELS)……58

Tableau 3-10 :Calcul des armatures de bloc B……61

Tableau 3-11 : Les armatures dans la poutrelle ……62

Tableau 3-12 : Les armatures transversales dans les poutres et l'espacement……62

Tableau 3-13 : Vérification préliminaire de la flèche de poutrelle ……..63

Tableau 3-13: Différentes sollicitations dans la poutrelle de bloc A a l'ELU……..65

Tableau 3-14 : Différentes sollicitations dans la poutrelle de bloc A à l'ELS… ……..65

Tableau 3-15 : Les armatures dans la poutrelle ……67

Tableau 3-16 : Les armatures transversales dans les poutres et l'espacement……68

Tableau 3-17 : Vérification préliminaire de la flèche de poutrelle ……..69

Tableau 3-19 : Poids propre du palier de repos de l'escalier……73

Tableau 3-20 : Poids propre de la paillasse de l'escalier……73

Tableau 3-21 : Combinaison des charges de l'escalier……74

Tableau 3-22 : les données……75

Tableau 3-23 : Calcul des sections d'acier de l'escalier……75

Tableau 3-24 : Les armatures de répartition……76

Tableau 3-25 : Vérification de l'espacement……76

Tableau 3-26 : Vérification à l'E.L.S…… ...77

Tableau 3-27 : Vérification de la flèche de l'escalier……79

Tableau 3-28 : Predimensionnement de la poutre palière ……80

Tableau 3-29 : Les efforts agissants sur une poutre palière ……81

Tableau 3-30 : Les données ……82

Tableau 3-31 : Calcul des sections d'acier de la poutre palière…… ……82

Tableau 3-32 : Vérification a ELS…… ……85

Tableau 3-33 : Vérification préliminaire de la flèche ……86

Tableau 3-34 : Charges permanentes ……89

Tableau 3-35 : Les charges concentrées ……90

Tableau 3-36 : Détermination des chargements de la dalle ……91

Tableau 3-37 : Les données……94

Tableau 3-38 : Calcul des sections d'acier de la dalle……94

Tableau 3-39 : Calcul de M service……96

Tableau 3-40 : Vérification à l'ELS 96

Tableau 3-41 : Charges permanentes 99

Tableau 3-42 : Détermination des chargements de la dalle 99

Tableau 3-43 : Les données 102

Tableau 3-45 : Calcul des sections d'acier de la dalle.....103

Tableau 3-64 : Calcul de M service.....104

Tableau 3-47 : Vérification à l'ELS.....105

Tableau 3-48 : Charges permanentes 106

Tableau 3-49 : Les données 109

Tableau 3-50 : Calcul des sections d'acier de la dalle.....109

Tableau 3-51 : Calcul de M service 111

Tableau 3-52 : Vérification à l'ELS.....112

Tableau 4-1 : Calcule du centre de masse.....114

Tableau 4-2 : Calcul du centre de torsion 117

Tableau 4-3 : Calcul de l'excentricité théorique.....118

Tableau 4-4 : Calcul de l'excentricité accidentelle.....119

Tableau 4-5 : Calcul de l'excentricité totale.....120

Tableau 4-6 : détermination du facteur de qualité Q du bloc A.....123

Tableau 4-7 : Le comportement des trois premiers modes 125

Tableau 4-8: Coefficient de participation massique.....126

Tableau 4-9 : vérification des périodes.....128

Tableau 4-10 : Calcul de la force sismique (M.S.E).....130

Tableau 4-11 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....130

Tableau 4-12 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X.....133

Tableau 4-13 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y.....134

Tableau 4-14 : calcul du moment de renversement.....135

Tableau 4-15 : calcul du moment stabilisant.....136

Tableau 4-16 : Vérification de stabilisation.....136

Tableau 4-17 : Vérification des déplacements inter-étages sens X.....138

Tableau 4-18 : Vérification des déplacements inter-étages sens Y.....139

Tableau 4-19: Vérification l'effet P-Δ sens X.....140

Tableau 4-20 : Vérification l'effet P-Δ sens Y 141

Tableau 4-21 : Calcul du centre de masse.....143

Tableau 4-22 : Calcule de centre de torsion.....144

Tableau 4-23 : Calcule d'excentricité théorique.....145

Tableau 4-24 : Calcule d'excentricité accidentelle.....146

Tableau 4-25 : Calcule d'excentricité totale.....147

Tableau 4-26 : détermination du facteur de qualité Q du bloc B.....148

Tableau 4-27 **:** Le comportement des trois premiers modes.....150

Tableau 4-28 : Coefficient de participation massique.....152

Tableau 4-29 : vérification des périodes.....152

Tableau 4-30 : Calcul de la force sismique(M.S.E).....153

Tableau 4-31 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....154

Tableau 4-32 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X.....155

Tableau 4-33 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y.....156

Tableau 4-34 : calcul du moment de renversement.....157

Tableau 4-35 : calcul du moment stabilisant.....158

Tableau 4-36 : Vérification de stabilisation.....158

Tableau 4-37 : Vérification des déplacements inter-étages sens X.....169

Tableau 4-38 : Vérification des déplacements inter-étage sens Y.....161

Tableau 4-39 : Vérification l'effet P-Δ sens X 162

Tableau 4-40 : Vérification l'effet P-Δ sens Y.....163

Tableau 4-41 : largeur minimum du joint sismique.....164

Tableau 5-1 : Les données de calcul 165

Tableau 5-2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales.....166

Tableau 5-3 : Vérification des armatures longitudinal des poutres principales 167

Tableau 5-4 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires 167

Tableau 5-5 : Vérification des armatures longitudinales des poutres secondaires.....168

Tableau 5-6 : Ferraillage longitudinal des poutres principales.....168

Tableau 5-7 : Vérification des armatures longitudinal des poutres principales 169

Tableau 5-8 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires 169

Tableau 5-9 : Vérification des armatures longitudinales des poutres secondaires.....170

Tableau 5-10 : vérification des contraintes a l'ELS des poutres principales 171

Tableau 5-11 : vérification des contraintes a l'ELS des poutres secondaires 171

Tableau 5-12 : vérification des contraintes a l'ELS des poutres principales 172

Tableau 5-13 : vérification des contraintes a l'ELS des poutres secondaires 172

Tableau 5-14 : Calcul de $\bar{\tau}_u$.....173

Tableau 5-15 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales.....173

Tableau 5-16 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires.....174

Tableau 5-17 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales.....174

Tableau 5-18 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires.....174

Tableau 5-19 : Calcul des armatures transversales et leur espacement.....175

Tableau 5-20 : Calcul des armatures transversales et leur espacement.....176

Tableau 5-21 : Vérification de la flèche des poutres bloc A.....176

Tableau 5-22 : Vérification de la flèche des poutres bloc B.....177

Tableau 5-23 : Calcul du ferraillage des poteaux à l'ELU.....188

Tableau 5-24 : Vérification vis-a-vis le RPA & CBA 190

Tableau 5-25 : Calcul du ferraillage des poteaux à l'ELU.....290

Tableau 5-26 : Vérification vis-a-vis le RPA & CBA 190

Tableau 5-27 : vérification des armatures à ELS des poteaux……..192

Tableau 5-28 : vérification des armatures à ELS des poteaux……..192

Tableau 5-29 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux……..194

Tableau 5-30 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux……..195

Tableau 5-31 : les armatures transversales et leurs espacements……197

Tableau 5-32 : les armatures transversales et leurs espacements……198

Tableau 5-33 : Les données de calcul……206

Tableau 5-34 : Armatures verticales dans les voiles ……207

Tableau 5-35 : Armatures verticales dans les voiles ……208

Tableau 5-36 : Armatures verticales dans les voiles ……209

Tableau 5-37 : Armatures verticales dans les voiles ……212

Tableau 5-38: calcul des armatures horizontales et leur espacement des voiles ……212

Tableau 5-39: calcul des armatures horizontales et leur espacement des voiles ……213

Tableau 5-40: calcul des armatures horizontales et leur espacement des voiles ……213

Tableau 6-1 : Dimensions des semelles filantes sous voiles et poteaux……219

Tableau 6-2 : armatures principales des semelles filantes……220

Tableau 6-3 : armatures de répartition de la semelle filante (SF16)……220

Tableau 6-4 : Longueur de scellement……221

Tableau 6-5 : Dimensionnement de la poutre de libage……222

Tableau 6-6 : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage……222

Tableau 6-7 : Détermination des moments de la poutre de libage……223

Tableau 6-8 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage……224

Tableau 6-9 : vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS……225

Tableau 6-10 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage……226

LISTE DES TABLEAUX

NOTATIONS

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

A_{max}, A_{min} :Section d'acier maximale et minimale

A: Section d'un cours d'armatures transversales.

A_{ver} : Section d'armatures verticales.

A_h : Section d' d'armatures horizontales.

A_c : Section d'armatures en partie courante (armatures de peau.)

A_D : Section d'armatures diagonales.

B : Aire du béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

B_t : Section de la partie tendue.

L_t : Largeur de la section tendue.

M_t : Masse torsionnelle.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

I_e : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u : Moment fléchissant à l'E.L.U.

M_{ser} : Moment fléchissant à l'E.L.S '

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal de service.

N_U : Effort normal ultime.

T_U : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

❖ Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

I_f : Longueur de flambement,

S_t : Espacement de cours d'armature transversale.

S_h : Espacement de cours d'armature horizontale.

S_v : Espacement des armatures verticales.

❖ Majuscules grecques :

Δ : Variation.

$\sum$: sommation.

Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

W *:* poids.

❖ Minuscules grecques :

α*:* Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ::Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

❖ Autres notations :

A.N : Axe neutre.

OK : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

Dur : Durable.

Acc : Accidentelle.

ملخص:

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف إلى دراسة بناية ذات استعمال طبي مكونة من (طابقان تحت أرضي + طابق أرضي +أربعة طوابق) والمقرر بناؤها في إطار إنشاء عيادة لمكافحة داء السرطان بالجزائر العاصمة و المصنفة ضمن المنطقة القوية زلزاليا **.(III)**

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة و محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة + الجدران المسلحة.

قياس الأبعاد ونتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر:

* القواعد الجزائرية المضادة للزلازل.
* قانون الخرسانة المسلحة.

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج.**«ROBOT version 2 3.0»**

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و هذا بحساب الأساسات.

Résumé :

Ce projet est une étude d'un bâtiment à usage hospitalier (RDC+4+2Sous-sol)qui sera implanté à ALGER dans le cadre de la construction d'une clinique anticancéreux , cette région est classée dans la zone de forte sismicité III

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système portique contreventé par des voiles.

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (CBA93 et RPA99 version 2003).

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « ROBOT version 23.0 ».

En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

Abstract :

This project is a study of a building for medical service (2Underground+ground+4 stories), will be implanted at ALGEIRS city, our building is a hospital; this region is classified in the zone of high seismicity III

The resistance of the structure elements to the horizontal and vertical loads is insured by a frame system with shear walls.

The measurements and the design of reinforcement of all resistant elements were done according to the Algerian Standards (CBA 93; RPA 99 version 2003).

The seismic study has been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program « ROBOT version 23.0 ».

Finally, we have studied the infrastructure by calculating the foundations.

I. Introduction

I.1. Description de l'ouvrage :

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier et à calculer des éléments résistants d'une clinique anticancéreux (RDC+6) en béton armé contreventé par des voiles. (Voir les plans ci-après)

Situation :

L'ouvrage étudié sera implanté à Alger, classé selon le RPA 99 version 2003 (REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES) comme une zone de haute sismicité (ZONE III). Notre étude sera conforme aux exigences des règles du CBA93.

L'ouvrage étudie est constitué de deux blocs d'une forme rectangulaire comportant « 4 » niveaux sur un rez-de-chaussée et deux sous-sol (R+6).

I.2 .Caractéristique géométriques de l'ouvrage :

I.2.a. Dimensions en plan

- **BLOC A :**

  - Longueur totale du bâtiment : 32,10 m
  - Largeur totale du bâtiment : 14,80 m

- **BLOC B :**

  - Longueur totale du bâtiment : 32.40 m
  - Largeur totale du bâtiment : 29.20 m

I.2.b. Dimensions en élévation :

BLOC A & B :

- Hauteur totale du bâtiment : 20,80 m
- Hauteur de l'étage : 4,00 m
- Hauteur du deuxième sous sol : 3,00 m
- Hauteur du premier sous sol et de RDC : 4,80 m

I.2.c. Système de contreventement :

Notre bâtiment comporte une hauteur dépassant les 9m, ainsi le Règlement Parasismique Algérien (RPA99) préconise un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

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 leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, en plus des sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

I.2.d. Planchers :

Nous avons adopté (2) deux types de planchers, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteaux.

- Le plancher à corps creux
- Le plancher à dalle pleine

I.2.e. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

- Murs extérieurs (double cloison) :
- Murs intérieurs (simple cloison) :

I.2.f. L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton armé, plus quelques types de revêtement (enduit en ciment,…), son rôle principal est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales (empêcher leur ruissellement par le larmier) qui provoqueraient des fissures suivant la ligne de conjoncture entre l'acrotère et la forme en pente Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en voile de 60 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur

I.2.g. Escalier :

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un escalier à deux volées.

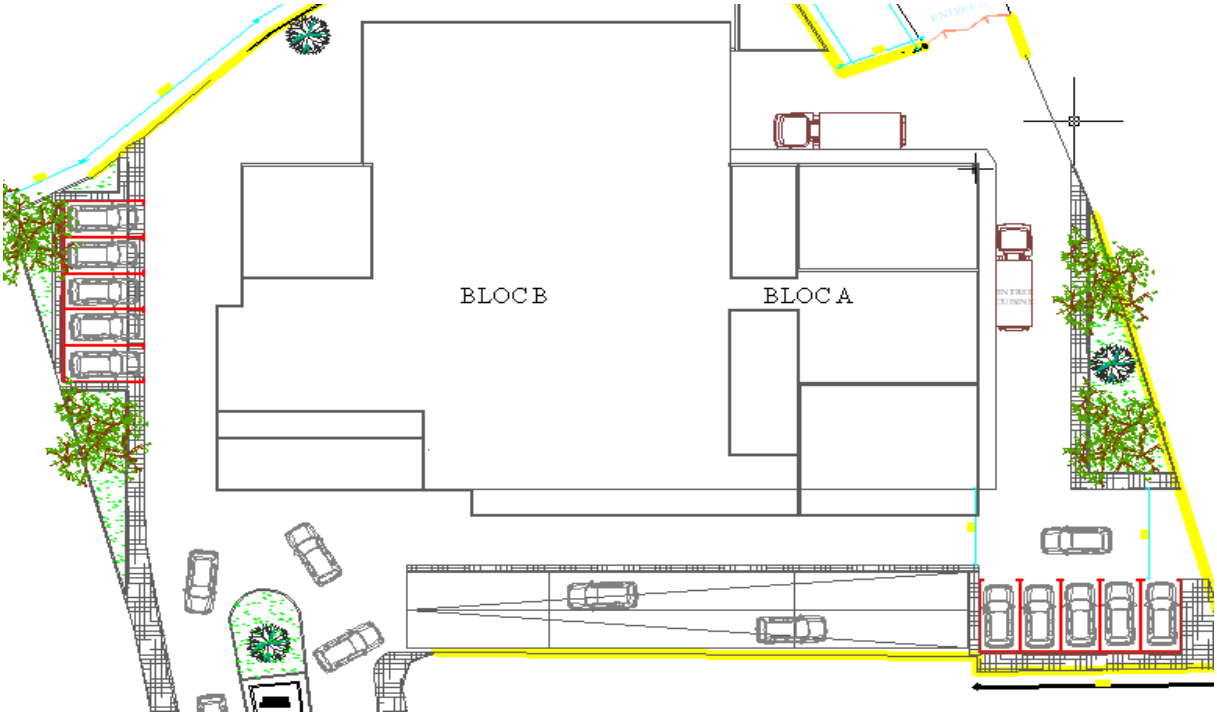


Figure 1-1 : Plan de masse

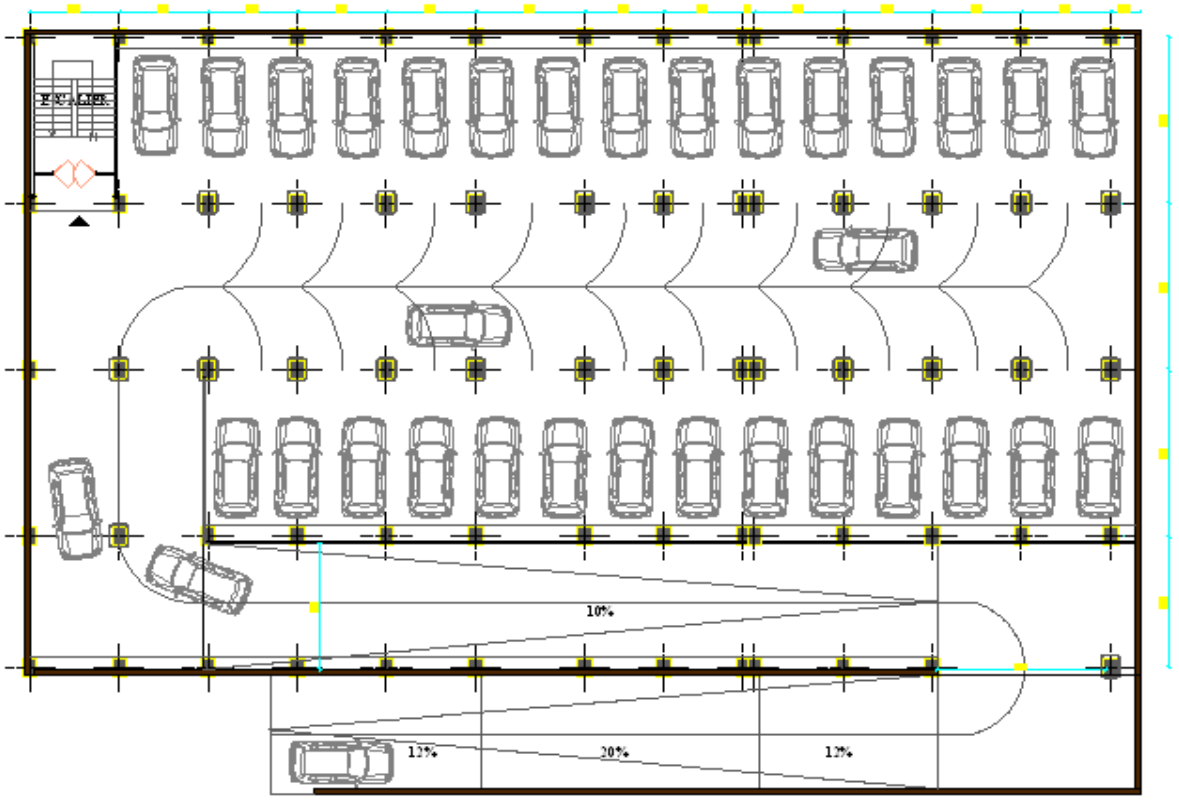


Figure 1-2 : Plan du deuxième sous-sol

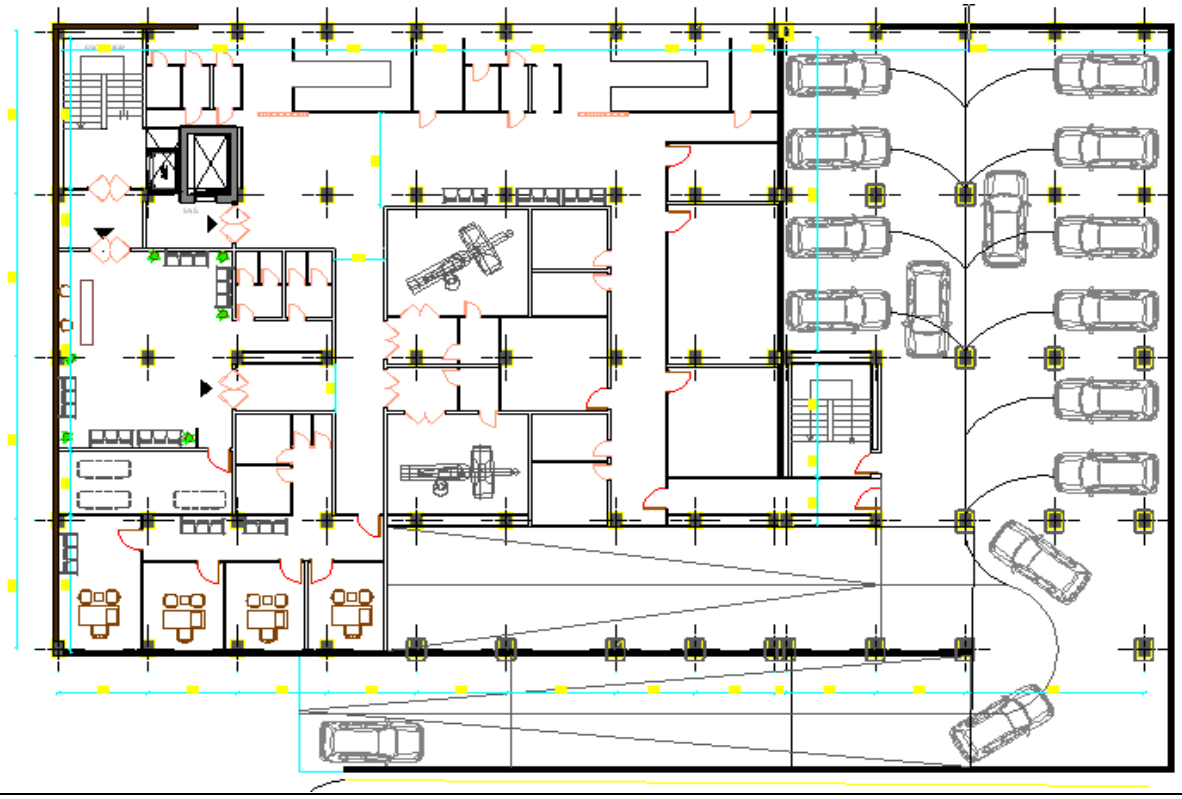


Figure 1-3 : Plan d'un étage courant

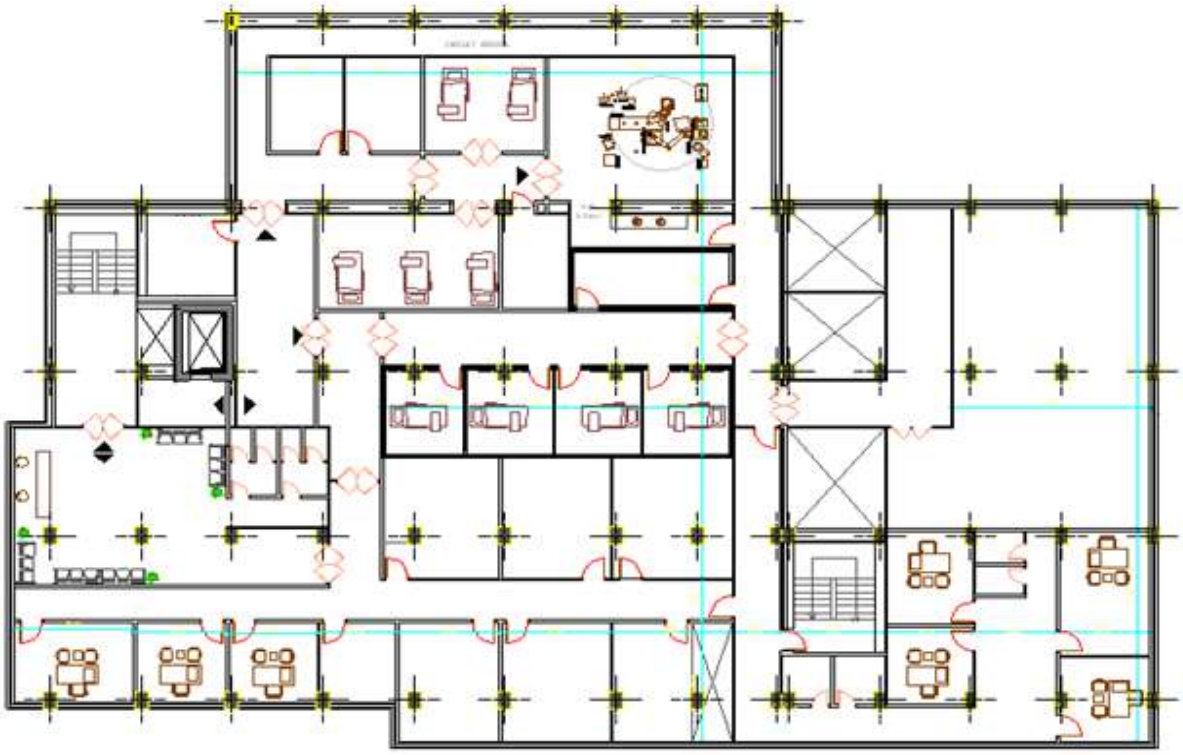


Figure 1-4 : Plan d'un étage courant

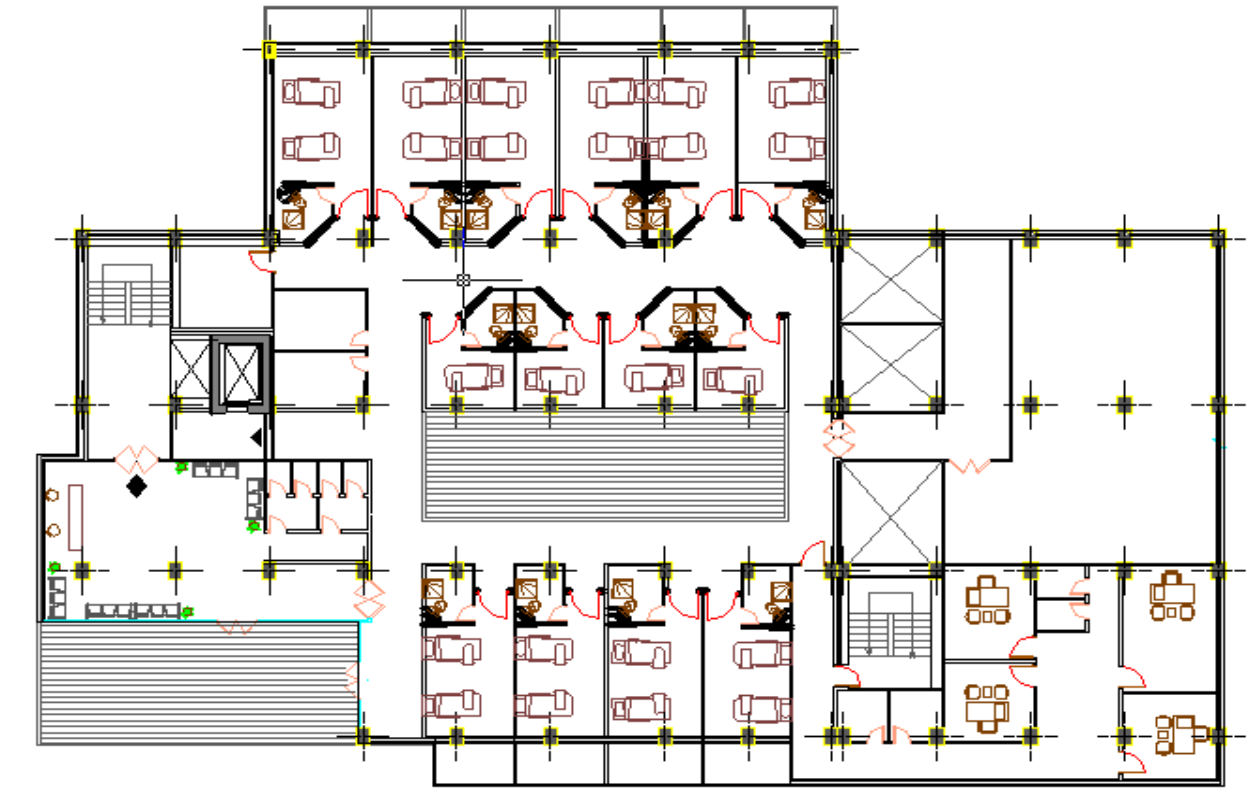


Figure 1-5 : Plan d'un étage courant

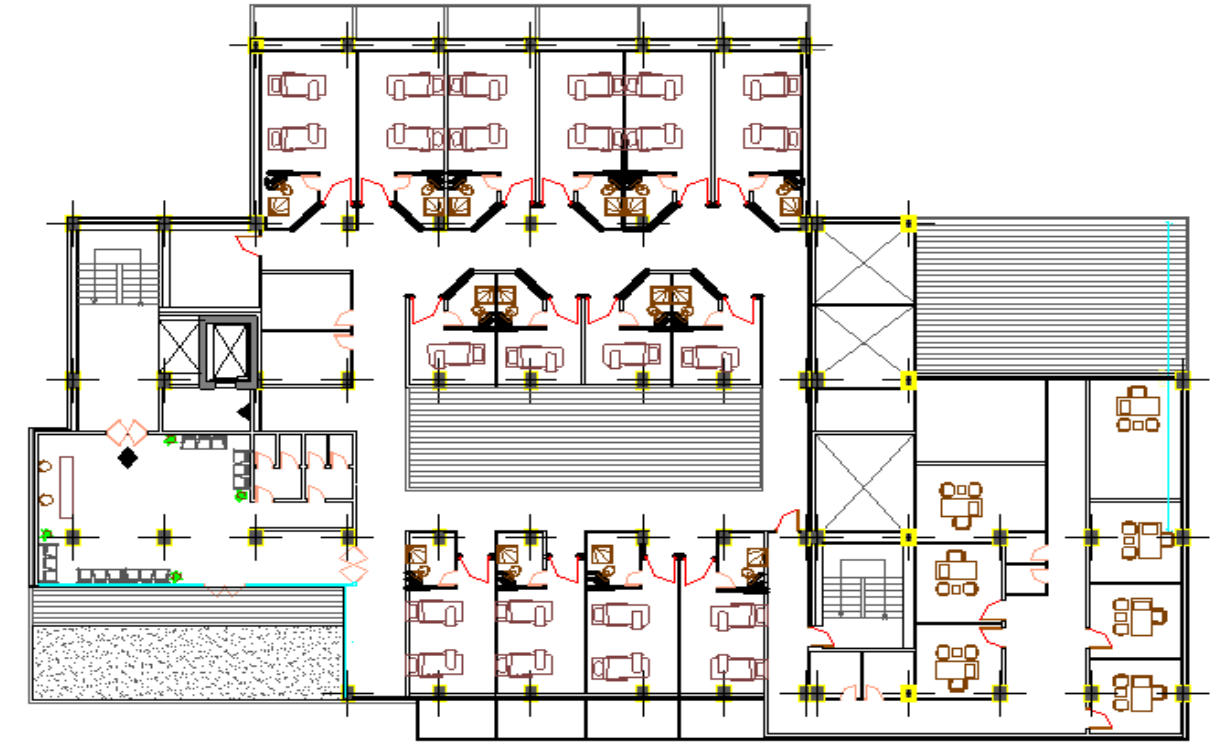


Figure 1-6 : Plan d'un étage courant

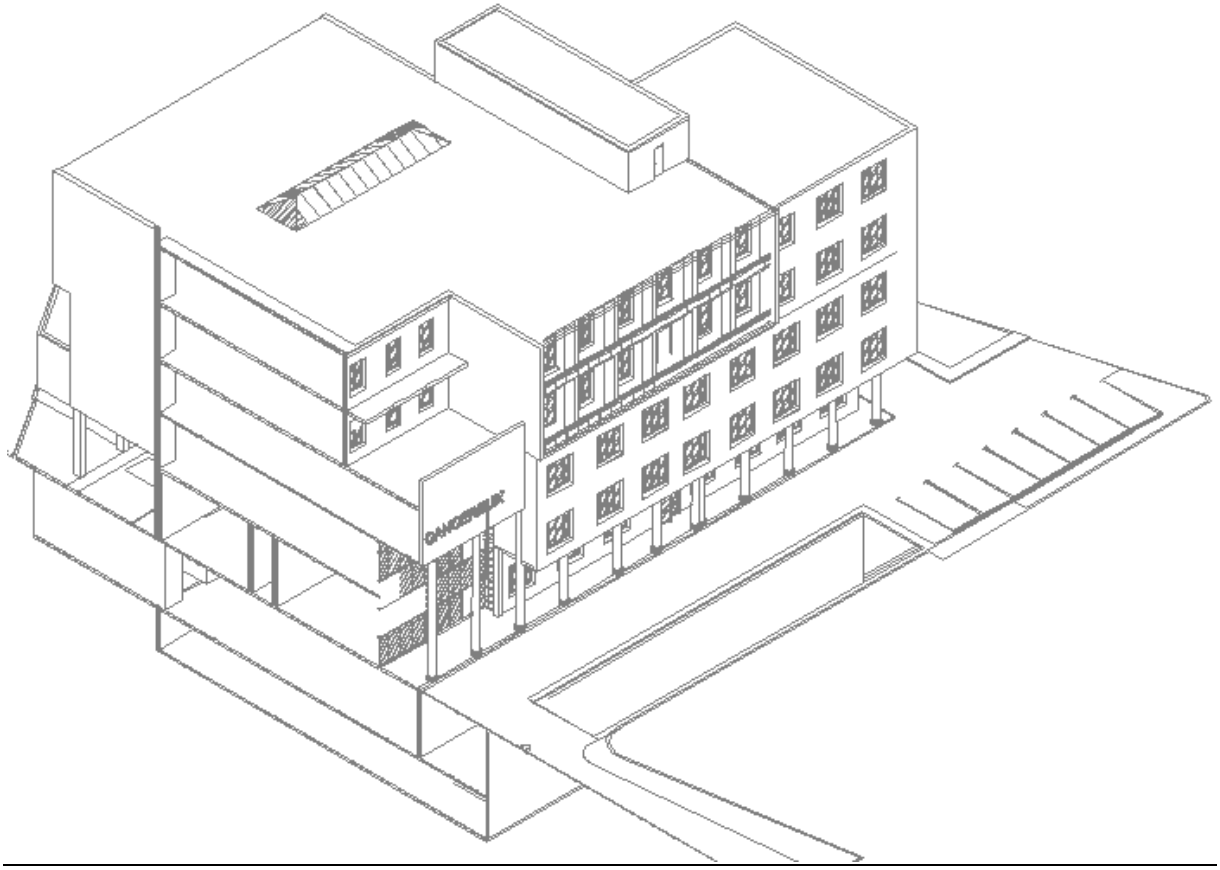


Figure 1-7 : Coupe en perspective de la construction

I.3. Caractéristique mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA93).

I.3.1. Béton :

le Béton est constitué par un mélange hétérogène de matériaux inertes appelés « granulats » (sable, gravier, avec du ciment) et de l'eau.

I.3.1.a. caractéristique du Béton :

- facile à le fabriquer et à le mettre en œuvre sur chantier.
- bonne résistance aux actions climatiques.
- bonne résistance à la compression.
- faible résistance à la traction.

I.3.1.b. ciment :

le choix du dosage et la classe du ciment doivent être effectué en fonction de la nature et l'importance de l'ouvrage à construire en tena compte des exigences suivantes :

- Résistance mécanique.
- Imperméabilité à l'eau.

Pour notre ouvrage, on utilisera le ciment portland artificiel (**CPJ325)**

I.3.1.c. Granulats : le béton est constitué de deux types de granulats.

- Sable de dimension inférieure à **5 mm.**
- gravier de dimension inférieur à **25mm (8/15** et **15/25)**

I.3.1.d. Eau de gâchage :

l'eau utilisée doit être propre, et ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le durcissement du béton.

I.3.1.e. Dosage du béton :

La variation de la teneur en eau modifie l'ouvrabilité du béton et peut altérer son module d'élasticité. Toute variation par rapport à la formulation théorique des bétons peut avoir des conséquences négatives sur leurs qualités. On retiendra que, pour **$1m^3$** de béton, on utilise environ 350 à 400kg de ciment, 175 à 200kg d'eau, 500 à 550kg de sables (dimension < 6 mm) et 1100 à 1200 kg de gravillons (dimension comprise entre 1 et 25 mm), ces proportions varient dans de faibles proportions avec la qualité du béton recherché.

I.3.2. Béton armé :

le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal " effort de traction, les deux matériaux (béton, acier) n'agissent pas l'un sur l'autre chimiquement et ils ont le même coefficient de dilatation thermique et une bonne adhérence l'un à l'autre.

I.3.2.a. Résistance du béton :

C'est le pouvoir d'un matériau de résister à la destruction sous l'action de contraintes dues à un chargement de compression ou de traction.

I.3.2.b. Résistance caractéristique à la compression :

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à vingt-huit (28) jours d'âge ; cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de 200cm² de section (ϕ = 16cm) et ayant une hauteur double de leur diamètre (H = 32cm).

Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$F_{cJ} = \frac{J}{4{,}76 + 0{,}83J} \times f_{c28} \qquad \text{pour } f_{c28} \leq 40\ Mpa$$

$$F_{cJ} = \frac{J}{1{,}4 + 0{,}95J} \times f_{c28} \qquad \text{pour } f_{c28} > 40\ Mpa$$

Lorsque l'âge du béton dépasse les 28 jours, on peut admettre une résistance au plus égale à $1.10 f_{c28}$ à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement

f_{c28} (MPa)	16	20	22	25	30	35	40
7 jours	10.6	13.2	14.6	16.5	19.9	23.2	26.5
14 jours	13.7	17.9	18.8	21.4	25.6	29.9	34.2
90 jours	17.6	22	24.2	27.5	33	38.5	44

Figure 1-5 : résistance du béton à 7 ,14 et 90 jours

I.3.2.c. Résistance caractéristique à la traction :

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par " f_{tj} " est déterminée par trois essais :

1. En traction directe ;
2. En traction par fendage ;
3. En traction par flexion.

La résistance à la traction du béton f_{tj} est déduite de celle à la compression par le biais de la relation: $f_{tJ} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{cJ}$ avec : f_{cJ} *et* f_{tJ} en MPa

I.3.2.d. Coefficient de POISSON (υ) :

$$\frac{\text{Allongement dans le sens transversal}}{\text{Raccourcissement longitudinal}} = \frac{\Delta_a / a}{\Delta_l / l}$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple

(Flambement transversal "Δ_a" raccourcissement longitudinal "Δ_l"),

le coefficient de POISSON est pris égal à :

$\nu = 0{,}2$ pour le calcul des déformations (ELS);

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations (ELU).

I.3.2.e. Module de déformation longitudinale:

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton est pris égal à:

$$E_{iJ}(MPa) = 11000(f_{cJ})^{1/3}$$

où : f_{cJ} représente la résistance caractéristique à la compression à "J" jours exprimée en MPa .

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation E_{VJ} est pris égal à :

$$E_{VJ}[MPa] = \frac{E_{iJ}}{3} \qquad \text{Soit} \quad : E_{VJ} = 3700(f_{cJ})^{1/3}\,MPa$$

I.3.3. Acier :

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance ; l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire d'une longueur très considérable par rapport à son diamètre. Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune a sa propre utilité.

I.3.3 A. Types d'acier :

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	F_e (MPa)
Rond lisse	Armatures transversales	F_e E235	$\phi 6 et \phi 8$	235
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	F_e E400	$T \geq 10$	400
Treillis soudé	Table de compression	TLE520	$0 \leq \phi \leq 6$	520

Tableau 1- Les types d'aciers utilisés et leurs nuances

I.3.3. B. Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quelque soit la nuance de l'acier utilisé :[$E_s = 2.10^5 \text{MPa}$]. Art.2.2.1

N.B : Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie Fe ;

Les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

I.4. Principe de calcul du CBA 93 :

Il existe deux états limites :

- Etat limite ultime (E.L.U) basé sur:
  - Equilibre statique
  - L'ouverture des fissures
  - La stabilité de forme
- Etat limite de service (E.L.S) basé sur:
  - La compression du béton
  - L'ouverture des fissures
  - La déformation

I.4.1. E.L.U de résistance :

I.4.1.1Contrainte du béton en compression :

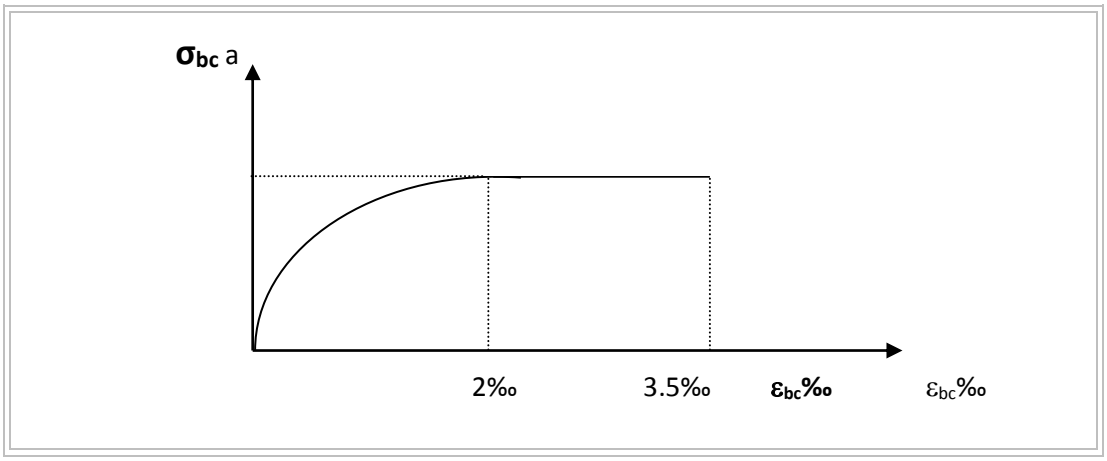


Figure 1-8 : Diagramme contrainte déformation du béton

La contrainte ultime du béton en compression ; σ_{bc} est donnée par la formule:

$$\overline{\sigma_{bc}} = \frac{0{,}85 f_{cJ}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec : γ_b : coefficient de sécurité, tel que :

$\gamma_b = 1{,}5$ Pour une combinaison fondamentale ;

$\gamma_b = 1{,}15$ Pour une combinaison accidentelle.

θ=1 Lorsque la durée probable d'application des charges est supérieure à 24 heures ;

θ=0.9 Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures ;

θ=0.85 Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure ;

I.4.1.2. Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

- Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}2 f_{cJ}}{\gamma_b},\ 5\ \text{MPa}\right)$
- Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}15 f_{cJ}}{\gamma_b},\ 4\ \text{MPa}\right)$

I.4.1.3. Contrainte limite de l'acier

A L'E.L.U, la contrainte limite de l'acier est:

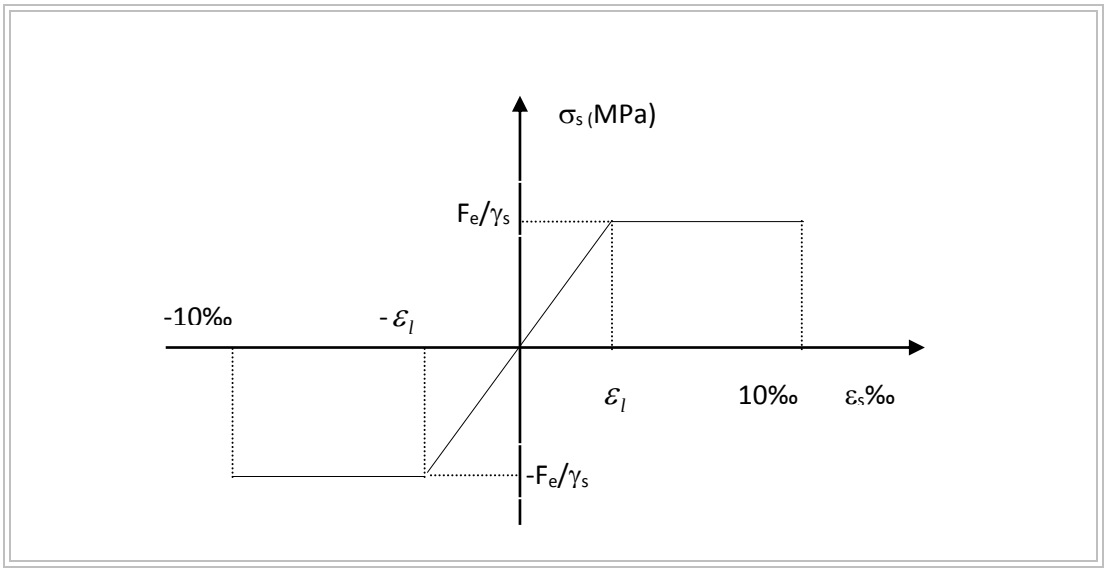


Figure1- 9 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

$$\overline{\sigma_s} = F_e / \gamma_s$$

Avec : $\overline{\sigma_s}$ *: Contrainte de l'acier ;*

F_e : Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier ;

γ_s : Coefficient de sécurité $\quad \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{situation durable} \\ 1 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$

ε_s : Allongement ou raccourcissement de l'acier

ε_l : Allongement ou raccourcissement limite

$\varepsilon_s = \text{sFe}/\gamma_s . E_s$ D'où : $\varepsilon_s = \Delta L / L$

I.4.2. A l'E.L.S :

I.4.2.1. E.L.S de compression de béton :

La contrainte de compression du béton est limitée à : $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\, f_{cj}$

A l'état ultime de service, σ_b doit être inférieure à $\overline{\sigma_b}$.

I.4.2.2. E.L.S de contrainte limite de l'acier:

I.4.3. Contrainte limite de l'acier :

- Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer
- Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min\left[2 f_e / 3; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ [MPa]
- Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min\left[f_e / 2; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ [MPa]

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les ronds lisses et les treillis soudés} \\ 1.6 & \text{pour les armatures à haute adhérance} \end{cases}$$

I.5. Conclusion :

Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

$f_{c28} = 25\text{MPa}$

$f_{t28} = 2.1\text{MPa}$

$E_{i28} = 32164.2\text{MPa}$

$E_{v28} = 10819\text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = \begin{cases} 14.2\text{MPa} & : situation\ durable \\ 18.48\text{MPa} & : situation\ accidentelle \end{cases}$$

$$\overline{\tau_u} = \begin{cases} 3.33MPa \\ 2.5MPa \end{cases}$$

Fissuration peu nuisible

Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable :

$\overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa}$

FeE400, $fe = 400\text{MPa}$: Pour les armatures longitudinales

FeE235, $fe = 235\text{MPa}$: Pour les armatures transversales

$\overline{\sigma_s} = 202\text{MPa}$: Fissuration préjudiciable pour les H.A.

I. Introduction

I.1. Description de l'ouvrage :

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier et à calculer des éléments résistants d'une clinique anticancéreux (RDC+6) en béton armé contreventé par des voiles. (Voir les plans ci-après)

Situation :

L'ouvrage étudié sera implanté à Alger, classé selon le RPA 99 version 2003 (REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES) comme une zone de haute sismicité (ZONE III). Notre étude sera conforme aux exigences des règles du CBA93.

L'ouvrage étudie est constitué de deux blocs d'une forme rectangulaire comportant quatre niveaux sur un rez-de-chaussée et deux sous-sol (R+6).

I.2 .Caractéristique géométriques de l'ouvrage :

I.2.a. Dimensions en plan

- **BLOC A :**

  - Longueur totale du bâtiment : 32,10 m
  - Largeur totale du bâtiment : 14,80 m

- **BLOC B :**

  - Longueur totale du bâtiment : 32.40 m
  - Largeur totale du bâtiment : 29.20 m

I.2.b. Dimensions en élévation :

BLOC A & B :

- Hauteur totale du bâtiment : 20,80 m
- Hauteur de l'étage : 4,00 m
- Hauteur du deuxième sous sol : 3,00 m
- Hauteur du premier sous sol et de RDC : 4,80 m

I.2.c. Système de contreventement :

Notre bâtiment comporte une hauteur dépassant les 9m, ainsi le Règlement Parasismique Algérien (RPA99) préconise un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

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 leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, en plus des sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

I.2.d. Planchers :

Nous avons adopté (2) deux types de planchers, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteaux.

- Le plancher à corps creux
- Le plancher à dalle pleine

I.2.e. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

- Murs extérieurs (double cloison) :
- Murs intérieurs (simple cloison) :

I.2.f. L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton armé, plus quelques types de revêtement (enduit en ciment,…), son rôle principal est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales (empêcher leur ruissellement par le larmier) qui provoqueraient des fissures suivant la ligne de conjoncture entre l'acrotère et la forme en pente Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en voile de 60 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur

I.2.g. Escalier :

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un escalier à deux volées.

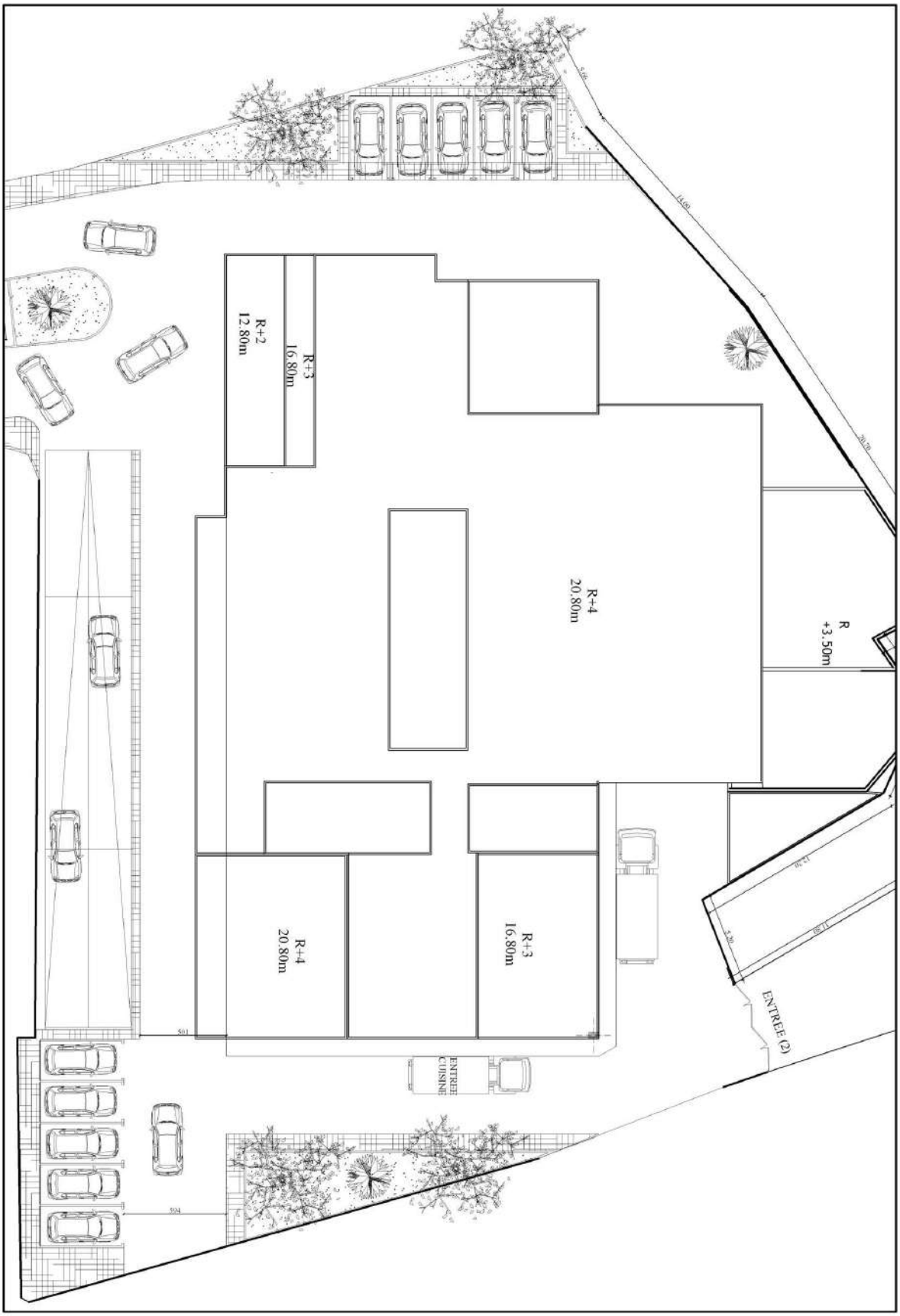


Figure 1-1 : Plan de masse

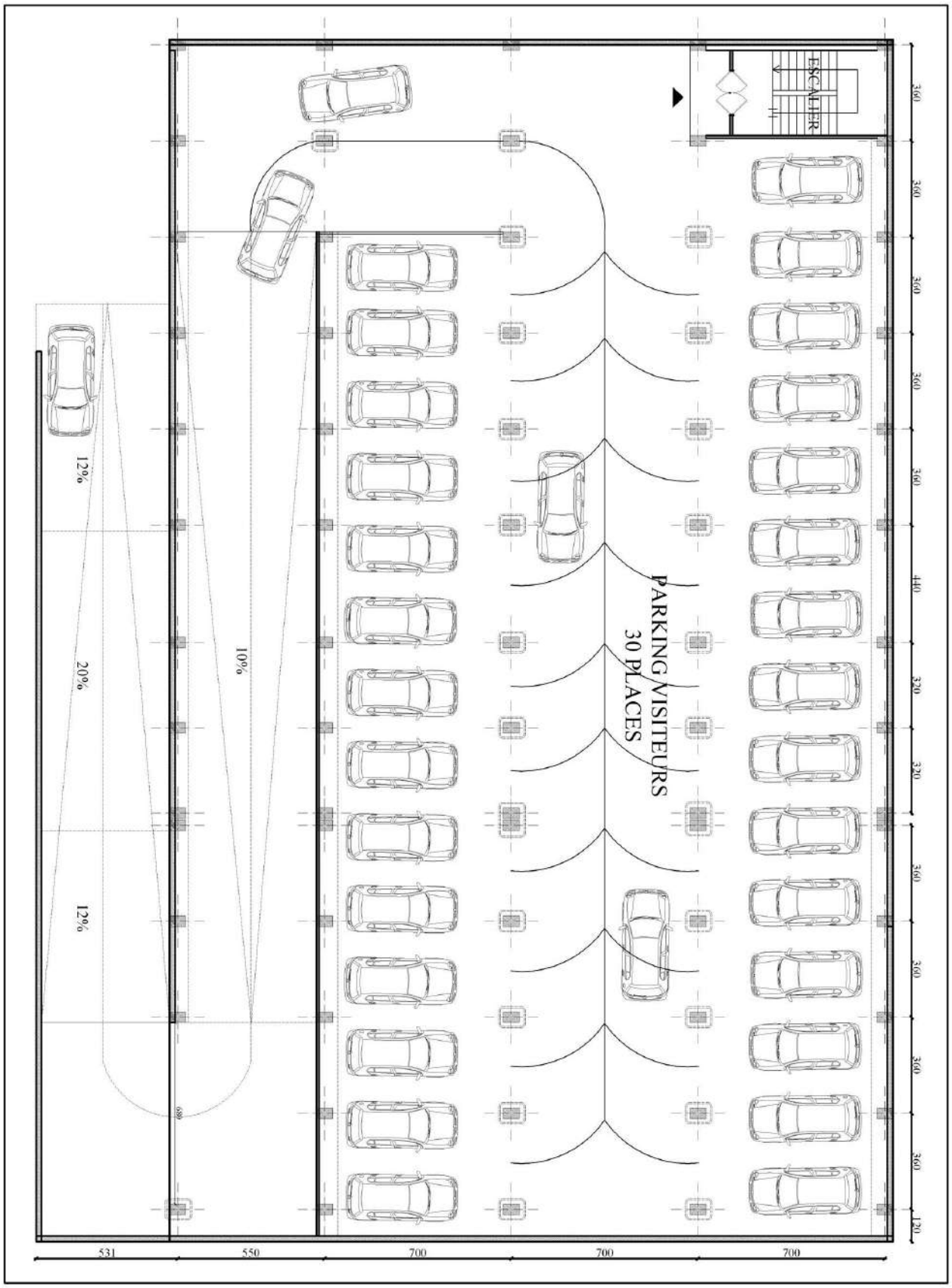


Figure 1-2 : Plan du deuxième sous-sol Niv (-7.80)

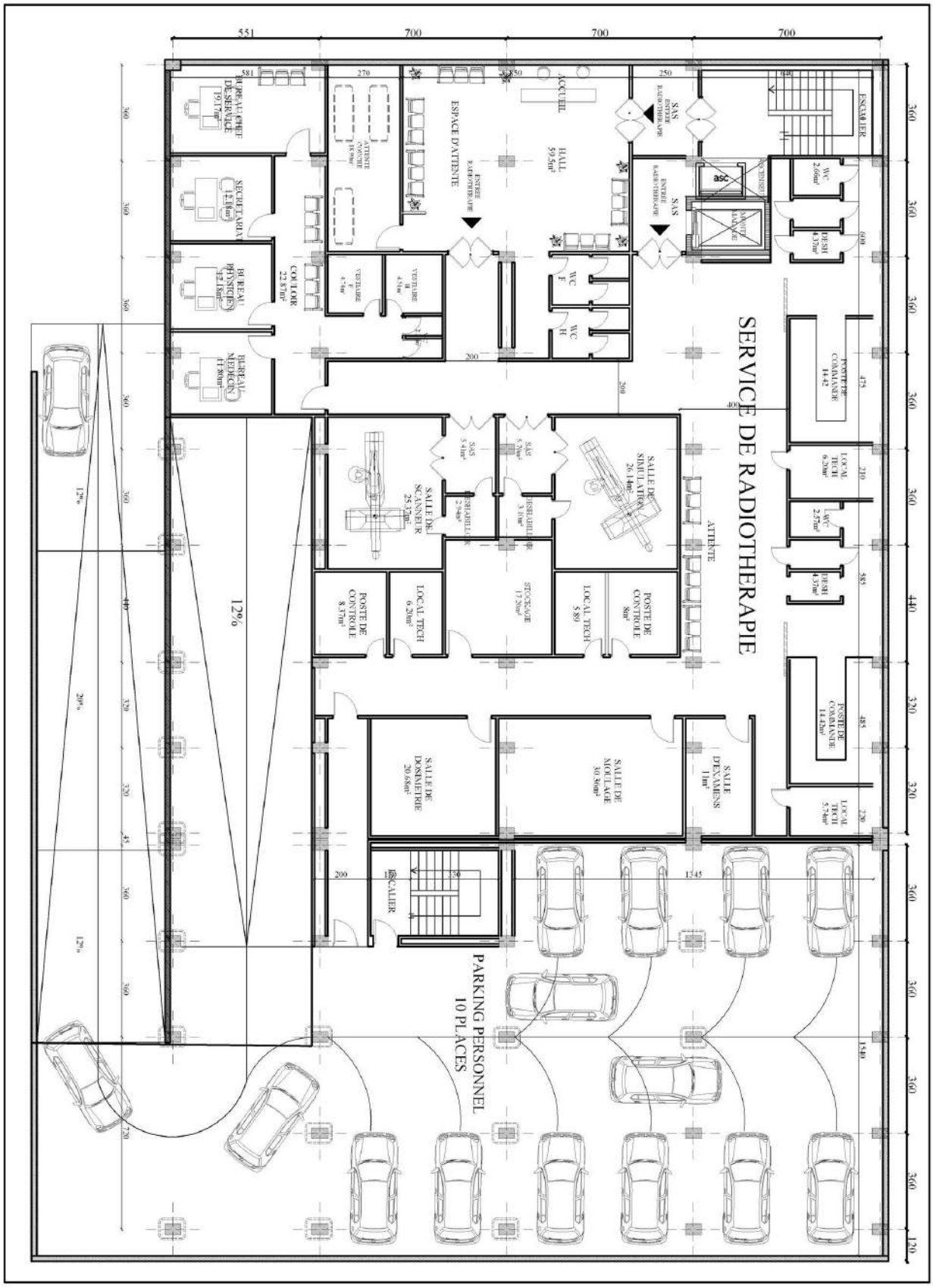


Figure 1-3 : Plan du premier sous-sol Niv (-4.80)

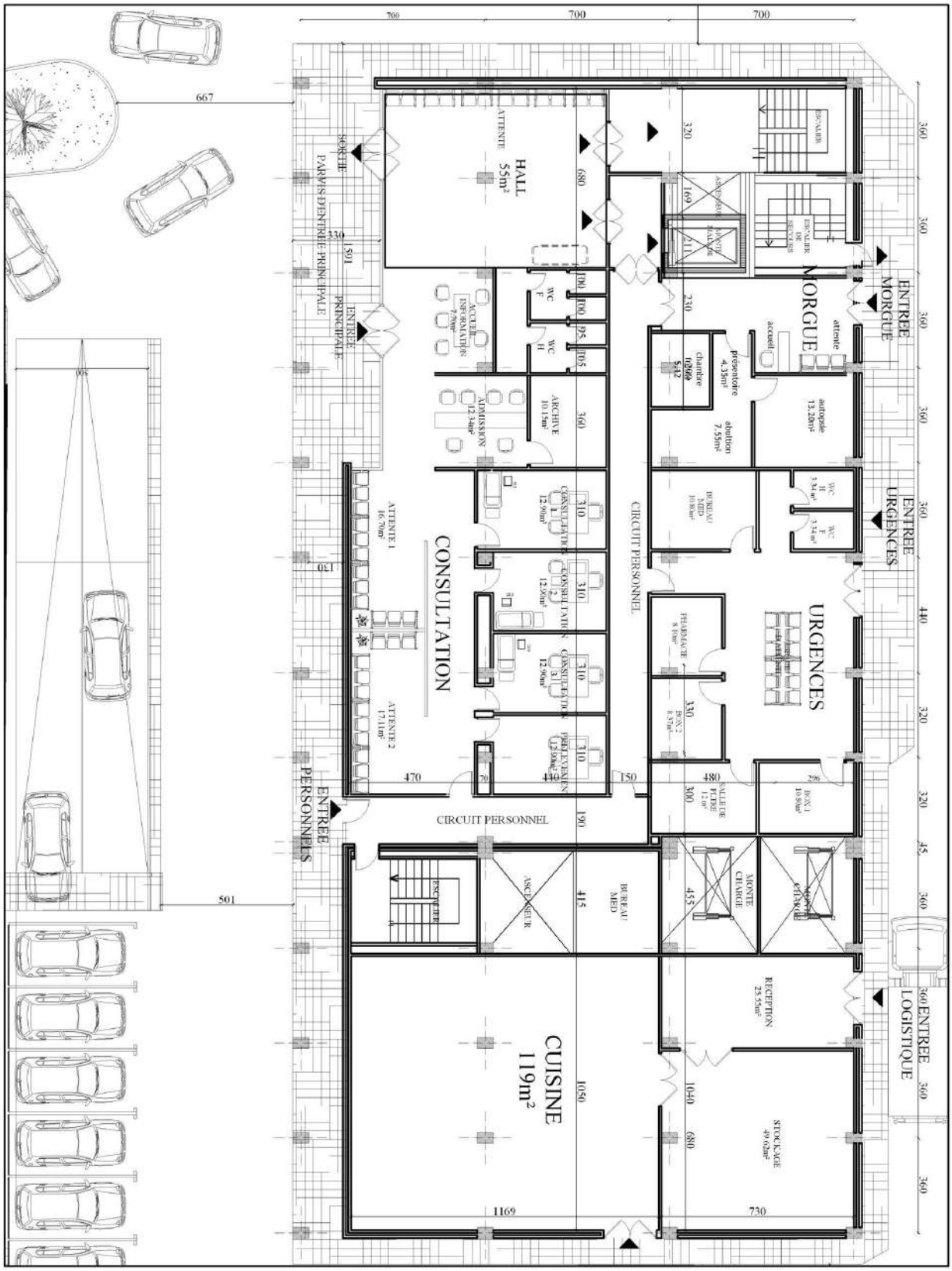


Figure 1-4 : Plan du RDC Niv (+0.00)

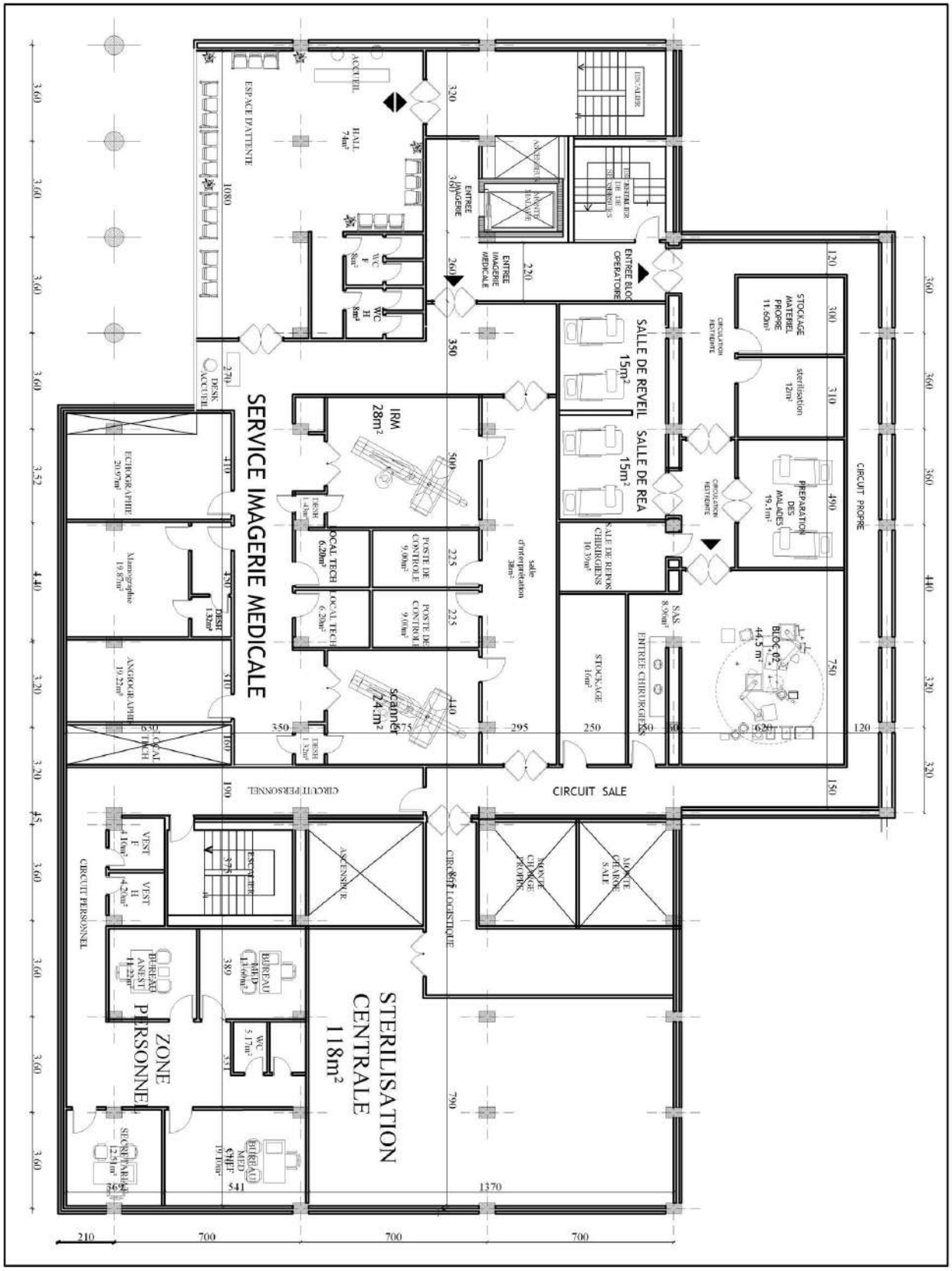


Figure 1-5 : Plan du Première étage Niv (+4.80)

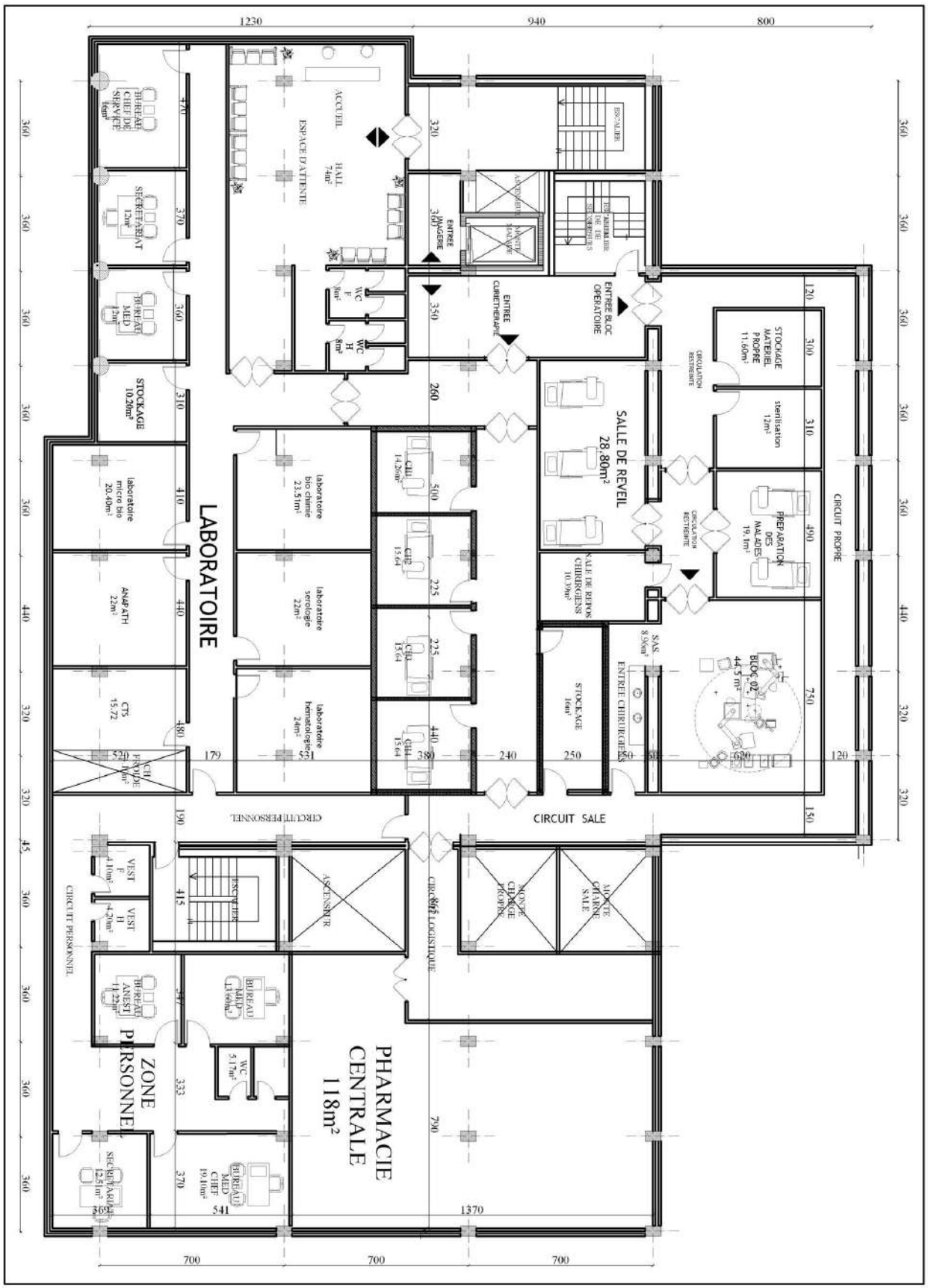


Figure 1-6 : Plan du deuxième étage Niv (+8.80)

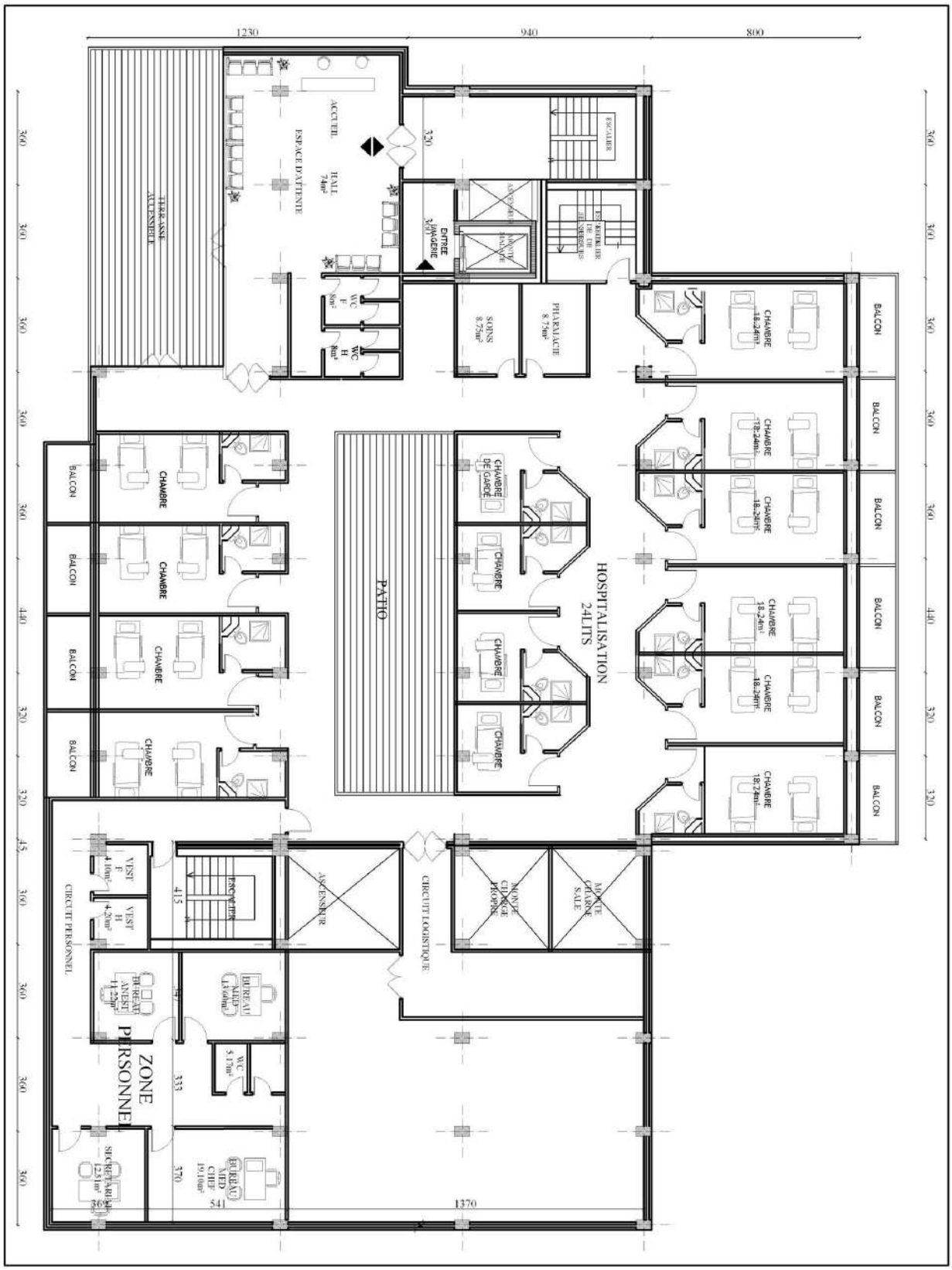


Figure 1-7 : Plan du troisième étage Niv (+12.80)

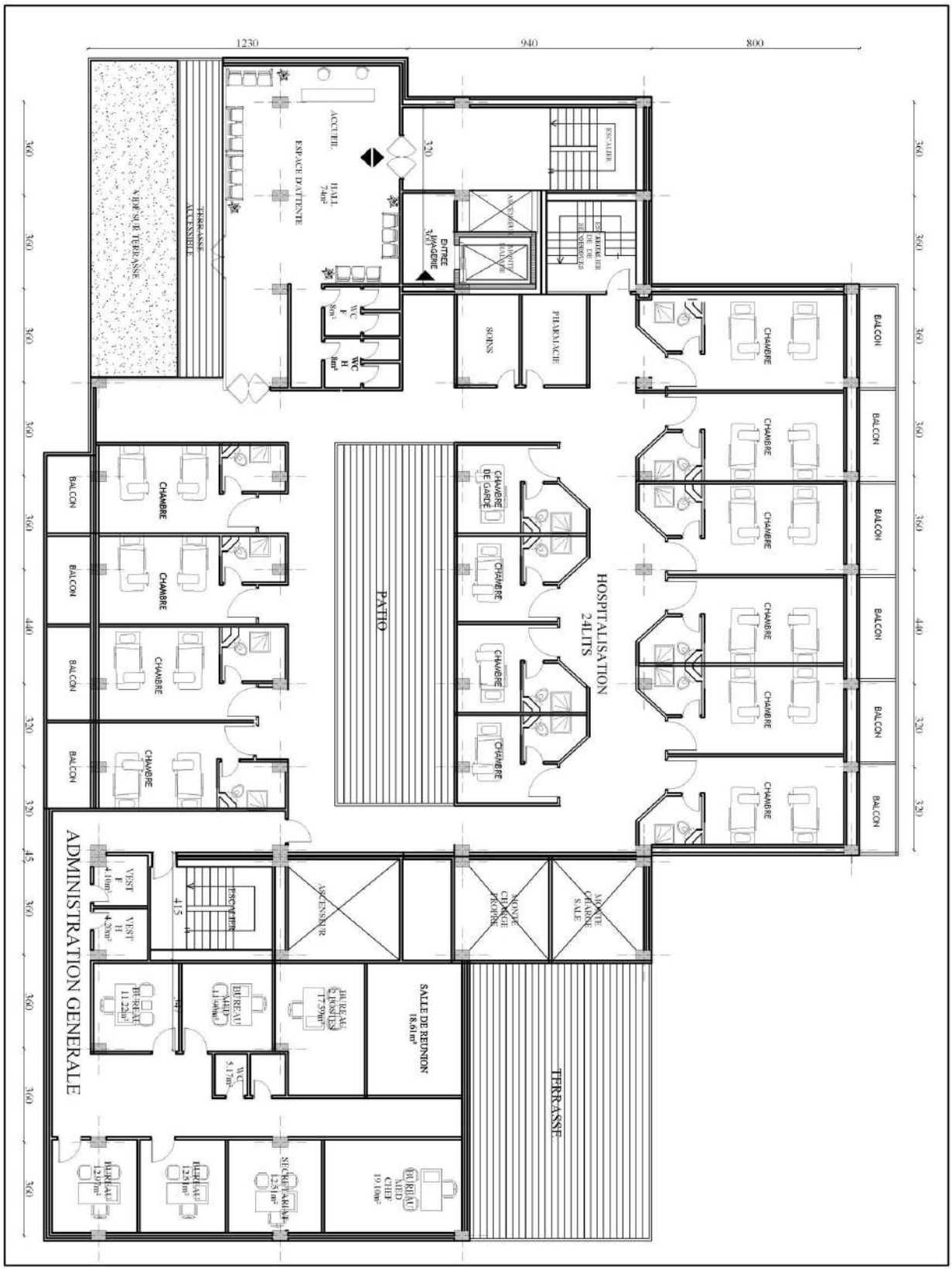


Figure 1-8 : Plan du quatrième étage Niv (+16.80)

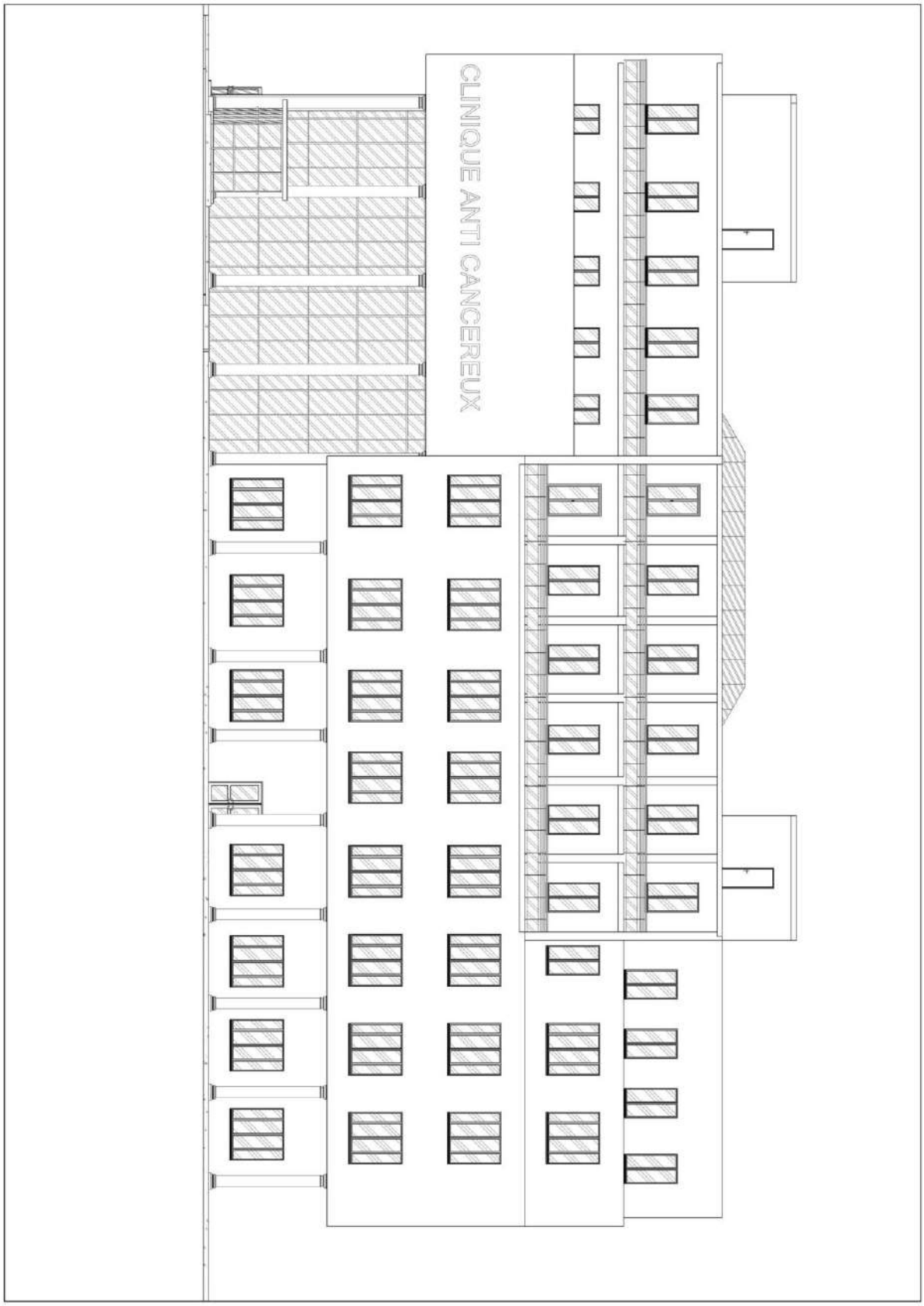


Figure 1-9 : Façade principale

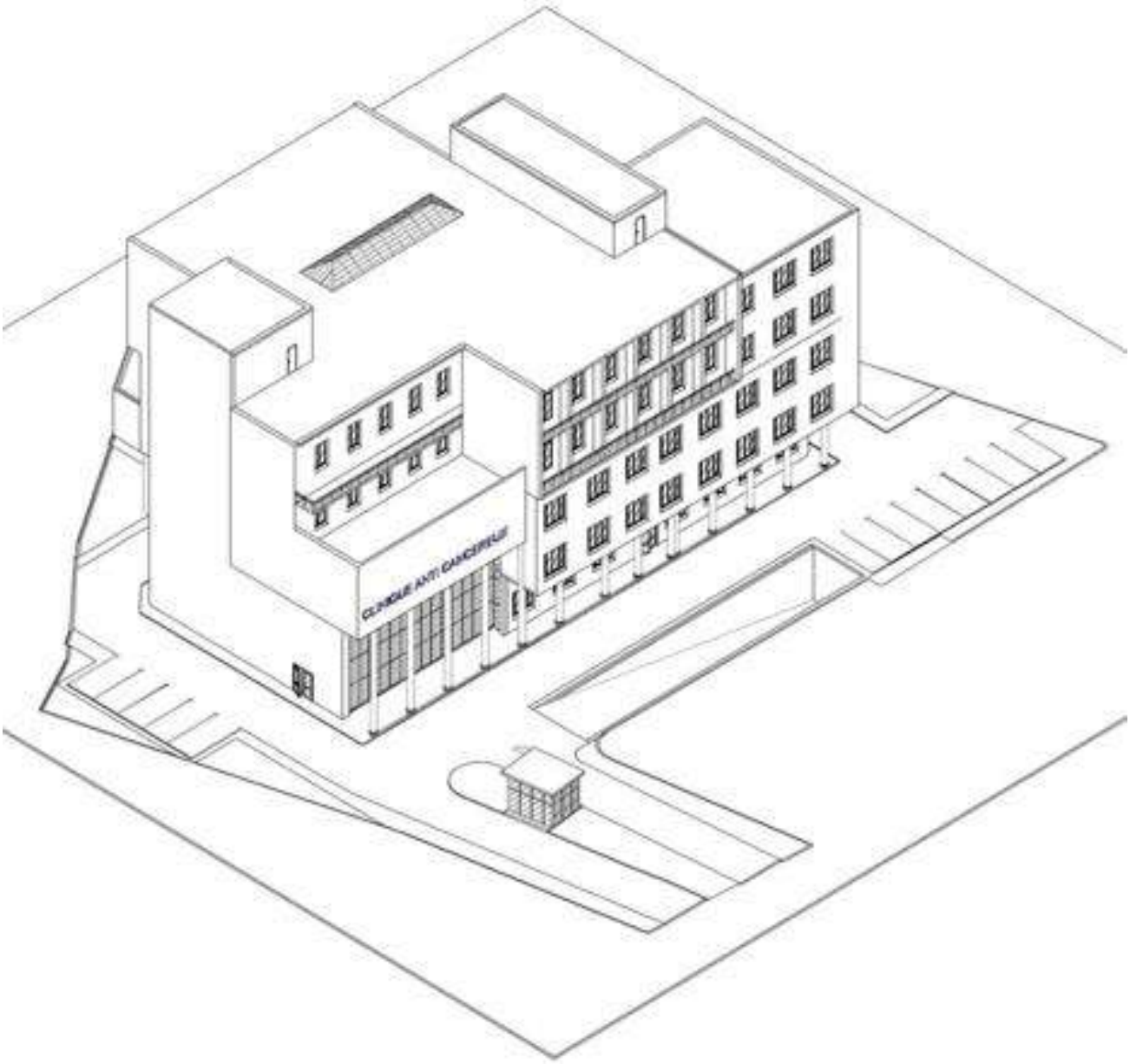


Figure 1-10 : vue en perspective de la construction

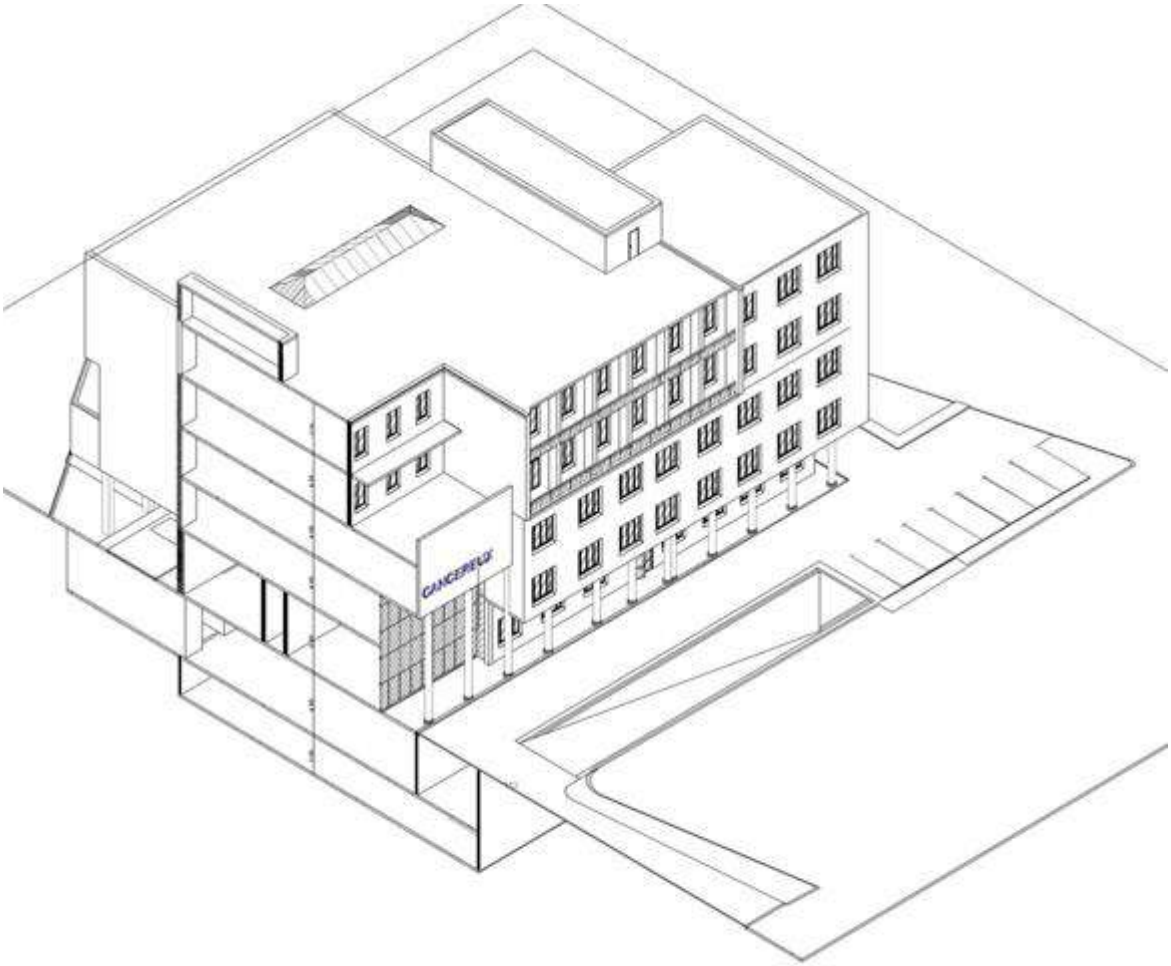


Figure 1-11 : Coupe en perspective de la construction

I.3. Caractéristique mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA93).

I.3.1. Béton :

Le Béton est constitué par un mélange hétérogène de matériaux inertes appelés « granulats » (sable, gravier, avec du ciment) et de l'eau.

I.3.1.a. caractéristique du Béton :

- facile à le fabriquer et à le mettre en œuvre sur chantier.
- bonne résistance aux actions climatiques.
- bonne résistance à la compression.
- faible résistance à la traction.

I.3.1.b. ciment :

Le choix du dosage et la classe du ciment doivent être effectué en fonction de la nature et l'importance de l'ouvrage à construire en tenant compte des exigences suivantes :

- Résistance mécanique.
- Imperméabilité à l'eau.

Pour notre ouvrage, on utilisera le ciment portland artificiel (**CPJ325)**

I.3.1.c. Granulats : le béton est constitué de deux types de granulats.

- Sable de dimension inférieure à **5 mm.**
- gravier de dimension inférieur à **25mm (0/8 ; 8/15** et **15/25**)

I.3.1.d. Eau de gâchage :

L'eau utilisée doit être propre, et ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le durcissement du béton.

I.3.1.e. Dosage du béton :

La variation de la teneur en eau modifie l'ouvrabilité du béton et peut altérer son module d'élasticité. Toute variation par rapport à la formulation théorique des bétons peut avoir des conséquences négatives sur leurs qualités. On retiendra que, pour **$1m^3$** de béton, on utilise environ 350 à 400kg de ciment, 175 à 200kg d'eau, 500 à 550kg de sables (dimension < 6 mm) et 1100 à 1200 kg de gravillons (dimension comprise entre 1 et 25 mm), ces proportions varient dans de faibles proportions avec la qualité du béton recherché.

I.3.2. Béton armé :

Le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal " effort de traction, les deux

matériaux (béton, acier) n'agissent pas l'un sur l'autre chimiquement et ils ont le même coefficient de dilatation thermique et une bonne adhérence l'un à l'autre.

I.3.2.a. Résistance du béton :

C'est le pouvoir d'un matériau de résister à la destruction sous l'action de contraintes dues à un chargement de compression ou de traction.

I.3.2.b. Résistance caractéristique à la compression :

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à vingt-huit (28) jours d'âge ; cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de 200cm² de section (ϕ = 16cm) et ayant une hauteur double de leur diamètre (H = 32cm).

Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$F_{cJ} = \frac{J}{4{,}76 + 0{,}83J} \times f_{c28} \qquad \text{pour } f_{c28} \leq 40\ Mpa$$

$$F_{cJ} = \frac{J}{1{,}4 + 0{,}95J} \times f_{c28} \qquad \text{pour } f_{c28} > 40\ Mpa$$

Lorsque l'âge du béton dépasse les 28 jours, on peut admettre une résistance au plus égale à $1.10 f_{c28}$ à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement

f_{c28} (MPa)	16	20	22	25	30	35	40
7 jours	10.6	13.2	14.6	16.5	19.9	23.2	26.5
14 jours	13.7	17.9	18.8	21.4	25.6	29.9	34.2
90 jours	17.6	22	24.2	27.5	33	38.5	44

Tableau 1: résistance du béton à 7 ,14 et 90 jours

I.3.2.c. Résistance caractéristique à la traction :

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par " f_{tj} " est déterminée

Par trois essais :

1. En traction directe ;
2. En traction par fendage ;
3. En traction par flexion.

La résistance à la traction du béton f_{tj} est déduite de celle à la compression par le biais de la relation: $f_{tJ} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{cJ}$ avec : f_{cJ} *et* f_{tJ} en MPa

I.3.2.d. Coefficient de POISSON (υ) :

$$\frac{\text{Allongement dans le sens transversal}}{\text{Raccourcissement longitudinal}} = \frac{\Delta_a / a}{\Delta_l / l}$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple

(Flambement transversal " Δ_a " raccourcissement longitudinal " Δ_l "),

le coefficient de POISSON est pris égal à :

$\nu = 0{,}2$ pour le calcul des déformations (ELS);

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations (ELU).

I.3.2.e. Module de déformation longitudinale:

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton est pris égal à:

$$E_{iJ}(MPa) = 11000(f_{cJ})^{1/3}$$

où : f_{cJ} représente la résistance caractéristique à la compression à "J" jours exprimée en *MPa* .

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation E_{VJ} est pris égal à :

$$E_{VJ}[MPa] = \frac{E_{iJ}}{3} \quad \text{Soit} \quad : E_{VJ} = 3700(f_{cJ})^{1/3} MPa$$

I.3.3. Acier :

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance ; l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire d'une longueur très considérable par rapport à son diamètre. Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune a sa propre utilité.

I.3.3 A. Types d'acier :

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	F_e (MPa)
Rond lisse	Armatures transversales	F_e E235	$\phi 6 et \phi 8$	235
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	F_e E400	$T \geq 10$	400
Treillis soudé	Table de compression	TLE520	$0 \leq \phi \leq 6$	520

Tableau 2- Les types d'aciers utilisés et leurs nuances

I.3.3. B. Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quelque soit la nuance de l'acier utilisé :

[$E_s = 2.10^5$ MPa]. Art.2.2.1

N.B : Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie Fe ; Les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

I.4. Principe de calcul du CBA 93 :

Il existe deux états limites :

- Etat limite ultime (E.L.U) basé sur:
  - Equilibre statique
  - L'ouverture des fissures
  - La stabilité de forme
- Etat limite de service (E.L.S) basé sur:

- La compression du béton
- L'ouverture des fissures
- La déformation

I.4.1. E.L.U de résistance :

I.4.1.1Contrainte du béton en compression :

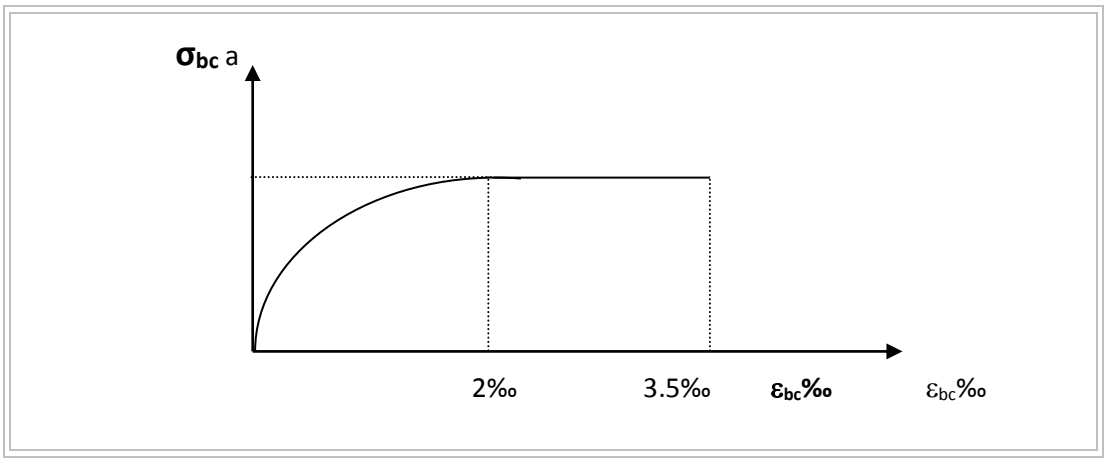


Figure 1-12 : Diagramme contrainte déformation du béton

La contrainte ultime du béton en compression ; σ_{bc} est donnée par la formule:

$$\overline{\sigma_{bc}} = \frac{0{,}85 f_{cJ}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec : γ_b : coefficient de sécurité, tel que :

$\gamma_b = 1{,}5$ Pour une combinaison fondamentale ;

$\gamma_b = 1{,}15$ Pour une combinaison accidentelle.

$\theta = 1$ Lorsque la durée probable d'application des charges est supérieure à 24 heures ;

$\theta = 0.9$ Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures ;

$\theta = 0.85$ Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure ;

I.4.1.2. Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

- Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}2f_{cJ}}{\gamma_b},\ 5\ \text{MPa}\right)$
- Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}15f_{cJ}}{\gamma_b},\ 4\ \text{MPa}\right)$

I.4.1.3. Contrainte limite de l'acier

A L'E.L.U, la contrainte limite de l'acier est:

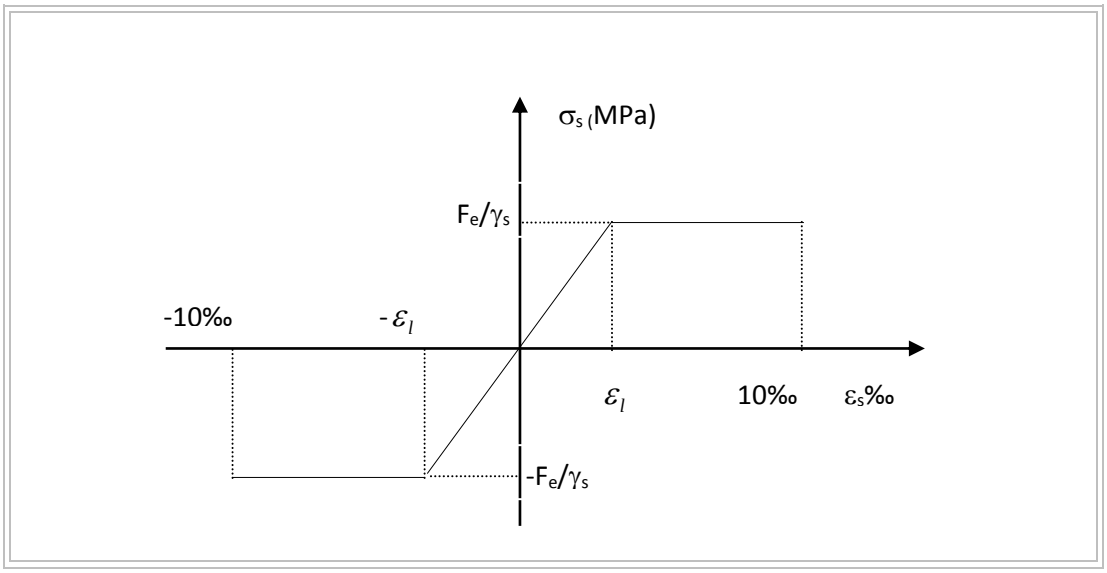


Figure1- 13 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

$$\overline{\sigma_s} = F_e / \gamma_s$$

Avec : $\overline{\sigma_s}$ *: Contrainte de l'acier ;*

F_e : Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier ;

γ_s : Coefficient de sécurité $\quad \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{situation durable} \\ 1 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$

ε_s : Allongement ou raccourcissement de l'acier

ε_l : Allongement ou raccourcissement limite

$\varepsilon_s = \text{sFe}/\gamma_s \,.\, E_s$ D'où : $\varepsilon_s = \Delta L / L$

I.4.2. A l'E.L.S :

I.4.2.1. E.L.S de compression de béton :

La contrainte de compression du béton est limitée à : $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\, f_{cj}$

A l'état ultime de service, σ_b doit être inférieure à $\overline{\sigma_b}$.

I.4.2.2. E.L.S de contrainte limite de l'acier:

I.4.3. Contrainte limite de l'acier :

- Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer
- Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min\left[2\, f_e / 3; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ [MPa]
- Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min\left[f_e / 2; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ [MPa]

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les ronds lisses et les treillis soudés} \\ 1.6 & \text{pour les armatures à haute adhérance} \end{cases}$$

I.5. Conclusion :

Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

$f_{c28} = 25\text{MPa}$

$f_{t28} = 2.1\text{MPa}$

$E_{i28} = 32164.2\text{MPa}$

$E_{v28} = 10819\text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = \begin{cases} 14.2\text{MPa} & : situation\ durable \\ 18.48\text{MPa} & : situation\ accidentelle \end{cases}$$

$$\overline{\tau_u} = \begin{cases} 3.33MPa \\ 2.5MPa \end{cases}$$

Fissuration peu nuisible

Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable :

$\overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa}$

FeE400, $fe = 400\text{MPa}$: Pour les armatures longitudinales

FeE235, $fe = 235\text{MPa}$: Pour les armatures transversales

$\overline{\sigma_s} = 202\text{MPa}$: Fissuration préjudiciable pour les H.A.

II.1. Introduction :

Le but du Prédimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99 Version 2003 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul.

II .2. Prédimensionnement des planchers :

Les planchers sont des aires planes horizontales limitant les étages, ils sont caractérisés par une faible épaisseur par rapport aux dimensions en plan, ils ont pour fonction :

- ✓ La séparation des différents niveaux.
- ✓ Reprendre les charges afin de les transmettre aux éléments porteurs.
- ✓ assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- ✓ La sécurité contre l'incendie.

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- ➢ Plancher à corps creux.
- ➢ Dalle pleine.

II .2.1. Plancher à corps creux :

Les planchers à corps creux sont constitués de poutrelles préfabriquées associées à des corps creux, l'épaisseur du plancher se calcule à l'aide des deux formules suivantes:

- ➢ $L/20 \geq ht \geq L/25$
- ➢ et $ht \geq L/22.5$

Avec :

- ♦ L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée à nus des appuis.
- ♦ Pour le cas de notre structure, nous avons deux blocs :
  - ➢ **Bloc_A** :

    L = 3.30 m.
  - ➢ $330/20 \geq ht \geq 330/25 \quad \Rightarrow 16.50\ cm \geq ht \geq 13.50\ cm.$
  - ➢ $ht \geq 330/22.5 \quad \Rightarrow \quad ht \geq 14.66\ cm.$

On choisit : ht = 20 cm on adoptera donc un plancher à corps creux du type (16+4)

- ➢ **Bloc_B** :

L = 4.10 m.

- ➢ $410/20 \geq ht \geq 410/25 \quad \Rightarrow 20.50\ cm \geq ht \geq 16.40\ cm.$
- ➢ $ht \geq 410/22.5 \quad \Rightarrow \quad ht \geq 18.22\ cm.$

On choisit : ht = 20 cm on adoptera donc un plancher à corps creux du type (16+4)

Alors on a un plancher à corps creux du type (16+4) pour les deux blocs.

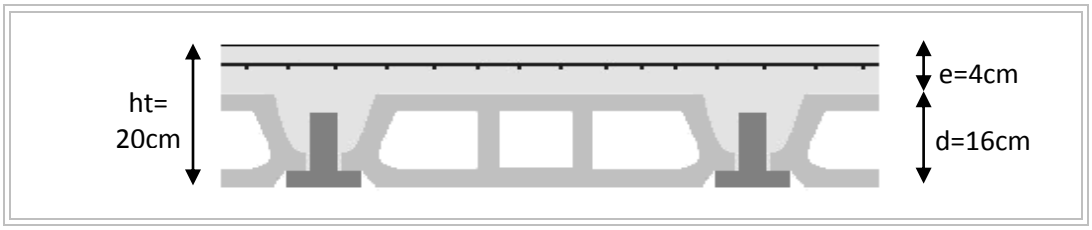


Figure 2-1: dimensionnement de plancher à corps creux

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier la condition suivante :

- ht ≥ 16 cm

D'où on a : 20 cm > 16 cm (condition vérifiée).

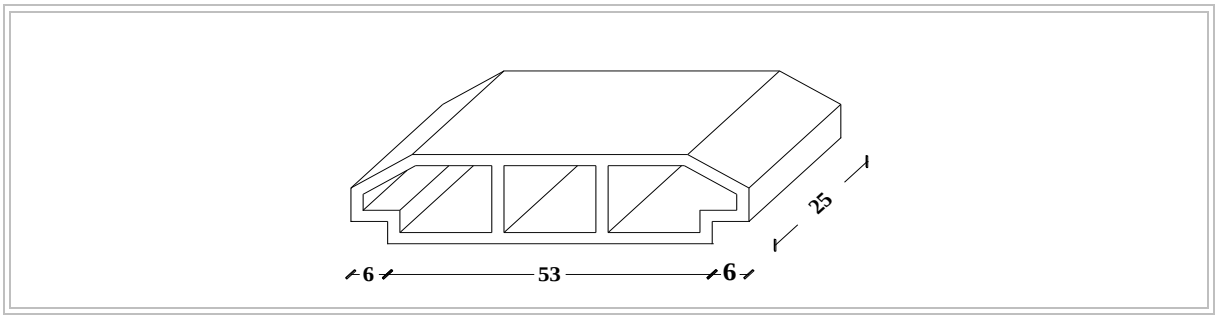


Figure 2-2: Dimensions du corps creux

II .2.2. Les dalles pleines :

Le Prédimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

i) Critère de résistance :

- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

$$(Lx/50) \leq ep \leq (L\ x\ /40)$$

- dalle reposant sur deux appuis :

$$(Lx / 35) \leq ep \leq (Lx / 30)$$

Où : ep : épaisseur de la dalle.

L : la plus grande portée mesurée entre nu.

ii) **Sécurité contre l'incendie :**

ep = 7cm : peut assurer un coupe-feu d'une heure.

ep = 11cm : peut assurer un coupe-feu de deux heures.

iii) **condition d'isolation acoustique :** ep ≥ 15 cm.

➢ **Bloc A :**

- Critère de résistance : $700/50 \le ep \le 700/40 \Rightarrow 14.00 \le ep \le 17.50$

➢ **Bloc B:**

- Critère de résistance : $800/50 \le ep \le 800/40 \Rightarrow 16.00 \le ep \le 20.00$
- La sécurité contre l'incendie : ep = 11cm
- Condition d'isolation acoustique : ep = 15 cm

➢ **Conclusion :** Pour les dalles plaines des deux blocs on adoptera : $\mathbf{e_p = 20cm}$

Condition de la flèche :

Si L ≤ 5m $\Rightarrow f \le \frac{L}{500}$.

Si L > 5m $\Rightarrow f \le \frac{L}{1000} + 0.05$

II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations :

II.3.1. Maçonnerie :

II.3.1.a. Murs intérieurs (simple cloison) :

N	Composants	Épaisseur	Poids volumiques	Poids surfaciques
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			G	**1.62**

Tableau 2-1 : charge permanente du mur simple cloison

II.3.1.b. Murs extérieurs (double-cloison) :

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids	Poids
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Lame d'aire	0.10	-	-
4	Brique creuse	0.10	9	0.9
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			G	**2.52**

Tableau 2-2 : charge permanente du mur double cloison

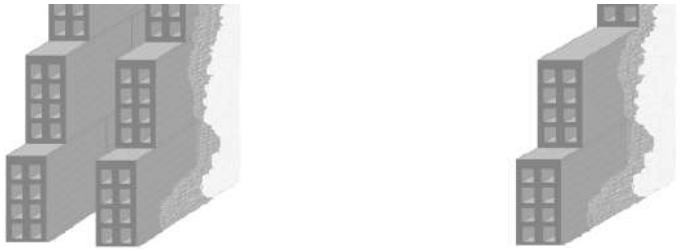


Figure 2-3: Simple et double cloisons

II.3.2. Plancher terrasse :

II.3.2.a. Charges permanentes :

- **Bloc A & B :**

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique
1	Gravillon roulé	0.04	0.72
2	Étanchéité	0.02	0.12
3	Papier kraft	-	0.05
4	Forme de pente	0,14	2.2
5	Film polyane	0.01	0.05
6	Liège isolant	0.04	0.16
7	Pare vapeur	0.01	0.06
8	Planche corps creux	0.16+0.04	2.80
9	Enduit de plâtre	0.02	0.2
		G	**6.36**

Tableau 2-3 : Charge permanente du plancher terrasse

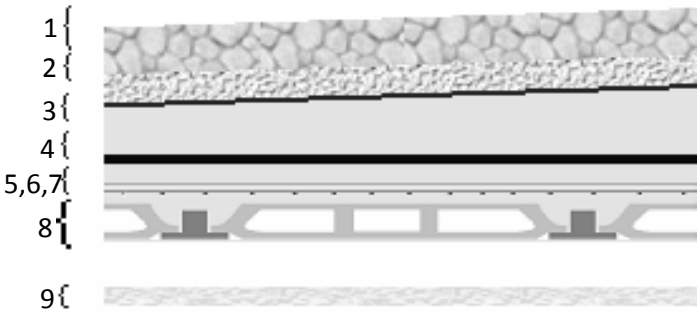


Figure 2-4 : composants d'un plancher terrasse

II.3.2.b. Charges d'exploitation :

- **Bloc A & B :** Terrasse inaccessible Q = 1 KN/m^2.

II.3.3. Plancher courant :

II.3.3.a. Charges permanentes :

- **Bloc A & B :**

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m2)
1	Carrelage	0.02	0.44
2	Mortier de pose	0.02	0.40
3	Lit de sable	0.03	0.54
4	Planche corps creux	0.16+0.04	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	0.2
6	mur simple cloison	0.10	1.62
		G	**6.00**

Tableau 2-4 : Charge permanente du plancher courant

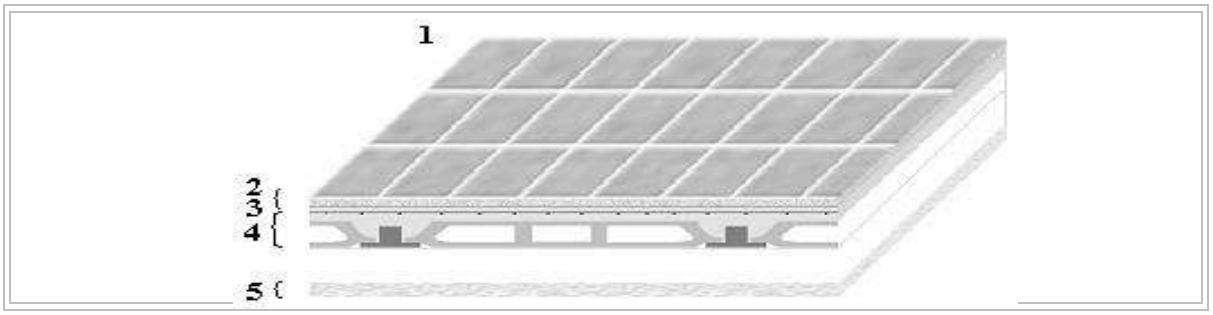


Figure 2-5 : composants d'un plancher courant

II.3.3.b. charges d'exploitation :

- **Bloc A :**

N	Niveaux	Usage	Charge d'exploitation (KN/m2)
1	2eme Sous Sol	Parking	2.50
2	1 ère Sous Sol	Parking	2.50
3	RDC	Cuisine	5.00
4	1 ère Etage	Stérilisation	3.50
5	2eme Etage	Pharmaceutique	2.50
6	3eme & 4eme Etages	Administratif	2.50

Tableau 2-5 : Charges d'exploitation des planchers courants bloc A

- **Bloc B :**

N	Niveaux	Usage	Charge d'exploitation
1	2eme Sous Sol	Parking	2.50
2	1 ère Sous Sol	Radiothérapie	4.00
3	RDC	Consultation	2.50
4	1 ère Etage	Imagerie médicale	4.00
5	2eme Etage	Laboratoire	3.50
6	3eme & 4eme Etages	Hospitalisation	1.50

Tableau 2-6 : Charges d'exploitation des planchers courants bloc B

II.3.4. Dalle pleine :

II .3.4.a. Terrasse :

- **Bloc A & B :**

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé (25/40)	0.05	0.90
2	Etanchéité multicouche	0.02	0.12
3	Papier Kraft	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	2.20
5	Film polyane	-	0.01
6	Liège (isolant thermique)	0.04	0.16
7	Pare vapeur	0.01	0.02
8	Dalle pleine	0.20	5.00
9	Enduit de ciment	0.02	0.36
		G	8.82

Tableau 2-7 : Charge permanente terrasse

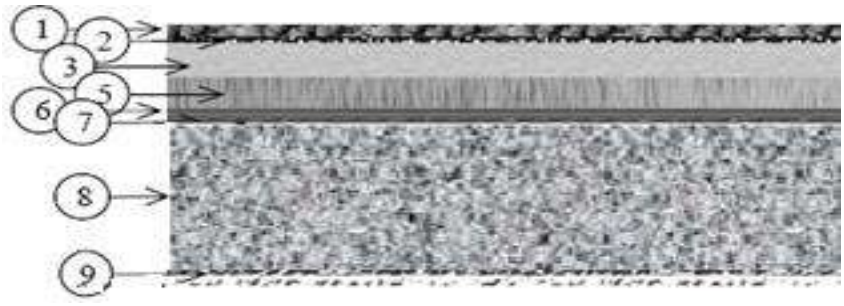


Figure 2-6 : composants de la dalle de terrasse

II.3.4.b. Etages :

- **BLOC A & B :**

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	0.44
2	Mortier de pose	0.04	0.40
3	Lit de sable	0.03	0.54
4	Etanchéité	0.02	0.12
5	Dalle pleine	0.20	5.00
6	Enduit de ciment	0.02	0.36
		G	6.86

Tableau 2- 8 : Charge permanente de la dalle d'étage

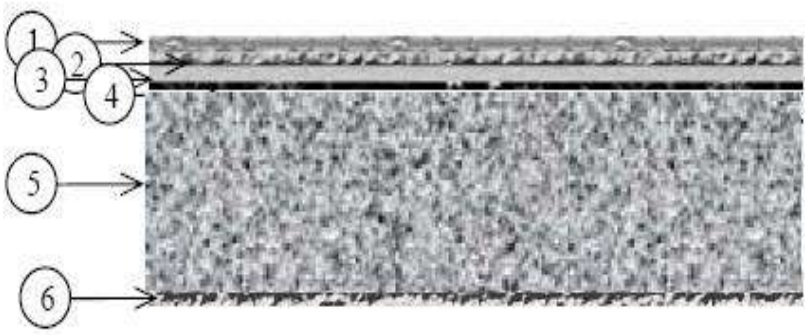


Figure 2-7 : composants de la dalle d'étage

II.3.4.c. Parking étage :

- **Bloc A:**

i) La charge permanente :

Plancher dalle pleine pour le parking et les rampes d'accès :

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Dalle pleine	0.20	5.00
2	Mortier de ciment	0.03	0.60
		G	5.60

Tableau 2-9 : Charge permanente de la parking étage

ii) La charge d'exploitation : Q=2.5KN /m²

II.4. Prédimensionnement des poutres:

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section.
Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles). Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA 93).

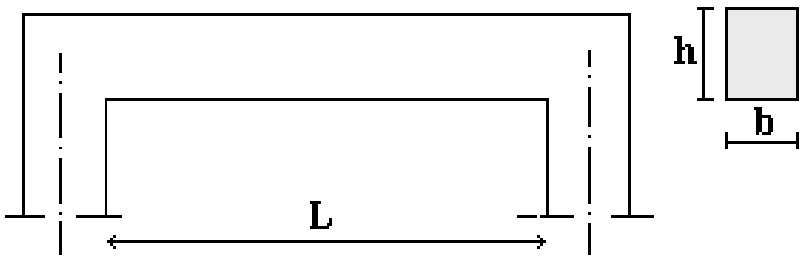


Figure 2-8 : Dimensionnement de la poutre

- b: largeur de la base de la poutre.
- h: hauteur totale de la poutre.
- L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

Le Prédimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes:

- $L\ max/15 \leq h \leq L\ max/10$
- $0.3h \leq b \leq 0.7h$

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone III sont:

- $h \geq 30cm$
- $b \geq 20$ cm
- $h/b \leq 4$
- $bmax \leq 1.5+b1$

Nous choisissons le sens longitudinal (parallèle à Y-Y) comme sens porteur.
Les poutrelles des planchers à corps creux sont parallèles à X-X pour les deux Blocs A et B.

II.4.1 BLOC A & B :

		poutres principales	poutres secondaires
Conditions de résistance	Bloc A	L_{max}= 6.50 m ⇒ 43cm ≤ h ≤65cm on adopte h = **55** cm ⇒ 16.5 cm ≤ b ≤38.5cm on adopte b = **30** cm	L_{max} = 3.20m ⇒ 21. cm ≤ h ≤32cm on adopte h = **30** cm ⇒ 9.0 cm ≤ b ≤ 21.0 cm on adopte b = **30** cm
	Bloc B	L_{max}= 7.50 m ⇒ 50cm ≤ h≤ 75cm on adopte h = **60** cm ⇒ 18 cm ≤ b ≤ 42cm on adopte : b = **30** cm	L_{max} = 4.00m ⇒ 27 cm ≤ h ≤40cm on adopte h = **30** cm ⇒ 9.0 cm ≤ b ≤ 21.0 cm on adopte : b = **30** cm
Vérification selon le RPA 99	Bloc A	h=55cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.83 ≤ 4	h=30cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.00≤ 4
	Bloc B	h=60cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=2.00≤ 4	h=30cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.00≤ 4
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	Bloc A	(h/L=0.085) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)	(h/L=0.094) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
	Bloc B	(h/L=0.080) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)	(h/L=0.075) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	BlocA	h = **55**cm ; b = **30** cm	h = **30** cm ; b = **30** cm
	Bloc B	h = **60**cm ; b = **30** cm	h = **30** cm ; b = **30** cm

Tableau 2-10 : Prédimensionnement des poutres bloc A & B

II.4.2.

Vérification de la flèche : Art (B.6.5)

II.4.2.1. Bloc A :

$$L = 6.50\,m > 5\,m \Rightarrow F_{limite} = \frac{L}{1000} + 0.5cm = 1.15\,cm$$

II.4.2.1.1. Plancher terrasse :

- Poids propre de la poutre : $G_p = 0.30x\ 0.55\ x\ 25 = 4.125$ KN/ml.
- Poids propre du plancher terrasse : $G_{plancher} = 6.36\ x\ (3.6 - 0.3) = 21.00$ KN/ml.
- $Q_{plancher} = 1.00\ x\ (3.6) = 3.6$ KN/ml.

-Poids total: $P_{tot} = G_p + G_{plancher} + Q_{plancher} = 28.73$ KN/ml.

II.4.2.1.2. Plancher courant :

-Poids propre du plancher courant : Gplancher = 6 x (3.60 - 0.30) = 19.80 KN/ml.

-$Q_{plancher} = 5\ x\ (3.60) = 18$ KN/ml.

Poids total: $P_{tot} = G_p + G_{plancher} + Q_{plancher} = 41.93$ KN/ml.

Alors: on prend $P_{tot,\ max} = 41.93$ KN/ml

La flèche de la poutre est calculée comme suit :

$$F = \frac{5 \cdot P \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I}, \quad I = bh^3/12$$

$F \leq F_{limite}$

$F = 12x5x41.93x\ (6.50)^4 / (384x32164.2x\ 0.30x\ (0.55)^3)$

$F = 0.73\ cm < F_{limite} = 1.15cm$ (C.V)

- **Conclusion :**

Pour les poutres principales de bloc A, on garde les mêmes dimensions :

(b x h) = (30 x 55) cm^2

II.4.2.2. Bloc B :

$$L = 7.50\,m > 5\,m \Rightarrow F_{limite} = \frac{L}{1000} + 0.5cm = 1.25\,cm$$

II.4.2.2.1. Plancher terrasse :

- Poids propre de la poutre : G_p = 0.30x 0.60 x 25 = 4. 50 KN/ml.
- Poids propre du plancher terrasse : $G_{plancher}$ = 6.36 x (3.80 - 0.30) = 22.26 KN/ml.
- $Q_{plancher}$ = 1.00 x (3.8) = 3.8 KN/ml.

Poids total: $P_{tot} = G_p + G_{plancher} + Q_{plancher}$ = 30.56 KN/ml.

II.4.2.2.2. Plancher courant :

-Poids propre du plancher courant : Gplancher = 6.00 x (3.80 - 0.30) = 21 KN/ml.

-$Q_{plancher}$ = 4 x (3.80)= 15.20 KN/ml.

Poids total: $P_{tot} = G_p + G_{plancher} + Q_{plancher}$ = 40.70 KN/ml.

Alors: on prend $P_{tot,\,max}$=40.70 KN/ml

La flèche de la poutre est calculée comme suit :

$$F = \frac{5 \cdot P \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I}, \quad I = bh^3/12$$

$F \leq F_{limite}$

F = 12x5x40.70x $(7.50)^4$ / (384x32164.2x 0.30x $(0.60)^3$)

F = 0.965cm < F_{limite}= 1.25cm (C.V)

- **Conclusion :**

Pour les poutres principales de bloc B, on garde la section :

(b x h) = (30 x 60) cm^2

II.5. Prédimensionnement des poteaux :

Les structures élancées soumises à des efforts de compression subissent des déformations amplifiées dus a l'effort normale (effet dit au seconde ordre) c'est le flambement.

Il est nécessaire dans ce cas de procéder a des vérifications spéciales car très souvent une pièce soumise au flambement devient instable sous qu'aucun de ses sections n'ait atteint l'état limite de résistance de ce fait le predimensionnement des poteaux moyennant l'inégalité suivants :

$$Br \geq \frac{N_u}{\left[\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s}{B}\frac{f_e}{\gamma_s}\right]\alpha}$$

Où :

Br : Section réduite du béton d'un élément sollicité a la compression centrée.

Nu : Effort normal ultime.

A_s : section d'armature comprimée prise en compte dans le calcul.

α : Coefficient en fonction de l'élancement λ destinée à tenir a la fois l'excentricité additionnelle et les efforts du second ordre telque :

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0{,}85}{1 + 0{,}2(\frac{\lambda}{35})^2} & \text{Pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0{,}6(\frac{50}{\lambda})^2 & \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Avec :

$\lambda = \frac{L_f}{i_{min}}$: C'est l'élancement mécanique

L_f=0.7 L_0 **:** C'est la longueur de flambement.

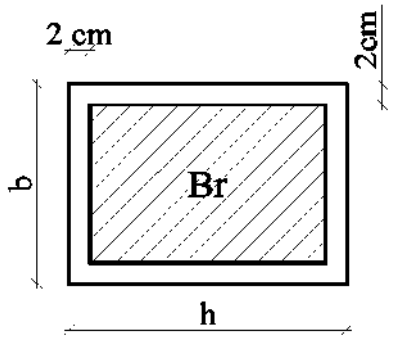
$i = \sqrt{\frac{I_{min}}{S}}$: C'est le rayon de giration; où:

$i = \frac{D}{4}$: Pour un poteau circulaire.

$i_{min} = \frac{b}{\sqrt{12}}$: Pour un poteau rectangulaire.

Nous distinguons deux sections des poteaux :

- **Poteaux rectangulaires :**

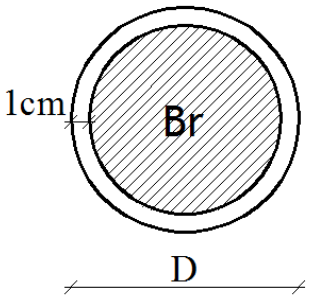


$$I_{xx} = \frac{b\,h^3}{12};\ I_{yy} = \frac{hb^3}{12}$$

Br= (h-2cm)*(b-2cm)

Figure 2-9 : Section réduite d'un Poteau rectangulaire

- **Poteaux Circulaires :**



$$I_{xx} = I_{yy} = \frac{\pi D^4}{64}$$

$$Br = \frac{\pi (D - 0.02)^2}{4}$$

Figure 2-10 : Section réduite d'un Poteau circulaire

II.5.1. Principe de la méthode :

Les poteaux seront redimensionnés en compression simple (centrée), on choisit

le poteau le plus sollicité affecte d'une surface du plancher chargé lui revenant suivant le RPA 99.

Le RPA exige : $\mathbf{A_s\ min = 0{,}9\ \%.\ B}$ → Zones III.

On suppose : $\mathbf{A_S=1\%Br}$

Nous visons un élancement : λ =50 => α =0.6

D'où la section réduite devient : Br ≥0.077Nu

II.5.2. Bloc A :

II.5.2.1. Poteaux rectangulaires :

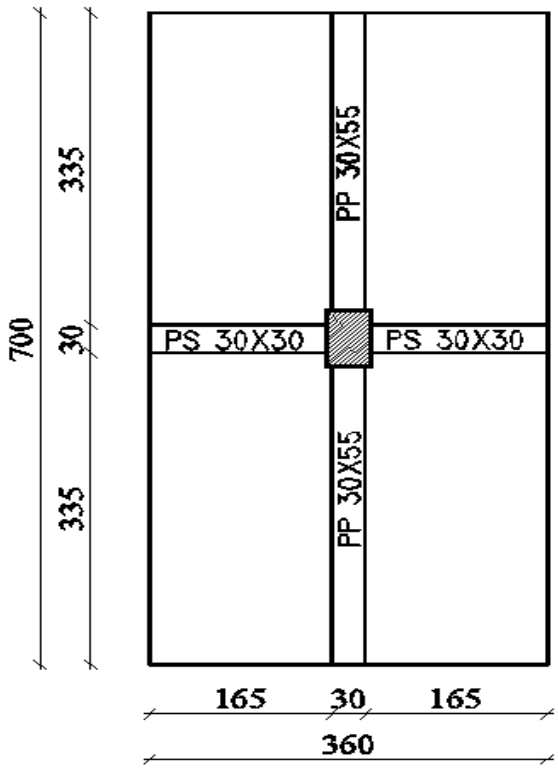


Figure. 2-11: représentation du poteau le plus sollicité

Notons que Nu calcul comme suite :

II.5.2.1.1. Calcul de l'effort *Ng* :

	Poids des planchers (KN)	Poids propre des poteaux (KN)	Poids propre des poutres principales (KN)	Poids propre des poutres secondaires (KN)	Poids total NG (KN)
4eme étage	141.50	24	27.64	7.43	200.57
3eme étage	132.66	24	27.64	7.43	191.73
2eme étage	132.66	24	27.64	7.43	191.73
1ere étage	132.66	24	27.64	7.43	191.73
RDC	132.66	28.8	27.64	7.43	196.53
1ere Sous sol	132.66	28.8	27.64	7.43	196.53
2eme Sous sol	123.82	18	27.64	7.43	176.9

Tableau 2-11 : Calcul l'effort Ng

II.5.2.1.2. Calcul de l'effort *Nq* :

II.5.2.1.3. Charges d'exploitation :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

➢ $$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \ldots\ldots\ldots + Q_n)$$

Avec :

- n: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'').
- Q0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- Q1, Q2,……, Qn : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

Niveaux	q (kN/m²)	Q (kN)	$\frac{3+n}{2n}$	**Q_{cum} (kN)**

4eme étage	1	Q0	25.2		25.2
3eme étage	2.5	Q1	63	1	88.2
2eme étage	2.5	Q2	63	0.95	145
1er étage	2.5	Q3	63	0.9	195.3
RDC	3.5	Q4	88.2	0.85	260.82
1ere Sous-sol	5	Q5	126	0.8	347.76
2eme Sous-sol	2.5	Q6	63	0.75	374.85

Tableau 2-12 : Calcul l'effort Nq

II.5.2.1.4. Calcul de l'effort normale ultime *Nu*:

Nu= (1.35Ng+1.5Nq) xβ Avec : β=1.15 (pour les poteaux intermédiaires).

Niveaux	Ng (KN)	Nq (KN)	Nu (KN)	Br (cm²)	Section Calculé (cm²)	Section Adopté (cm²)
4eme étage	200.57	25.20	354.86	273.24	15x20	**35x50**
3eme étage	392.30	88.20	761.20	586.12	20x30	**35x50**
2eme étage	584.03	145.00	1156.83	890.76	25x40	**35x55**
1er étage	775.76	195.30	1541.26	1186.77	30x45	**35x55**
RDC	972.29	260.82	1959.40	1508.74	35x50	**40x60**
1ere Sous-sol	1168.82	347.76	2414.48	1859.15	40x50	**40x60**
2eme Sous-sol	1345.72	374.85	2735.85	2106.60	40x55	**40x60**

Tableau 2-13 : calcul l'effort Nu

II.5.2.1.5 Dimensions des poteaux :

Niveau d'étage		4eme	3eme	2eme	1er	RDC	1er S /Sol	2eme S /Sol
Dimension du poteau	b_1 (cm)	35	35	40	40	40	40	40
	h_1 (cm)	50	50	55	55	60	60	60

Tableau 2-14 : Dimension des Poteaux

II.5.2.1.6. Vérification selon le RPA99v2003 :

D'après le RPA99v2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 35cm ≥ 30 cm	**Oui**
Min (b, h)≥ he /20	Min (b, h) =35cm≥ (he/20) = (4.00 - 0.55)/20=17.25cm	**Oui**
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0.25 ≤ (b/h)=0.666 ≤ 4 0.25 ≤ (b/h)=0.636 ≤ 4 0.25 ≤ (b/h)=0.70 ≤ 4	**Oui**

Tableau 2-15 : vérifications de coffrage des poteaux

II.5.2.1.7. Vérification aux zones nodales :

Il nous reste à vérifier :

- $b_{max} \leq 1.5h1+b1$
- $d \leq Max\ (b_1/2;h_1/2)$

	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1.5h_1+b_1$	d_{max} (cm)	Max $(b_1/2;h_1/2)$	$d \leq$ Max $(b_1/2;h_1/2)$

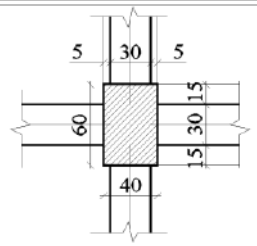
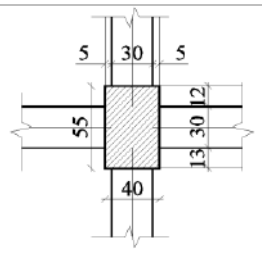
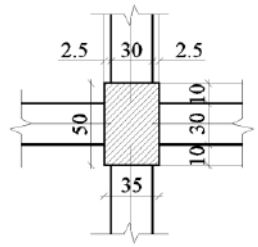
	30	60	40	Oui	15	30	Oui
	30	55	40	Oui	12.5	27.5	Oui
	30	50	35	Oui	10	25	Oui

Tableau 2-16 : vérification aux zones nodales

II.5.2.2. Poteaux Circulaires :

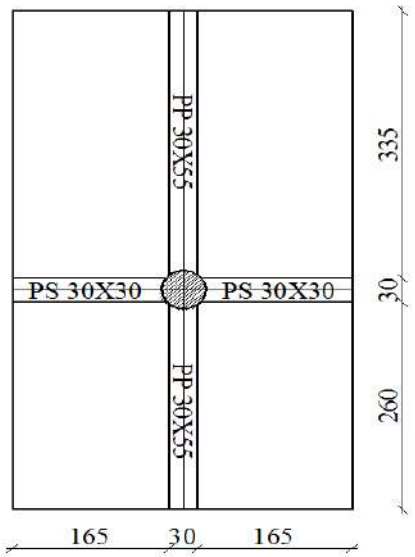


Tableau 2-12 : Poteaux plus sollicité

II.5.2.2.1. Calcul de l'effort *Ng* :

	Poids des planchers (KN)	Poids propre des poteaux (KN)	Poids propre des poutres principales (KN)	Poids propre des poutres secondaires (KN)	Poids total NG (KN)
4eme étage	115.10	12.57	13.82	7.43	148.92
3eme étage	107.91	12.57	13.82	7.43	141.73
2eme étage	107.91	12.57	13.82	7.43	141.73
1ere étage	107.91	12.57	13.82	7.43	141.73
RDC	107.91	15.10	13.82	7.43	144.26
1ere Sous sol	117.80	15.10	24.55	7.43	164.88
2eme Sous sol	110.00	9.43	24.55	7.43	151.41

Tableau 2-17 : Calcul l'effort Ng

II.5.2.2.2. Calcul de l'effort *Nq* :

Niveaux	q (kN/m²)	Q (kN)		$\frac{3+n}{2n}$	**Q_{cum} (kN)**
4eme étage	1	Q0	20.16		20.16
3eme étage	2.5	Q1	50.40	1	70.56
2eme étage	2.5	Q2	50.40	0.95	115.92
1er étage	2.5	Q3	50.40	0.9	156.24
RDC	3.5	Q4	70.56	0.85	208.66
1ere Sous-sol	5	Q5	89.13	0.8	268.87
2eme Sous-sol	2.5	Q6	56.25	0.75	295.52

Tableau 2-18 : Calcul l'effort Nq

II.5.2.2.3. Calcul de l'effort normale ultime *Nu*:

Nu= (1.35Ng+1.5Nq)

Niveaux	Ng (KN)	Nq (KN)	Nu (KN)	Br (cm²)	Diamètre Calculé (cm)	Diamètre Adopté (cm²)
4eme étage	148.92	20.16	231.28	178.10	D=20	**D=40**
3eme étage	290.65	70.56	498.22	383.63	D=25	**D=40**
2eme étage	432.38	115.92	757.60	583.35	D=30	**D=40**
1er étage	574.11	156.24	1009.41	777.25	D=35	**D=40**
RDC	718.37	208.66	1282.80	987.76	D=37	**D=45**
1ere Sous-sol	883.25	268.87	1595.70	1228.70	D=40	**D=45**
2eme Sous-sol	1034.66	295.52	1840.10	1416.70	D=45	**D=45**

Tableau 2-19 ; calcul l'effort Nu

II.5.2.2.4. Dimensions des poteaux :

Niveau d'étage		4eme	3eme	2eme	1er	RDC	1er S /Sol	2eme S /Sol
Dimension du poteau	D(cm)	**40**	**40**	**40**	**40**	**45**	**45**	**45**

Tableau 2-20 : Dimension des Poteaux

II.5.2.2.5 Vérification selon le RPA99v2003 :

D'après le RPA99v2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
D ≥ 35 cm	D = 40cm > 35 cm	**Oui**
D≥ he /20	D=40cm ≥ (he/20) = (4.00 - 0.30)/15=25cm D=45cm ≥ (he/20) = (4.80 - 0.30)/15=30cm	**Oui**

Tableau 2-21 : vérifications de coffrage des poteaux

II .5.3. Bloc B :

II .5.3.1. Poteaux rectangulaires :

II.5.3. 1.1. Choix du poteau le plus sollicité :

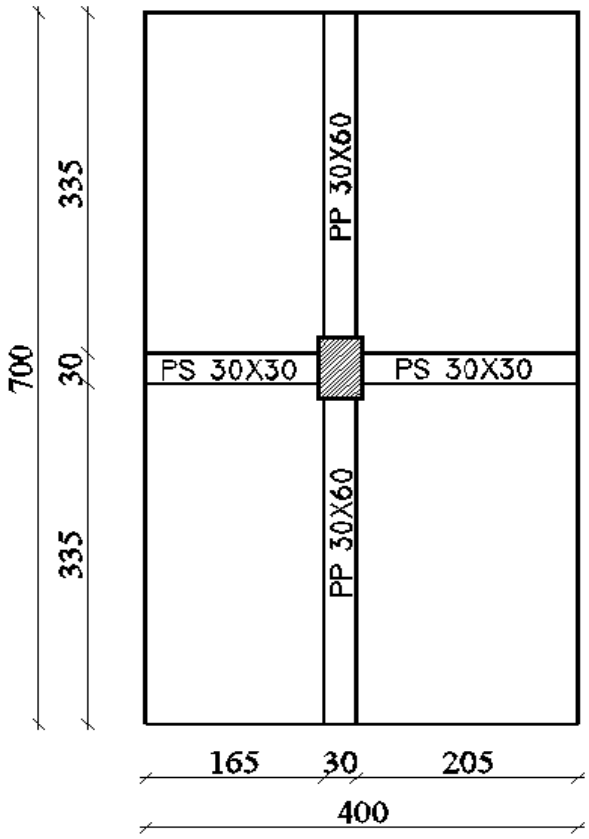


Figure. 2-13 : représentation du poteau le plus sollicité

II.5.3.1.2. Calcul de l'effort *Nq* :

Niveaux	q (kN/m²)	Q (kN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum} (kN)
4eme étage	1	Q0	28		28
3eme étage	1.5	Q1	42	1	70
2eme étage	1.5	Q2	42	0.95	107.8
1er étage	3.5	Q3	98	0.9	191.8
RDC	4	Q4	112	0.85	278
1ere Sous-sol	2.5	Q5	70	0.8	319.2
2eme Sous-sol	4	Q6	112	0.75	385

Tableau 2-22 : Calcul l'effort Nq

II.5.3.1.3. Calcul de l'effort *Ng* :

	Poids des planchers (KN)	Poids propre des poteaux (KN)	Poids propre des poutres principales (KN)	Poids propre des poutres secondaires (KN)	Poids total NG (KN)
4eme étage	157.66	24	30.15	8.33	220.14
3eme étage	148.74	24	30.15	8.33	211.22
2eme étage	148.74	24	30.15	8.33	211.22
1ere étage	148.74	24	30.15	8.33	211.22
RDC	173.06	28.8	30.15	8.33	240.34
1ere Sous sol	148.74	28.8	30.15	8.33	216.02
2eme Sous sol	173.06	18	30.15	8.33	229.54

Tableau 2-23 : Calcul l'effort Ng

II.5.3.1.4. Calcul de l'effort normale ultime *Nu*:

Nu= (1.35Ng+1.5Nq) xβ Avec : β=1.15 (pour les poteaux intermédiaires).

Niveaux	Ng (KN)	Nq (KN)	Nu (KN)	Br (cm²)	Section Calculé (cm²)	Section Adopté (cm²)
4eme étage	220.14	28	390.06	300.35	15x25	35x50
3eme étage	431.36	70	790.44	608.64	20x35	35x50
2eme étage	642.58	107.8	1183.56	911.34	25x40	35x55
1er étage	853.80	191.8	1656.38	1275.54	30x45	35x55
RDC	1094.14	278	2178.20	1677.21	35x50	40x60
1ere Sous-sol	1310.16	319.2	2584.64	1990.18	40x50	40x60
2eme Sous-sol	1539.70	385	3054.51	2351.97	40x60	40x60

Tableau 2-24 : Calcul l'effort Nu

II.5.3.1.5. Dimensions des poteaux :

Niveau d'étage		4eme	3eme	2eme	1er	RDC	1er S /Sol	2eme S /Sol
Dimension du poteau	b_1 (cm)	**40**	**40**	**40**	**35**	**35**	**35**	**35**
	h_1 (cm)	**60**	**60**	**60**	**55**	**55**	**50**	**50**

Tableau 2-25 : Dimensionnement des Poteaux

II.5.3.1.6. Vérification selon le RPA99v2003 :

D'après le RPA99v2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

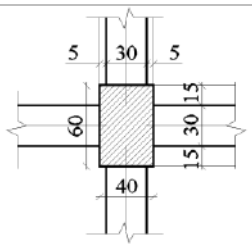
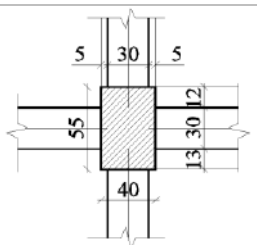
Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 35cm ≥ 30 cm	**Oui**
Min (b, h)≥ he /20	Min (b, h) =35cm≥ (he/20) = (4.00 - 0.55)/20=17.25cm	**Oui**
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0.25 ≤ (b/h)=0.666 ≤ 4 0.25 ≤ (b/h)=0.636 ≤ 4 0.25 ≤ (b/h)=0.70 ≤ 4	**Oui**

Tableau 2-26 : vérifications de coffrage des poteaux

II.5.3. 1.7. Vérification aux zones nodales :

Il nous reste à vérifier :

- $b_{max} \leq 1.5h1+b1$
- $d \leq Max\ (b_1/2;h_1/2)$

	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1.5h_1+b_1$	d_{max} (cm)	Max $(b_1/2;h_1/2)$	$d \leq Max\ (b_1/2;h_1/2)$
	30	60	40	Oui	15	30	Oui
	30	55	35	Oui	12.5	27.5	Oui

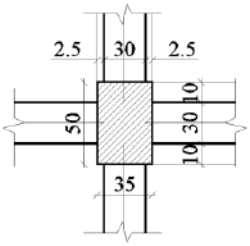
	30	50	35	Oui	10	25	Oui

Tableau 2-27 : vérification aux zones nodales

II .5.3.2. Poteaux circulaires :

II .5.3.2.1. Choix du poteau le plus sollicité :

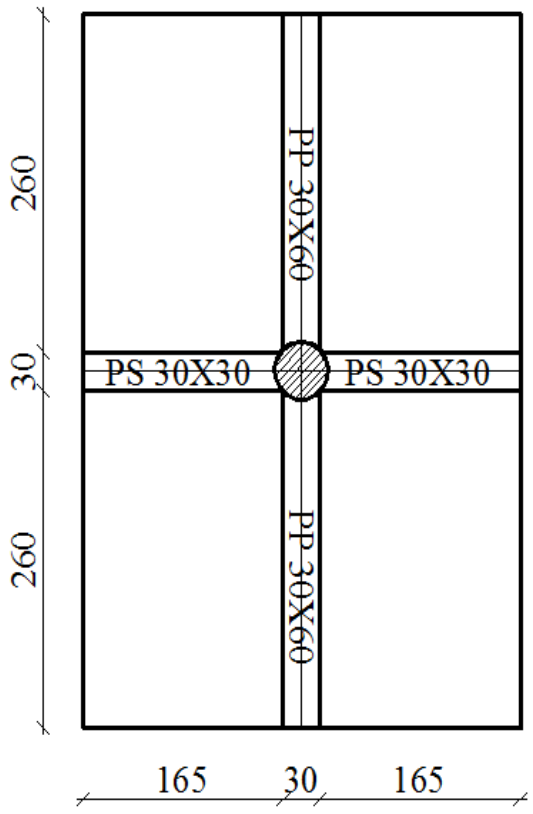


Figure. 2-14 : représentation du poteau circulaire le plus sollicité

II .5.3.2.2. Calcul de l'effort *Ng* :

Niveaux	q (kN/m²)	Q (kN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum} (kN)
2eme étage	1	Q0	10.45		10.45
1er étage	3.5	Q1	36.55	1	47.00
RDC	-	-	-	-	-
1ere Sous-sol	2.5	Q3	49.50	0.95	92.20
2eme Sous-sol	4	Q4	79.20	0.90	159.18

Tableau 2-28 : Calcul l'effort Nq

II .5.3.2.3. Calcul de l'effort *Ng* :

	Poids des planchers (KN)	Poids propre des poteaux (KN)	Poids propre des poutres principales (KN)	Poids propre des poutres secondaires (KN)	Poids total NG (KN)
2eme étage	54.92	19.64	30.15	8.33	113.05
1ere étage	51.48	19.64	30.15	8.33	109.60
RDC	-	23.56	30.15	-	53.71
1ere Sous sol	102.96	23.56	30.15	8.33	165.00
2eme Sous sol	102.96	14.73	30.15	8.33	156.17

Tableau 2-29 : Calcul l'effort Ng

II .5.3.2.4. Calcul de l'effort normale ultime Nu: Nu= (1.35Ng+1.5Nq)

Niveaux	Ng (KN)	Nq (KN)	Nu (KN)	Br (cm^2)	Diamètre Calculé (cm^2)	Diamètre Adopté (cm^2)
2^{eme} étage	113.05	10.45	168.30	129.60	D=15	D=35
1^{er} étage	222.65	47.00	371.10	285.75	D=20	D=35
RDC	276.36	-	373.10	287.30	D=20	D=35
1^{ere} Sous-sol	441.36	92.20	734.15	565.30	D=30	D=35
2^{eme} Sous-sol	597.53	159.18	1045.45	805.00	D=35	D=35

Tableau 2-30 : Calcul l'effort Nu

II .5.3.2.5. Vérification selon le RPA99v2003 :

D'après le RPA99v2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
D ≥ 35 cm	D = 35cm ≥ 35cm	**Oui**
D≥ he /15	D =40cm≥ (he/15) = (8.80 - 0.30)/15=56.67cm	**NON**

Tableau 2-31 : vérifications de coffrage des poteaux

La condition précédente n'est pas vérifie ; alors on prend: D=60cm

II .5.3.2.6. Dimensions des poteaux à double hauteur :

Niveau d'étage		2^{eme}	1^{ere}	RDC	1^{er} S /Sol	2^{eme} S /Sol
Dimension du poteau	D (cm)	60	60	60	60	60

Tableau 2-32 : Dimensionnement des Poteaux a double hauteur

II.5.4. Calcul de la longueur de flambement L_f :

Le règlement CBA93 définie la longueur de flambement L_f comme suit :

- $0.7 \times L_0$: si le poteau est à ses extrémités :
  - Soit encastré dans un massif de fondation.
  - Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.
- L_0 : dans les autres cas.

Avec L_0 est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation à la face supérieure du plancher. Pour cela on va procéder à la vérification suivante :

II.5.4.1. Poteaux rectangulaires :

II.5.4.1.1. BLOC A & B :

	Dimension de poteau	**L_f**	$i_x = \frac{h}{\sqrt{12}}$	$i_y = \frac{b}{\sqrt{12}}$	**λ_x**	**λ_y**
4eme étage	35x50	$0.7L_0$	14.43	10.10	19.40	27.72
3eme étage	35x50	$0.7L_0$	14.43	10.10	19.40	27.72
2eme étage	40x55	$0.7L_0$	15.88	11.55	17.63	24.24
1er étage	40x55	$0.7L_0$	15.88	11.55	17.63	24.24
RDC	40x60	$0.7L_0$	17.32	11.55	19.40	29.10
1er Sous Sol	40x60	$0.7L_0$	17.32	11.55	19.40	29.10
2eme Sous Sol	40x60	$0.7L_0$	17.32	11.55	12.12	18.18

Tableau 2-33 : détermination de la longueur de flambement

II.5.4.2. Poteaux circulaires :

II.5.4.2.1. BLOC A :

	Dimension de poteau	L_f	$i_x = i_y = \frac{D}{4}$	$\lambda_x = \lambda_y$
4eme étage	D=40 cm	$0.7L_0$	10	28
3eme étage	D=40 cm	$0.7L_0$	10	28
2eme étage	D=40 cm	$0.7L_0$	10	28
1er étage	D=40 cm	$0.7L_0$	10	28
RDC	D=45 cm	$0.7L_0$	11.25	29.87
1er Sous Sol	D=45 cm	$0.7L_0$	11.25	29.87
2eme Sous Sol	D=45 cm	$0.7L_0$	11.25	18.67

Tableau 2-34 : Détermination de la l'élancement

II.5.4.2.2. BLOC B :

	Dimension de poteau	L_f	$i_x = i_y = \frac{D}{4}$	λ_x	λ_y
2eme étage	D=60 cm	$0.7L_0$	15	18.67	18.67
1er étage	D=60 cm	$0.7L_0$	15	44.07	22.40
RDC					
1er Sous Sol	D=60 cm	$0.7L_0$	15	22.4	22.4
2eme Sous Sol	D=60 cm	$0.7L_0$	15	14	14

Tableau 2-35 : Détermination de la l'élancement

II.6. Prédimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales.
On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition L ≥ 4a. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.
Le RPA99 version 2003, exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

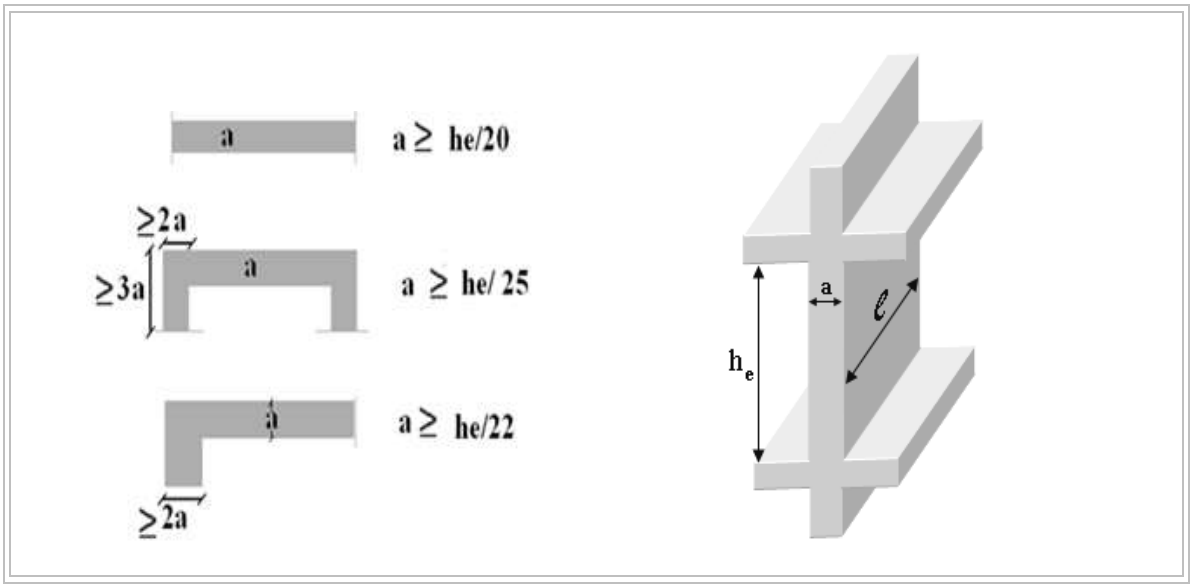


Figure 2- 15 : Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)

Dans notre cas on a :

Première cas :

- he= 4.80-0.2=3.54m.
- a ≥ MAX(15 cm ; he/25; he/22; he/20)
  a ≥MAX(15 cm ; 18.4cm;20.9cm;23 cm)
  a ≥23 cm

On adopte : a =25 cm

Deuxième cas :

- he= 4.00-0.2=3.54m.
- a ≥ MAX(15 cm ; he/25; he/22; he/20)
  a ≥MAX(15 cm ; 15.2cm;17.27cm;19 cm)
  a ≥19 cm

On adopte : a =20 cm

Epaisseur de voile pour les deux blocs :

Niveau d'étage		4eme	3eme	2eme	1er	RDC	1er S /Sol	2eme S /Sol
Epaisseur du voile	a (cm)	20	20	20	20	25	25	25

III.1. Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural en béton armé de 10 cm d'épaisseur et de 60 cm de hauteur. C'est un système isostatique assimilé à une console de 100 cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de 1 kN/ml appliquée à son extrémité. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est exposé aux intempéries.

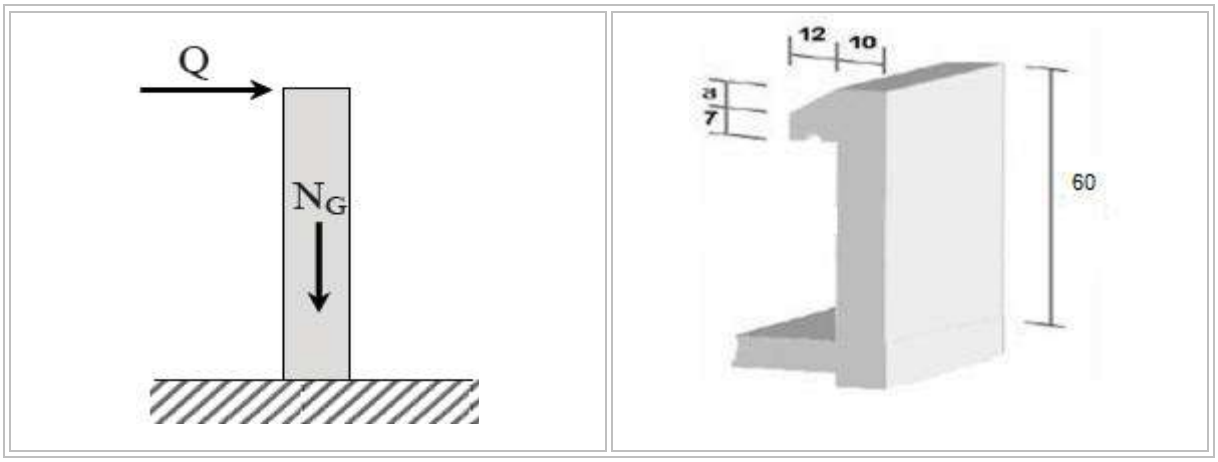


Figure3-1 : L'acrotère

III.1.1. Charges permanentes et d'exploitations :

Charge permanente G [KN/ml]	[(0.6*0.1)+(0.07*0.12)+(0.03*(0.12/2))]*25*1 = **1.775**
charge d'exploitation Q [KN/ml]	**1**

Tableau 3-1 : Les charges

III.1.2. Calcul des efforts :

	E.L.U	E.L.S
Effort normal : Nu (kN)	1,35 * G= 2.369	G = 1.755
Effort tranchant : Tu (kN)	1,5 * Q = 1.5	Q = 1
Moment d'encastrement : Mu(kN.m)	1,5 * Q * h ==0.9	Q * h = 0.6

Tableau 3-2 : Les efforts

III.1.3. Calcul du ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée et en situation durable.

Données			
f_{c28}	25 MPa	h	10 cm
f_{t28}	2,1 MPa	d	7.5 cm
f_e	400 MPa	c	2.5 cm
$\sigma_{b\ adm}$	14.2 MPa	c’	2.5 cm
$\sigma_{s\ adm}$	348 MPa	b	100 cm

Tableau 3-3 : Les données

III.1.3.a. À E L U :

- **Calcul de l'excentricité:**

À l'attention de : $e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.900}{2.369} \Rightarrow e0 = 38$ cm

On a : $e_0 = 38\ cm > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5$ cm

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. Alors on a une section partiellement comprimée.

- **Calcul du moment de flexion :**

e: distance entre le point d’application de N et le centre des armatures tendues.

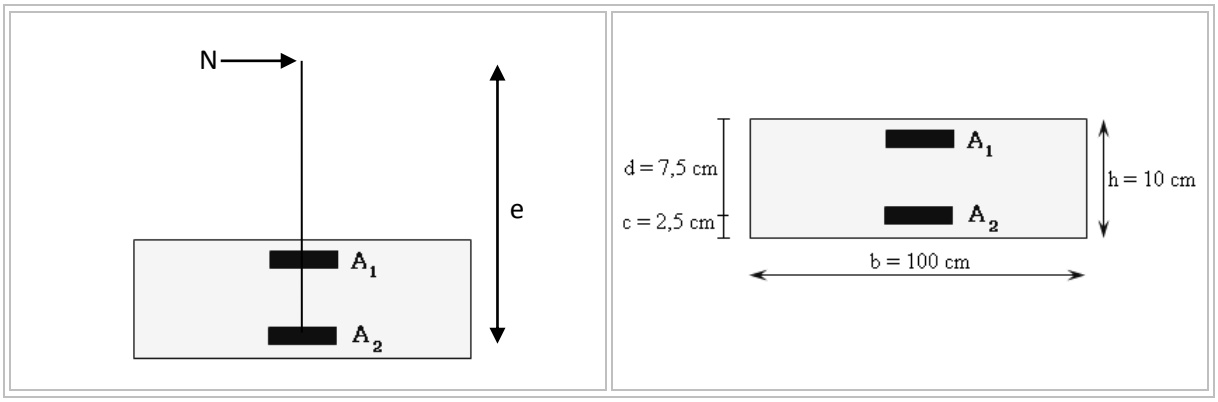


Figure3-2 : Section de B.A à l’ELU

$e = e0 + (\frac{h}{2} - C) \Rightarrow e = 0.405$ m

$M1 = N * e \Rightarrow M1 = 0.96$ kN.m

❖ **Calcul des armatures verticales :**

Le calcul se fait en flexion simple:

$\mu = \frac{M_f}{(\sigma_{bc} * b * d^2)} \Rightarrow \mu = 0.012$

$\mu = 0.012 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \begin{cases} A'_1 = 0 \\ ß = 0.994 \end{cases}$

$A_1 = \frac{M_f}{(\overline{\sigma_s} * \beta * d)} \Rightarrow A1 = 0{,}370 \text{ cm}^2$

N : effort de compression, alors : $A = A_1 - \frac{N}{100 * \sigma_s} \Rightarrow A = 0.302 \text{ cm}^2$

Et : $A' = A'_1 \Rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2$

Donc: $\begin{cases} A = 0.302 \text{ cm}^2 \\ A' = 0 \text{ cm}^2 \end{cases}$

❖ **Condition de non fragilité :**

$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1 \text{ cm}^2$

$A_{min} = 1 \text{ cm}^2 > A = 0.302 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = A_{min} = 1.00 \text{ cm}^2$

On adoptera : A = 4 HA 8 = 2.01 cm²

❖ **Armatures de répartition :**

On a : $\frac{A}{4} \leq Ar \leq \frac{A}{2} \Rightarrow 0.50 \leq Ar \leq 1.005$

Donc, on prendra : Ar = 3 HA 8 = 1.50 cm²

❖ **Espacement :**

St=25 cm $\leq$ Smin =min [3h=30 cm ;33 cm]=30 cm

Srép=15 cm $\leq$ Smin =min [4h=40 cm ;45 cm]=40 cm

III.1.3.b. Vérification à l'E.L.S :

Données: $N_{ser} = 1.755$ kN

$M_{ser} = 0.6$kN.m

❖ **Calcul de l'excentricité:**

On a $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.755} = 34.19cm$

$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5\,cm < e_0 = 34.19cm$

On doit vérifier l'inégalité ci-contre : $e_0 \geq \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$

Où : Bo = b*h+ 15 (A + A') $\Rightarrow$ Bo = 1030,15 cm².

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}[\frac{bh^2}{2} + 15\,(A'c + Ad)] \Rightarrow \upsilon 1 = 5{,}073$ cm.

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow \upsilon\,2 = 4{,}926$ cm.

$I = \frac{b}{3}(\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3) + 15\,[A(\upsilon_2 - c)^2 + A'(\upsilon_1 - c')^2] \Rightarrow I = 8513.68\ cm^4$.

Alors: $\frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}677$ cm.

Donc : $e_0 = 34{,}19cm > \frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}677$ cm.

Alors : on a une section partiellement comprimée.

Il faut vérifier que: $\begin{cases} \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b \\ \sigma_s \leq \overline{\sigma}_s \end{cases}$ (fissuration préjudiciable)

Où : $\sigma_b = k.y_1$ avec $k = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$

$\sigma_s = 15k(d - y_1)$

On va calculer y_2 à l'aide de l'équation suivante:

$y_2^3 + py_2 + q = 0$……."*"

tq y_2: distance entre le centre de pression "c" et l'axe neutre.

$p = -3C^2 - 90\frac{A'}{b}(C - c') + 90\frac{A}{b}(d - C)$ $\qquad$ $q = -2C^3 - 90\frac{A'}{b}(C - c') - 90\frac{A}{b}(d - C)^2$

C: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "c" et puisque "N" est un effort de compression donc " C = h/2 – e = -29.19cm < 0".

- **Application numérique :**

$$\begin{cases} p = -2489.80 cm^2 \\ q = +47307.84 cm^2 \end{cases}$$

Donc l'équation devient: $y_2^3 - 2489.80\, y_2 + 47307.84 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -4.85x10^7 < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.989 \Rightarrow \varphi = 171.62° \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 57.61 \end{cases}$$

Les racines de l'équation sont: $y_2 = \begin{cases} a\cos(\frac{\varphi}{3}) = 31.20\,cm \\ a\cos(\frac{\varphi}{3} + 120) = -57.54\,cm \\ a\cos(\frac{\varphi}{3} + 240) = 26.34 cm \end{cases}$

On prend la solution qui est comprise dans la fourchette suivante:

$$0 < y_1 = y_2 + C < h$$

y_1: distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

$$\text{Donc: } \begin{cases} y_2 = 31.20 cm \\ y_1 = y_2 + C = 2.01 cm \end{cases}$$

$$S_{xx'} = \frac{1}{2} b y_1^2 + 15\left[A'(y_1 - c') - A(d - y_1)\right]$$

$$S_{xx'} = 36.48 cm^3$$

$$K = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}} = \frac{1755}{36481} = 0.0481 N/mm^3$$

$$\sigma_b = K y_1 = 0.0481 \times 20.1 = 0.967\,MPa < \overline{\sigma}_b = 0{,}6\, f_{c28} = 15\,MPa$$

$$\sigma_s = 15K(d - y_1) = 15 \times 0.0481 \times (75 - 20.1) = 39.61\,MPa$$

$$\overline{\sigma}_s = Min\left[\frac{2}{3} f_e = 333.33MPa\,; 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633MPa\right] = 201.633\,MPa$$

$$\sigma_s = 39.61\,MPa < \overline{\sigma}_s = 201.633MPa$$

Donc on adoptera les sections calculées à l'E.L.U.

III.1.4. Vérification de l'effort tranchant :

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à:

$$F = T_u - \frac{M_u}{0.9d}$$

$$F = 1.5 - \frac{0.9}{0.9x0.075} = -11.83kN$$

F<0 , Alors les armatures tendues ne sont soumises à aucun effort de traction,
Donc pas de vérification à faire.

III.1.5. Vérification de l'acrotère au séisme :

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales par la formule suivant :

- $F_p = 4.A.C_p.W_p$. (Art.6.2.3)

- A: coefficient d'accélération, (groupe d'usage , zone III)
- C_p: facteur de force horizontal, (R.P.A tab. 6.1)
- W_p: poids propre de l'acrotère pour une bande de 1m de longueur.
- A=0.25 ; Cp=0.80 ; Wp= 2.255 KN.

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.755 = 1.404\,KN$$

$$F_p = 1.404\,KN < T = 1.5\,KN \quad \ldots\ldots\ldots(\text{condition vérifier})$$

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

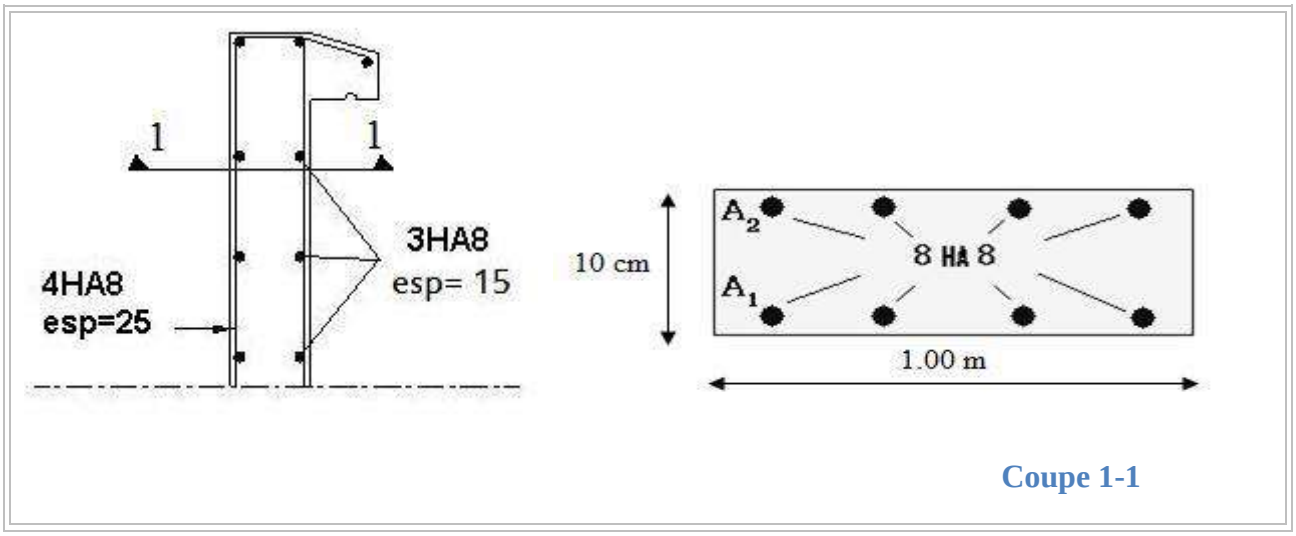


Figure3-3 : Ferraillage de l'acrotère

IV.1. Introduction :

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- Assurer une transmission directe des charges aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

IV.2. Bloc A:

IV.2.a. Caractéristiques géométriques de la structure:

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer sont :

- Le centre de Masse
- Le centre de Torsion

IV.2.a.1. Centre de masse :

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (planchers, maçonnerie, escaliers, voiles, poutres, poteaux).

Le centre de masse est repéré dans un système d'axes choisi, il est défini par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi} \qquad YG = \frac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi}$$

Avec :

- W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré
- X_i et Y_i : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- X_G et Y_G : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

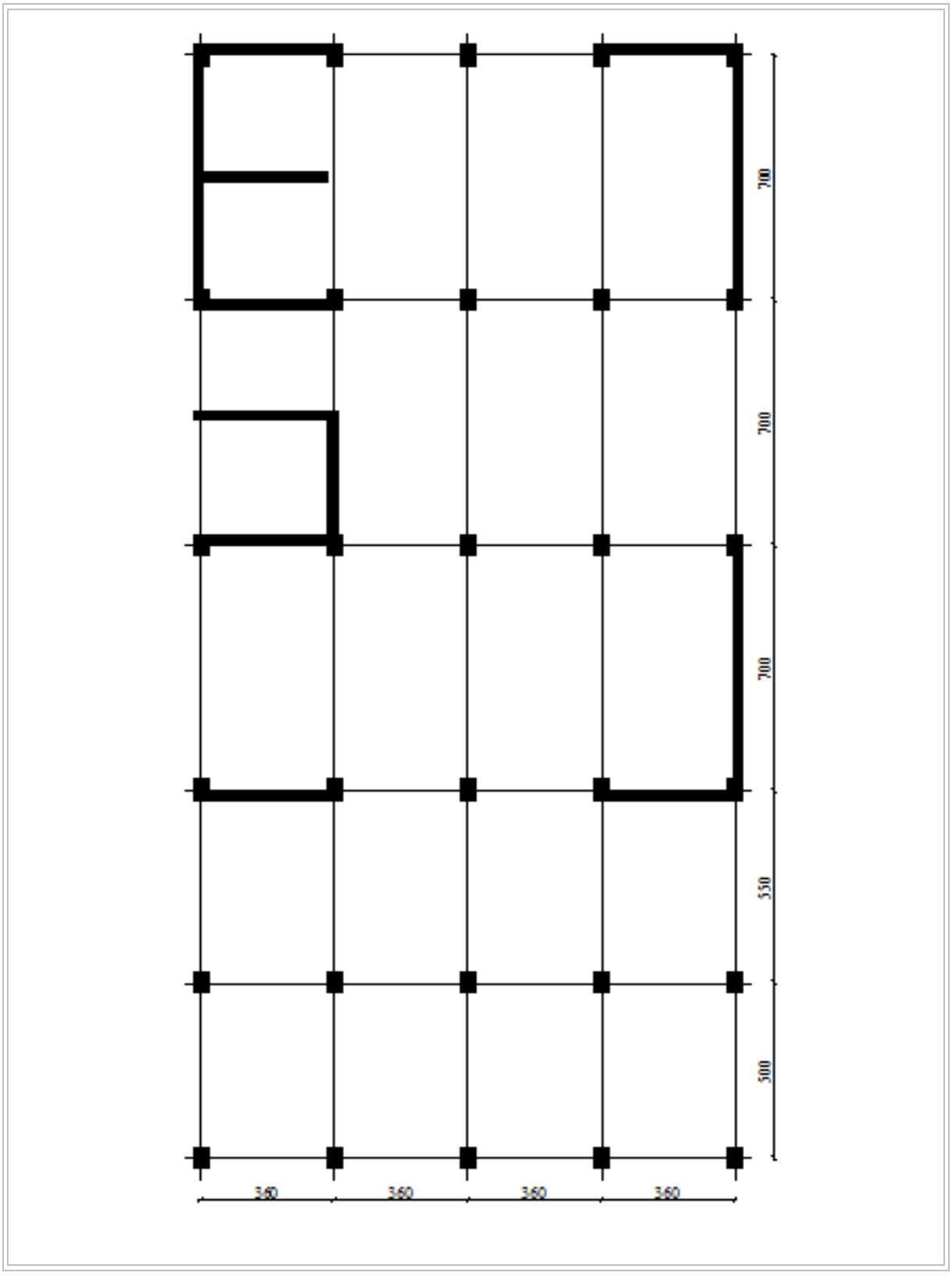


Figure 4-1 : dispositions des voiles bloc A

Niveau(m)	∑Wi (kN)	∑Wi*Xi	∑Wi*Yi	X_G(m)	Y_G(m)
+20.80	3056.44	19041.62	57277.68	6.23	18.74
+16.80	2346.53	15135.12	40548.04	6.45	17.28
+12.80	3317.89	23590.20	65826.94	7.11	19.84
+8.80	3402.69	24023.00	66420.51	7.06	19.52
+4.80	3458.07	25347.65	67536.11	7.33	19.53
±0.00	5187.97	37768.42	80984.21	7.28	15.61
-4.80	4695.16	32584.41	73714.01	6.94	15.70

Tableau 4-1 : Calcul centre de masse

IV.2.a.2. Centre de torsion :

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoque une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.
- Un moment autour de ce point provoque une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes :

$$X_T = \frac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}} \qquad Y_T = \frac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

- I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).
- X_i, Y_i : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- X_T, Y_T : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Il est rappelé que :

- Le centre de torsion d'un voile plein ou d'un poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;

- Pour un voile plein composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.
- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :
  - ♦ Pour les poteaux : $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$
  - ♦ pour les voiles pleins : $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$

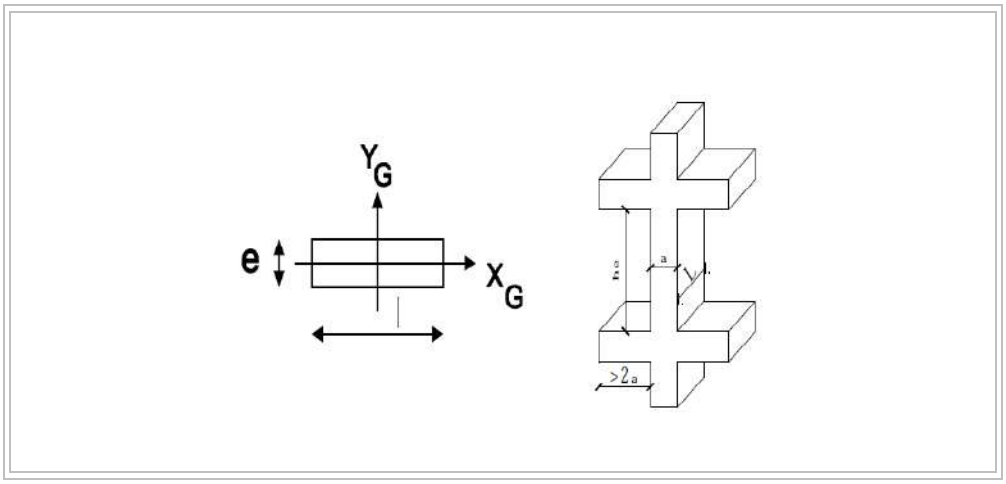


Figure 4-2 : caractéristiques géométriques d'un refend plein

Niveau (m)	$\sum I_{Xi}$ (m^4)	$\sum I_{Yi}$ (m^4)	$\sum I_{Yi}*X_i$ (m^5)	$\sum I_{Xi}*Y_i$ (m^5)	X_I(m)	Y_I(m)
+20.80	55.74	13.09	557.96	274.24	10,01	20.95
+16.80	63.05	14.16	631.13	296.65	10.01	20.95
+12.80	70.38	15.23	825.56	339.78	11.73	22.31
+8.80	70.38	15.23	825.56	339.78	11.73	22.31
+4.80	74.06	16.00	869.46	357.12	11.74	22.32
±0.00	74.14	16.07	869.66	358.20	11.73	22.29

-4.80	74.14	16.07	869.66	358.04	11.73	22.28

Tableau 4-2 : Calcul du centre de torsion

IV.2.a.3. Excentricité :

IV.2.a.3.1. Excentricité théorique (statique) :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

$$E_x = |X_T - X_G| \qquad E_Y = |Y_T - Y_G|$$

	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	X_G(m)	X_I(m)	$E_{x\ Théo}$ (m)	Y_G(m)	Y_I(m)	$E_{y\ Théo}$ (m)
+20.80	6.23	10,01	3.78	18.74	20.95	0.73
+16.80	6.45	10.01	3.55	17.28	20.95	1.95
+12.80	7.11	11.73	4.62	19.84	22.31	1.44
+8.80	7.06	11.73	4.67	19.52	22.31	1.22
+4.80	7.33	11.74	4.40	19.53	22.32	1.25
±0.00	7.28	11.73	4.44	15.61	22.29	1.20
-4.80	6.94	11.73	4.79	15.70	22.28	0.40

Tableau 4-3 : Calcul de l'excentricité théorique

IV.2.a.3.2. Excentricité accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'a chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

$$\begin{cases} E_x = 0{,}05.\ L_x \\ E_y = 0{,}05.\ L_y \end{cases}$$

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

Niveau (m)	L_x (m)	L_y (m)	E_x (m)	E_y (m)
+20.80	14.40	23.10	0.72	1.16
+16.80	14.40	23.10	0.72	1.16
+12.80	14.40	23.10	0.72	1.16
+8.50	14.40	23.10	0.72	1.16
+4.80	14.40	23.10	0.72	1.16
±0.00	14.40	31.80	0.72	1.59
-4.80	14.40	31.80	0.72	1.59

Tableau 4-4 : Calcul de l'excentricité accidentelle

IV.2.a.3.3. Effets de la torsion accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7] Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à ±0.05L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

	Direction X	Direction Y

Niveau(m)	$E_{x\ Théo}$	$E_{x\ ACC}$	$E_{x\ Théo} \pm E_{x\ ACC}$	$E_{y\ Théo}$	$E_{y\ ACC}$	$E_{y\ Théo} \pm E_{y\ ACC}$
+20.80	3.78	0.72	4.50	0.73	1.16	1.89
+16.80	3.55	0.72	4.27	1.95	1.16	3.11
+12.80	4.62	0.72	5.34	1.44	1.16	2.60
+8.80	4.67	0.72	5.39	1.22	1.16	2.38
+4.80	4.40	0.72	5.12	1.25	1.16	2.41
±0.00	4.44	0.72	5.16	1.20	1.59	2.79
-4.80	4.79	0.72	5.51	0.40	1.59	1.99

Tableau 4-5 : Calcul de l'excentricité totale

IV. 2.b. Choix de la méthode de calcul :

IV. 2.b.1. Introduction :

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement deux méthodes:

- Méthode statique équivalente
- Méthode dynamique modale spectrale

Pour le premier bloc la régularité en plan et en élévation n'est pas vérifiée ainsi que la hauteur de ce dernier dépasse le 8m, donc selon le RPA(Art 4.1.2), la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, on utilise donc la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse 'ROBOT'.

IV.2.b.2. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.2.b.2.1. Principe :

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 structure.

IV. 2.b.2.2. Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le ROBOT est le nœud maître, la théorie du plancher rigide est mise en évidence par l'intermédiaire du nœud maître. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

IV2.b.2.3. Le spectre de réponse de calcul :

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_2 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ \text{s} \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ \text{s} \end{cases}$$

a. Coefficient d'accélération A : [RPA : Tab.4.1]

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (zone III, groupe d'usage A1) ➔ A = 0,35.

Critère		Suivant X		Suivant Y	
		observé	Valeur	observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2	Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3	Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4	Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0

6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.05	Non	0.05

Tableau 4-6 : détermination du facteur de qualité Q du bloc A

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_X = 1 + 0,2 = 1,2$$
$$Q_Y = 1 + 0,2 = 1,2$$

e. périodes caractéristiques : [RPA : Tab.4.7.]

$$\left.\begin{matrix} T_1 = 0,15\,\text{s} \\ T_2 = 0,5\,\text{s} \end{matrix}\right\} \text{site S3.}$$

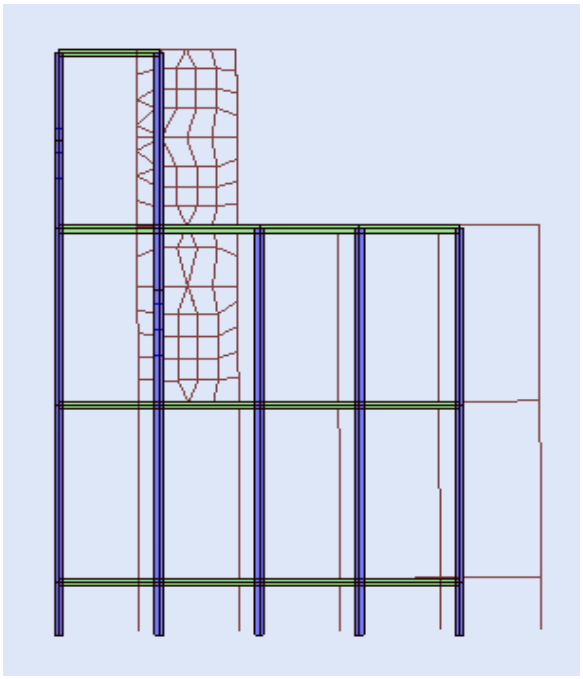
IV.2.c. Résultats de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les vérifications suivantes :

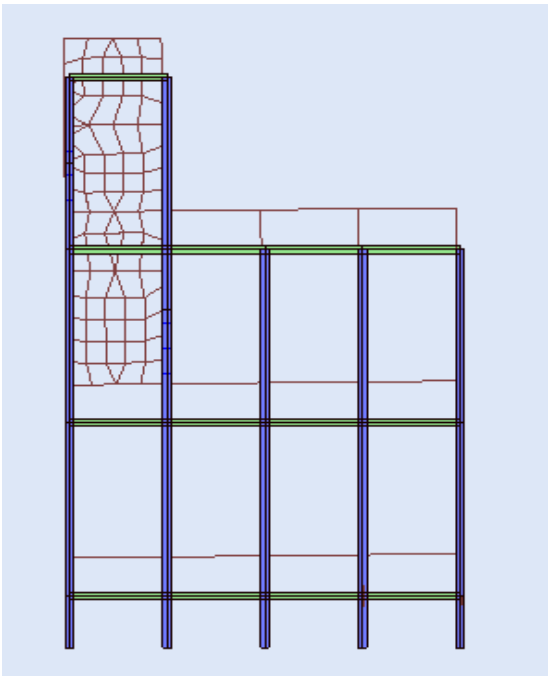
- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification de participation massique
- Vérification des périodes
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul
- Vérification de la stabilité au renversement
- Vérification de déplacement
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ

IV.2.c.1. Vérification de comportement :

Mode 01



Mode 02



Mode 03

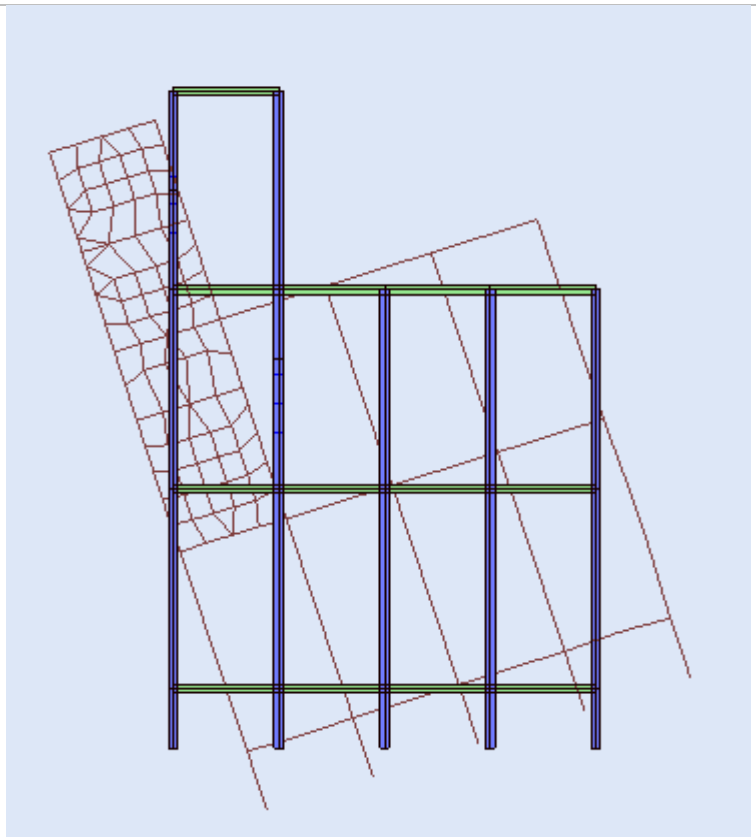


Figure 4-3 : Le comportement des trois premiers modes pour le Bloc A

Mode 1	Mode 2	Mode 3
translation pure suivant l'axe X	translation pure suivant l'axe Y	rotation pure autour de l'axe z

Tableau 4-7 : Le comportement des trois premiers modes

IV. 2.c.2. Vérification de participation massique :

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

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après RPA99, Art 4.3.4.a.

Mode	Période (s)	Cumul des masses modales effectives (%)		
		Sens x	Sens y	Sens z
1	0,35	64.80	0,04	0,05
2	0,21	64,83	64,50	0,19
3	0,17	64,85	69,13	0,31
4	0,09	85,95	69,14	0,35
5	0,09	86,05	81,62	7,46
6	0,08	86,05	81,66	14,39
7	0,08	86,05	81,97	16,6
8	0,08	86,06	81,98	16,65
9	0,08	86,80	81,99	18,49
10	0,07	86,88	83,05	18,5

11	0,07	87,47	84,20	18,5
12	0,07	87,53	84,21	18,7
13	0,07	87,59	84,37	21,08
14	0,07	87,64	84,37	21,82
15	0,07	87,65	84,41	26,11
16	0,06	87,68	84,77	71,12
17	0,06	87,68	84,77	71,12
18	0,06	87,77	84,78	71,18
19	0,06	87,96	85,54	71,2
20	0,06	87,99	86,87	71,2
21	0,35	87,99	87,99	71,2
22	0,21	88,00	89,02	71,32
23	0,17	88,01	89,82	71,64
24	0,09	90,84	91,34	72.41

Tableau 4-8 : Coefficient de participation massique

D'après le tableau précédent on remarque qu'on a une structure rigide, ou le coefficient de participation massique n'atteigne pas qu'après le 24ème mode.

IV. 2.c.3. Vérification des périodes :

Les valeurs de T, calculées à partir de ROBOT ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%. [RPA 99 version 2003Art 4.2.4.4]

- T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule
  $T=0.09*hN/\sqrt{D}$
- D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considéré.

- hN : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

Tx= 0.493s

Ty=0.332s

	$T_{empirique}(s)$	$T_{numérique}(s)$	$1.3*T_{emp}$	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$
X	0.493	0.350	0.641	OUI
Y	0.332	0.350	0.432	OUI

Tableau 4-9 : vérification des périodes

IV. 2.c.4. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inferieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [RPA99 version 2003 Art 4. 3.6]

Donc il faut vérifier que $\frac{V_t}{V} > 0{,}8$

a. Calcul de la force sismique totale [RPA99 version 2003 Art 4.2.3] :

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$
$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

Tel que :

- **A : coefficient d'accélération de zone :**A = 0,35
- **D : facteur d'amplification dynamique moyen**

$$D = \begin{cases} 2{,}5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta\left(T_2/T\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta\left(T_2/3\right)^{\frac{2}{3}}\left(3/T\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

T2 = 0,5 s, tableau 4.7 (avec site S3)

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$

ξ = 7 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0,882

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$T = 0{,}09h_n / \sqrt{D}$ [RPA99 version 2003 Art 4.2.4]

Dx= 2.20

Dy= 2.20

- **R : coefficient de comportement global de la structure :** R = 5
- **Q : facteur de qualité :** Q_x=Q_y=1.20
- **W : poids total de la structure**

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \qquad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

β = 0.6 (tableau 4.5) W= 24804.53kN

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$ (kN)	V_x (kN)	V_y (kN)
0.35	2.20	2.20	5	1.20	1.20	24804.53	4583.88	4583.88

Tableau 4-10 : Calcul de la force sismique (M.S.E)

	V (kN)	Vt (kN)	0.8*V	$V_t \ge 0.8*V$
X	4583.88	5134,90	3667.10	OUI
Y	4583.88	5403,21	3667.10	OUI

Tableau 4-11 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

IV. 2.c.5. Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement est égal à :

$$M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix} \qquad M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy}$$

Avec :

- F_{ix} , F_{iy}: la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

Le moment de stabilité qui est égal à : $Mtx = X_G.Wi$, $MtY = G_Y.Wi$

Avec :

- X_G , Y_G : les coordonnées du centre de gravité de la structure
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau

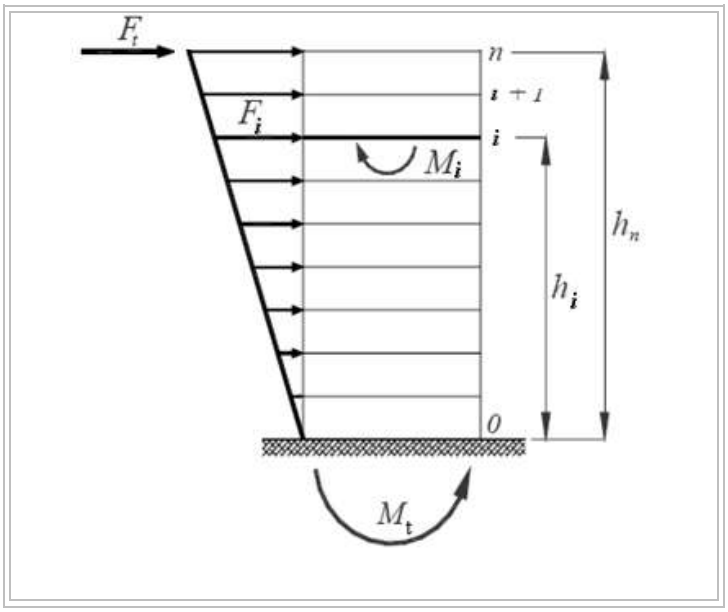


Figure 4-4 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement

IV. 2.c.5.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : [Art 4.2.5]

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) .(V - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7\,s \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\,s \end{cases}$$

On a :

- TX = 0,493 s → Ft = 0
- TY = 0,332 s → Ft = 0

Donc:

$$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) . V_X = \alpha_x . V_X$$

$$F_{iY} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) . V_Y = \alpha_Y . V_Y$$

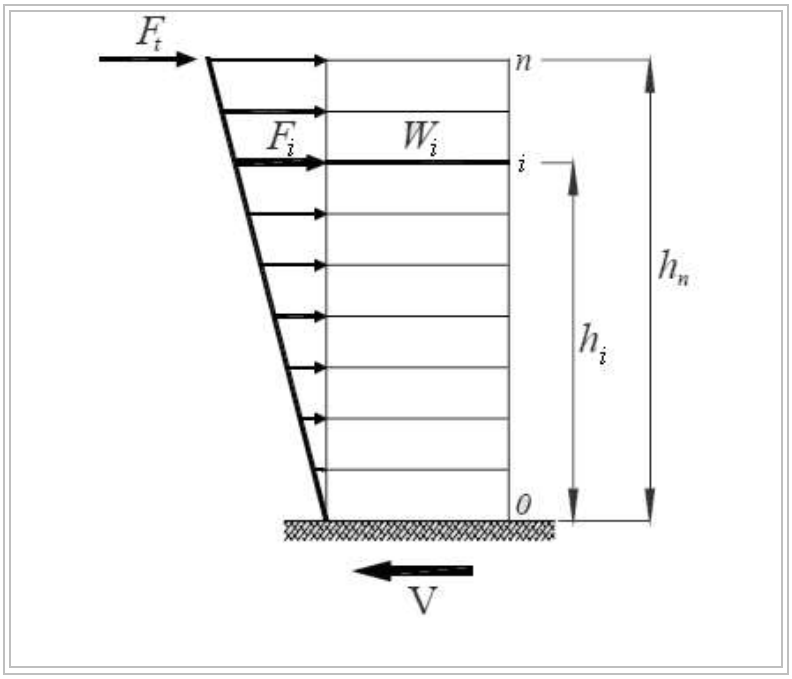


Figure 4-5 : Distribution des forces sismiques

V_X =5134,90 KN

hi (m)	W_i (kN)	W_ih_i	α_x	F_{ix} (kN)
28.60	3056.44	87414.18	0.238	1222.11
24.60	2346.53	57724.64	0.157	806.18
20.60	3317.89	68348.53	0.186	955.10
16.60	3402.69	56484.65	0.154	790.78
12.60	3458.07	43571.68	0.118	605.92
7.80	5187.97	40466.16	0.110	564.84
3.00	4695.16	14085.48	0.038	195.13
SOMME		368095.32	1	5134,90

Tableau 4-12 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X

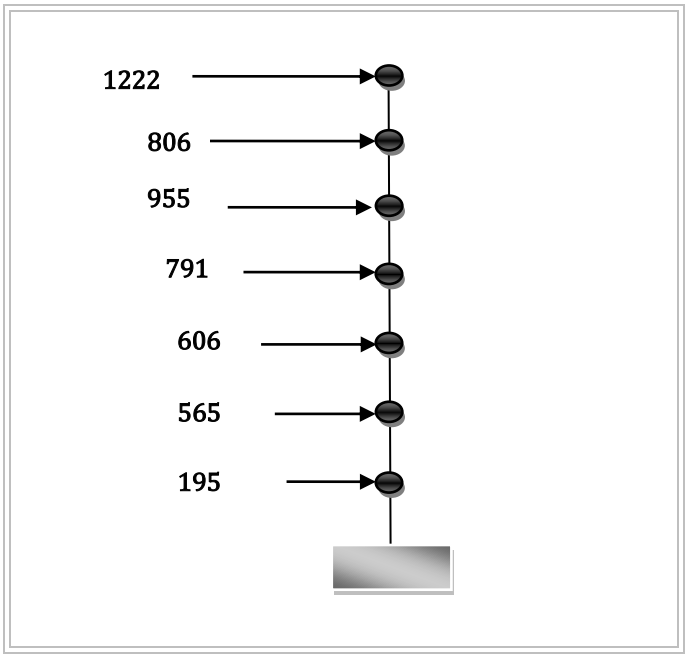


Figure 4-7 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

V_Y = 5403,21kN

hi (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$	α_x	F_{iy} (kN)
28.60	3056.44	87414.18	0.238	1285.96
24.60	2346.53	57724.64	0.157	848.31
20.60	3317.89	68348.53	0.186	1005.00
16.60	3402.69	56484.65	0.154	832.09
12.60	3458.07	43571.68	0.118	637.58
7.80	5187.97	40466.16	0.110	594.35
3.00	4695.16	14085.48	0.038	205.32
SOMME		368095.32	1	5403,21

Tableau 4-13 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

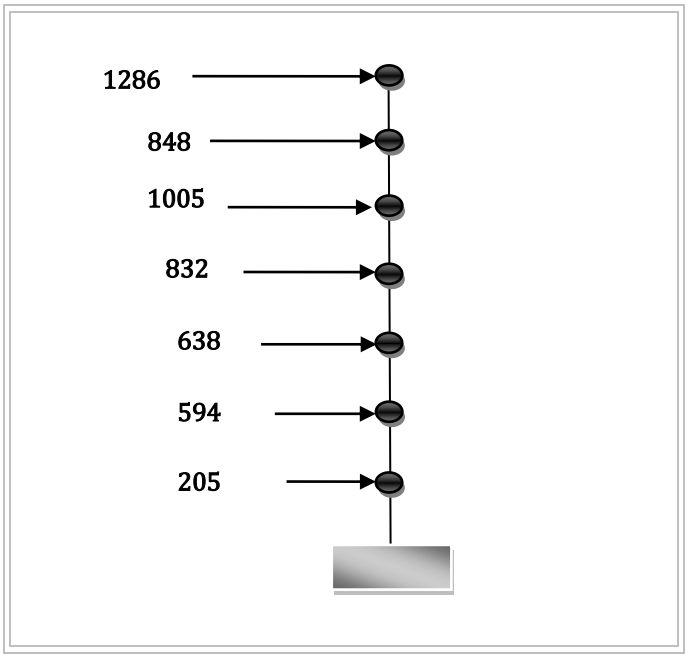


Figure 4-7 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

IV. 2.c.5.2. Moment de renversement :

hi (m)	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	M_{oxi} (KN.m)	M_{oyi} (KN.m)
28.60	1222.11	1285.96	34952.35	36778.46
24.60	806.18	848.31	19832.03	20868.43
20.60	955.10	1005.00	19675.06	20703.00
16.60	790.78	832.09	13126.95	13812.70
12.60	605.92	637.58	7634.59	8033.51
7.80	564.84	594.35	4405.75	4635.93
3.00	195.13	205.32	585.39	615.96
∑Mo			100212.12	105448

Tableau 4-14 : calcul du moment de renversement

IV. 2.c.5. 3. Moment stabilisant :

Niveau (m)	W_i (KN)	X_G(m)	Y_G(m)	M_{txi} (KN.m)	M_{tyi} (KN.m)
28.60	3056.44	6.23	18.74	19041.62	57277.68
24.60	2346.53	6.45	17.28	15135.12	40548.04
20.60	3317.89	7.11	19.84	23590.20	65826.94
16.60	3402.69	7.06	19.52	24023.00	66420.51
12.60	3458.07	7.33	19.53	25347.65	67536.11
7.80	5187.97	7.28	15.61	37768.42	80984.21
3.00	4695.16	6.94	15.70	32584.41	73714.01

∑Mt	177490.42	452307.50

Tableau 4-15 : calcul du moment stabilisant

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

M_{tx} (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{ox} (kN.m)	M_{oy} (kN.m)	M_{tx}/M_{ox}	M_{ty}/M_{oy}	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$
177490.42	452307.50	100212.12	105448	1.77	4.29	OUI

Tableau 4-16 : Vérification de la stabilité

La condition est vérifiée se qui implique la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions.

IV. 2.c.6. Vérification des déplacements :

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

$\delta_K = R\delta_{ek}$ [RPA: Art 4.4.3]

- δ_{ek} : Déplacement dù aux forces séismiques F_i.
- R : coefficient de comportement.

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

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

Selon [RPA: Art 5.10] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser:

Δ k limite = 0.01 he

Avec :

- he : la hauteur de l'étage k

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$
+20.80	1.60	8.00	1.50	4.00	OUI
+16.80	1.30	6.50	2.00	4.00	OUI
+12.80	0.90	4 .50	1.50	4.00	OUI
+8.80	0.60	3.00	1.50	4.00	OUI
+4.80	0.30	1.50	1.00	4.80	OUI
+0.00	0.10	0.50	0.50	4.80	OUI
-4.80	0.00	0.00	0.00	3.00	OUI
-7.80	0.00	0.00			

Niveau	δ_e	$\delta_k = R.\ \delta_e$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	$0{,}01.h_e$	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$

Tableau 4-17 : Vérification des déplacements inter-étages sens X

(m)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	
+20.80	0.50	2.50	0.00	4.00	0UI
+16.80	0.50	2.50	0.50	4.00	0UI
+12.80	0.40	2.00	0.50	4.00	0UI
+8.80	0.30	1.50	0.50	4.00	0UI
+4.80	0.20	1.00	0.50	4.80	0UI
+0.00	0.10	0.50	0.50	4.80	0UI
-4.80	0.00	0.00	0.00	3.00	0UI
-7.80	0.00	0.00			

IV. 2.c.7. V

Tableau 4-18 : Vérification des déplacements inter-étages sens Y

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 :

$\theta = P_k \Delta_k / V_k * h_k \leq 0.10$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10<\theta\leq0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur : $\frac{1}{(1-\theta_K)}$

Si $\theta>0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée

	P_k(KN)	F_{ix} (KN)	V_{kx}(KN)	Δ_k(cm)	θ	θ≤ 0.10
28.60	3056.44	1222.11	1222.11	1.5	0.0013	OUI
24.60	5402.97	806.18	2028.29	2.0	0.0022	OUI
20.60	8720.86	955.10	2983.39	1.5	0.0021	OUI
16.60	12123.55	790.78	3774.17	1.5	0.0029	OUI
12.60	15581.62	605.92	4380.09	1.0	0.0028	OUI
7.80	20769.59	564.84	4944.93	0.5	0.0027	OUI
3.00	25464.75	195.13	5140.06	-------	-------	-------

Tableau 4-19: Vérification l'effet P-Λ sens X

h_k (m)	P_k (KN)	F_{iy} (KN)	V_{ky} (KN)	Δ_{ky} (cm)	θ	θ≤ 0.10

28.60	3056.44	1285.96	1285.96	0.00	0.0000	OUI
24.60	5402.97	848.31	2134.27	0.50	0.0005	OUI
20.60	8720.86	1005.00	3139.27	0.50	0.0006	OUI
16.60	12123.55	832.09	3971.36	0.50	0.0009	OUI
12.60	15581.62	637.58	4608.94	0.50	0.0010	OUI
7.80	20769.59	594.35	5203.29	0.50	0.0026	OUI
3.00	25464.75	205.32	5408.61	0.00	0.0000	OUI

Tableau 4-20 : Vérification l'effet P-Δ sens Y

On constate d'après les tableaux que la structure étudiée est justifiée vis –à- vis de l'effet P-Δ.

IV.3. Bloc B :

Le calcul dynamique pour le bloc B sera mène de la même manière que pour le bloc A La démarche théorique et réglementaire ayant été explicitée pour le bloc A,

Ainsi elle ne sera pas répétée pour le bloc B pour le quel on ne répétera que les résultats obtenus.

IV.3.a. Caractéristiques géométriques de la structure :

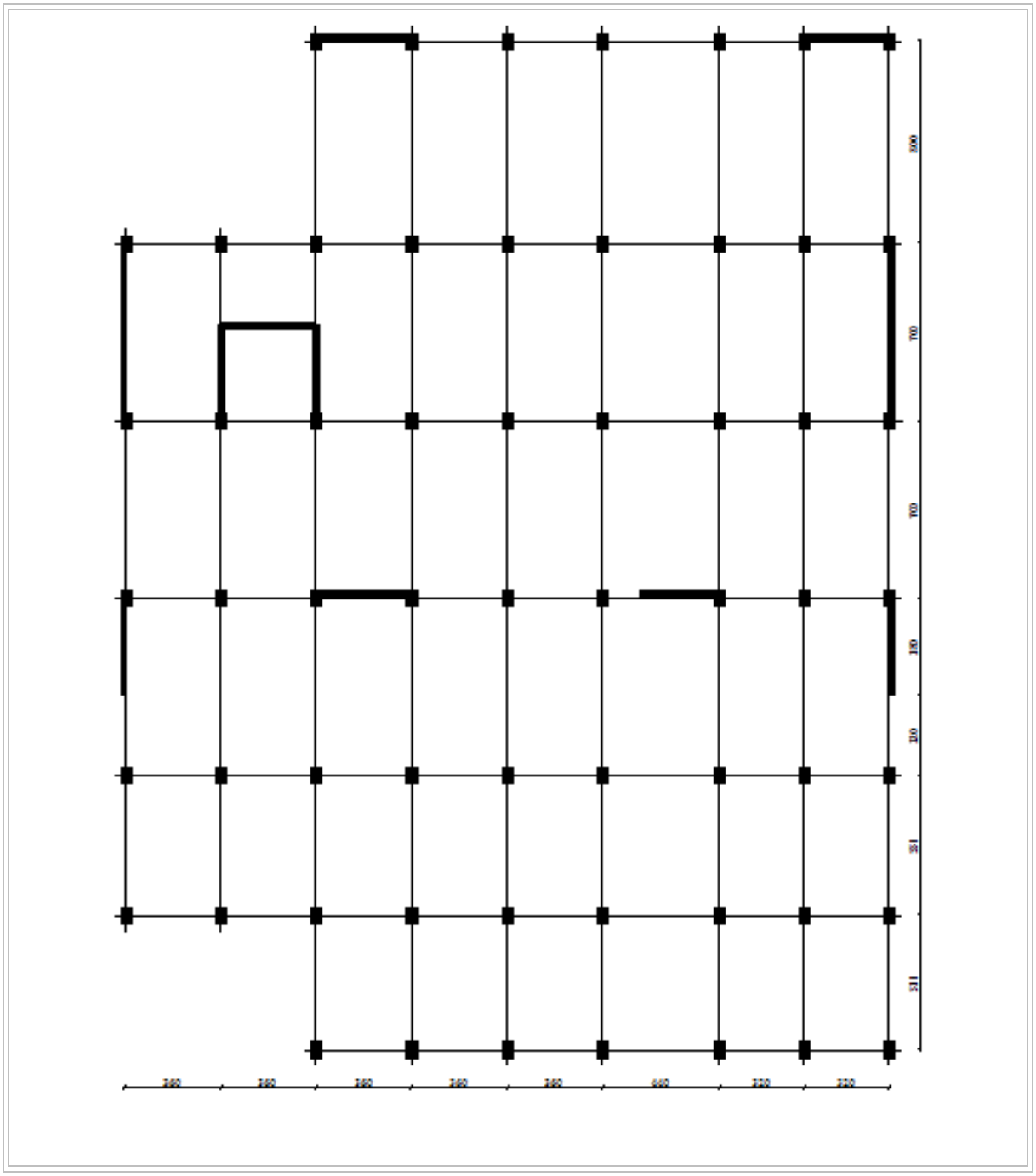


Figure 4-8 : disposition des voiles du bloc B

Niveau(m)	∑Wi (kN)	∑Wi*Xi	∑Wi*Yi	X_G(m)	Y_G(m)
+20,80	7740	119428,2	191719,8	15,43	24,77

+16,80	7540	117322,4	186539,6	15,56	24,74
+12,80	8319	122705,3	198907,3	14,75	23,91
+8,80	7748	115290,2	187269,2	14,88	24,17
+4,80	9140	142035,6	224204,2	15,54	24,53
0,00	10606	154105,2	178605,1	14,53	16,84
-4,80	10996	159112.1	187041,9	14,47	17,01

IV.3.a.1. Centre de masse :

IV.3.a.2. Centre de torsion :

Niveau(m)	$\sum I_{Xi}$	$\sum I_{Yi}$	$\sum I_{Yi}*X_i$	$\sum I_{Xi}*Y_i$	X_I(m)	Y_I(m)
+20,80	76.78	13.00	81.90	324.01	14.16	28,95
+16,80	76.78	13.00	81.90	324.01	14.16	28,95
+12,80	76.78	13.00	81.90	324.01	13,30	28,89
+8,80	76.78	13.00	81.90	324.01	13,30	28,89
+4,80	76.78	13.00	81.90	324.01	13,30	28,89
0,00	70.97	11.93	75.04	299.49	13,30	21.73
-4,80	70.97	11.93	75.04	299.49	13,94	21,68

Tableau 4-21 : Calcul du centre de masse

Tableau 4-21 : Calcul du centre de torsion

IV.3.a.3. Excentricité :

IV.3.a.3.1. Excentricité théorique (statique) :

	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	X_G(m)	X_I(m)	$E_{x\ Théo}$ (m)	Y_G(m)	Y_I(m)	$E_{y\ Théo}$ (m)
+20,80	15,43	14.16	1,27	24,77	28,95	4,18
+16,80	15,56	14.16	1.40	24,74	28,95	4,21
+12,80	14,75	13,30	1.46	23,91	28,89	4,98
+8,80	14,88	13,30	1,59	24,17	28,89	4,72
+4,80	15,54	13,30	2,24	24,53	28,89	4,36
0,00	14,53	13,30	1,22	16,84	21.73	4,89
-4,80	14,47	13,94	0,53	17,01	21,68	4,67

Tableau 4-23 : Calcule d'excentricité théorique

IV.3.a.3.2. Excentricité accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]

Niveau (m)	L_x (m)	L_y (m)	E_x (m)	E_y (m)
+20,80	30,50	31.10	1,53	1,56
+16,80	30,50	31.10	1,53	1,56
+12,80	30,50	31.10	1,53	1,56
+8,80	30,50	31.10	1,53	1,56
+4,80	28.80	31.10	1,44	1,56
0,00	28.80	31.81	1,44	1,59
-4,80	28.80	31.81	1,44	1,59

Tableau 4-24 : Calcule d'excentricité accidentelle

IV.3.a.3.3. Effets de la torsion accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7]

Niveau (m)	Direction X			Direction Y		
	$E_{x\ Théo}$	$E_{x\ ACC}$	$E_{x\ Théo} \pm E_{x\ ACC}$	$E_{y\ Théo}$	$E_{y\ ACC}$	$E_{y\ Théo} \pm E_{y\ ACC}$
+20,80	1,27	1,53	2.80	4,18	1,56	5.74
+16,80	1.40	1,53	2.93	4,21	1,56	5.77
+12,80	1.46	1,53	3.00	4,98	1,56	6.54
+8,80	1,59	1,53	3.12	4,72	1,56	6.28
+4,80	2,24	1,44	3.68	4,36	1,56	5.92
0,00	1,22	1,44	2.66	4,89	1,59	6.48
-4,80	0,53	1,44	1.97	4,67	1,59	6.26

Tableau 4-25 : Calcule d'excentricité totale

IV. 3.b . Modélisation :

a. Coefficient d'accélération A : [RPA : Tab.4.1]

A = fct (zone III, groupe d'usage 1A) = 0,35.

b. facteur de correction d'amortissement η:

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

ξ = 7 % [RPA : Tab.4.2].

Avec remplissage dense → η = 0,882

c. coefficient de comportement R : [RPA : Tab.4.3]

Conformément à l'article 3.4.A.4.b du RPA 99v2003 : R = 5.

d. facteur de qualité Q : [RPA : Tab.4.4.]

Critère		Suivant X		Suivant Y	
		observé	Valeur	observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	OUI	0.00	OUI	0.00
2	Redondance en plan	NON	O.05	NON	0.05
3	Régularité en plan	N0N	0.05	NON	0.05
4	Régularité en élévation	NON	0.05	NON	0.05
5	Contrôle de la qualité des matériaux	NON	0.05	NON	0.05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	OUI	0.00	OUI	0.00

Tableau 4-26 : détermination du facteur de qualité Q du bloc B

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_X = 1 + 0{,}20 = 1{,}20$$
$$Q_Y = 1 + 0{,}20 = 1{,}20$$

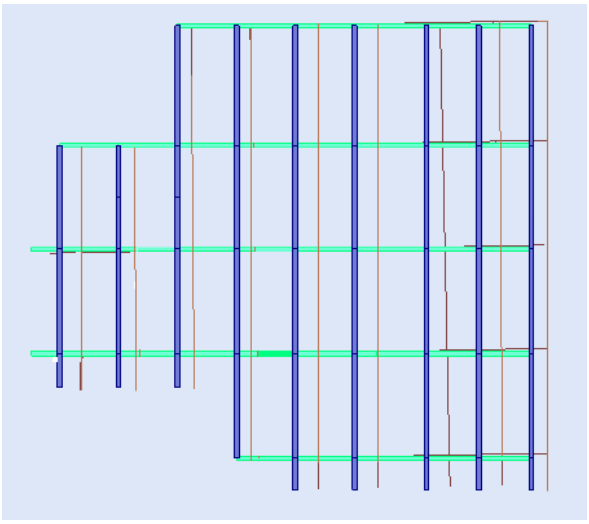
e. périodes caractéristiques : [RPA : Tab.4.7.]

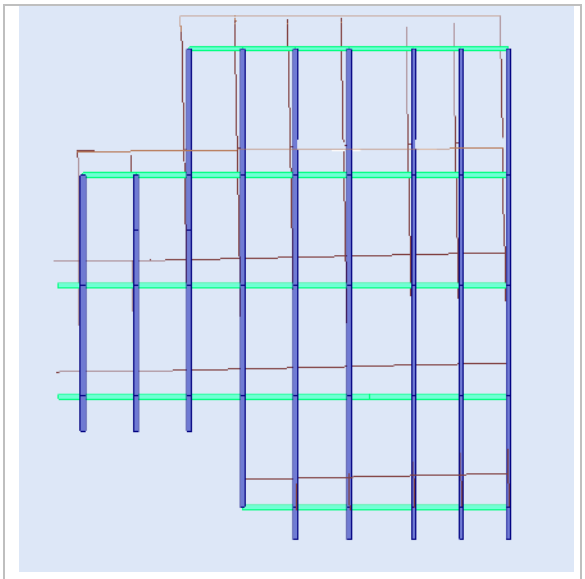
$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}5\,\text{s} \end{array}\right\} \text{site S3.}$$

IV.3.c. Résultats de l'analyse dynamique :

IV.3.c.1. Vérification de comportement :

Mode 01





Mode 02

Mode 03

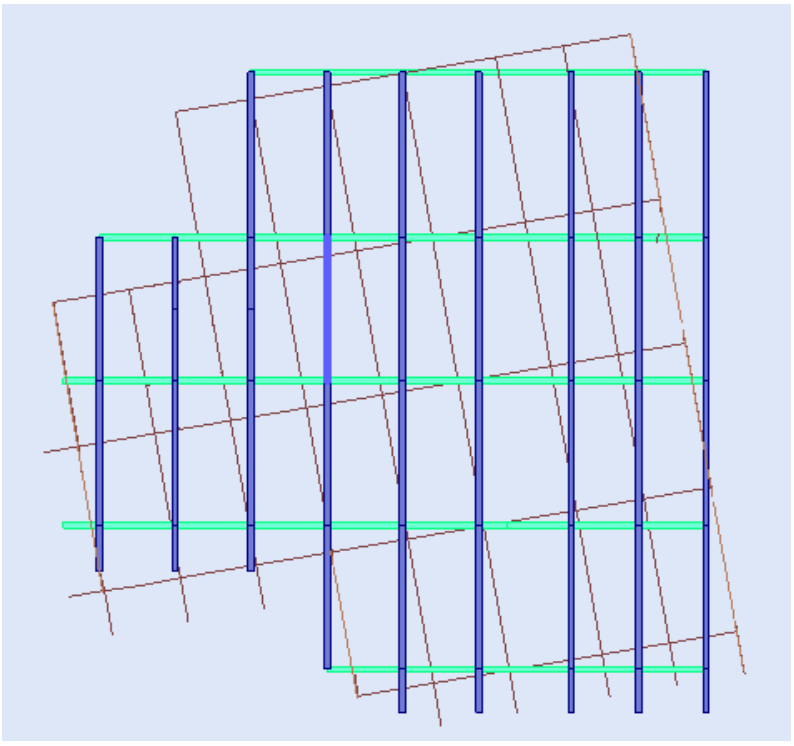


Figure 4-9: Le comportement des trois premiers modes pour le bloc B

Mode 1	Mode 2	Mode 3

translation pure suivant l'axe X	translation pure suivant l'axe Y	rotation autour de l'axe z

Tableau 4-27 **:** Le comportement des trois premiers modes

IV. 3.c.2. Vérification de participation massique :

Mode	Période (s)	Cumul des masses modales effectives (%)		
		Sens x	Sens y	Sens z
1	0,30	61,78	0,57	0,01
2	0,24	62,27	73,14	0,06
3	0,15	68,65	73,33	0,06
4	0,12	69,75	73,33	0,06
5	0,11	76,24	73,33	0,08
6	0,11	76,24	73,33	0,08
7	0,11	76,24	73,33	0,08
8	0,11	76,66	73,33	0,09
9	0,1	86,35	73,33	0,13
10	0,09	86,54	73,34	0,13
11	0,09	86,94	73,34	0,13
12	0,08	87,15	85,79	3,99
13	0,08	87,59	86,01	4
14	0,08	88,25	86,02	4

15	0,08	88,46	86,03	4,1
16	0,07	89,76	86,07	4,54
17	0,07	89,97	86,18	7,26
18	0,07	90,56	86,64	32,3
19	0,07	91,25	86,97	60,79
20	0,06	91,34	86,98	60,88
21	0,06	91,38	86,99	60,89
22	0,06	91,63	87.00	61,07
23	0,06	91,64	87,01	62,48
24	0,06	91,64	87,01	62,49
25	0,06	93,35	87,01	62,62
26	0,05	93,4	88,14	62,82
27	0,05	93,4	88,65	62,82
28	0,05	93,49	89,36	63,34
29	0,05	93,49	90,52	63,34

Tableau 4-28 : Coefficient de participation massique

D'après le tableau précédent on remarque qu'on a une structure rigide, ou le coefficient de participation massique n'atteigne pas qu'après le 29ème mode.

IV. 3.c.3. Vérification des périodes :

Tx= 0.483s

Ty=0.460s

	$T_{empirique}$(s)	$T_{numérique}$(s)	1.3*T_{emp}	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$
X	0.483	0.300	0.623	OUI
Y	0.460	0.300	0.598	OUI

Tableau 4-29 : vérification des périodes

IV. 3.c.4. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

a. Calcul de la force sismique totale [RPA99 version 2003 Art 4.2.3]

- **A : coefficient d'accélération de zone**

A = 0,35

- **D : facteur d'amplification dynamique moyen**

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

T2 = 0,5 s, tableau 4.7 (avec site S3)

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$

ξ = 7 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0,882

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$T = 0{,}09h_n / \sqrt{D}$ [RPA99 version 2003 Art 4.2.4]

Dx= 2.20

Dy= 2.20

- **R : coefficient de comportement global de la structure :** R = 5
- **Q : facteur de qualité :** Q_x=Q_y=1.25
- **W : poids total de la structure :**

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \qquad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$\beta = 0.6$ (tableau 4.5) W=62089kN

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$ (kN)	V_x (kN)	V_y (kN)
0.35	2.20	2.20	5	1.25	1.25	62089	11979.3	11979.3

Tableau 4-30 : Calcul de la force sismique(M.S.E)

	V (kN)	Vt (kN)	0.8*V	$V_t \geq 0.8*V$
X	11979.30	10924,33	9583.44	OUI
Y	11979.30	12248,29	9583.44	OUI

Tableau 4-31 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

IV. 3.c.5. Vérification de la stabilité au renversement :

IV. 3.c.5.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon hauteur :[Art 4.2.5]

On a :

- TX = 0,483 s → Ft = 0
- TY = 0,460 s → Ft = 0

V_X =10924,33kN

hi (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$	α_x	F_{ix} (kN)

28.60	7740	221364	0.2361	2579.23
24.60	7540	185484	0.1978	2160.83
20.60	8319	171371	0.1827	1995.88
16.60	7748	128617	0.1372	1498.82
12.60	9140	115164	0.1228	1341.51
7.80	10606	82727	0.0882	963.53
3.00	10996	32988	0.0352	384.54
SOMME		937715	1.0000	10924,33

Tableau 4-32 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X

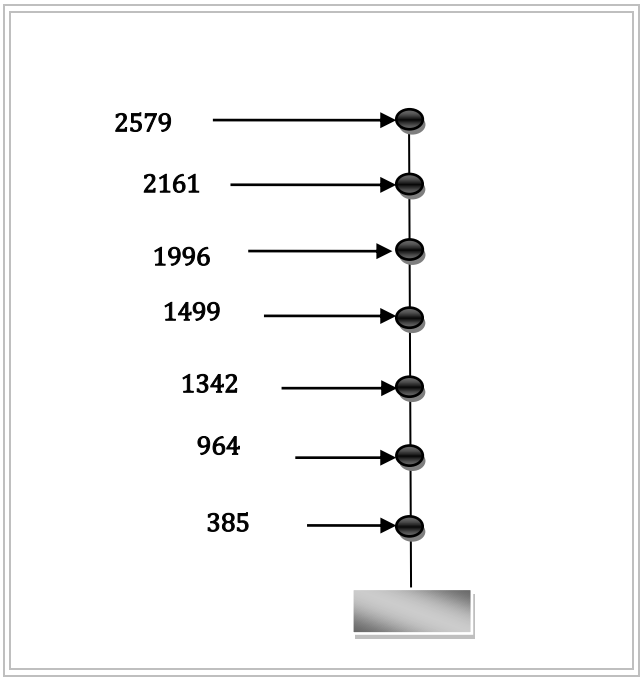


Figure 4-10 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

V_Y =2110.37 k

hi (m)	W_i (kN)	W_ih_i	α_x	F_{iY} (kN)

28.60	7740	221364	0.2361	2891.82
24.60	7540	185484	0.1978	2422.71
20.60	8319	171371	0.1827	2237.76
16.60	7748	128617	0.1372	1680.46
12.60	9140	115164	0.1228	1504.10
7.80	10606	82727	0.0882	1080.30
3.00	10996	32988	0.0352	431.14
SOMME		153863.01	1.0000	12248,29

Tableau 4-33 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

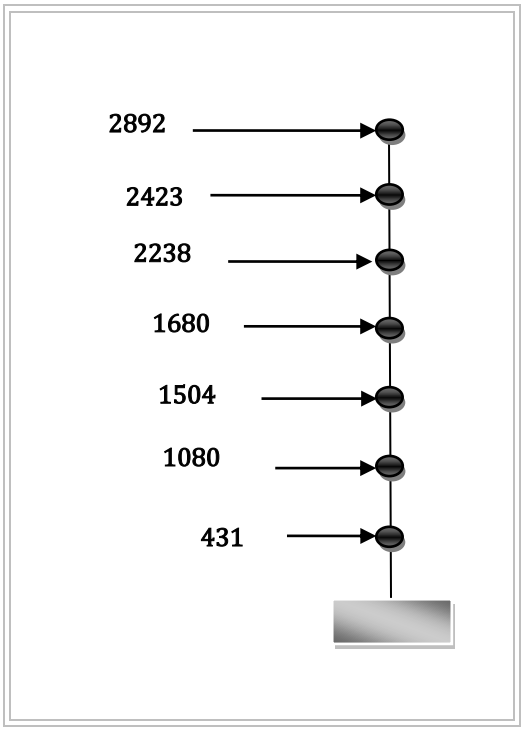


Figure 4-11 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

IV. 3.c.5.2. Moment de renversement :

hi (m)	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	M_{oxi} (KN.m)	M_{oyi} (KN.m)
28.60	2579.23	2891.82	73765.98	82706.05
24.60	2160.83	2422.71	53156.42	59598.67
20.60	1995.88	2237.76	41115.13	46097.86
16.60	1498.82	1680.46	24880.41	27895.64
12.60	1341.51	1504.10	16903.03	18951.66
7.80	963.53	1080.30	7515.53	8426.34
3.00	384.54	431.14	1153.62	1293.42
∑Mo			218490.12	244969.64

Tableau 4-34 : calcul du moment de renversement

IV. 3.c.5. 3. Moment stabilisant :

Niveau (m)	W_i (KN)	X_G	Y_G	M_{txi} (KN.m)	M_{tyi} (KN.m)
28.60	7740	15,43	24,77	119428.20	191719.80
24.60	7540	15,56	24,74	117322.40	186539.60
20.60	8319	14,75	23,91	122705.25	198907.30
16.60	7748	14,88	24,17	115290.24	187269.16
12.60	9140	15,54	24,53	142035.60	224204.20
7.80	10606	14,53	16,84	154105.18	178605.04
3.00	10996	14,47	17,01	159112.12	187041.96
∑Mt				929999.00	1354287.06

Tableau 4-35 : calcul du moment stabilisant

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

M_{tx}(kN.m)	M_{ty}(kN.m)	M_o(kN.m)	M(kN.m)	M_{tx}/M_{ox}	M_{ty}/M_{oy}	$M_t/M_0 \geq$ 1.5
929999	1354287	218490	244970	4.26	5.56	OUI

Tableau 4-36 : Vérification de la stabilité

La condition est vérifiée se qui implique la stabilité de l'ouvrage vis –à- vis du renversement suivant les deux directions.

IV. 3.c.6. Vérification des déplacements :

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$
+20.80	1.00	5.00	0.50	4.00	OUI
+16.80	0.90	4.50	0.00	4.00	OUI
+12.80	0.90	4.50	1.50	4.00	OUI
+8.80	0.60	3.00	0.00	4.00	OUI
+4.80	0.60	3.00	0.50	4.80	OUI
0.00	0.20	2.50	0.00	4.80	OUI
-4.80	0.20	2.50	0.00	3.00	OUI
-7.80	0.00	0.00			

Tableau 4-38 : Vérification des déplacements inter-étage sens X

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$
+20.80	0.60	3.00	0.50	4.00	OUI
+16.80	0.50	2.50	0.50	4.00	OUI
+12.80	0.40	2.00	0.00	4.00	OUI
+8.80	0.40	2.00	0.50	4.00	OUI
+4.80	0.30	1.50	0.50	4.80	OUI
0.00	0.20	1.00	0.50	4.80	OUI
-4.80	0.10	0.50	0.50	3.00	OUI
-7.80	0.00	0.00			

IV. 3.c.7. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

h_k (m)	P_k (KN)	F_{ix} (KN)	V_{kx} (KN)	Δ_{kx} (cm)	θ	θ≤ 0.10
28.60	7740	2579.23	2579.23	0.50	0.0005	OUI
24.60	15280	2160.83	4740.06	0.00	0.0000	OUI
20.60	23599	1995.88	6735.94	1.50	0.0026	OUI
16.60	31347	1498.82	8234.76	0.00	0.0000	OUI
12.60	40487	1341.51	9576.27	0.50	0.0016	OUI
7.80	51093	963.53	10539.80	0.00	0.0000	OUI
3.00	62089	384.54	10924.34	0.00	0.0000	OUI

Tableau 4-39 : Vérification l'effet P-Λ sens X

h_k (m)	P_k (KN)	F_{iy} (KN)	V_{ky} (KN)	Δ_{ky} (cm)	θ	θ≤ 0.10
28.60	7740	2891.82	2891.82	0.50	0.0005	OUI
24.60	15280	2422.71	5314.53	0.50	0.0006	OUI
20.60	23599	2237.76	7552.29	0.00	0.0000	OUI
16.60	31347	1680.46	9232.75	0.50	0.0010	OUI
12.60	40487	1504.10	10736.85	0.50	0.0015	OUI
7.80	51093	1080.30	11817.15	0.50	0.0028	OUI
3.00	62089	431.14	12248.29	0.50	0.0085	OUI

Tableau 4-40 : Vérification l'effet P-Λ sens Y

On constate d'après les tableaux que la structure étudiée est justifiée

Vis- à- vis de l'effet P-Δ

IV. 3.d. 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 :

$$\mathbf{d_{min} = 15_{mm} + (\delta_1 + \delta_2)_{mm} \geq 40_{mm}} \qquad \mathbf{(4\text{-}19)}$$

δ_1 et δ_2 : déplacements maximaux des deux blocs, calculés calculé selon 4.43 au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations

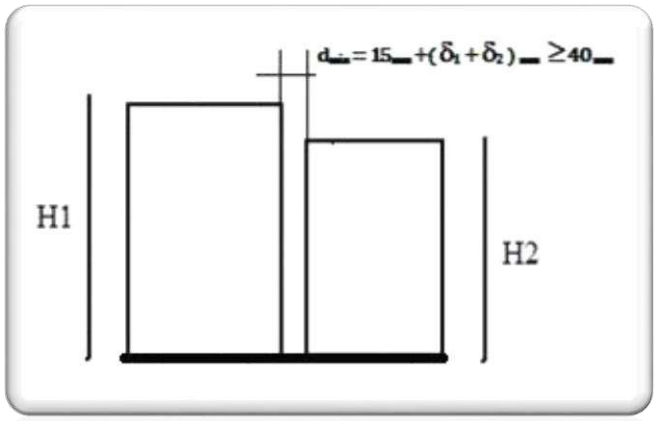


Figure 4-12 : largeur minimum du joint sismique

D'après les résultats des déplacements obtenus on peut évaluer le joint comme suit :

δ_1 (mm)	δ_2(mm)	d_{min} (mm)	$d_{min} \geq 40$ mm	$d_{adoptée}$ (mm)
80	50	145	OUI	150

Tableau 4-41 : largeur minimum du joint sismique

V.1. Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en L'occurrence le C.B.A93 et R.P.A.99 version 2003.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :
  - ✓ E.L.U :1,35G +1,5Q et G +Q ± E
  - ✓ E.L.S : G + Q
- les combinaisons données par les règles du R.P.A99 version 2003 :
  - ✓ G +Q ± E
  - ✓ 0,8 G ± E

Avec :

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitations.
- E : charges sismiques.

V.2. Ferraillage des poutres :

V.2.1.1 Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b = 25 Mpa	FeE 400	σ_b =25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	$\overline{\sigma_s} = 348Mpa$	$\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa	$\overline{\sigma_s} = 400Mpa$

Tableau 5-1 : Les données de calcul

V.2.1.2. Recommandations du R.P.A99 :

V.2.1.2.a. Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en Zone courante.
  - 6% en Zone nodale.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui 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 50ϕ en Zone IIb.

V.2.1.2.b. Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0 ,003. St .b.

b : largeur de la poutre.

St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

- St ≤ h/2 en Zone courante.
- St ≤min (h/4 ; 12ϕ) en zone nodale.

Les moments fléchissants ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les Tableaux suivants :

- **Bloc A :**

	Niveau	position	Mu (KN.m)	B (cm²)	combinaison	A' (cm²)	A_{calcul} (cm²)
Intermédiaire	Terrasse	Travée	114.54	30x55	1.35G+1.5 Q	0.00	6.62
		Appui	-208.65	30x55	1.35G+1.5 Q	0.00	12.72
	Etages	Travée	138.68	30x55	1.35G+1.5 Q	0.00	8.12
		Appui	-261,96	30x55	1.35G+1.5 Q	0.00	16.54
Rive	Terrasse	Travée	53,21	30x55	1.35G+1.5 Q	0.00	3.00
		Appui	-89.70	30x55	1.35G+1.5 Q	0.00	5.12
	Etages	Travée	89.98	30x55	1.35G+1.5 Q	0.00	5.15
		Appui	-192.08	30x55	0.8G -EY	0.00	9.83

Tableau 5-2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales bloc A

V.2.1.4. Vérification des armatures longitudinales selon le RPA et le CBA :

Il faut vérifier que :

- $A_{tendue} \geq A_{min\ CBA}$
- $A_{Travée} \geq A_{min\ RPA}$ et $A_{Travée} \leq A_{max\ RPA}$
- $A_{appui} \geq A_{min\ RPA}$ et $A_{appui} \leq A_{max\ RPA}$

➢ **Bloc A :**

	Niveau	Position	B (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	A_{min} (cm^2)		$A_{choisie}$ (cm^2)
					CBA	RPA	
Intermédiaire	Terrasse	Travée	30x55	6.62	1.65	8.25	**6HA14 =9.23**
		Appui	30x55	12.72	1.65	8.25	**9HA14=13.85**
	Etages	Travée	30x55	8.12	1.65	8.25	**6HA14=9.23**
		Appui	30x55	16.54	1.65	8.25	**6HA16+3HA14 =16.68**
Rive	Terrasse	Travée	30x55	3.00	1.65	8.25	**6HA14=9.23**
		Appui	30x55	5.12	1.65	8.25	**6HA14=9.23**
	Etages	Travée	30x55	5.15	1.65	8.25	**6HA14=9.23**
		Appui	30x55	9.83	1.65	8.25	**5HA16=10.05**

Tableau 5-3 : Vérification des armatures longitudinale des poutres principales

Niveau	position	Mu (KN.m)	B (cm^2)	combinaison	A' (cm^2)	$A_{calcule}$ (cm^2)
Terrasse	travée	24.15	30x30	G+Q-EX	0.00	2.26
	Appui	-75,85	30x30	G+Q+EX	0.00	7.69
Etages	travée	24.39	30x30	G+Q-EX	0.00	2.29
	Appui	-86.92	30x30	G+Q+EY	0.00	9.00

Tableau 5-4 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires bloc A

Niveau	Position	B (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	A_{min} (cm^2)		$A_{choisie}$ (cm^2)
				CBA	RPA	
Terrasse	travée	30x30	2.26	0.90	4.50	**3HA14=4.62**
	Appui	30x30	7.69	0.90	4.50	**5HA14=7.69**
Etages	travée	30x30	2.29	0.90	4.50	**3HA14=4.62**
	Appui	30x30	9.00	0.90	4.50	**6HA14=9.23**

Tableau 5-5 : vérification des armatures longitudinales selon le CBA et le RPA

- **Bloc B :**

	Niveau	position	Mu (KN.m)	B (cm^2)	combinaison	A' (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	Travée	124.06	30x60	1.35G+1.5 Q	0.00	6.51
		Appui	-248.11	30x60	1.35G+1.5 Q	0.00	13.80
	Etages	Travée	144.06	30x60	1.35G+1.5 Q	0.00	7.63
		Appui	-288.11	30x60	1.35G+1.5 Q	0.00	16.37
Rive	Terrasse	Travée	84.63	30x60	1.35G+1.5 Q	0.00	4.37
		Appui	-168.23	30x60	1.35G+1.5 Q	0.00	9.01
	Etages	Travée	86.13	30x60	1.35G+1.5 Q	0.00	4.45
		Appui	-172.26	30x60	1.35G+1.5 Q	0.00	9.23

Tableau 5-6 : Ferraillage longitudinale des poutres principales

	Niveau	Position	B (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	A_{min} (cm^2)		$A_{choisie}$ (cm^2)
					CBA	RPA	
Intermédiaire	Terrasse	Travée	30x60	6.51	1.80	9.00	**6HA14 =9.23**
		Appui	30x60	13.80	1.80	9.00	**7HA16=14.07**
	Etages	Travée	30x60	7.63	1.80	9.00	**6HA14 =9.23**
		Appui	30x60	16.37	1.80	9.00	**6HA16+3HA14 =16.68**
Rive	Terrasse	Travée	30x60	4.37	1.80	9.00	**6HA14 =9.23**
		Appui	30x60	9.01	1.80	9.00	**6HA14 =9.23**
	Etages	Travée	30x60	4.45	1.80	9.00	**6HA14 =9.23**
		Appui	30x60	9.23	1.80	9.00	**6HA14 =9.23**

Tableau 5-7 : vérification des armatures longitudinales selon le CBA et le RPA

Niveau	position	Mu (KN.m)	B (cm^2)	combinaison	A' (cm^2)	$A_{calcule}$ (cm^2)
Terrasse	travée	19.10	30x30	0.8G+EX	0.00	0.75
	Appui	-57.13	30x30	0.8G+EX	0.00	2.92
Etages	travée	28.53	30x30	0.8G+EX	0.00	0.74
	Appui	-70.37	30x30	0.8G+EX	0.00	7.07

Tableau 5-8 : Ferraillage longitudinale des poutres secondaires

Niveau	Position	B (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	A_{min} (cm^2)		$A_{choisie}$ (cm^2)
				CBA	RPA	
Terrasse	travée	30x30	0.75	0.90	4.50	**3HA14=4.62**
	Appui	30x30	2.92	0.90	4.50	**3HA14=4.62**
Etages	travée	30x30	0.74	0.90	4.50	**3HA14=4.62**
	Appui	30x30	7.07	0.90	4.50	**5HA14=7.69**

Tableau 5-9 : vérification des armatures longitudinales selon le CBA et le RPA

V.2.1.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

- Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

  $\overline{\sigma_b}$ = 0,6 fc28=15 MPa . et on doit vérifier que $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$.

- Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

  $\overline{\sigma_s}$ = min ((2/3)*fe ; 110 $\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=202 Mpa

  et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$.

- **Bloc A :**

	Niv	positi	M_{ser} (KN.m	B (cm^2)	A_{adop} (cm^2	σ_b (MPa	$\overline{\sigma_b}$ (MPa	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa	$\sigma_b \leq [\sigma_b$
Intermédiaire	Terrass	Travé	58.25	30X5	9.23	4.70	15	-	-	oui
		Appui	-	30X5	13.8	10.60		-		
	Etages	Travé	98.30	30X5	9.23	7.20	15	-	-	oui
		Appui	-	30X5	16.6	7.70		-		
Rive	Terras	Travé	38.79	30X5	9.23	3.10	15	90.30	202	oui
		Appui	-65.39	30X5	9.23	5.20		152.2		
	Etages	Travé	65.02	30X5	9.23	5.20	15	151.4	202	oui
		Appui	-	30X5	10.0	8.20		200.1		

Tableau 5-10 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales

Niveau	position	M_{ser} (KN.m)	N° élément	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$
Terrasse	Travée	18.05	30X30	4.62	5.40	15	159.90	202	Oui
	Appui	-57.78	30X30	7.69	14.50		-		Oui
Etages	Travée	19.06	30X30	4.62	5.70	15	168.80	202	
	Appui	-50.77	30X30	9.23	12.00		-		Oui

Tableau 5-11 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires

- **Bloc B :**

	Niveau	positi	M_{ser} (KN.m)	B (cm^2)	A_{adop} (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$
Intermédiaire	Terra	Travée	90.71	30X60	9.23	6.30	15	-	-	oui
		Appui	-181.42	30X60	14.07	10.80		-		
	Etages	Travée	102.97	30X60	9.23	7.10	15	-	-	oui
		Appui	-205.95	30X60	16.68	11.70		-		
Rive	Terrasse	Travée	61.90	30X60	9.23	4.30	15	128.20	202	oui
		Appui	-123.79	30X60	9.23	8.50		95.50		
	Etages	Travée	62.61	30X60	9.23	4.30	15	132.50	202	oui
		Appui	-125.25	30X60	9.23	8.60		198.00		

Tableau 5-12 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales

Niveau	position	M_{ser} (KN.m)	N° élément	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$
Terrasse	Travée	18.05	30X30	4.62	5.40	15	67.20	202	Oui
	Appui	-57.78	30X30	4.62	12.80		-		Oui
Etages	Travée	19.06	30X30	4.62	4.20	15	70.90	202	
	Appui	-50.77	30X30	7.69	1.30		-		Oui

Tableau 5-13 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires

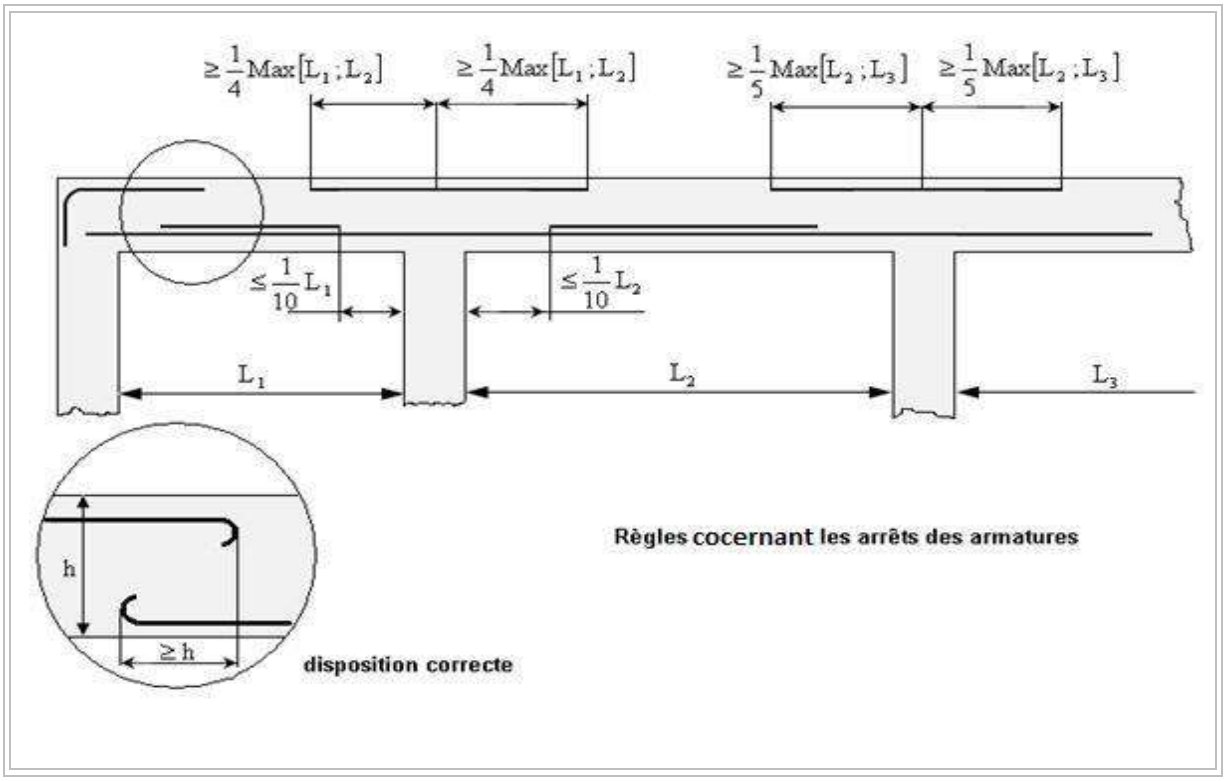


Figure 5-1 : Disposition des armatures pour les poutres

V.2.1.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$$

- T_u: effort tranchant

	poutres de rive	poutres intermédiaires

Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\overline{\tau}_u$	$\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$
situation durable	$\overline{\tau}_u = 2.5\,MPa$	$\overline{\tau}_u = 3.3\,MPa$
Situation accidentelle	$\overline{\tau}_u = 3.26\,MPa$	$\overline{\tau}_u = 4.34\,MPa$

Tableau 5-14 : Calcul de $\overline{\tau}_u$

- **Bloc A :**

	Niveau	Vu (KN)	N° élement	N° neoud	Combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	τu≤ $\overline{\tau_u}$
intermédiaire	Terrasse	144,57	30x55	247	1.35G+1.5Q	0.92	3.30	OUI
	Etage	223,08	30x55	133	1.35G+1.5Q	1.42	3.30	OUI
Rive	Terrasse	70,2	30x55	240	1.35G+1.5Q	0.45	2.50	OUI
	Etage	115,2	30x55	143	1.35G+1.5Q	0.73	2.50	OUI

Tableau 5-15 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

Niveau	V_u (KN)	N° élément	N° neoud	combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	τu≤ $\overline{\tau_u}$
Terrasse	112.61	30x30	261	G+Q-EX	1.37	3.26	OUI

étages	150,70	30x30	159	G+Q-EX	1.83	3.26	OUI

Tableau 5-16 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

- **Bloc B :**

	Niveau	Vu (KN)	Section	Combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	τu≤ $\overline{\tau_u}$
intermédiaire	Terrasse	186.08	30x60	1.35G+1.5Q	1.08	3.30	OUI
	Etage	267.81	30x60	1.35G+1.5Q	1.55	3.30	OUI
Rive	Terrasse	145.05	30x60	1.35G+1.5Q	0.84	2.50	OUI
	Etage	147.65	30x60	1.35G+1.5Q	0.86	2.50	OUI

Tableau 5-17 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

Niveau	V_u (KN)	Section	combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	τu≤ $\overline{\tau_u}$
Terrasse	34.18	30x30	G+Q-EX	0.41	3.26	OUI
étages	129.97	30x30	G+Q-EX	1.57	3.26	OUI

Tableau 5-18 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

V.2.1.6. Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type haut e adhérence de nuance FeE400.

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b & : \text{Zone nodale} \\ S \leq Min(\dfrac{h}{4} et 12\varphi) & : \text{Zone courant} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} \end{cases}$$

D'après CBA 93 : $\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u.0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;\quad 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (At) ainsi que leurs espacements (St) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

- **Bloc A :**

		CBA 93		RPA 99			$S_{t\ adopté}$ (cm)		
Section	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN)	S'(ZC)	At (cm^2)	S (ZN)	S'(ZC)(cm)	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
30×55	1.42	40	1.20	9.6	27.5	1.01	10	15	**2.01=4Φ8**
30×30	1.83	24.3	0.73	9.6	15	0.79	10	15	**2.01=4Φ8**

Tableau 5-19 : Calcul des armatures transversales et leur espacement bloc A

- **Bloc B :**

		CBA 93		RPA 99			$S_{t\ adopté}$ (cm)		
Section	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S(ZN) (cm)	S'(ZN) (cm)	At (cm^2)	S(ZN) (cm)	S'(ZN) (cm)	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
30×60	1.55	40	1.20	9.6	30	1.01	10	15	**2.01=4Φ8**

30×30	1.57	24.3	0.73	9.6	15	0.79	10	15	**2.01=4Φ8**

Tableau 5-20 : Calcul des armatures transversales et leur espacement bloc B

V.2.1.7. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$

Avec : $M_t = K*M_0$

- K : est un coefficient réducteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend K = 0.80.

- **Bloc A :**

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
PP	0.094	0.063	OUI	0.094	0.08	Oui	0.0088	0.0105	OUI
PS	0.086	0.063	OUI	0.086	0.08	Oui	0.0069	0.0105	OUI

Tableau 5-21 : Vérification de la flèche des poutres bloc A

- **Bloc B :**

	1ere condition	2eme condition	3eme condition

	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
PP	0.094	0.063	OUI	0.094	0.08	Oui	0.0088	0.0105	OUI
PS	0.086	0.063	OUI	0.086	0.08	Oui	0.0069	0.0105	OUI

Tableau 5-22 : Vérification de la flèche des poutres bloc B

- **Bloc A :**

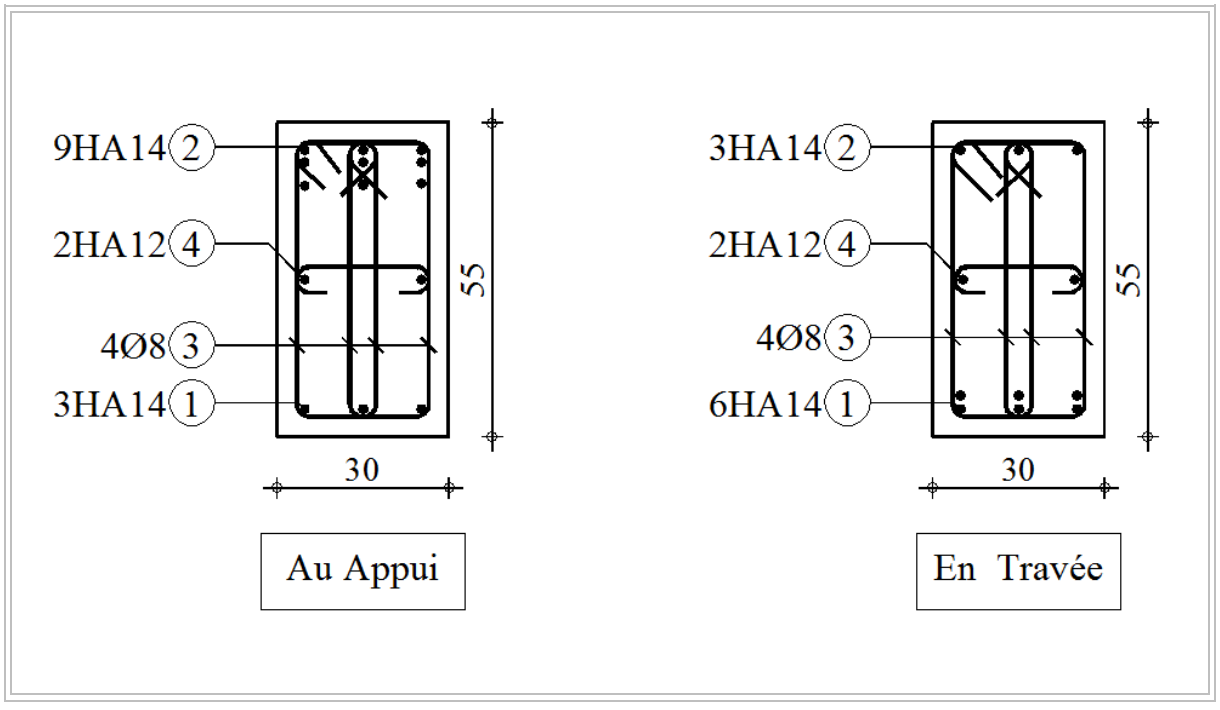


Figure 5-2 : Ferraillage des poutres principales intermédiaires du niveau terrasse

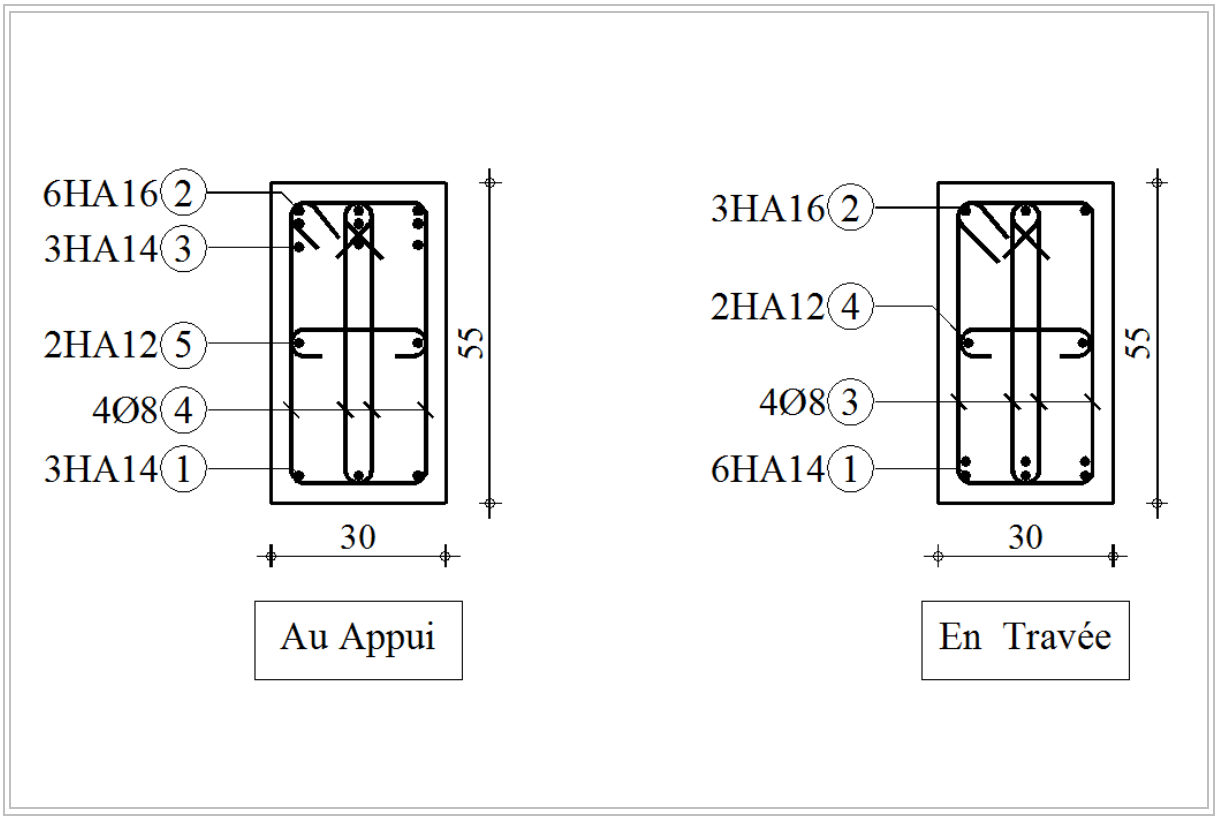


Figure 5-3 : Ferraillage des poutres principales intermédiaires des étages

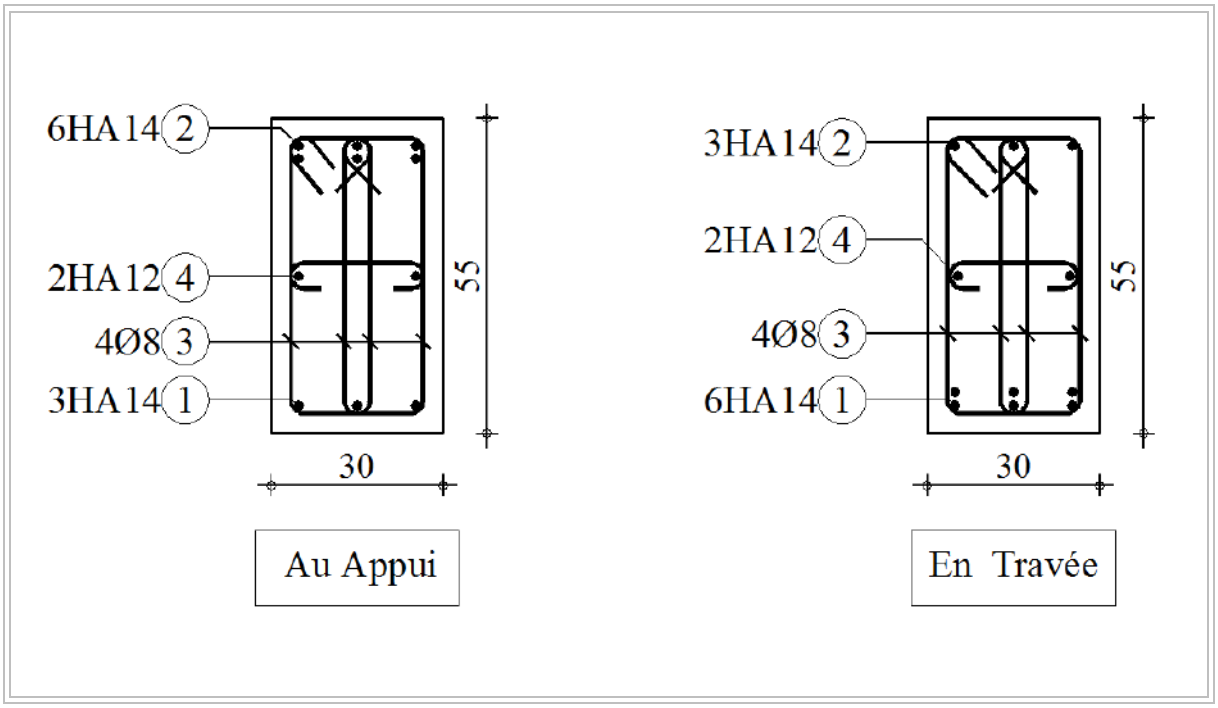


Figure 5-4 : Ferraillages des poutres principales de rive du niveau terrasse

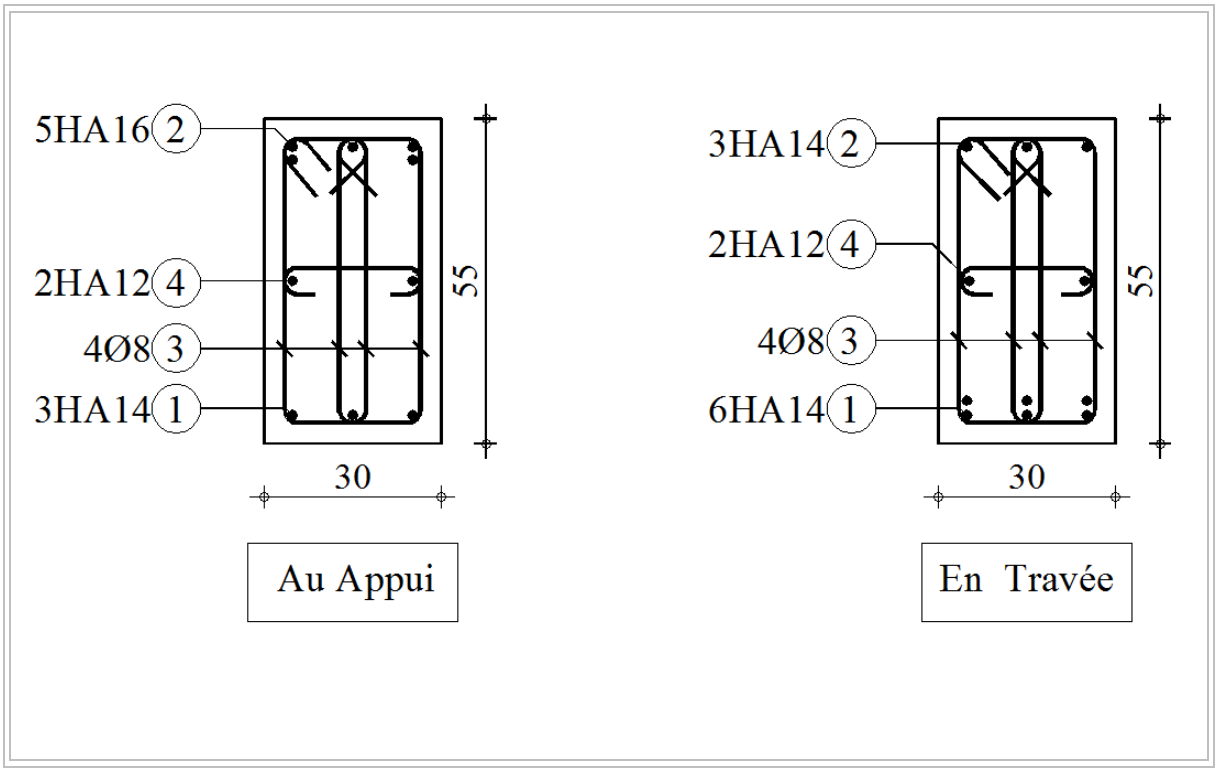


Figure 5-5 : Ferraillages des poutres principales de rive des étages

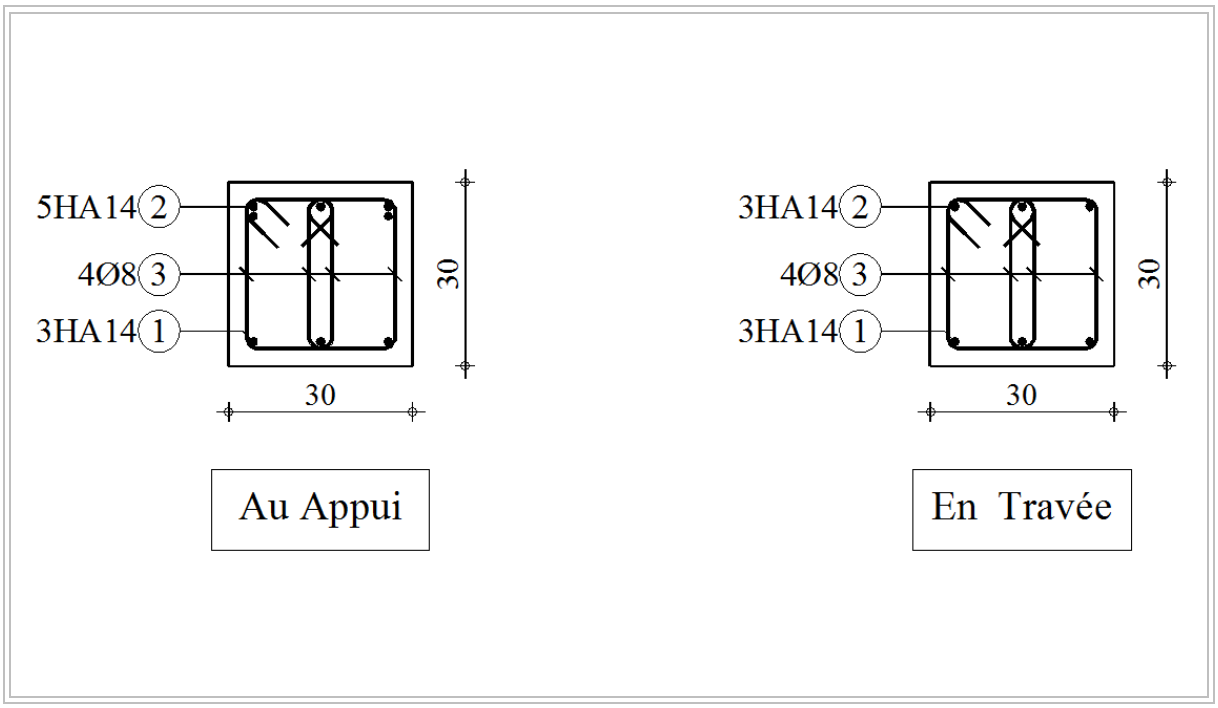


Figure 5-6 : Ferraillages des poutres secondaires du niveau terrasse

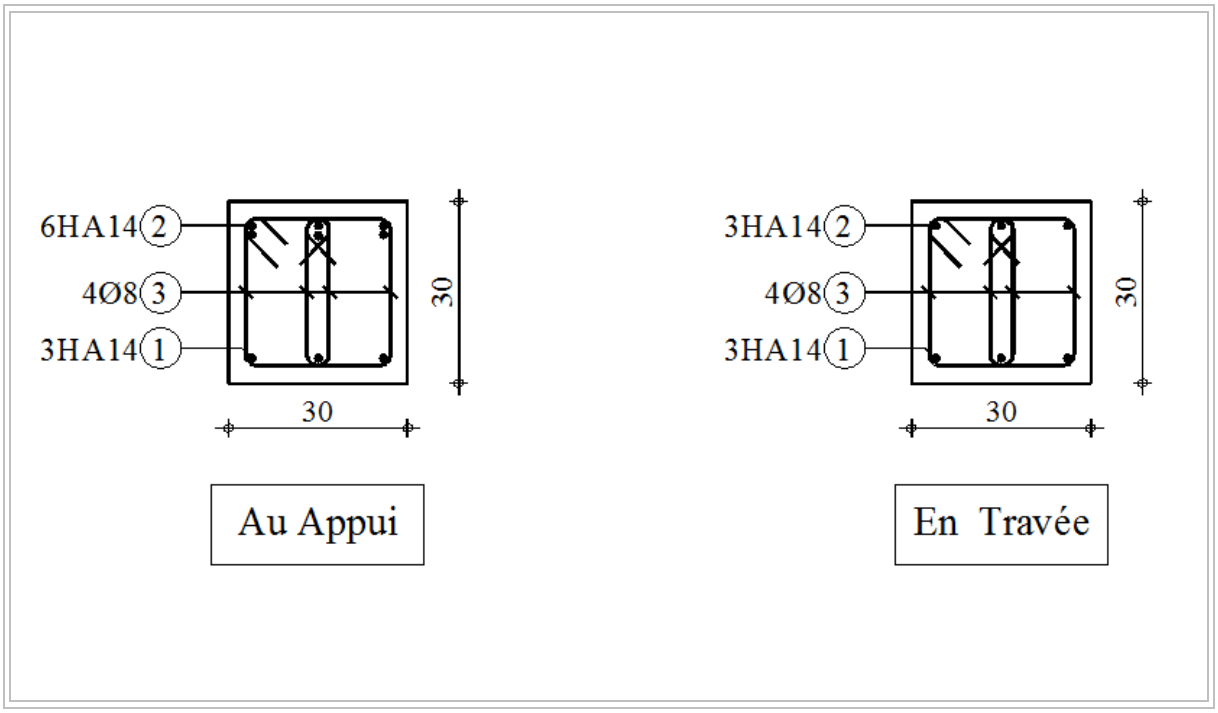


Figure 5-7 : Ferraillages des poutres secondaires des étages

- **Bloc B:**

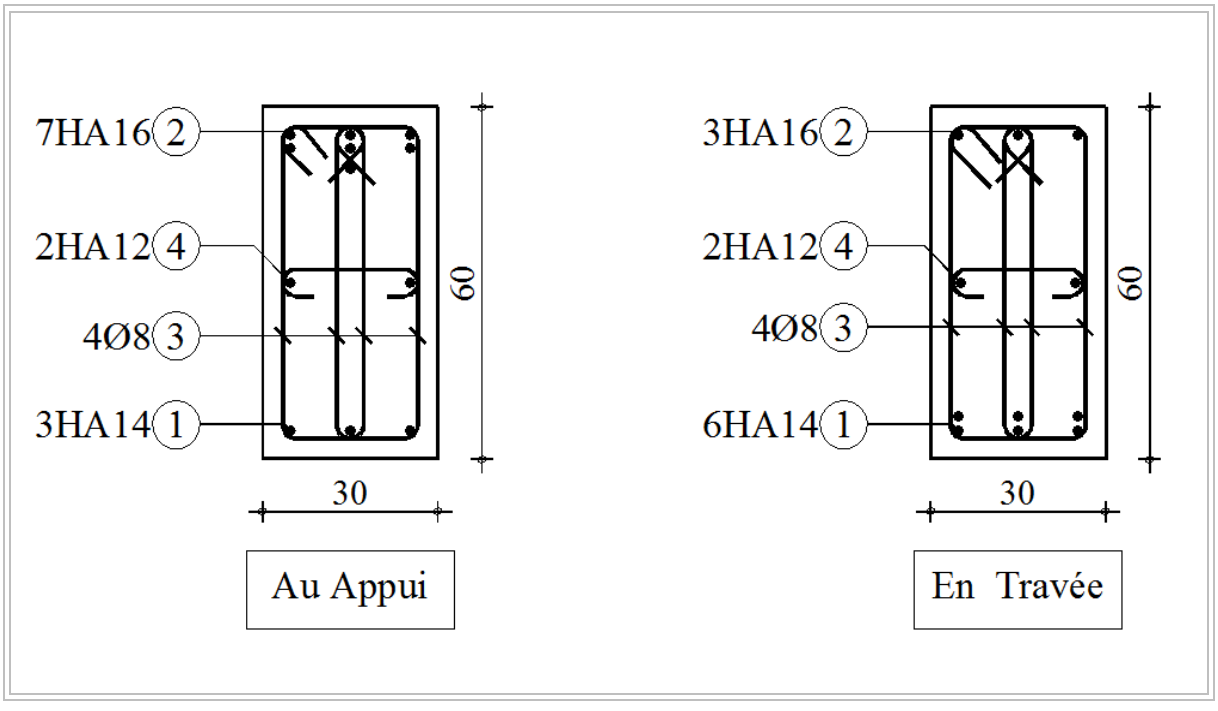


Figure 5-8 : Ferraillage des poutres principales intermédiaires du niveau terrasse

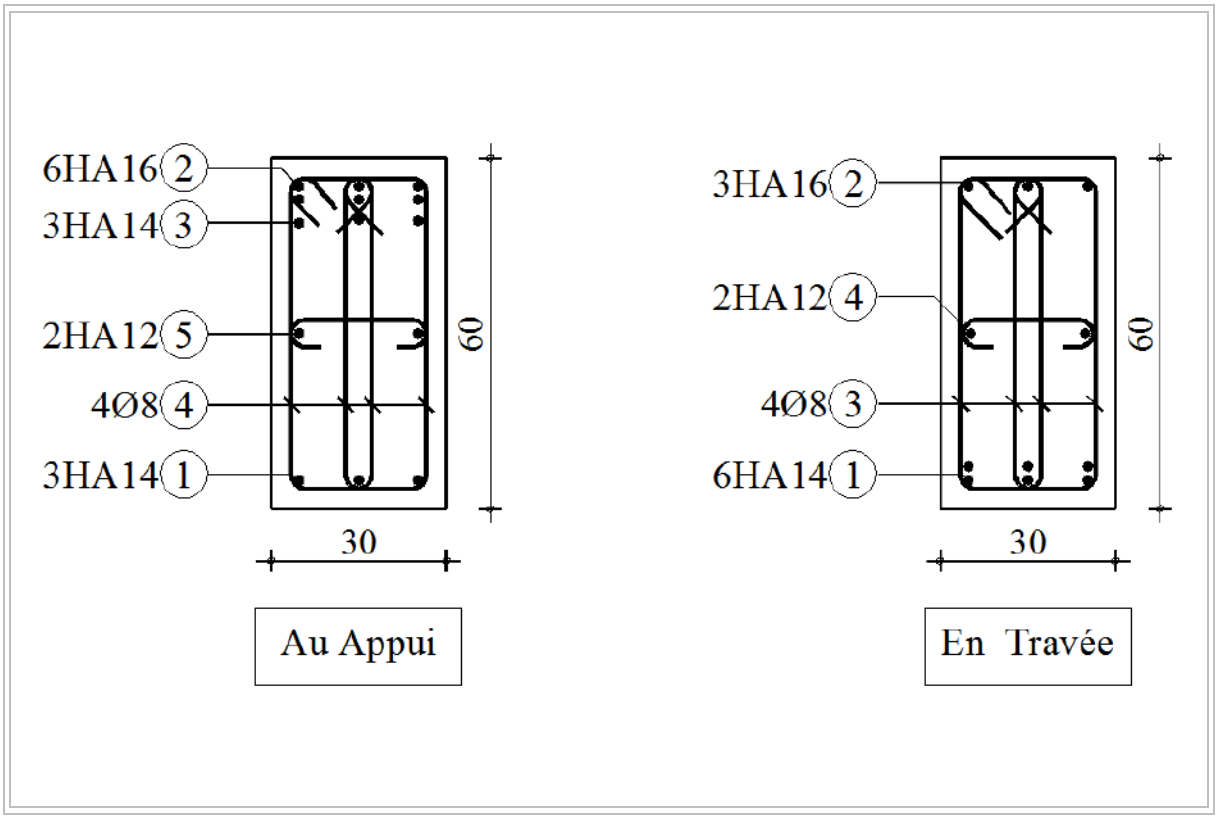


Figure 5-9 : Ferraillage des poutres principales intermédiaires des étages

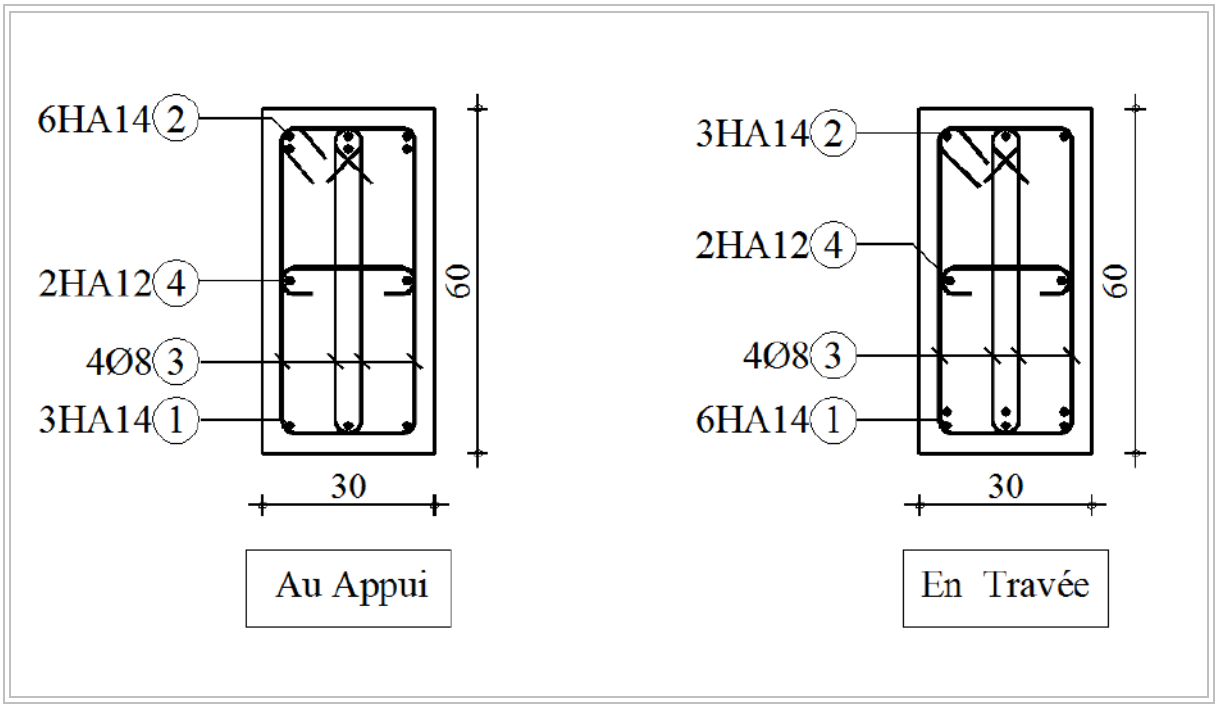


Figure 5-10 : Ferraillages des poutres principales de rive du niveau terrasse

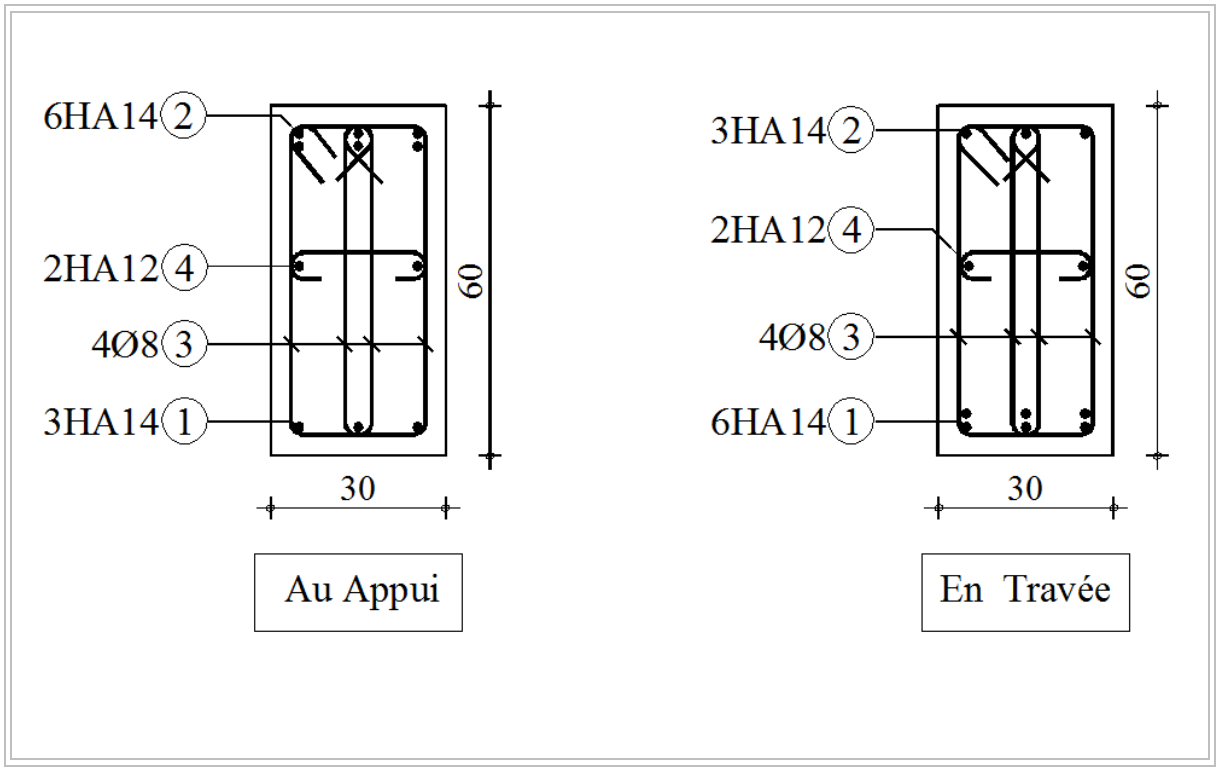


Figure 5-11 : Ferraillages des poutres principales de rive des étages

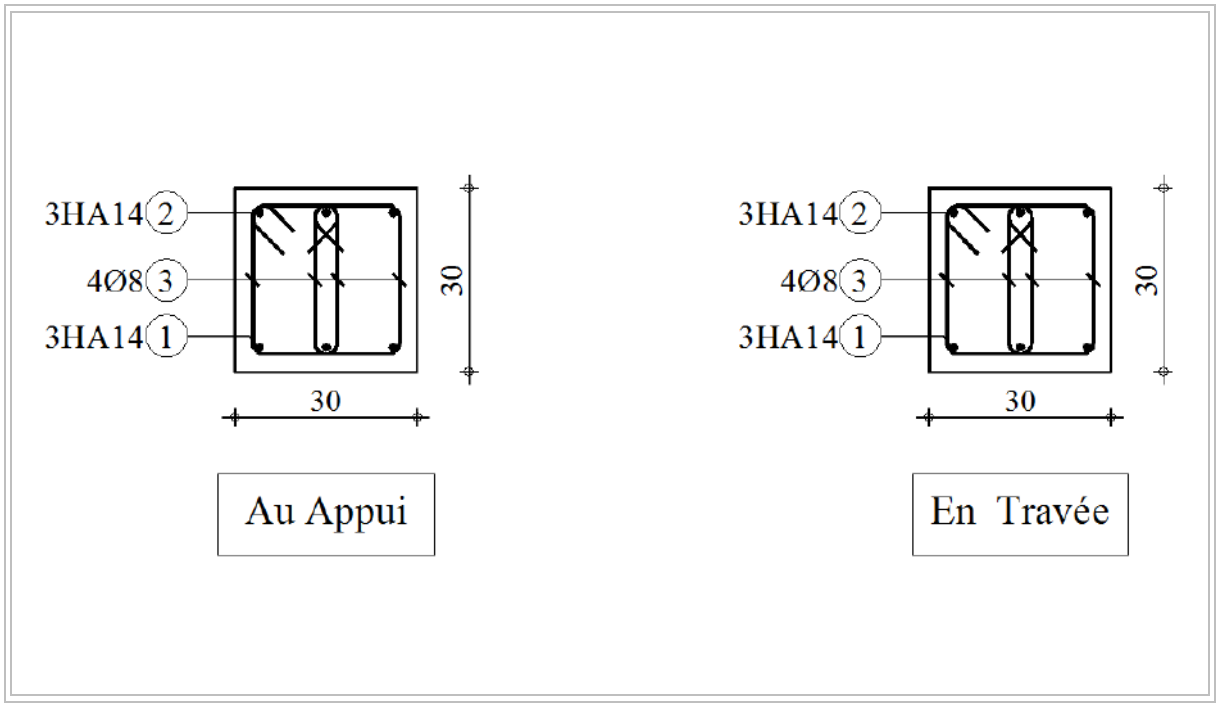


Figure 5-12 : Ferraillages des poutres secondaires du niveau terrasse

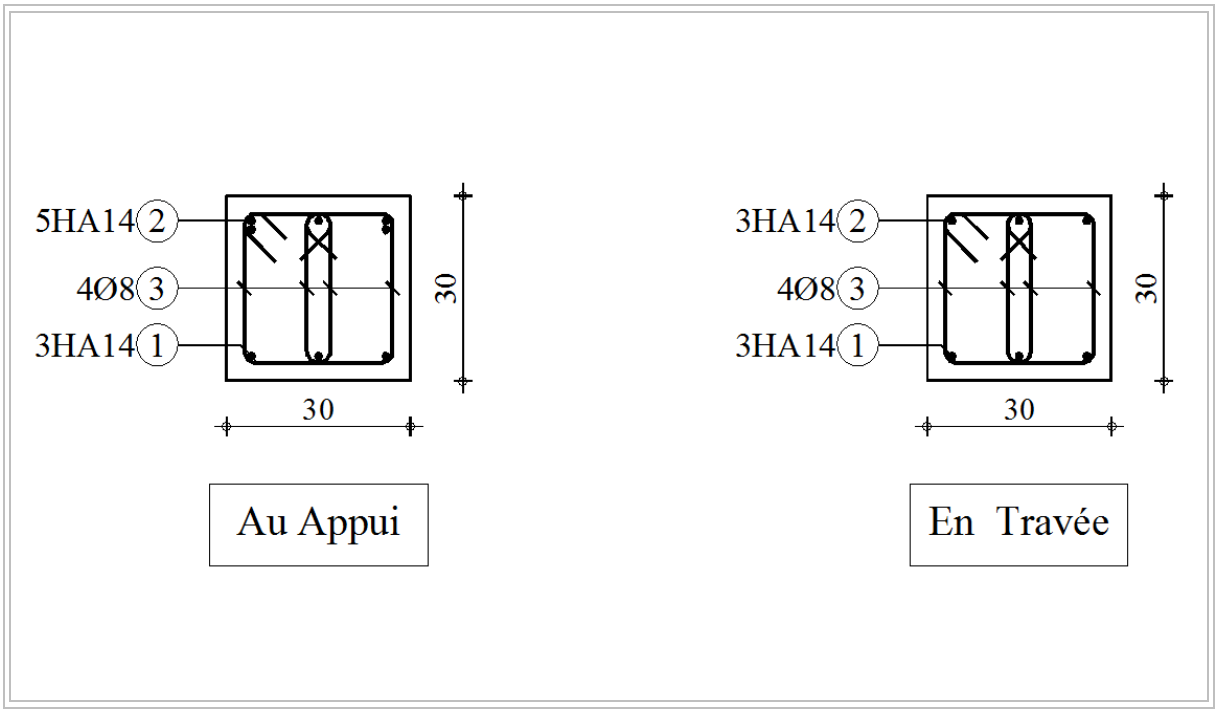


Figure 5-13 : Ferraillages des poutres secondaires des étages

V.2.2. Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et une partie des charges horizontales pour les structures auto stables contreventées par des voiles. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

V.2.2.1. Détermination des armatures longitudinales :

V.2.2.1.a. Recommandations des règlements :

- **Selon le CBA :**

$$A_\ell = \min \begin{cases} 4\ cm^2\ pour\ par\ métre \text{ de longueur de parement} \\ 0.1\% \le \dfrac{A_\ell}{B} \le 5\% \quad B : \text{section de béton comprimé} \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000}$$

- **Selon le RPA 99 version 2003 : [Art 7.4.2.1]**
  - La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'.

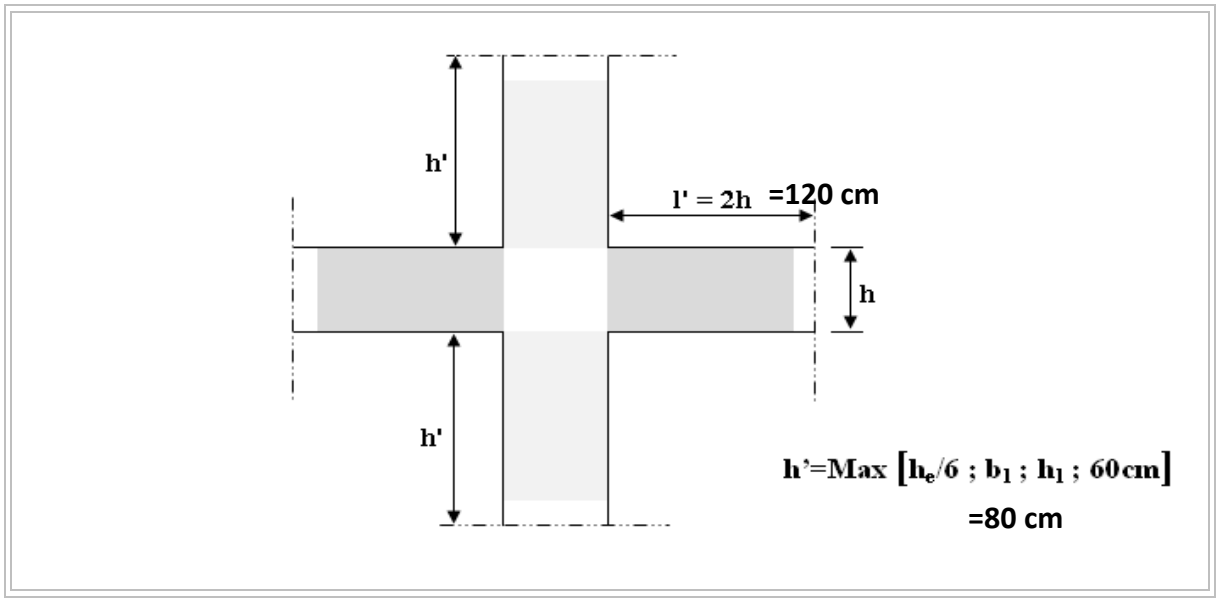


Figure 5-14 : définition de la zone nodale dans les poteaux

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone III par:

$$0{,}9\% \le \frac{A_\ell}{b.h} \le 4\%$$: En zone courante

$$0{,}9\% \le \frac{A_\ell}{b.h} \le 6\%$$: En zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Φ en zone III.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III.
- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.
  - he : la hauteur d'étage.

V.2.2.1.b. Sollicitations extrêmes de ferraillage :

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

- **1er cas : Influence du moment :**

  Le calcul en flexion composé ce fera avec M_{max} et son N_{corres}.

- **2eme cas : Influence de l'effort normal :**

  Le calcul en flexion composé ce fera en prenant N_{max} et son M_{corres}.

❖ **3eme cas : Effort normal minimum :**

Le calcul en flexion composé ce fera pour N_{min} et son M_{corres}.

V.2.2.1.d. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

❖ Situation durable:

- Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.

❖ Situation accidentelle:

- Béton: $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.5$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

Avec : $d \cong 0.9h$ et $c = c' = h - d$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont résumés dans le tableau suivant

➢ Bloc A :

	Section (cm²)	Sollicitation	Valeurs	Combinaison	Ax calculé (cm²)	Ax calculé	Ax Choisie (cm²)
RIVE	35x50	N_{max} (kN)	295.90	G+Q+EX	SEC	<0	3HA12 =3.39cm²
		M_{corres}(kN.m)	51.28	G+Q+EX			
		M_{max} (kN.m)	51.28	G+Q+EX	SEC	<0	
		N_{corres} (kN)	295.90	G+Q+EX			
		N_{min} (kN)	-46.86	G+Q-EX	SPC	1.54	

		M_{corres} (kN.m)	17.28	G+Q-EX			
INTERMEDIARE	35x50	N_{max} (kN)	690.00	1.35G+1.5	SEC	<0	3HA14 =4.62
		M_{corres} (kN.m)	22.82	1.35G+1.5			
		M_{max} (kN.m)	104.52	G+Q+EY	SPC	4.24	
		N_{corres} (kN)	127.01	G+Q+EY			
		N_{min} (kN)	26.61	0.8G-EX	SPC	1.23	
		M_{corres} (kN.m)	-32.48	0.8G-EX			
RIVE	40x55	N_{max} (kN)	1067.84	G+Q+EX	SPC	3.43	3HA16 =6.03
		M_{corres} (kN.m)	44.03	G+Q+EX			
		M_{max} (kN.m)	45.83	G+Q+EY	SEC	<0	
		N_{corres} (kN)	440.20	G+Q+EY			
		N_{min} (kN)	-425.05	0.8G-EX	SET	5.77	
		M_{corres} (kN.m)	8.90	0.8G-EX			
INTERMEDIARE	40x55	N_{max} (kN)	1378.14	1.35G+1.5	SEC	<0	3HA12 =3.39
		M_{corres} (kN.m)	14.15	1.35G+1.5			
		M_{max} (kN.m)	87.70	G+Q+EY	SPC	0.85	
		N_{corres} (kN)	279.07	G+Q+EY			
		N_{min} (kN)	-67.52	0.8G-EY	SPC	3.02	
		M_{corres} (kN.m)	43.97	0.8G-EY			

RIVE	40x60	N_{max} (kN)	1460	1.35G+1.5 Q	SPC	<0	3HA14 =4.62
		M_{corres} (kN.m)	108.67	1.35G+1.5			
		M_{max} (kN.m)	127.76	G+Q+EX	SPC	<0	
		N_{corres} (kN)	580.05	G+Q+EX			
		N_{min} (kN)	-146.47	G+Q-EX	SET	4.13	
		M_{corres} (kN.m)	-50.27	G+Q-EX			
INTERM	40x60	N_{max} (kN)	1768	1.35G+1.5	SPC	<0	
		M_{corres} (kN.m)	8.54	1.35G+1.5			
		M_{max} (kN.m)	101.16	G+Q-EX	SPC	2.71	

		N_{corres} (kN)	146.47	G+Q-EX			
		N_{min} (kN)	-312.55	0.8G-EY	SET	7.51	4HA16
		M_{corres} (kN.m)	77.73	0.8G-EY			

Tableau 5-23 : Calcul du ferraillage longitudinal des poteaux à l'ELU

	Section	A_x (cm²)	$A_{x,y}$ (cm²)	A_{min} RPA (cm²)	$A_{x,y}$ Finale (cm²)
RIVE	40x60	3HA14=4.62	8HA14=12.31	21.60	**12HA16=24.12**
	40X55	3HA16=6.03	8HA16=16.08	19.80	**10HA16= 20.10**
	35x50	3HA12=3.39	8HA14=12.31	17.33	**10HA16=20.10**
INTERMEDIAR	40x60	4HA16=8.04	12HA16=24.12	21.60	**12HA16=24.12**
	40X55	3HA12=3.39	8HA12=9.05	19.80	**10HA16= 20.10**
	35x50	3HA14=4.2	8HA14=12.31	17.33	**10HA16=20.10**

Tableau 5-24 : vérification vis-à-vis le RPA & CBA

- **Bloc B :**

	Section (cm²)	Sollicitation	Valeurs	Combinaison	Ax calculé	Ax calculé	Ax Choisie (cm²)
RIVE	35x50	N_{max} (kN)	311.78	G+Q+EX	SEC	<0	3HA12 =3.39cm²
		M_{corres}(kN.m	15.95	G+Q+EX			
		M_{max} (kN.m)	26.75	G+Q+EY	SEC	<0	
		N_{corres} (kN)	239.63	G+Q+EY			

		N_{min} (kN)	-61.19	0.8G-EX	SET	1.53	
		M_{corres} (kN.m)	13.45	0.8G-EX			
INTERMEDIARE	35x50	N_{max} (kN)	788.16	G+Q+EX	SEC	<0	4HA16 =8.04
		M_{corres} (kN.m)	43.89	G+Q+EX			
		M_{max} (kN.m)	59.00	G+Q+EY	SEC	<0	
		N_{corres} (kN)	527.28	G+Q+EY			
		N_{min} (kN)	-416.79	0.8G-EX	SET	7.68	
		M_{corres} (kN.m)	43.53	0.8G-EX			
40x55 RIVE	40x55	N_{max} (kN)	610.54	G+Q+EY	SEC	<0	3HA12 =3.39
		M_{corres}	26.39	G+Q+EY			
		M_{max} (kN.m)	26.39	G+Q+EY	SEC	<0	
		N_{corres} (kN)	610.54	G+Q+EY			
		N_{min} (kN)	-41.10	0.8G-EY	SET	1.62	
		M_{corres}	22.36	0.8G-EY			
40x55	40x55	N_{max} (kN)	697.78	G+Q+EY	SEC	<0	3HA12 =3.39
		M_{corres}	59.48	G+Q+EY			
		M_{max} (kN.m)	63.20	0.8G-EX	SPC	0.20	
		N_{corres} (kN)	229.28	0.8G-EX			
		N_{min} (kN)	50.39	0.8G-EY	SPC	1.58	
		M_{corres}	45.92	0.8G-EY			

40x60 RIVE	40x60	N_{max} (kN)	1159	G+Q+EY	SEC	<0	3HA16 =6.03
		M_{corres}	136.07	G+Q+EY			
		M_{max} (kN.m)	139.41	0.8G-EY	SPC	5.02	
		N_{corres} (kN)	104.78	0.8G-EY			
		N_{min} (kN)	321.44	G+Q-EY	SPC	2.38	
		M_{corres}	138.52	G+Q-EY			
4	40x60	N_{max} (kN)	1574.65	1.35G+1.5	SEC	<0	

		M_{corres}	63.68	1.35G+1.5			4HA16 =8.04
		M_{max} (kN.m)	163.66	G+Q-EX	SEC	<0	
		N_{corres} (kN)	868.68	G+Q-EX			
		N_{min} (kN)	-379.91	0.8G-EY	SET	8.01	
		M_{corres}	70.13	0.8G-EY			

Tableau 5-25 : Calcul du ferraillage longitudinal des poteaux à l'ELU

	Section	A_x (cm²)	$A_{x,y}$ (cm²)	A_{min}RP A (cm²)	$A_{x,y}$ Finale (cm²)
Rive	40x60	3HA16=6.03	8HA16=16.08	21.60	**12HA16=24.12**
	40X55	3HA12=3.39	8HA12=9.05	19.80	**10HA16= 20.10**
	35x50	3HA12=3.39	8HA12=9.05	17.33	**10HA16=20.10**
Intermédiaire	40x60	4HA16=8.04	12HA16=24.12	21.60	**12HA16=24.12**
	40X55	3HA12=3.39	8HA12=9.05	19.80	**12HA16= 24.12**
	35x50	4HA16=8.4	12HA16=24.2	17.33	**12HA16=24.12**

Tableau 5-26 : vérification vis-à-vis le RPA & CBA

S.P.C : section partiellement comprimée.

S.E.C : section entièrement comprimée.

S.E.T : section entièrement tendue.

V.2.2.1.e. Vérification des contraintes à l'ELS :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations Mser, Nser selon les règles CBA93.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissibles suivantes :

- Section entièrement comprimée :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M_G^{'}.\nu_1}{I_G^{'}}$$

$$\sigma_s = 15.\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M_G^{'}.(\nu_1 - c^{'})}{I_G^{'}}\right]$$

- Section partiellement comprimée :

$$\sigma_b = k.y_1$$

$$\sigma_s = 15\ k.(d - y_1)$$

Il faut vérifier :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$

et $\sigma_s \leq [\sigma_s] = 202MPa$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

- **BLOC A :**

	Section	M_{ser} (kN.m)	N_{ser} (kN)	A (cm^2)	Fissur-ation	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma s \leq [\sigma s]$
Rive	40X60	4.25	301.52	24.12	**préj**	1.30	19.50	15	202
	40X55	33.05	305.08	20.10	**préj**	2.70	37.60	15	202
	35X50	23.97	147.82	20.10	**préj**	2.20	11.90	15	202
Intermédiaire	40X60	10.57	561.44	24.12	**peu**	1.80	-----	15	202
	40X55	50.54	430.69	20.10	**peu**	3.90	----	15	202
	35X50	56.35	500.31	20.10	**peu**	6.80	----	15	202

Tableau 5-27 : vérification des armatures à ELS des poteaux

- **BLOC B :**

	Section	M_{ser} (kN.m)	N_{ser} (kN)	A (cm²)	Fissur-ation	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma s \leq [\sigma s]$
Rive	40X60	4.54	434.75	24.12	**préj**	1.50	23.10	15	202
	40X55	2.62	382.35	20.10	**préj**	1.50	22.60	15	202
	35X50	1.46	265.02	20.10	**préj**	1.30	19.50	15	202
Intermédiaire	40X60	8.00	740.22	24.12	**peu**	2.60	-----	15	202
	40X55	3.02	621.50	24.12	**peu**	2.50	----	15	202
	35X50	4.25	500.31	24.12	**peu**	2.80	----	15	202

Tableau 5-28 : vérification des armatures à ELS des poteaux

Préj : fissuration préjudiciable.

peu : fissuration peu nuisible.

V.2.2.2. Détermination des armatures transversales :

V.2.2.2.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τu :

La contrainte tangentielle τ_u dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

Avec :

- Vu : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (Tu).
- b0 : la largeur de poteau.
- d : la hauteur utile (d = h - c).

V.2.2.2.b. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau u}$:

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

- **Selon le CBA93** :

Armatures droites (α = 90°)

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3{,}33\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 4{,}32\,MPa \rightarrow \text{situation accidentelle}\end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};4\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 2{,}50\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 3{,}26\,MPa \rightarrow \text{situation accidentelle}\end{cases}$$

- **Selon le RPA.99 version 2003** : **[2 : 7.4.3.2]**

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$$\tau_{bu} = \rho_d\, f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases}0{,}075 & \text{si } \lambda \geq 5\\ 0{,}04 & \text{si } \lambda < 5\end{cases}$$

Avec : λ c'est l'élancement d'un poteau égale à :

$$\left.\begin{array}{l}\lambda = \dfrac{\ell_f}{i}\\ \mathrm{i} = \sqrt{\dfrac{I}{B}}\end{array}\right\}$$ Pour une section carrée de coté ''a'' l'élancement a pour valeur :

$$\lambda = \frac{\ell_f}{a}\sqrt{12} \approx 3{,}46\frac{\ell_f}{a}$$

V.2.2.2.c. Vérifications des contraintes tangentielles :

Les contraintes de cisaillement dans le poteau le plus sollicité suivant les deux directions sont représentées dans le tableau suivant et la fissuration est peu nuisible :

- **Bloc A :**

Section	Combi-naison	V_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$[\tau_u]$RPA (MPa)	$[\tau_u]$CBA (MPa)	$\tau_u \leq [\tau_u]$
35X50	G+Q-EX	86.83	0.53	27.71	0.075	1.875	4.32	Oui
40X55	G+Q-EX	92 .24	0.44	24.25	0.075	1.875	4.32	Oui
40X60	G+Q-EX	114	0.50	29.10	0.075	1.875	4.32	Oui

Tableau 5-29 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux

- **Bloc B :**

Section	Combi-naison	V_u (kN)	τ_u (MP	□	ρ_d	$[\tau_u]$RPA (MPa)	$[\tau_u]$CB A	$\tau_u \leq [\tau_u]$
35X50	G+Q+E Y	67.91	0.42	27.71	0.075	1.875	4.32	Oui
40X55	G+Q-EY	134.97	0.65	24.25	0.075	1.875	4.32	Oui
40X60	G+Q-EY	212 .6	0.93	29.10	0.075	1.875	4.32	Oui

Tableau 5-30 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux

V.2.2.2.d. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont pour rôles :

- Equilibrer l'effort tranchant.
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- Empêcher le gonflement du béton.

- Empêcher le flambement des armatures.

❖ **Selon le CBA93 :**

- Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leur Øt est donné par la relation :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_\ell\right]$$

➢ Φ□ : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

- $A_t = n_t.a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.
- Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$S_t \leq \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K)}$$

- Avec dans le cas de la flexion composée.

$$K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.f_{c28}}$$

- $S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm]

et :

$$\frac{A_t * f_{et}}{b_0 * S_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

❖ **Selon le RPA99 version 2003 :**

- D'après l'article 7.4.2.2, On a :

$$St = \frac{h\,.fe\,.\,At}{\rho.Vu}$$

Avec :

➢ $A_t = n_t.a_t$

➢ ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau λ_g= □f/a:

$$\begin{cases} \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5. \\ \rho = 3.75 \text{ dans les cas contraires.} \end{cases}$$

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :

- Dans la zone nodale: $St \leq 10cm$ en zone III.
- Dans la zone courante: $St \leq$ Min (b/2 , h/2 , $10\phi_l$) en zone III.

- La quantité d'armatures transversales minimale $At/(S_t*b)$ en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3. \end{cases}$$

- Les cadres et les étriers doivent êtres fermes par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($c_{heminées}$ >12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Application des recommandations :

Les résultats en respectant les conditions précédentes sont : (f_e =400MPa)

Bloc A :

Section	V_u (kN)	λ_g	ρ	$A_{t\ min}$ (mm²)	A_t (mm²)	Zone	St_{finale}	Choix
40x60	114	8.40	2.5	160	166	courante	14	4Ø8
						nodale	8	4Ø8
40x55	92 .24	7.00	2.5	160	147	courante	14	4Ø8
						nodale	8	4Ø8
35x50	86.83	8.00	2.5	140	152	courante	14	4Ø8
						nodale	8	4Ø8

Tableau 5-31 : les armatures transversales et leurs espacements Bloc A

Bloc B :

Section	V_u (kN)	λ_g	ρ	$A_{t\ min}$ (mm^2)	A_t (mm^2)	Zone	St_{finale}	Choix
40x60	212 .65	8.40	2.5	160	201	courante	14	4Ø8
						nodale	8	4Ø8
40x55	134.97	7.00	2.5	160	215	courante	14	4Ø8
						nodale	8	4Ø8
35x50	67.91	8.00	2.5	140	119	courante	14	4Ø8
						nodale	8	4Ø8

Tableau 5-32 : les armatures transversales et leurs espacements Bloc A

V.2.2.2.e. Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale (At/St.b) :

- **Bloc A & B :**

Poteau	Zone	$\frac{A_t}{S_t * b}(\%)$	$\frac{A_t}{S_t * b} > 0.3\%$
35x50	courante	0.614	OUI
	nodale	1.075	OUI
40x55	courante	0.538	OUI
	nodale	0.941	OUI
40x60	courante	0.538	OUI
	nodale	0.941	OUI

Tableau 5-33 : Vérification de la quantité d'armatures transversales

- **Bloc A :**

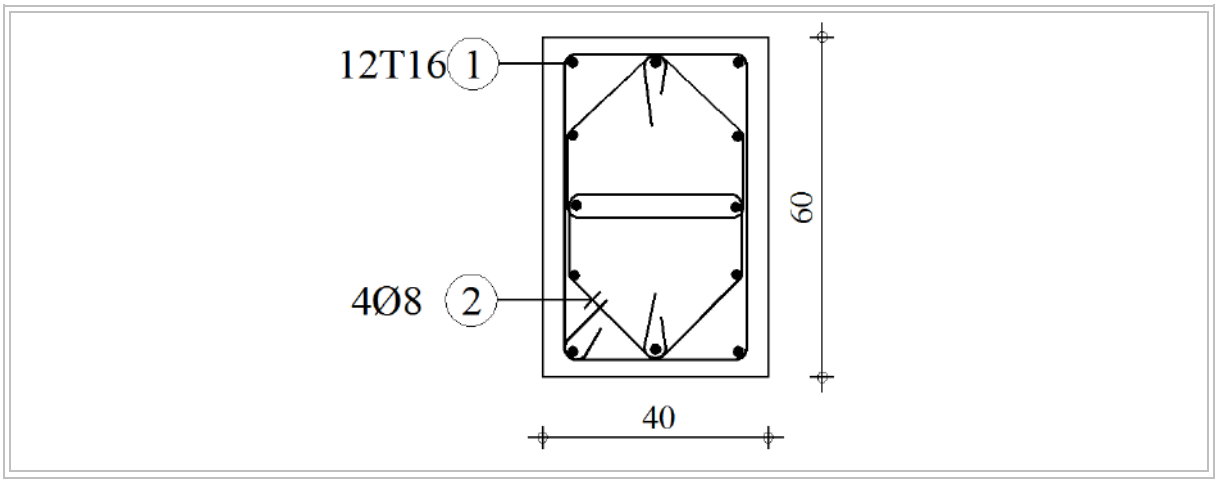


Figure 5-16 : Ferraillage des poteaux (40×60)

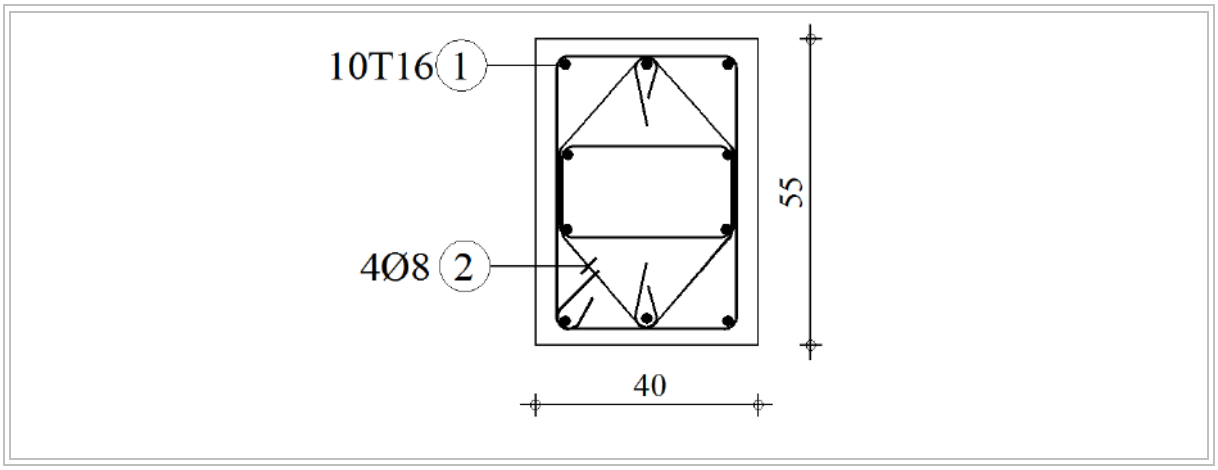


Figure 5-17 : Ferraillage des poteaux (40×55)

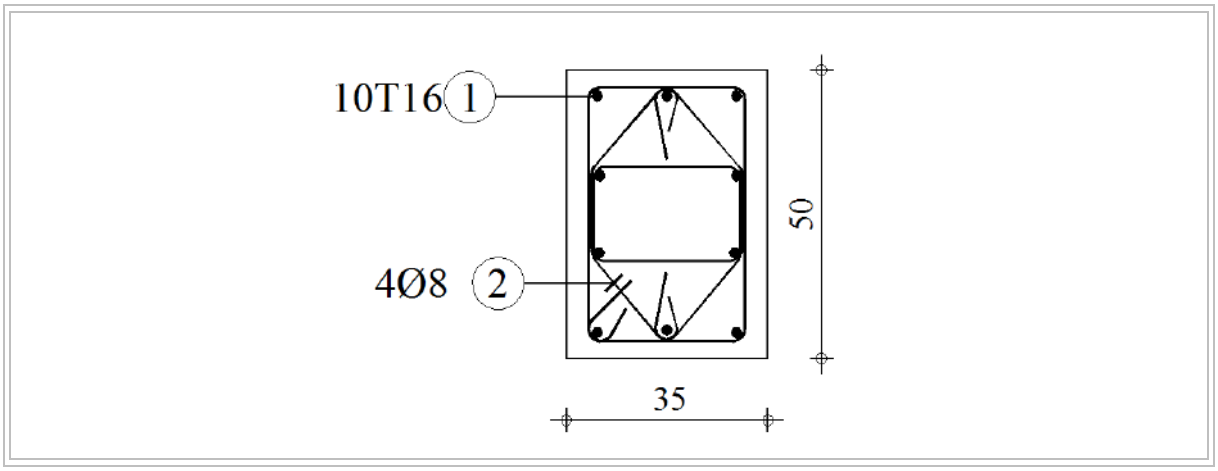


Figure 5-18 : Ferraillage des poteaux (35×50)

- **Bloc B :**

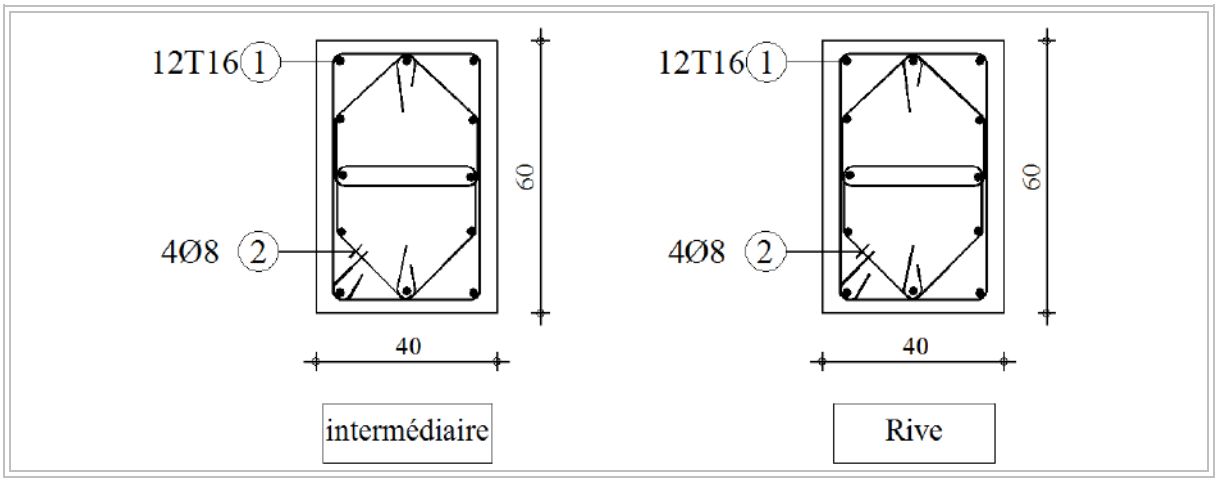


Figure 5-19 : Ferraillage des poteaux (40×60)

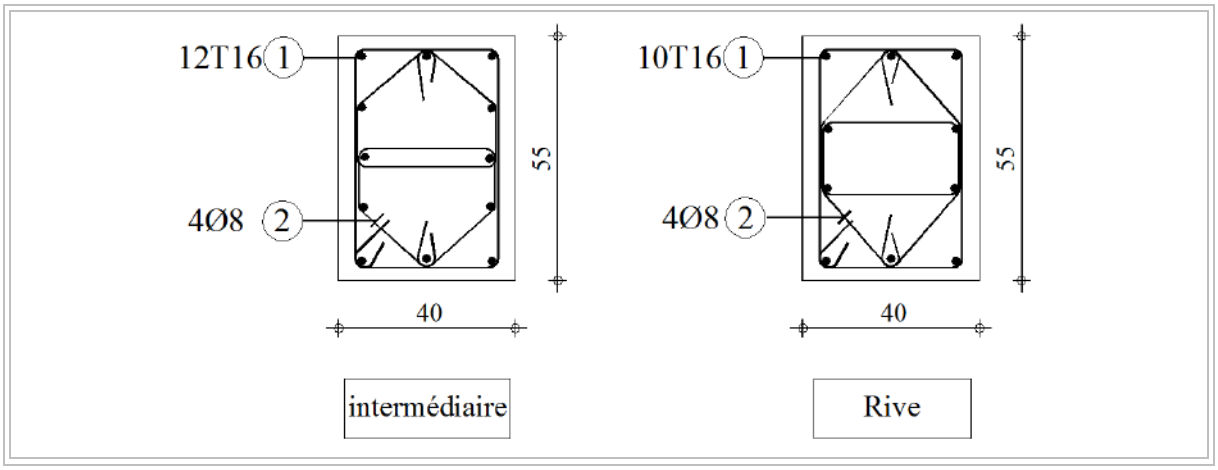


Figure 5-20 : Ferraillage des poteaux (40×55)

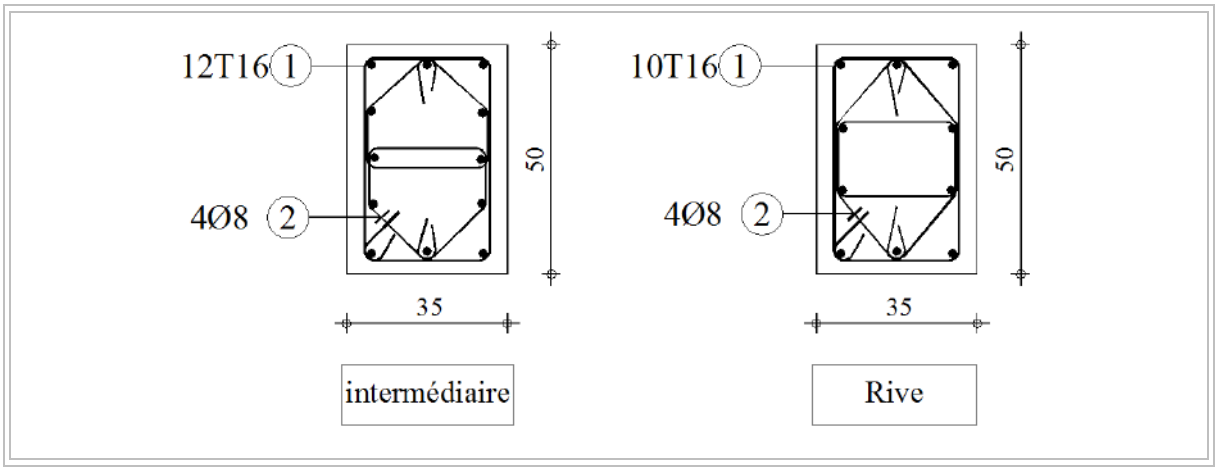


Figure 5-21 : Ferraillage des poteaux (35×50)

V.2.3. Ferraillage des voiles :

V.2.3.3. Méthode de calcul:

On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M ".

Pour le calcul, on utilise la méthode des contraintes données par " THONIER ", ces contraintes sont " σ_1 " et " σ_2 " calculées à partir des sollicitations (M , N)**.**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I}v \qquad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I}v$$

S: section transversale du voile: S = a .L

I: moment d'inertie: $I = \frac{a.h^3}{12}$

L: la largeur du voile.

a: épaisseur du voile.

v: distance entre le centre de gravité et la fibre la plus éloignée.

Sous l'action des efforts sollicitant le voile résultant trois cas de contraintes possibles:

a. Si σ_1 et σ_2 sont de signes contraintes alors la section est partiellement comprimée (Fig. a).

$$A_v = \frac{F_t}{\sigma_s}$$

$F_t = \frac{\sigma_2 . L_t . a}{2}$ (force de traction)

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2}.L \text{ (la longueur tendue)}$$

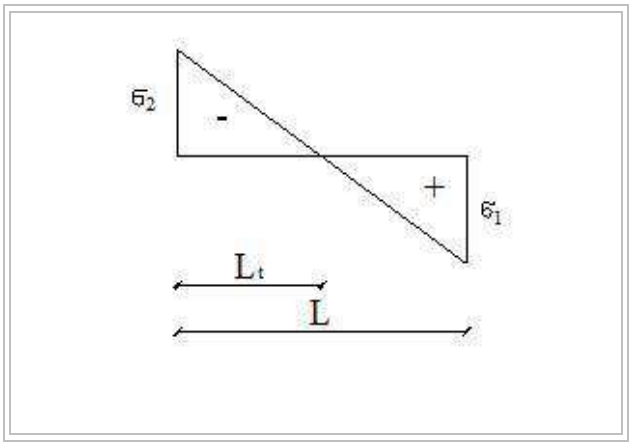


Figure 5-22 : Diagramme des contraintes (SPC)

b. Si σ_1 et σ_2 sont négatives, alors la section est entièrement tendue (Fig. b), la zone courante n'existe pas, on déterminera les armatures verticales par la formule:

$$A_v = \frac{\sigma.a.\gamma_s}{f_e} = \frac{F_t 11500}{f_e}$$

$$F_t = \left[\frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2}\right].L.a$$

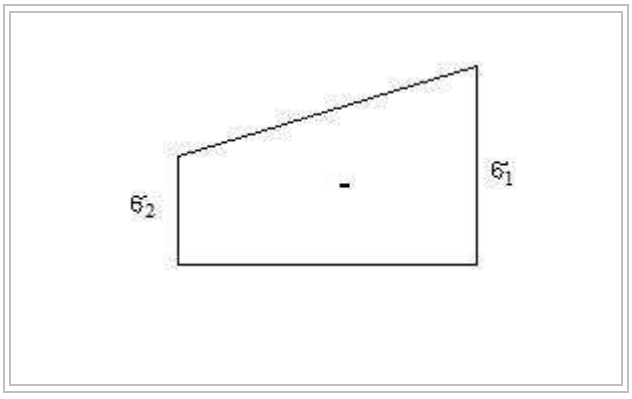


Figure 5-23 : Diagramme des contraintes (SET)

c. Si σ_1 et σ_2 sont positives, alors la section est entièrement comprimée (Fig. c), la zone courante pour le pourcentage minimum donné par le règlement: [3]

$$A_{min} = 0.15\%.a.L$$

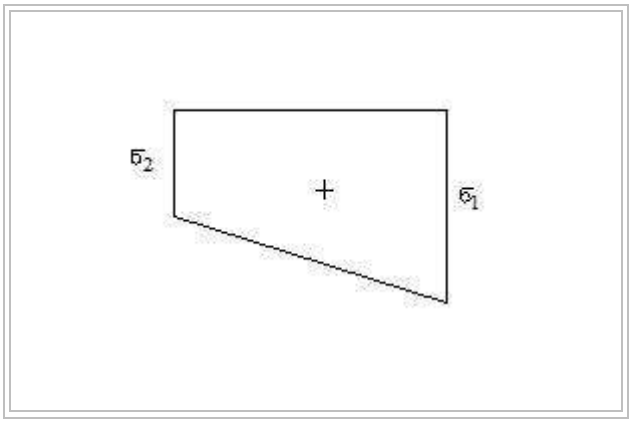


Figure 5-24 : Diagramme des contraintes (SEC)

V.2.3.3.1. Recommandations réglementaires:

V.2.3.3.1.a. Armatures verticales:

L'acier choisi est de type haute adhérence Fe 400.

- **Selon le CBA 93:**

- $0{,}1\% \le \frac{A_v}{a.b} \le 5\%$

Avec :

  - a = l'épaisseur du voile
  - b = la largeur de la zone tendue

- Condition de non fragilité

- **Selon le RPA 99(V2003):**

$A_{ver} = 0.2\%B_t$ dans la section tendue du voile.

$A_{ver} = 0.15\%B$ dans la section globale du voile.

$A_{ver} = 0.1\%B$ dans la section courante.

Avec :

- ✓ B: section du voile.
- ✓ a: épaisseur du voile.

- ✓ φ_{ver} : diamètre vertical.

V.2.3.3.1.b. Armatures horizontales:

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

❖ **Selon le CBA 93:**

Diamètre minimal: $\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales:

$$S_h \leq \min[0.9d; 40cm]$$

$$S_h \leq \frac{A_h f_{eh}}{0.4a}$$

$$S_t \leq \frac{A_h 0.9 f_{eh}}{\gamma_s a \tau_b}$$

$\overline{\tau}_b = \min\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right]$: Fissuration peu nuisible.

$\overline{\tau}_b = \min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right]$: Fissuration Préjudiciable.

- ✓ τ_b : contrainte de cisaillement.
- ✓ $\overline{\tau}_b$: contrainte de cisaillement admissible.
- ✓ A_h: section d'armatures horizontales.
- ✓ d = 0.9 h: hauteur utile.

❖ **Selon le RPA 99 V(2003):**

$$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$$

$$S_h \leq \frac{A.h}{0.0030}$$

$$S_h \leq \min\left[1.5a\,;30cm\right]$$

V.2.3.3.1.c. Armatures transversales:

Ce sont des armatures ronds lisses de nuance F_eE 235, elle sont perpendiculaires aux faces du refend, elle relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.2.3.3.2. Recommandations pour les voiles : (RPA 99 et CBA 93)

La longueur de recouvrement doit être égale:

- ✓ 40 Φ: pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.
- ✓ 20 Φ: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

Espacement des armatures verticales.

$$S_v \leq \text{Min}\left[1.5a\,;30cm\right]$$

$$S_v = \begin{cases} S_v & (\text{zone courante}) \\ \dfrac{S_v}{2} & (\text{zone d'extrémité}) \ \dfrac{L}{10} \end{cases}$$

Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

V.2.3.4. Armatures verticales :

V.2.3.4.a. Détermination des armatures a l'ELU de résistance :

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00

σ_b = 25 Mpa	FeE 400	σ_b =25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	$\overline{\sigma_s} = 348Mpa$	$\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa	$\overline{\sigma_s} = 400Mpa$

Tableau 5-34 : Les données de calcul

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Bloc A :

Voile	V1	V2	V3
Epaisseur (cm)	25	25	25
L (m)	6.40	3.60	3.20
σ_1 (MPa)	-3.17	-3.40	-9.45
σ_2 (MPa)	-3.06	-3.96	+2.52
Nature	SET	SET	SPT
L_t (m)	6.40	3.60	2.53
F (KN)	5128	3312	2984
σ_s (MPa)	400	400	400
(As)(cm2)	64.00	41.40	37.32
(A's)(cm2)	64.00	41.40	37.32

$0.2\%B_t$	32.00	18.00	16.00
As $>0.2\%B_t$	C.V	C.V	C.V
A_{min} CBA(cm^2/ml)	16.00	9.00	8.00
A_{min} RPA(cm^2/ml)	24.00	13.50	12.00
St d'about (cm)	12	10	9
St courante (cm)	24	20	18
Armature d'about	20HA16 =40.21	14HA16 =28.15	14HA16 =28.15
Armature courante	44HA16 =88.47	28HA16 =56.30	24HA16 =48.25

Tableau 5-35 : Armatures verticales dans les voiles bloc A

Voile	V1	V2	V3
Epaisseur (cm)	20	20	20
L (m)	6.40	3.60	3.20
σ_1 (MPa)	-2.19	-3.13	-6.11
σ_2 (MPa)	-2.39	-3.31	-0.02
Nature	SET	SET	SET
L_t (m)	6.40	3.60	3.20
F (KN)	2977	2318.4	1961.6
σ_s (MPa)	400	400	400

(As)(cm2)	37.23	29.00	24.52
(A's)(cm2)	37.23	29.00	24.52
0.2%B_t	25.60	14.40	12.80
As >0.2%B_t	C.V	C.V	C.V
A_{min} CBA(cm^2)	12.80	7.20	6.40
A_{min} RPA(cm^2)	19.20	10.80	9.60
St d'about (cm)	15	12	12
St courante (cm)	30	24	24
Armature d'about (cm^2)	16HA14 =24.63	12HA14 =18.47	10HA14 =15.39
Armature courante(cm^2)	34HA14 =52.34	26HA14 =40.02	22HA14 =33.87

Tableau 5-36 : Armatures verticales dans les voiles

- **Bloc B :**

Voile	V1	V2	V3	V4
Epaisseur (cm)	25	25	25	25
L (m)	6.40	3.50	3.20	2.80
σ_1 (MPa)	-4.60	-4.86	-4.47	-4.96
σ_2 (MPa)	-4.17	-2.91	-4.28	-2.15
Nature	SET	SET	SET	SET

L_t (m)	6.40	3.50	3.20	2.80
F (KN)	5613	3400	3500	2489
σ_s (MPa)	400	400	400	400
(As)(cm2)	66.31	42.50	43.75	31.11
(A's)(cm2)	66.31	42.50	43.75	31.11
0.2%B_t	32.00	17.50	16.00	14.00
As >0.2%B_t	C.V	C.V	C.V	C.V
A_{min} CBA(cm^2)	16.00	8.75	8.00	7.00
A_{min} RPA(cm^2)	24.00	13.13	12.00	10.05
St d'about (cm)	12	10	9	10
St courante (cm)	24	20	18	20
Armature d'about (cm^2)	22HA16 =44.23	14HA16 =28.15	14HA16 =28.15	10HA16 =20.10
Armature courante (cm^2)	44HA16 =88.47	30HA16 =60.32	30HA16 =60.32	22HA16 =44.23

Tableau 5-37 : Armatures verticales dans les voiles bloc B

Voile	V1	V2	V3	V3
Epaisseur (cm)	20	20	20	20
L (m)	6.40	3.50	3.20	2.80
σ_1 (MPa)	-2.68	-4.02	-3.40	-3.53
σ_2 (MPa)	-2.94	-3.06	-4.21	-2.87

Nature	SET	SET	SET	SET
L_t (m)	6.40	3.50	3.20	2.80
F (KN)	3653	2478	2435	1792
σ_s (MPa)	400	400	400	400
(As)(cm2)	45.00	30.98	30.43	22.40
(A's)(cm2)	45.00	30.98	30.43	22.40
0.2%B_t	25.60	14.00	12.80	11.20
As >0.2%B_t	C.V	C.V	C.V	C.V
A_{min} CBA(cm^2)	12.80	7.00	6.40	5.60
A_{min} RPA(cm^2)	19.20	10.50	9.60	8.40
St d'about (cm)	13	10	9	10
St courante (cm)	26	20	18	20
Armature d'about (cm^2)	20HA14 =30.79	14HA14 =21.55	14HA14 =21.55	10HA14 =15.39
Armature courante (cm^2)	40HA14 =88.47	28HA14 =43.10	28HA14 =43.10	20HA14 =30.79

Tableau 5-38 : Armatures verticales dans les voiles bloc

V.2.3.4.b. L'espacement :

D'après le RPA 99 version 2003, l'espacement admissible :

$$S_v = \text{Min}\begin{cases} 1{,}5a \\ 30\text{cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 37.5\text{cm} \\ 30\text{ cm} \end{cases}$$

Avec :

- L : la largeur du voile

- a : l'épaisseur du voile

Les espacements adoptés pour chaque voile sont indiqués dans les tableaux précédemment élaborés.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

V.2.3.5.1. Les voiles pleins :

- **Bloc A :**

Epaisseur (cm)	Voile	L (m)	Vu (kN)	Combi-naison	τ_b (MPa)	$\overline{\tau}_b$ (MPa)	$\tau_b < \overline{\tau}_b$ (MPa)
25	V1	6.40	865	G+Q+EY	0.84	5.00	C.V
	V2	3.60	716	G+Q-EX	1.24	5.00	C.V
	V3	3.20	808	G+Q-EX	1.57	5.00	C.V
20	V1	6.40	704	G+Q-EX	0.86	5.00	C.V
	V2	3.60	639	G+Q-EX	1.38	5.00	C.V
	V3	3.20	696	G+Q+EX	1.69	5.00	C.V

Tableau 5-39 : Vérification des efforts tranchants

- **Bloc B :**

Epaisseur (cm)	Voile	L (m)	Vu (kN)	Combi-naison	τ_b (MPa)	$\overline{\tau}_b$ (MPa)	$\tau_b < \overline{\tau}_b$ (MPa)
25	V1	6.40	3836	G+Q-EY	3.73	5.00	C.V
	V2	3.50	1258	G+Q-EY	2.24	5.00	C.V

	V3	3.20	2754	G+Q+EX	4.35	5.00	C.V
	V4	2.80	573	G+Q-EX	1.27	5.00	C.V
20	V1	6.40	3428	G+Q-EY	4.17	5.00	C.V
	V2	3.50	1203	G+Q-EY	2.67	5.00	C.V
	V3	3.20	2624	G+Q+EX	4.56	5.00	C.V
	V4	2.80	444	G+Q-EX	1.23	5.00	C.V

Tableau 5-40 : vérification des efforts tranchants bloc B

V.2.3.5. Les armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10∅. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

- **Contraintes limites de cisaillement dans les voiles :**

En addition aux spécifications du paragraphe 7.3 (RPA99 version 2003), la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2\, f_{c28} = 5MPa$$

Où: $\tau_b = \dfrac{\bar{V}}{b_0\, d}$ avec : $\bar{V} = 1.4 \times V_u$

- b_o : épaisseur du voile.
- d : hauteur utile =0,9h.
- h : hauteur totale de la section brute.

Le calcul des armatures horizontales se fait identiquement au calcul des armatures transversales des poteaux avec : At=2. at

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante : [CBA : A.5.1.2.3]

$$St \leq \frac{0.9.At.\frac{fet}{\gamma s}}{bo(\tau u - 0.3.ft28.K)}$$

Avec dans le cas de la flexion composée :

$K = 1 + 3.\frac{Nu}{B.fc28}$ (Compression) ; et $K = 1 - 10.\frac{Nu}{B.fc28}$ (traction)

- **Bloc A :**

Epaisseur (cm)	Voile	k	τ_b (MPa)	S_t (RPA)	S_t (CBA)	A_h (cm²)	A_{min} (cm²)	A_h (cm²)	S_t (cm)
25	V1	0.282	0.84	30	40	2HA14	16.88	22HA10	20
	V2	0.472	1.24	30	40	2HA14	16.88	22HA10	20
	V3	0.887	1.57	30	40	2HA14	16.88	22HA10	20
20	V1	0.07	0.86	30	40	2HA12	11.10	15HA10	25
	V2	0.288	1.38	30	40	2HA12	11.10	15HA10	25
	V2	0.226	1.69	30	40	2HA12	11.10	15HA10	25

Tableau 5-41 : calcul des armatures horizontales et leurs espacements

- **Bloc B :**

Epaisseur (cm)	Voile	K	τ_b (MPa)	S_t (RPA)	S_t (CBA)	A_h (cm²)	A_{min} (cm²)	A_h (cm²)	S_t (cm)
25	V1	0.403	3.73	30	40	2HA14	16.88	22HA10	20
	V2	0.555	2.24	30	40	2HA14	16.88	22HA10	20
	V3	0.750	4.35	30	40	2HA14	16.88	22HA10	20
	V4	0.422	1.27	30	40	2HA14	16.88	22HA10	20
20	V1	0.142	4.17	30	40	2HA12	11.10	15HA10	25
	V2	0.416	2.67	30	40	2HA12	11.10	15HA10	25
	V3	0.522	4.56	30	40	2HA12	11.10	15HA10	25
	V4	0.280	1.23	30	40	2HA12	11.10	15HA10	25

Tableau 5-42 : calcul des armatures horizontales et leurs espacements

VI.1. Introduction :

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée être généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure ;
- Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

VI.2. Connaissance du site et du sol :

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain de fondation.

Dans notre cas on doit justifier le type de fondation correspondant à σ_{sol} **= 2.0 bars**

avec un ancrage de 1.5m sous le niveau du sous-sol (-7.80 m).

VI.3. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- L'exigence économique.
- La facilité de réalisation.
- La distance entre axes des poteaux.

Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux, les fondations adoptées seront des semelles filantes sous voiles et poteaux et semelles filantes sous poteaux uniquement.

VI.3.1. Calcul des semelles filantes :

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.
- Bon enrobage des armatures.
- Condition de non poinçonnement.

VI.3.1.1. Semelles filantes sous voiles:

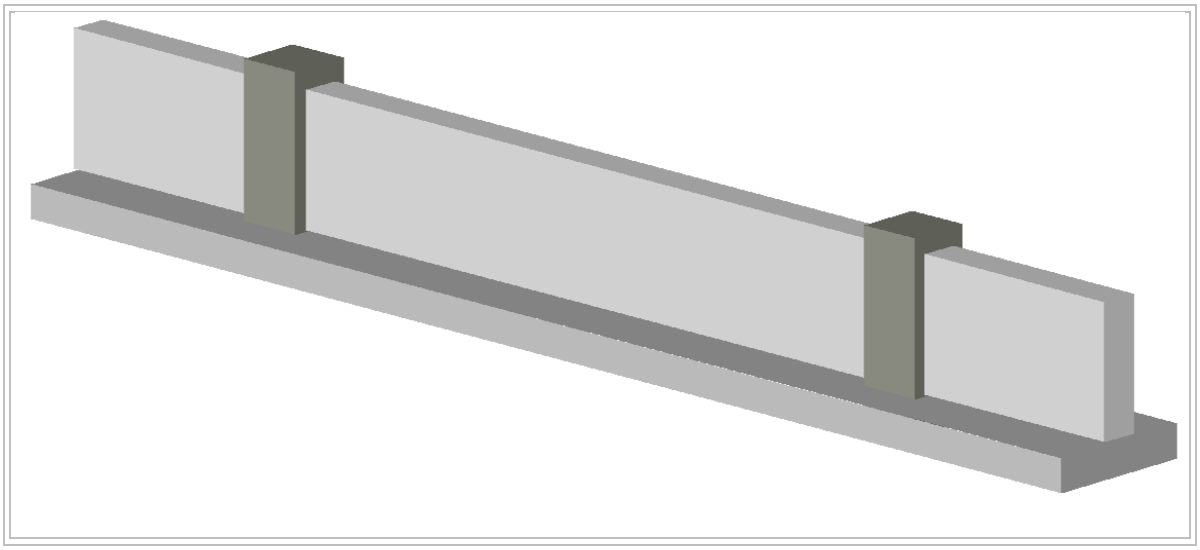


Figure 6-1 : schémas d'une semelle filante sous voiles et poteaux

VI.3.1.1. Semelles filantes sous poteaux :

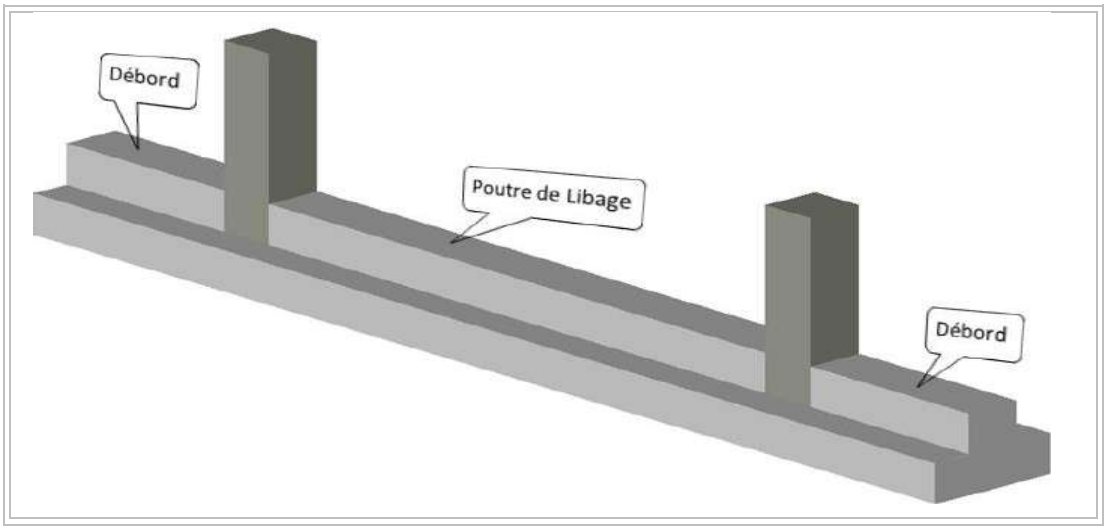


Figure 6-2 : schémas d'une semelle filante sous poteaux

VI.3.1.1.a. Dimensionnement :

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$N = \frac{Nt}{L}$$

Avec :

- ✓ Nt : L'effort normal réparti sur les voiles
- ✓ L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante est calculée respectivement comme suit :

$$\left(\frac{a}{b}\right)\sigma_{sol}B^3 - NB - (3e_0N) \geq 0$$

Après la résolution de cette équation on obtient la valeur de B .

$$d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h = d + c + \frac{\phi}{2}$$

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant compte du poids du remblai et du poids propre des semelles, les résultats de dimensionnement sont représentés dans le tableau suivant :

Semelle	L (m)	N_S (kN)	N (kN/mℓ)	b (cm)	B (m)	d (cm)	h (cm)
SF1	15.80	5412.03	342.53	60	1.70	30	35
SF2	15.80	4157.03	263.10	60	1.50	25	30
SF3	15.80	4943.14	312.86	60	1.60	25	30
SF4	15.80	7576.00	479.50	60	1.90	35	40
SF5	15.80	2517.43	159.33	60	1.20	20	25
SF6	15.80	4057.72	256.75	60	1.40	25	30
SF7	33.10	7350.45	222.07	60	1.40	25	30
SF8	33.10	13643.10	412.18	60	1.80	30	35
SF9	33.10	20993.55	634.25	60	2.20	40	45

SF10	28.00	11167.00	398.82	60	1.80	30	35
SF11	29.50	7984.77	270.67	60	1.50	25	30
SF12	29.50	8457.68	286.70	60	1.50	25	30
SF13	29.50	14128.10	478.92	60	2.00	35	40
SF14	29.50	8642.20	292.96	60	1.50	25	30
SF15	29.50	7300.00	247.46	60	1.40	25	30
SF16	19.50	2364.45	121.25	60	1.20	20	25
SF17	23.10	9496.80	411.12	60	1.80	30	35

Tableau 6-1 : Dimensions des semelles filantes sous voiles et poteaux

D'après ce dimensionnement on choisit les semelles filantes suivantes :

SF1 :220X45XLF

SF2 :200X40XLF

SF3 :180X35XLF

SF4 :170X35XLF

SF5 :150X30XLF

VI.3.1.1.b. Ferraillage:

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de longueur par la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suite le maximum des deux résultats.

Les armatures principales, transversales. et les armatures de répartitions (avec les espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

- **Armatures principales :**

$$A = N(1+\frac{3e_0}{B})\frac{(B-b)}{8\,d\sigma_s} \quad \& \quad Esp = \frac{A-2e-\phi_b}{(n-1)}$$

Avec :

- ✓ n: étant le nombre de barres
- ✓ [σs]= 348MPa à l'ELU : en situation durable.
- ✓ [σs] = 202MPa à l'ELS.

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

	Nu (kN/m)	Nser (kN/m)	Mu (kNm)	Mser (kNm)	Au (cm²)	Aser (cm²)	A_{finale} (cm²)	Esp (cm)
SF1	634.25	451.60	14.90	10.62	5.88	7.21	**7HA12=7.92**	12.5
SF2	658.97	478.92	22.16	16.12	9.95	12.45	**9HA14=13.85**	10
SF3	566.77	412.18	9.63	6.80	8.37	10.48	**7HA14=10.78**	12.5
SF4	561.40	411.12	30.09	21.56	8.79	11.06	**8HA14=12.32**	10
SF5	403.30	292.96	43.05	31.28	6.33	7.92	**7HA12=7.92**	12.5

Tableau 6-2 : armatures principales des semelles filantes

❖ **Armatures de répartition :**

$$Arép = \frac{A(cm^2) \cdot B(m)}{4} \quad ; \quad Esp = \frac{B - 2e - \phi}{(n-1)}$$

	$A_{répartition}$ (cm²)	Esp (cm)
SF1	4HA12=4.52	25
SF2	5HA14=7.70	20
SF3	5HA12=5.65	20
SF4	5HA12=5.6	20
SF5	4HA12=4.52	20

Tableau 6-3 : armatures de répartition de la semelle filante (SF16)

VI.3.1.1.c. Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence est τs= 2.8 MPa.

La longueur de scellement est égale à : $ls = \frac{\emptyset \cdot fe}{4 \cdot \tau s}$

- ls $\geq \frac{B}{4}$: ancrage courbe.
- $\frac{B}{8} \leq$ ls $\leq \frac{B}{4}$: ancrage courbe ou rectiligne .
- ls $\leq \frac{B}{8}$:on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur de 0.71B.

Semelle	Ø(mm)	*l*s	B /8	B /4	Ancrage
SF1	12	42.40	15	30	Courbe
SF2	12	42.40	16.25	32.5	Courbe
SF3	14	50	27.5	55	Courbe
SF4	14	50	30	60	Courbe
SF5	16	56.5	33.75	67.5	Courbe

Tableau 6-4 : Longueur de scellement

Donc toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités et comportent des ancrages courbes (crochets).

VI.3.1.2. Ferraillage Longitudinal

VI.3.1.2.a. Dimensionnement :

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur hp sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.

Il faut vérifier l'inégalité suivant : $l \leq \frac{\pi}{2} l_e$; $l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$

Avec :

- ✓ E : Module d'élasticité du béton (E =10818,86MPa).
- ✓ L : La plus grande travée dans la fille
- ✓ K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm^3).
- ✓ I : Moment d'inertie de la semelle, $I = \frac{b.h_p{}^3}{12}$.
- ✓ hp : la hauteur de la poutre de libage

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48.L^4.K}{\pi^4.E}}$$

Les poutres de libage (PL**i**) sont les poutres correspondantes aux semelles :

	b (cm)	l (m)	h_p (cm)	I (m^4)	$\frac{\pi}{2}l_e$ (m)	$l \leq \frac{\pi}{2}l_e$
PL1	60	3.20	60	0.011	3.30	Oui
PL2	60	3.20	60	0.011	3.30	Oui
PL3	60	3.20	60	0.011	3.30	Oui
PL4	60	4.00	80	0.026	4.01	Oui
PL5	60	4.00	80	0.026	4.01	Oui

Tableau 6-5 : Dimensionnement de la poutre de libage

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage on commence à déterminer la réaction du sol q (KN/ml) par la formule suivante :

$$q = \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

- ✓ $\sum$ Ni : la somme des efforts normaux.
- ✓ L : La longueur totale de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (kN/m).

Les valeurs de q sont représentée dans le tableau suivant :

	ΣNi (ELU) (kN)	ΣNi (ELS) (kN)	L (m)	q_u (KN /m^2)	q_{ser} (KN /m^2)
PL1	3204.27	2330.28	7.60	421.62	306.62
PL2	2966.57	2159.03	11.90	249.30	181.43
PL3	3904.81	2850.50	11.90	328.14	239.54
PL4	11897.25	8642.20	29.50	403.30	292.96
PL5	6143.78	4497.63	15.20	404.20	295.90

Tableau 6-6 : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage

VI.3.1.3.b. Calcul des moments :

❖ **Aux appuis :**

▪ **À l'ELU:**

$$M_a = -\frac{q_u * (\ell'^2_w + \gamma * \ell'^2_e)}{8.5(1+\gamma)}$$

▪ **À l'ELS :**

$$M_a = -\frac{q_{ser} * (\ell'^2_w + \gamma * \ell'^2_e)}{8.5(1+\gamma)}$$

❖ **En travées :**

▪ **À l'ELU:** $M_t = M_0 - \frac{M_e+M_w}{2}$

▪ **À l'ELS:** $M_t = M_0 - \frac{M_e+M_w}{2}$

	ELU		ELS	
	M_a(kNm)	M_t(kNm)	M_a(kNm)	M_t(Knm)
PL1	359.90	179.90	261.60	130.80
PL2	251.50	164.90	182.80	120.00
PL3	330.60	217.00	241.30	158.40
PL4	484.20	388.80	351.70	246.10
PL5	482.60	335.70	353.30	245.80

Tableau 6-7 : Détermination des moments de la poutre de libage

VI.3.1.2.c. Calcul du ferraillage :

a. Armatures longitudinales :

❖ **Calcul à l'ELU:**

La poutre de libage travaille en flexion simple.

$$d = h - e - \frac{\phi}{2}$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma b.b.d^2} \; ; \quad \text{on a } \mu \leq \mu l = 0.392$$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

		Mu (kN.m)	d (cm)	A (cm²)	A' (cm²)	Choix
PL1	Travée	179.90	55	9.77	0.00	**6HA16=12.06**
	Appui	353.90	55	20.04	0.00	**10HA16=20,10**
PL2	Travée	164.90	55	8.92	0.00	**6HA14=9,24**
	Appui	251.50	55	13.88	0.00	**10HA14=15,39**
PL3	Travée	217.00	55	11.88	0.00	**6HA16=12,06**
	Appui	330.60	55	18.61	0.00	**10HA16=20,10**
PL4	Travée	388.80	75	15.59	0.00	**8HA16=16.08**
	Appui	484.20	75	19.64	0.00	**10HA16=20,10**
PL5	Travée	335.70	75	13.37	0.00	**8HA16=16.08**
	Appui	482.60	75	19.57	0.00	**10HA16=20,10**

Tableau 6-8 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Pour une fissuration peu nuisible : [σb]= 15Mpa

		A_{ELU} (cm²)	M_{ser} (kN.m)	σb (MPa)	σb ≤ [σb]
PL1	Travée	**12,06**	130.80	5.70	Oui
	Appui	**20,10**	261.60	9.40	Oui
PL2	Travée	**9,24**	120.00	5.80	Oui
	Appui	**15,39**	182.80	7.20	Oui
PL3	Travée	**12,06**	158.40	6.90	Oui
	Appui	**20,10**	241.30	8.70	Oui
PL4	Travée	**16,08**	246.10	5.80	Oui
	Appui	**20,10**	351.70	7.60	Oui
PL5	Travée	**16,08**	245.80	5.80	Oui
	Appui	**20,10**	353.30	7.60	Oui

Tableau 6-9 : vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS

On remarque que les vérifications des contraintes sont satisfaisantes.

b. Armatures de peau :

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 120 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au mois 3cm²/m.l posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre.

Ap=3*1.2 = 3.6cm², donc on adopte **4HA12=4.52cm².**

c. Armatures transversales :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d}$$

	V_u	τ_u	$[\tau]$	A_t (cm^2)	S (cm)	
					Zone nodale	Zone courante
PL1	674.60	2.05	3.33	4HA10= 3.14	10	15
PL2	455.40	1.38	3.33	4HA10= 3.14	10	15
PL3	600.00	1.82	3.33	4HA10= 3.14	10	15
PL4	814.70	1.81	3.33	4HA10= 3.14	10	15
PL5	813.40	1.81	3.33	4HA10= 3.14	10	15

Tableau 6-10 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage

VI.4.Le refend de soutènement :

VI.4.1.Introduction :

Le voile de soutènement est supposé comme une dalle pleine encastré a quatre coté, il reprend les forces du aux poussées de la terre et celle de la route adjacente.

VI.4.2.Prédimensionnement :

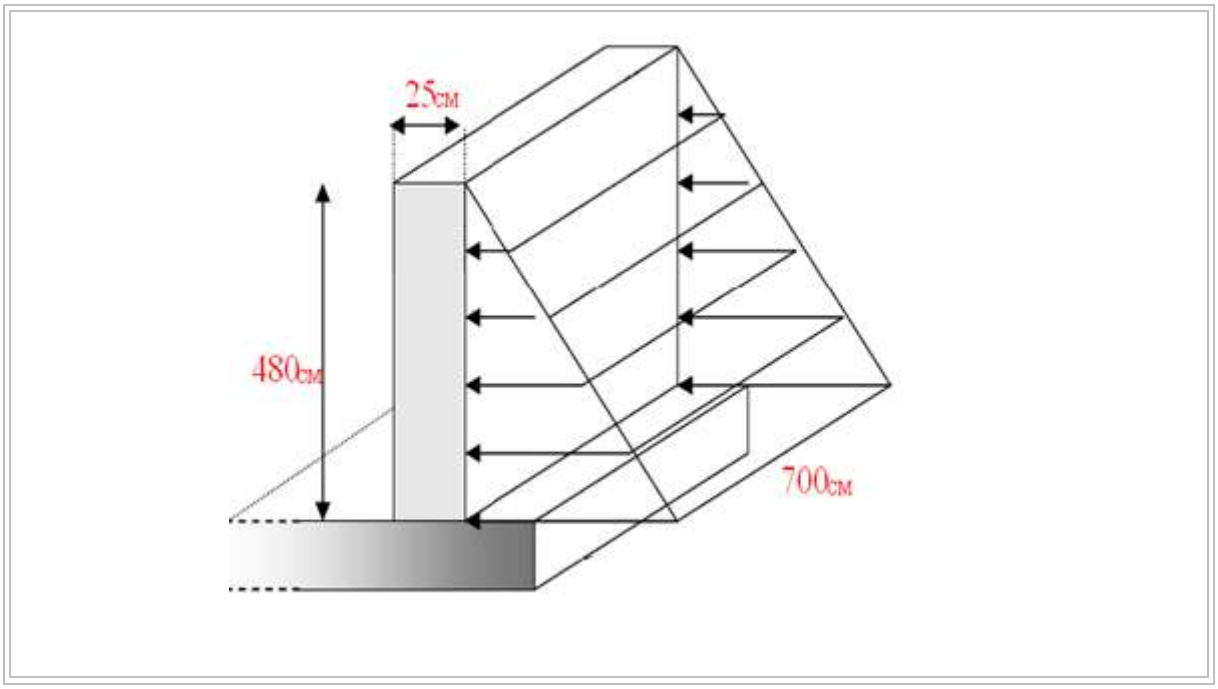


Figure 6.3 : Dimensions de refend de soutènement

Nous avons une condition à vérifier :

Résistance à la flexion :

$$e \geq \frac{L_x}{20} \Rightarrow e \geq 24cm$$

On prend 25cm l'épaisseur du voile .

VI.4.3. Détermination des charges permanentes et charges d'exploitation :

Données : d'après le rapport de sol on a :

$$P = \frac{1}{2} k_a \gamma H^2$$

$$k_a = tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) = tg^2(\frac{180}{4} - \frac{21.5}{2}) = 0.463$$

On a: $P = \frac{1}{2}(0.463)(22.6)(4.8)^2 = 120.542kN$

On prend la charge de la chaussé avoisinante q=2.5kN

VI.4.4 : Calcul par la méthode des lignes de ruptures :

Une seul type de rupture possible est à envisager ;

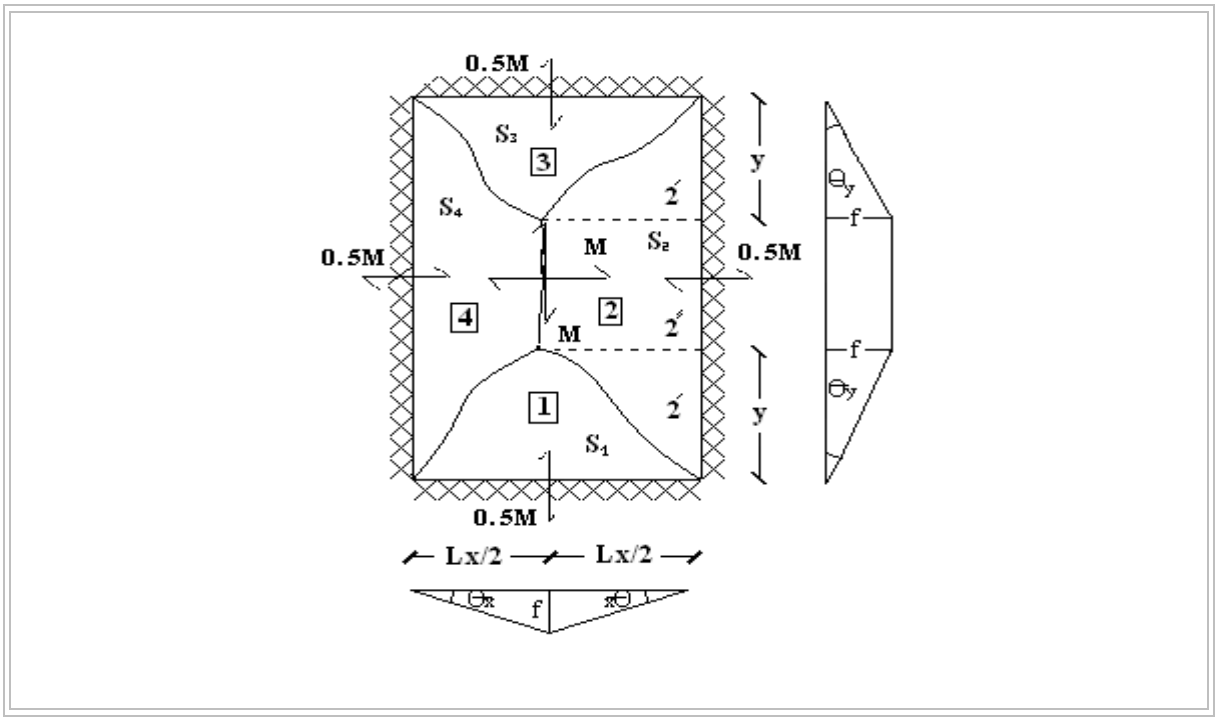


Figure 6.4 : Les lignes de rupture

$$M = q\frac{(-2.3y + 16.8)}{(\frac{9.6}{y} + 5.83)}$$

Pour déterminer " y " on dérive " q " par rapport a " y ".

$$\frac{dq}{dy} = 0 \Rightarrow -13.409\,y^2 - 44.16y + 161.28 = 0 \Rightarrow y = 2.19\,m$$

On remplace " y " on trouve : M=0.725q

$$M_t = M = 0.725.q_u = 0.725 \times (123.04) = 89.20\ KN.m$$

$M_a = 0.5.M = 0.5 \times 187.41 = 44.602\,KN.m$

VI.4.5. Calcul du ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est peu nuisible.

f_{c28}	25 MPa	h	25 cm
f_{t28}	2,1 MPa	d	23 cm
f_e	400 MPa	c	2 cm
$\sigma_{b\ adm}$	14.2 MPa	c'	2 cm
$\sigma_{s\ adm}$	348 MPa	b	100 cm

Tableau 6.11 : Les données

Hauteurs utiles: $\begin{cases} d_x = 25 - 2 - \frac{2}{2} = 22\,cm \\ d_y = 22. - \frac{2+2}{2}. = 20\,cm \end{cases}$

Tel que: $\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2}$ et $A = \frac{M_u}{\sigma_s.d.\beta.}$

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant:

		M_u (kN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²)
Sens x	En travée	89.20	0.119	0.936	11.9	0.00	2.50
	En appuis	44.60	0.059	0.97	5.74	0.00	2.50
Sens y	En travée	89.20	0.119	0.936	11.9	0.00	2.50

	En appuis	44.60	0.059	0.97	5.74	0.00	2.50

Tableau 6.12 : Calcul des sections d'acier de la dalle

VI.4.5.1. Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{25 \times 100}{1000} = 2.50\,cm^2$$

Donc on adopte les sections en travées: $\begin{cases} A_x = 8HA14 = 12.31\,cm^2 \\ A_y = 8HA14 = 12.31\,cm^2 \end{cases}$

Et on adopte les sections en appuis : $\begin{cases} A_x = 4HA14 = 6.15\,cm^2 \\ A_y = 4HA14 = 6.15\,cm^2 \end{cases}$

VI.4.5.2.Condition d'espacement :

$$\overline{S}_t = \text{Min}[2h = 50\,cm, 22\,cm] = 22\,cm$$

On prend : S = 25 cm

VI.4.5.3.Vérification de l'effort tranchant :

Suivant Lx: $\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 \cdot d_x} \le \overline{\tau}_u = \frac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b}$

$$V_{ux} = \frac{P_u \cdot L_x \cdot L_y}{2L_y + L_x} = 191.39KN$$

$$\tau_{ux} = \frac{191.39 \times 10^3}{1000 \times 220} = 0.869\,MPa < \overline{\tau}_u = 1.16\,MPa \text{ (Condition vérifié)}$$

Suivant Ly: $\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 \cdot d_y} \le \overline{\tau}_u = 1.16MPa$

$$V_{ux} = \frac{P_u \cdot L_x \cdot L_y}{3L_y} = 164.05KN$$

$$\tau_u = \frac{164.05 \times 10^3}{1000 \times 200} = 0.820\,MPa < \overline{\tau}_u = 1.16\,MPa \text{ (Condition vérifié)}$$

Le béton peut supporter tout seul l'effort de cisaillement, alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VI.4.5.4 Vérification à l'E.L.S :

Béton : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 15MPa$

Acier : La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

		M_{ser} (Kn.m)
Sens x	travée	$1.515*q_{ser}=1.515*120.542=182.62$
	appuis	$0.5*M_t=0.5*182.62=91.31$
Sens y	travée	$1.515*q_{ser}=1.515*120.542=182.62$
	appuis	$0.5*M_t=0.5*182.62=91.31$

Tableau 6.13 : Calcul de M service

VI.4.5.5.Détermination de la valeur de « y » :

$50y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$

Moment d'inertie : $I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

		M_{ser} (Kn.m)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	K (N/mm	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_b$
Sens x	travée	182.62	2.01	10.35	104811.059	1.324	1.324	OUI
	appuis	91.31	2.01	10.35	104811.059	1.324	0.662	OUI
Sens y	travée	182.62	2.01	10.35	104811.059	1.324	1.324	OUI
	appuis	2.84	2.01	10.35	104811.059	1.324	0.662	OUI

Tableau 6.14 : Vérification à l'ELS

VI.4.5.6Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\begin{cases} *\dfrac{h}{L_x} \geq \dfrac{M_t}{20M_x} \\ *\dfrac{h}{L_x} \geq \dfrac{1}{27} à \dfrac{1}{35} \\ *\dfrac{A_s}{bd} \leq \dfrac{2}{fe} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0{,}052 > 0{,}05 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée \\ 0{,}052 > 0{,}028 à 0{,}037 \ldots\ldots\ldots vérifiée \\ 5.10^{-3} < 5.10^{-3} \ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée \end{cases}$$

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

VI.5. Les longrines :

Les longrines sont des poutres, en béton armé qui relient les poteaux entre eux au niveau des fondations.

Elle jouent le rôle de chainage et sont calculées en traction simple.

VI.5.1. Pré dimensionnement :

Pour un sol de fondation de catégorie ''S2'', les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 25 x 30cm².

On adopte une section de 30 x 40.

VI.5.2. Sollicitations :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F " égale à :

$$Fu = \frac{Nu}{\alpha} = \frac{237.35}{12} = 205.64 \text{ kN}$$

$$F_{ser} = \frac{N_{ser}}{\alpha} = \frac{1785{,}45}{12} = 148.78 \text{kN}$$

Avec :

- ✓ N: effort à la base du poteau le plus sollicité.
- ✓ α=12: coefficient de site en fonction de la zone sismique.

VI.5.3. Ferraillage :

Étant donné que le béton tendu est négligé, il en résulte que les armatures longitudinales doivent pouvoir équilibrer la force de traction F :

VI.5.3.a. A l'état limite ultime :

Les armatures longitudinales sont données par: $A_u = \frac{Fu}{\sigma_s}$

Où : Fu = 205.64 kN

Alors: $A_u = \frac{205.65*10^3}{348} = 5.90 cm^2$

VI.5.3.b. condition de non fragilité :

On doit aussi respecter la condition de non fragilité de la section de béton armé donnée par le CBA 93 :

$$A \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

Alors: $A \geq \frac{(30*40)*2.1}{400} \Rightarrow A \geq 6.3 cm^2$

Donc on adopte A=6HA14=9.23cm²

VI.5.3.c. vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

Fser = 148.78 kN

Alors:

$$\sigma s = \frac{F_{ser}}{A} = \frac{148.78\ 10^3}{923} = 161.19 MPa \leq \overline{\sigma}_s = 202\ MPa$$ (Condition vérifié)

Le ferraillage minimum doit être de 0,6 % de la section B :

$A_{min} = \frac{0,6b.h}{100} = \frac{0,6*30*40}{100} = 7.2 cm^2$ Donc on adopte A=6HA14=9.23 cm²

VI.5.3.d. Armatures transversales :

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montage destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est défini par le RPA qui doit être inférieur au Min (20 cm ; 15Φ□).

❖ **section :**

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4.66\text{mm}$$

On adopte $\varphi_t = 8\,\text{mm}$

At = 4ϕ8 = 201 mm²

❖ **Espacement:**

$$S_t = \min\left[20\text{cm}; 15\varphi_l\right] = \min\left[20\text{cm}; 21\text{cm}\right]$$

On adopte St = 15 cm.

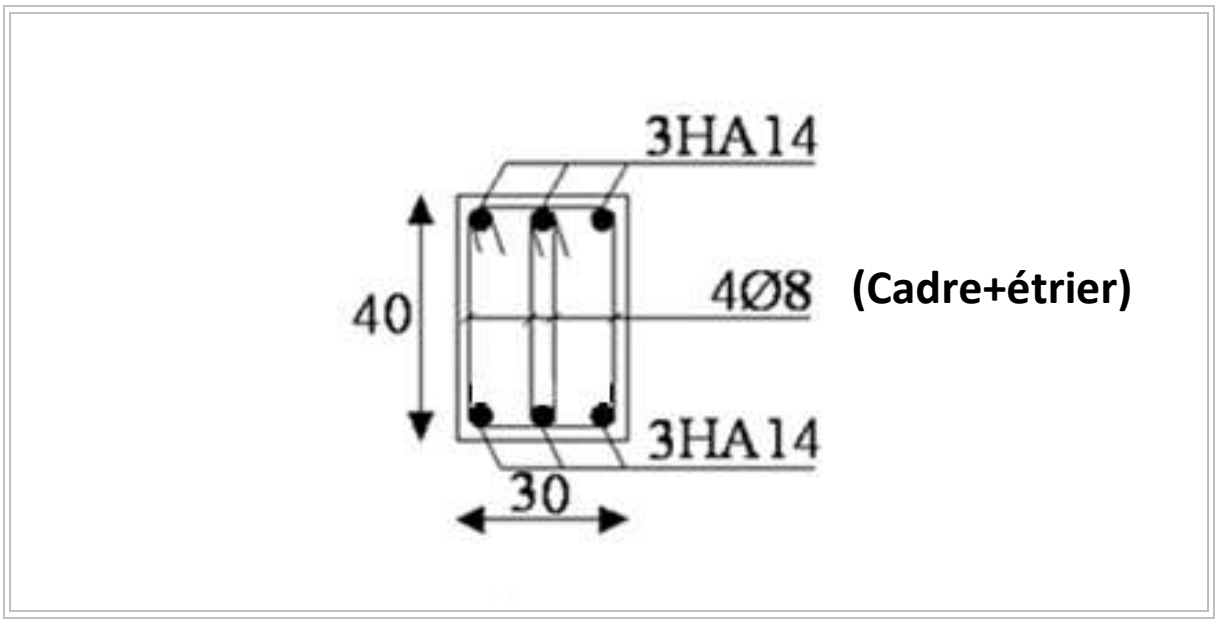


Figure 6-5 : Ferraillage de la longrine

CONCLUSION

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation , d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris dans la conception des structures des bâtiments.

Dans cette optique, on a dimensionné et vérifié les éléments résistants principaux et secondaires de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation universitaire.

Enfin, notre objectif principal de l'ingénieur était de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

BIBLIOGRAPHIE

[1] Le projet de béton armé Henry Thonier.
[2] Conception et calcul des structures de bâtiment tome 1 Henry Thonier.
[3] Conception et calcul des structures de bâtiment tome 2 Henry Thonier.
[4] La construction en zone sismique V.Davidovici
[5] Règles parasismiques Algériennes RPA 99 version 2003
[6] Règle de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93
[7] Charges permanentes et charges d'exploitation DTR8.C.22